

UNIVERSIDAD PERUANA UNIÓN
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
Escuela Profesional de Ingeniería Civil



Una Institución Adventista

Evaluación del desempeño por viento a partir de un diseño sísmico de una edificación de concreto armado en la ciudad de Juliaca.

Por:

Félix Ticona Candia

Asesor:

Ing. Herson Duberly Pari Cusi

Juliaca, abril de 2019

DECLARACIÓN JURADA DE AUTORÍA DEL INFORME DE TESIS

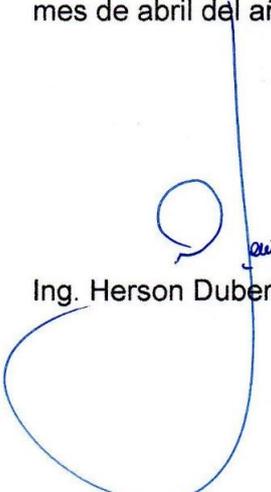
Ing. Herson Duberly Pari Cusi, de la Facultad de Ingeniería y Arquitectura, Escuela Profesional de Ingeniería Civil, de la Universidad Peruana Unión.

DECLARO:

Que el presente informe de investigación titulado: "EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO POR VIENTO A PARTIR DE UN DISEÑO SÍSMICO DE UNA EDIFICACIÓN DE CONCRETO ARMADO EN LA CIUDAD DE JULIACA" constituye la memoria que presenta el bachiller Félix Ticona Candia para aspirar al título Profesional de Ingeniero Civil ha sido realizada en la Universidad Peruana Unión bajo mi dirección.

Las opiniones y declaraciones en este informe son de entera responsabilidad del autor, sin comprometer a la institución.

Y estando de acuerdo, firmo la presente declaración en Juliaca a los tres días del mes de abril del año dos mil diecinueve.


Ing. Herson Duberly Pari Cusi

Evaluación del desempeño por viento a partir de un diseño sísmico de una edificación de concreto armado en la ciudad de Juliaca

TESIS

Presentada para optar el título profesional de Ingeniero Civil

JURADO CALIFICADOR



Ing. Ecler Mamani Chambi

Presidente



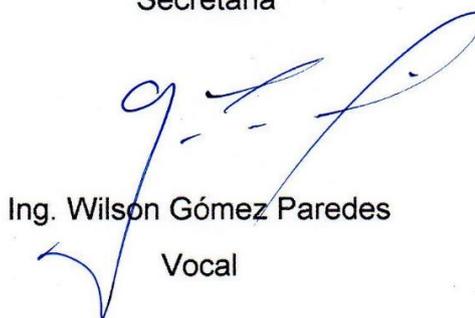
Ing. Juana Beatriz Aquise Pari

Secretaria



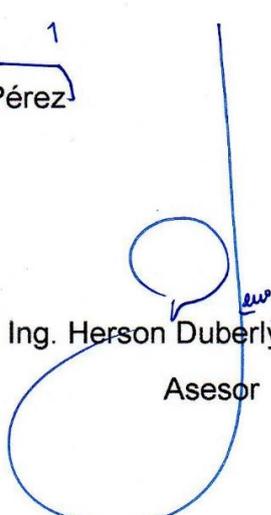
Ing. Willian Apaza Pérez

Vocal



Ing. Wilson Gómez Paredes

Vocal



Ing. Herson Duberly Pari Cusi

Asesor

Juliaca, 03 de abril del 2019

Dedicatoria

Estas labores van dedicadas en primer lugar a Dios, a mis padres, a mi hermanito y a toda mi familia por su infinito apoyo.

Agradecimientos

Agradezco a Dios, por haberme brindado la vida, salud, inteligencia, fuerza, capacidad y valor para culminar esta etapa de mi vida, quien fue mi ayuda y aliento en los momentos difíciles.

Expreso un profundo agradecimiento a las personas que me han apoyado de diversas formas, que gracias a ese apoyo brindado en distintos momentos difíciles este trabajo ha podido ser culminado. Y como no olvidar a mis amigos que siempre estuvieron en las buenas y en las malas ya que siempre conté en mi vida su respaldo incondicional de cada uno de ellos.

Asimismo, mi más sincero agradecimiento a la Escuela Profesional de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería y Arquitectura de la Universidad Peruana Unión y su plana de docente por la información recibida en las aulas, por el apoyo, dedicación brindada para llevar adelante este proyecto. En particular al Ing. Herson Duberly Pari Cusi, por el apoyo brindado en el desarrollo del presente proyecto.

De igual manera debo dar un especial agradecimiento a mis padres Ernesto Ticona Mamani y Eva Gloria Candia Arcaya, a mi hermanito Ronald Elvis Ticona Candia, por todo su apoyo, su sacrificio, su preocupación de ellos hacia mí en todo momento y sus consejos que me ayudaron para afrontar los malos momentos que se me han presentado a lo largo de esta etapa de mi vida profesional.

Índice general

	Pág.
Dedicatoria	iv
Agradecimientos	v
Índice general	vi
Índice de tablas.....	xi
Índice de figuras	xiv
Índice de anexos.....	xvii
Símbolos usados	xviii
Resumen	xix
Abstract	xx
CAPÍTULO I	21
EL PROBLEMA.....	21
1.1. Identificación del problema	21
1.2. Formulación del problema	21
1.2.1. Problema general	21
1.2.2. Problemas específicos.....	21
1.3. Justificación	22
1.4. Objetivos	22
1.4.1. Objetivo general	22
1.4.2. Objetivos específicos.....	22
1.5. Alcances y limitaciones.....	22
1.5.1. Alcances.....	22
1.5.2. Limitaciones.....	23
CAPÍTULO II	24
REVISIÓN DE LITERATURA	24
2.1. Introducción	24
2.2. Antecedentes de investigación	24
2.2.1. Antecedentes internacionales.....	24
2.2.2. Antecedentes nacionales.....	25
2.3. Base teórica.....	25
2.3.1. Acciones sobre las estructuras	25
2.3.2. Efectos dinámicos en los edificios	26
2.3.3. Resistencia a las cargas laterales de edificios	26
2.3.3.1. Aplicación de las fuerzas laterales.	26
2.3.4. Sismo	27

2.3.5.	Origen y naturaleza de los sismos	27
2.3.6.	Características de los sismos	27
2.3.7.	Las ondas sísmicas	28
2.3.7.1.	Tipos de ondas sísmicas.....	28
2.3.8.	Fuerzas debidas a los sismos.....	30
2.3.9.	Efecto sísmico en las construcciones	31
2.3.10.	Efectos de los sismos en edificios	31
2.3.11.	Respuesta de las estructuras ante los sismos.....	31
2.3.12.	Viento.....	31
2.3.13.	Origen de los vientos.....	32
2.3.14.	Efectos del viento en edificios	32
2.3.14.1.	Condiciones de viento.....	32
2.3.14.2.	Efectos generales del viento	33
2.3.15.	Respuesta de las estructuras ante la acción del viento	33
2.3.16.	Características de la incidencia del viento en edificios	35
2.3.16.1.	Cargas producidas por el viento en edificios	35
2.3.17.	Variación de la velocidad del viento con la altura	35
2.3.18.	Diseño sísmico de edificios	35
2.3.19.	Fundamentos del diseño sísmico de edificios	36
2.3.19.1.	Aspectos generales del diseño sísmico.....	36
2.3.19.2.	Aspectos fundamentales del diseño estructural.....	36
2.3.19.3.	Filosofía y principios del diseño sismorresistente.....	36
2.3.19.4.	Solicitaciones sísmicas	37
2.3.20.	Filosofía de diseño a cargas laterales	37
2.3.21.	Consideraciones de diseño	37
2.3.21.1.	Por sismo.....	37
2.3.21.2.	Por viento.....	38
2.3.22.	Concepción estructural sismorresistente	38
2.3.23.	Sistema estructural	38
2.3.23.1.	Sistema de concreto armado.....	38
2.3.24.	Análisis de estructuras	39
2.3.25.	Tipos de análisis	39
2.3.25.1.	Análisis estático o de fuerzas equivalentes con la Norma vigente E.030.....	39
2.3.25.2.	Análisis dinámico modal espectral con la Norma vigente E.030.....	39
CAPÍTULO III		40
MATERIALES Y MÉTODOS		40
3.1.	Metodología y tipo de investigación	40

3.1.1.	Metodología de investigación	40
3.1.2.	Tipo de investigación	40
3.2.	Diseño de investigación	40
3.3.	Procedimiento de investigación	41
3.3.1.	Análisis sísmico	41
3.3.2.	Análisis eólico	41
3.4.	Formulación de hipótesis	42
3.4.1.	Hipótesis general	42
3.4.2.	Hipótesis específicos	43
3.5.	Variables	43
3.5.1.	Variable independiente	43
3.5.2.	Variable dependiente	43
3.6.	Operacionalización de variables	43
3.7.	Objeto de estudio	44
3.8.	Materiales y equipos	44
3.8.1.	Materiales	44
3.8.2.	Equipos	44
3.9.	Descripción del lugar de estudio	44
3.10.	Normas utilizadas	44
3.10.1.	Norma E.030 “Diseño sismorresistente”	44
3.10.2.	Norma E.020 “Cargas”	45
3.10.3.	Norma E.060 “Concreto armado”	45
3.10.4.	Código ASCE 7-16	45
3.11.	Diseño sísmico del edificio de concreto armado	45
3.11.1.	Información general	45
3.11.2.	Características de los materiales	46
3.11.3.	Configuración en planta del proyecto arquitectónico	46
3.11.4.	Proyecto arquitectónico: Edificación de forma cuadrada.	46
3.11.5.	Proyecto arquitectónico: Edificación de forma rectangular.	49
3.11.6.	Predimensionamiento de la edificación de forma cuadrada.....	51
3.11.6.1.	Losa aligerada y vigas en edificios de 5, 10, 15 pisos.	51
3.11.6.2.	Columnas y placas en edificio de forma cuadrada: 5 pisos	52
3.11.6.3.	Columnas y placas en edificio de forma cuadrada: 10 pisos.	54
3.11.6.4.	Columnas y placas en edificio de forma cuadrada: 15 pisos.	56
3.11.7.	Predimensionamiento de la edificación de forma rectangular.....	58
3.11.7.1.	Losa aligerada y vigas en edificios de 5, 10, 15 pisos.	58
3.11.7.2.	Columnas y placas en edificio de forma rectangular: 5 pisos	59

3.11.7.3.	Columnas y placas en edificio de forma rectangular: 10 pisos	61
3.11.7.4.	Columnas y placas en edificio de forma rectangular: 15 pisos.	63
3.11.8.	Estructuración de la edificación de forma cuadrada.	65
3.11.8.1.	Edificio de forma cuadrada: 5 pisos.....	65
3.11.8.2.	Edificio de forma cuadrada: 15 pisos.....	65
3.11.9.	Estructuración de la edificación de forma rectangular	66
3.11.9.1.	Edificio de forma rectangular: 5 y 10 pisos.	66
3.11.9.2.	Edificio de forma rectangular: 15 pisos.....	66
3.11.10.	Metrado de cargas para Etabs	67
3.11.11.	Análisis estático y dinámico según la Norma E.030 2018.....	68
3.11.11.1.	Análisis estático y dinámico del edificio de forma cuadrada: 5 pisos.....	73
3.11.11.2.	Análisis estático y dinámico del edificio de forma cuadrada: 10 pisos.....	77
3.11.11.3.	Análisis estático y dinámico del edificio de forma cuadrada: 15 pisos.....	81
3.11.11.4.	Análisis estático y dinámico del edificio de forma rectangular: 5 pisos.....	85
3.11.11.5.	Análisis estático y dinámico del edificio de forma rectangular: 10 pisos.....	89
3.11.11.6.	Análisis estático y dinámico del edificio de forma rectangular: 15 pisos.....	93
3.12.	Análisis por viento del edificio de concreto armado.....	97
3.12.1.	Pasos para el cálculo de cargas de viento según la Norma E.020	97
3.12.2.	Consideraciones de cargas de viento para el análisis en Etabs	98
3.12.3.	Análisis eólico del edificio de concreto armado en Etabs	99
3.12.3.1.	Análisis eólico del edificio de forma cuadrada: 5 pisos.	100
3.12.3.2.	Análisis eólico del edificio de forma cuadrada: 10 pisos.	102
3.12.4.	Análisis eólico del edificio de forma cuadrada: 15 pisos	106
3.12.4.1.	Análisis eólico del edificio de forma rectangular: 5 pisos.	110
3.12.4.2.	Análisis eólico del edificio de forma rectangular: 10 pisos.	113
3.12.4.3.	Análisis eólico del edificio de forma rectangular: 15 pisos.	116
CAPÍTULO IV.....		121
RESULTADOS Y DISCUSIONES		121
4.1.	Generalidades	121
4.2.	Presentación de resultados	121
4.2.1.	Resultados de las cargas laterales de sismo y viento	121
4.2.1.1.	Evaluación de las cargas de viento respecto a las cargas de sismo.....	126
4.2.2.	Resultados de las derivas de entrepiso por sismo y viento	126
4.2.2.1.	Evaluación de las derivas por viento respecto a las derivas por sismo.....	133
4.2.2.2.	Evaluación de las derivas por sismo y viento respecto a su deriva límite.	134
4.2.2.3.	Evaluación de las derivas por viento mediante una progresión aritmética. ...	135
4.2.3.	Resultados de los desplazamientos laterales por sismo y viento	137

4.2.3.1.	Evaluación de los desplazamientos por viento respecto al sismo.....	142
4.2.4.	Resultados de las fuerzas internas máximas por sismo y viento.....	143
4.2.5.	Diseño de acero de una viga por sismo y viento.....	144
4.3.	Discusión de resultados.....	147
4.3.1.	Verificación de la hipótesis.....	148
4.3.1.1.	Verificación de la hipótesis general de la investigación.....	149
4.3.1.2.	Verificación de la hipótesis específica 01 de la investigación.....	149
4.3.1.3.	Verificación de la hipótesis específica 02 de la investigación.....	152
CAPÍTULO V.....		156
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....		156
5.1.	Conclusiones.....	156
5.1.1.	Conclusión general.....	156
5.1.2.	Conclusiones específicos.....	156
5.2.	Recomendaciones.....	158
Referencias bibliográficas.....		159
Anexos.....		161

Índice de tablas

	Pág.
Tabla 3.1. <i>Diseño de la investigación</i>	41
Tabla 3.2. <i>Operacionalización de variables</i>	43
Tabla 3.3. <i>Cargas repartidas equivalentes de la tabiquería</i>	67
Tabla 3.4. <i>Valores de espectro pseudo-aceleraciones</i>	70
Tabla 3.5. <i>Derivas por análisis estático del edificio de forma cuadrada: 5 pisos</i>	74
Tabla 3.6. <i>Derivas por análisis dinámico del edificio de forma cuadrada: 5 pisos</i>	75
Tabla 3.7. <i>Desplazamientos por sismo del edificio de forma cuadrada: 5 pisos</i>	76
Tabla 3.8. <i>Derivas por análisis estático del edificio de forma cuadrada: 10 pisos</i>	78
Tabla 3.9. <i>Derivas por análisis dinámico del edificio de forma cuadrada: 10 pisos</i>	79
Tabla 3.10. <i>Desplazamientos por sismo del edificio forma cuadrada: 10 pisos</i>	80
Tabla 3.11. <i>Derivas por análisis estático del edificio de forma cuadrada: 15 pisos</i>	82
Tabla 3.12. <i>Derivas por análisis dinámico del edificio de forma cuadrada: 15 pisos</i>	83
Tabla 3.13. <i>Desplazamientos por sismo del edificio forma cuadrada: 15 pisos</i>	84
Tabla 3.14. <i>Derivas por análisis estático del edificio de forma rectangular: 5 pisos</i>	86
Tabla 3.15. <i>Derivas por análisis dinámico del edificio de forma rectangular: 5 pisos</i>	87
Tabla 3.16. <i>Desplazamientos por sismo del edificio forma rectangular: 5 pisos</i>	88
Tabla 3.17. <i>Derivas por análisis estático del edificio de forma rectangular: 10 pisos</i>	90
Tabla 3.18. <i>Derivas por análisis dinámico del edificio de forma rectangular: 10 pisos</i>	91
Tabla 3.19. <i>Desplazamientos por sismo del edificio forma rectangular: 10 pisos</i>	91
Tabla 3.20. <i>Derivas por análisis estático del edificio de forma rectangular: 15 pisos</i>	94
Tabla 3.21. <i>Derivas por análisis dinámico del edificio de forma rectangular: 15 pisos</i>	95
Tabla 3.22. <i>Desplazamientos por sismo del edificio forma rectangular: 15 pisos</i>	96
Tabla 3.23. <i>Factores de forma (C) según la Norma E.020 del R.N.E.</i>	97
Tabla 3.24. <i>Cargas de viento en la dirección X del edificio forma cuadrada: 5 pisos</i>	100
Tabla 3.25. <i>Cargas de viento en la dirección Y del edificio forma cuadrada: 5 pisos</i>	100
Tabla 3.26. <i>Derivas por viento del edificio de forma cuadrada: 5 pisos</i>	101
Tabla 3.27. <i>Desplazamientos por viento del edificio de forma cuadrada: 5 pisos</i>	101
Tabla 3.28. <i>Cargas de viento en la dirección X del edificio forma cuadrada: 10 pisos</i>	102
Tabla 3.29. <i>Cargas de viento en la dirección Y del edificio forma cuadrada: 10 pisos</i>	103
Tabla 3.30. <i>Derivas por viento del edificio de forma cuadrada: 5 pisos</i>	104
Tabla 3.31. <i>Desplazamientos por viento del edificio de forma cuadrada: 10 pisos</i>	105
Tabla 3.32. <i>Cargas de viento en la dirección X del edificio forma cuadrada: 15 pisos</i>	106
Tabla 3.33. <i>Cargas de viento en la dirección Y del edificio forma cuadrada: 15 pisos</i>	107
Tabla 3.34. <i>Derivas por viento del edificio de forma cuadrada: 15 pisos</i>	108

Tabla 3.35. <i>Desplazamientos por viento del edificio de forma cuadrada: 15 pisos.....</i>	109
Tabla 3.36. <i>Cargas de viento en la dirección X del edificio forma rectangular: 5 pisos...110</i>	110
Tabla 3.37. <i>Cargas de viento en la dirección Y del edificio forma rectangular: 5 pisos...111</i>	111
Tabla 3.38. <i>Derivas por viento del edificio de forma rectangular: 5 pisos.....111</i>	111
Tabla 3.39. <i>Desplazamientos por viento del edificio de forma rectangular: 5 pisos.....112</i>	112
Tabla 3.40. <i>Cargas de viento en la dirección X del edificio forma rectangular: 10 pisos.113</i>	113
Tabla 3.41. <i>Cargas de viento en la dirección Y del edificio forma rectangular: 10 pisos.114</i>	114
Tabla 3.42. <i>Derivas por viento del edificio de forma rectangular: 10 pisos.....115</i>	115
Tabla 3.43. <i>Desplazamientos por viento del edificio de forma rectangular: 10 pisos.....115</i>	115
Tabla 3.44. <i>Cargas de viento en la dirección X del edificio forma rectangular: 15 pisos.116</i>	116
Tabla 3.45. <i>Cargas de viento en la dirección Y del edificio forma rectangular: 15 pisos.117</i>	117
Tabla 3.46. <i>Derivas por viento del edificio de forma rectangular: 15 pisos.....119</i>	119
Tabla 3.47. <i>Desplazamientos por viento del edificio de forma rectangular: 15 pisos.....119</i>	119
Tabla 4.1. <i>Cargas de sismo y viento en edificio de forma cuadrada: 5 pisos121</i>	121
Tabla 4.2. <i>Cargas de sismo y viento en edificio de forma cuadrada: 10 pisos122</i>	122
Tabla 4.3. <i>Cargas de sismo y viento en edificio de forma cuadrada: 15 pisos122</i>	122
Tabla 4.4. <i>Cargas de sismo y viento en edificio de forma rectangular: 5 pisos123</i>	123
Tabla 4.5. <i>Cargas de sismo y viento en edificio de forma rectangular: 10 pisos.....124</i>	124
Tabla 4.6. <i>Cargas de sismo y viento en edificio de forma rectangular: 15 pisos.....125</i>	125
Tabla 4.7. <i>Porcentaje de las cargas de viento respecto a las cargas de sismo.....126</i>	126
Tabla 4.8. <i>Derivas por sismo y viento del edificio de forma cuadrada: 5 pisos.....126</i>	126
Tabla 4.9. <i>Derivas por sismo y viento del edificio de forma cuadrada: 10 pisos.....127</i>	127
Tabla 4.10. <i>Derivas por sismo y viento del edificio de forma cuadrada: 15 pisos.....128</i>	128
Tabla 4.11. <i>Derivas por sismo y viento del edificio de forma rectangular: 5 pisos.....129</i>	129
Tabla 4.12. <i>Derivas por sismo y viento del edificio de forma rectangular: 10 pisos130</i>	130
Tabla 4.13. <i>Derivas por sismo y viento del edificio de forma rectangular: 15 pisos131</i>	131
Tabla 4.14. <i>Porcentaje de las derivas elásticas por viento respecto al sismo133</i>	133
Tabla 4.15 <i>Porcentaje de las derivas por sismo y viento respecto al deriva límite134</i>	134
Tabla 4.16. <i>Evaluación de las derivas por viento mediante una progresión aritmética...135</i>	135
Tabla 4.17. <i>Desplazamientos por sismo y viento del edif. forma cuadrada: 5 pisos.....137</i>	137
Tabla 4.18. <i>Desplazamientos por sismo y viento del edif. forma cuadrada: 10 pisos137</i>	137
Tabla 4.19. <i>Desplazamientos por sismo y viento del edif. forma cuadrada: 15 pisos138</i>	138
Tabla 4.20. <i>Desplazamientos por sismo y viento del edif. forma rectangular: 5 pisos139</i>	139
Tabla 4.21. <i>Desplazamientos por sismo y viento del edif. forma rectangular: 10 pisos ..140</i>	140
Tabla 4.22. <i>Desplazamientos por sismo y viento del edif. forma rectangular: 15 pisos ..141</i>	141
Tabla 4.23. <i>Porcentajes de los desplazamientos por viento respecto a los de sismo.....142</i>	142
Tabla 4.24. <i>Fuerzas internas máximas con cargas de sismo.....143</i>	143

Tabla 4.25. <i>Fuerzas internas máximas con cargas de sismo y viento</i>	143
Tabla 4.26. <i>Datos para un edificio de forma cuadrada por viento</i>	150
Tabla 4.27. <i>Medidas de tendencia central y variabilidad en edif. de forma cuadrada</i>	150
Tabla 4.28. <i>Datos para un edificio de forma rectangular por viento</i>	150
Tabla 4.29. <i>Medidas de tendencia central y variabilidad en edif. de forma rectangular</i> ..	150
Tabla 4.30. <i>Datos para un edificio de 5 pisos por viento</i>	152
Tabla 4.31. <i>Medidas de tendencia central y variabilidad para un edif. de 5 pisos</i>	152
Tabla 4.32. <i>Datos para un edificio de 10 pisos por viento</i>	153
Tabla 4.33. <i>Medidas de tendencia central y variabilidad para un edif. de 10 pisos</i>	153
Tabla 4.34. <i>Datos para un edificio de 15 pisos por viento</i>	153
Tabla 4.35. <i>Medidas de tendencia central y variabilidad para un edif. de 15 pisos</i>	153

Índice de figuras

	Pág.
<i>Figura 2.1.</i> Propagación de la fuerza del viento en un edificio en forma de cajón.	27
<i>Figura 2.2.</i> Características de un sismo.	28
<i>Figura 2.3.</i> Onda primaria o longitudinal.	28
<i>Figura 2.4.</i> Onda secundaria o transversal.	29
<i>Figura 2.5.</i> Onda Love.	29
<i>Figura 2.6.</i> Onda Rayleigh.	29
<i>Figura 2.7.</i> Recorrido de las ondas de volumen y superficiales.	30
<i>Figura 2.8.</i> Flujo de aire sobre obstáculos fijos.	32
<i>Figura 2.9.</i> Efectos generales del viento.	33
<i>Figura 2.10.</i> Flujo en torno a un obstáculo.	34
<i>Figura 2.11.</i> Flujo del aire en torno a un edificio.	34
<i>Figura 2.12.</i> Fallas por viento.	34
<i>Figura 3.1.</i> Esquema seguido en la ejecución de la presente tesis.	42
<i>Figura 3.2.</i> Planta 1er piso del edificio de forma cuadrada: 5, 10 y 15 pisos.	47
<i>Figura 3.3.</i> Planta 2do piso del edificio de forma cuadrada: 5, 10 y 15 pisos.	47
<i>Figura 3.4.</i> Planta típica del edificio de forma cuadrada: 5, 10 y 15 pisos.	48
<i>Figura 3.5.</i> Planta azotea del edificio de forma cuadrada: 5, 10 y 15 pisos.	48
<i>Figura 3.6.</i> Planta 1er y 2do piso del edificio de forma rectangular: 5, 10 y 15 pisos.	49
<i>Figura 3.7.</i> Planta típica del edificio de forma rectangular: 5, 10 y 15 pisos.	50
<i>Figura 3.8.</i> Planta Azotea del edificio de forma rectangular: 5, 10 y 15 pisos.	50
<i>Figura 3.9.</i> Estructuración del edificio de forma cuadrada: 5 y 10 pisos.	65
<i>Figura 3.10.</i> Estructuración del edificio de forma cuadrada: 15 pisos.	65
<i>Figura 3.11.</i> Estructuración del edificio de forma rectangular: 5 y 10 pisos.	66
<i>Figura 3.12.</i> Estructuración del edificio de forma rectangular: 15 pisos.	66
<i>Figura 3.13.</i> Espectro de aceleración sísmica en la dirección X,Y.	70
<i>Figura 3.14.</i> Cargas estáticas para el análisis en Etabs.	71
<i>Figura 3.15.</i> Peso sísmico, adicionando las cargas según la Norma E 030.	71
<i>Figura 3.16.</i> Cargas dinámicas para el análisis en Etabs.	71
<i>Figura 3.17.</i> Combinaciones de carga con carga de sismo.	72
<i>Figura 3.18.</i> Modelado en Etabs del edificio de forma cuadrada: 5 pisos.	73
<i>Figura 3.19.</i> Fuerza axial máxima en columnas.	76
<i>Figura 3.20.</i> Fuerza cortante y momento flector máximo en vigas.	76
<i>Figura 3.21.</i> Modelado en Etabs del edificio de forma cuadrada: 10 pisos.	77
<i>Figura 3.22.</i> Fuerza axial máxima en columnas.	80

<i>Figura 3.23.</i> Fuerza cortante y momento flector máximo en vigas.	80
<i>Figura 3.24.</i> Modelado en Etabs del edificio de forma cuadrada: 15 pisos.	81
<i>Figura 3.25.</i> Fuerza axial máxima en columnas.	84
<i>Figura 3.26.</i> Fuerza cortante y momento flector máximo en vigas.	85
<i>Figura 3.27.</i> Modelado en Etabs del edificio de forma rectangular: 5 pisos.	85
<i>Figura 3.28.</i> Fuerza axial máxima en columnas.	88
<i>Figura 3.29.</i> Fuerza cortante y momento flector máximo en vigas.	88
<i>Figura 3.30.</i> Modelado en Etabs del edificio de forma rectangular: 10 pisos.	89
<i>Figura 3.31.</i> Fuerza axial máxima en columnas.	92
<i>Figura 3.32.</i> Fuerza cortante y momento flector máximo en vigas.	92
<i>Figura 3.33.</i> Modelado en Etabs del edificio de forma rectangular: 15 pisos.	93
<i>Figura 3.34.</i> Fuerza axial, fuerza cortante y momento flector máx. en columnas y vigas.	96
<i>Figura 3.35.</i> Patrones de carga de viento en Etabs.	98
<i>Figura 3.36.</i> Combinaciones de carga y envolvente de diseño con cargas de viento.	98
<i>Figura 3.37.</i> Cargas de viento en Etabs del edificio de forma cuadrada: 5 pisos.	101
<i>Figura 3.38.</i> Fuerza axial máxima en columnas.	102
<i>Figura 3.39.</i> Fuerza cortante y momento flector máximo en vigas.	102
<i>Figura 3.40.</i> Cargas de viento en Etabs del edificio de forma cuadrada: 10 pisos.	104
<i>Figura 3.41.</i> Fuerza axial máxima en columnas.	105
<i>Figura 3.42.</i> Fuerza cortante y momento flector máximo en vigas.	105
<i>Figura 3.43.</i> Cargas de viento en Etabs del edificio de forma cuadrada: 15 pisos.	108
<i>Figura 3.44.</i> Fuerza axial máxima en columnas.	109
<i>Figura 3.45.</i> Fuerza cortante y momento flector máximo en vigas.	110
<i>Figura 3.46.</i> Cargas de viento en Etabs del edificio de forma rectangular: 5 pisos.	111
<i>Figura 3.47.</i> Fuerza axial máxima en columnas.	112
<i>Figura 3.48.</i> Fuerza cortante y momento flector máximo en vigas.	112
<i>Figura 3.49.</i> Cargas de viento en Etabs del edificio de forma rectangular: 10 pisos.	114
<i>Figura 3.50.</i> Fuerza axial máxima en columnas.	115
<i>Figura 3.51.</i> Fuerza cortante y momento flector máximo en vigas.	116
<i>Figura 3.52.</i> Cargas de viento en Etabs del edificio de forma rectangular: 15 pisos.	118
<i>Figura 3.53.</i> Fuerza axial máxima en columnas.	120
<i>Figura 3.54.</i> Fuerza cortante y momento flector máximo en vigas.	120
<i>Figura 4.1.</i> Cargas de sismo y viento en edificio de forma cuadrada: 5 pisos.	121
<i>Figura 4.2.</i> Cargas de sismo y viento en edificio de forma cuadrada: 10 pisos.	122
<i>Figura 4.3.</i> Cargas de sismo y viento en edificio de forma cuadrada: 15 pisos.	123
<i>Figura 4.4.</i> Cargas de sismo y viento en edificación de forma rectangular: 5 pisos.	124
<i>Figura 4.5.</i> Cargas de sismo y viento en edificio de forma rectangular: 10 pisos.	124

<i>Figura 4.6.</i> Cargas de sismo y viento en edificio de forma rectangular: 15 pisos.	125
<i>Figura 4.7.</i> Derivas por sismo y viento del edificio de forma cuadrada: 5 pisos.....	127
<i>Figura 4.8.</i> Derivas por sismo y viento del edificio de forma cuadrada: 10 pisos.....	128
<i>Figura 4.9.</i> Derivas por sismo y viento del edificio de forma cuadrada: 15 pisos.....	129
<i>Figura 4.10.</i> Derivas por sismo y viento del edificio de forma rectangular: 5 pisos.	130
<i>Figura 4.11.</i> Derivas por sismo y viento del edificio de forma rectangular: 10 pisos.	131
<i>Figura 4.12.</i> Derivas por sismo y viento del edificio de forma rectangular: 15 pisos.	132
<i>Figura 4.13.</i> Evaluación de las derivas máx. por sismo y viento	133
<i>Figura 4.14.</i> Evaluación de las derivas máx. por sismo y viento	133
<i>Figura 4.15.</i> Evaluación de las derivas máx. por sismo, viento respecto al deriva límite	134
<i>Figura 4.16.</i> Evaluación de las derivas máx. por sismo, viento respecto al deriva límite	135
<i>Figura 4.17.</i> Progresión aritmética con las derivas por viento en edif. forma cuadrada ..	136
<i>Figura 4.18.</i> Progresión aritmética con las derivas por viento edif. forma rectangular	136
<i>Figura 4.19.</i> Desplazamientos por sismo y viento del edif. forma cuadrada: 5 pisos.	137
<i>Figura 4.20.</i> Desplazamientos por sismo y viento del edif. forma cuadrada: 10 pisos	138
<i>Figura 4.21.</i> Desplazamientos por sismo y viento del edif. forma cuadrada: 15 pisos. ...	139
<i>Figura 4.22.</i> Desplazamientos por sismo y viento del edif. forma rectangular: 5 pisos. ...	140
<i>Figura 4.23.</i> Desplazamientos por sismo y viento del edif. forma rectangular: 10 pisos.	140
<i>Figura 4.24.</i> Desplazamientos por sismo y viento del edif. forma rectangular: 15 pisos.	141
<i>Figura 4.25.</i> Evaluación de los desplazamientos máx. por sismo y viento	142
<i>Figura 4.26.</i> Evaluación de las derivas máx. por sismo y viento	142
<i>Figura 4.27.</i> Envolvente de diseño por combinaciones de cargas de sismo y viento	144
<i>Figura 4.28.</i> Áreas de acero por envolvente de diseño con cargas de sismo.	145
<i>Figura 4.29.</i> Áreas de acero por envolvente de diseño con cargas de sismo y viento....	145
<i>Figura 4.30.</i> Medidas de tendencia central, variabilidad según la forma de edificación..	151
<i>Figura 4.31.</i> Medidas de tendencia central, variabilidad según la forma de edificación..	151
<i>Figura 4.32.</i> Medidas de tendencia central, variabilidad según la forma de edificación..	151
<i>Figura 4.33.</i> Medidas de tendencia central, variabilidad según la altura de edificación ..	154
<i>Figura 4.34.</i> Medidas de tendencia central, variabilidad según la altura de edificación ..	154
<i>Figura 4.35.</i> Medidas de tendencia central, variabilidad según la altura de edificación ..	154

Índice de anexos

	Pág.
Anexo A: Mapa Eólico de Perú.	162
Anexo B: Planos arquitectónicos en Revit 2018.....	163

Símbolos usados

(A.E.)	: Análisis estático.
(A.D.)	: Análisis dinámico.
(At, A)	: Área tributaria.
(CV, CM)	: Carga viva y muerta respectivamente.
(CS)	: Carga de sismo.
(CVi)	: Carga de viento.
(CM _e)	: Carga muerta de entrepiso.
(CM _t)	: Carga muerta de techo.
(S/C)	: Sobrecarga en la estructura.
(g)	: Aceleración de la gravedad.
(N)	: Número de pisos de la edificación.
(P)	: Peso de la edificación.
(R)	: Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas.
(S)	: Factor de amplificación del suelo.
(C)	: Factor de amplificación sísmica.
(T)	: Periodo fundamental de vibración de la estructura.
(U)	: Factor de uso o importancia.
(V)	: Fuerza cortante en la base de la estructura.
(Z)	: Factor de zona.
(R _o)	: Coeficiente básico de reducción de las fuerzas sísmicas.
(I _a , I _p)	: Factor de irregularidad en altura y planta respectivamente.
(f'c)	: Resistencia a la compresión del concreto.
(Ec)	: Módulo de elasticidad del concreto.
(γc)	: Peso específico del concreto.
(σ)	: Módulo de Poisson.
(V _u)	: Resistencia última del elemento.
(V _n)	: Resistencia nominal al corte del elemento.
(V _c)	: Contribución del concreto a la resistencia del corte.
(V _s)	: Contribución del acero a la resistencia al corte.
(d)	: Longitud efectiva del elemento.
(ø)	: Factor de reducción para cortante.
(Ac, Acol)	: Área de columna.
(R.N.E.)	: Reglamento Nacional de Edificaciones.
(ASCE)	: American Society of Civil Engineers.

Resumen

Debido a la ocurrencia de fuertes vientos en la ciudad de Juliaca, surge la necesidad de conocer la influencia del viento en el diseño sísmico de una edificación de concreto armado; ya que actualmente los diseños convencionales de edificios se realizan bajo la norma E.030 procurando un adecuado desempeño por sismo. Por tanto, se realizó la presente investigación con el fin de evaluar el desempeño por viento a partir de un diseño sísmico según la forma y altura de una edificación de concreto armado; para lo cual se planteó seis modelos de edificios (con plantas de forma cuadrada y rectangular de 5, 10, 15 pisos respectivamente), en dónde se diseñó los planos arquitectónicos de cada modelo del edificio, posteriormente se realizó el predimensionamiento de los elementos estructurales, seguidamente el análisis sísmico y por último el análisis eólico empleando para ambos casos el software Etabs. En los edificios estudiados, las cargas, las derivas y los desplazamientos obtenidos por viento resultaron mucho menores y representan con porcentajes bajas respecto a los resultados por sismo. En dónde se concluye que, el diseño sísmico de una edificación de concreto tiene un desempeño eficiente y eficaz por viento en la ciudad de Juliaca, ya que las derivas por viento cumplieron con normalidad con la deriva límite dado por el código ASCE 7-16. Asimismo, el desempeño por viento según la forma de la edificación resultó ser más eficiente para un edificio de forma cuadrada ya que tuvo una respuesta estructural mucho mejor por viento resultando con menores derivas y desplazamientos; por otro lado, el desempeño por viento según la altura de edificación resultó ser más eficiente para un edificio de 5 pisos, en donde se demostró que un edificio de menor altura tiene un mejor comportamiento estructural por viento y resultó con menores derivas y desplazamientos.

Palabras clave: Desempeño por viento, análisis eólico, análisis sísmico, respuesta estructural.

Abstract

Due to the occurrence of strong winds in the city of Juliaca, there is a need to know the influence of wind on the seismic design of a reinforced concrete building; since currently the conventional designs of buildings are made under the E.030 standard, seeking an adequate performance due to earthquakes. Therefore, the present investigation was carried out in order to evaluate wind performance from a seismic design according to the shape and height of a reinforced concrete building; for which six models of buildings were proposed (with square and rectangular plants of 5, 10, 15 floors respectively), where the architectural plans of each model of the building were designed, then the pre-dimensioning of the structural elements was carried out, then the seismic analysis and finally the wind analysis using the Etabs software for both cases. In the buildings studied, the loads, drifts and displacements obtained by wind were much lower and represent with low percentages with respect to the results by earthquake. In which it is concluded that, the seismic design of a concrete building has an efficient and effective performance by wind in the city of Juliaca, since the wind drifts fulfilled normally with the limit drift given by the code ASCE 7-16. Likewise, the wind performance according to the shape of the building turned out to be more efficient for a square-shaped building since it had a much better structural response due to wind resulting in lower drifts and displacements; On the other hand, the wind performance according to the height of the building turned out to be more efficient for a 5-story building, where it was shown that a building of lower height has a better structural behavior due to wind and resulted in fewer drifts and displacements.

Key words: Performance by wind, wind analysis, seismic analysis, structural response.

CAPÍTULO I

EL PROBLEMA

1.1. Identificación del problema

La ciudad de Juliaca se caracteriza por la presencia de fuertes vientos durante los meses de Mayo – Setiembre. Debido a la ocurrencia de este fenómeno surge la necesidad de conocer la influencia del viento en el diseño sísmico de una edificación de concreto armado en dicha ciudad; ya que actualmente en los diseños convencionales de edificios de concreto armado se diseñan en base a la norma E.030 procurando un adecuado desempeño por sismo.

Además, El Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología en el año 2010 registró fuertes vientos con velocidades máximas de 40 km/h en las Provincias de San Román, Lampa y Melgar, el cual provocó desprendimiento de los materiales de construcción y techos de viviendas débiles.

Asimismo, Türkeli (2014) en su artículo científico menciona que “durante fuertes tormentas de viento, los edificios de concreto armado se dañan severamente o se colapsan, causando la pérdida de vidas y economía, que después de este acto de la naturaleza nos obliga a revisar nuestro conocimiento sobre el viento”.

Entonces, es la razón por lo que, se requiere evaluar el desempeño por viento a partir de un diseño sísmico de una edificación de concreto armado, con el fin de conocer la influencia de las cargas de viento en el diseño sísmico de un edificio.

1.2. Formulación del problema

1.2.1. Problema general

¿Una edificación de concreto armado tendrá un buen desempeño por viento a partir de un diseño sísmico en la ciudad de Juliaca?

1.2.2. Problemas específicos

- ¿Cuál es la influencia de la demanda por sismo y viento en la forma de la edificación como respuesta estructural?
- ¿Cuál es la influencia de la demanda por sismo y viento en la altura de la edificación como respuesta estructural?

1.3. Justificación

Debido a la ocurrencia de fuertes vientos en la ciudad de Juliaca durante los meses de Mayo – Setiembre, surge la necesidad de conocer la influencia del viento a partir de un diseño sísmico según la forma de configuración en planta y altura de una edificación de concreto armado en dicha ciudad. Pues anteriormente se han realizado trabajos de investigación analizando edificios solamente por sismo mas no por viento.

Por otro lado, el aporte de esta investigación es muy importante pues permitirá tener mayor información a los diseñadores de edificios de la intervención de las cargas de viento en el diseño sísmico de una edificación de concreto armado. Entonces, posterior a este estudio se pueda considerar o no las cargas de viento en los análisis de los edificios. Ya que es importante saber los efectos de este fenómeno en la forma y altura de los edificios para prevenir cualquier daño estructural, y así evitar costos a causa de dicho fenómeno, asegurando la estabilidad y resistencia de los edificios de concreto armado.

Si la presente investigación no se realiza, no se tendrá conocimiento de la influencia de las cargas de viento en la forma y altura del diseño sísmico de una edificación de concreto armado en la ciudad de Juliaca.

1.4. Objetivos

1.4.1. Objetivo general

Evaluar el desempeño por viento a partir de un diseño sísmico de una edificación de concreto armado en la ciudad de Juliaca.

1.4.2. Objetivos específicos

- Evaluar el desempeño por sismo y viento según la forma de la edificación de concreto armado.
- Evaluar el desempeño por sismo y viento según la altura de la edificación de concreto armado.

1.5. Alcances y limitaciones

1.5.1. Alcances

En el modelado del edificio de concreto armado, debido a que existen otros tipos de representación de los elementos estructurales, en este caso se realizó con los elementos tipo FRAME en el software Etabs. Por otro lado, para el análisis sísmico de la

estructura existen otros tipos y/o métodos de análisis, pero en esta investigación se empleó el análisis estático y dinámico espectral (lineal), ya que por dichos tipos de análisis se puede someter con normalidad las cargas de sismo y viento en los edificios. Asimismo, debido a la variedad de las cargas externas que puede intervenir en un edificio, en este caso para el análisis se sometió a cargas de sismo según la Norma E.030 y posteriormente se adicionó las cargas de viento según la Norma E.020 del Reglamento Nacional de Edificaciones (R.N.E.).

1.5.2. Limitaciones

En vista que el laboratorio de Estructuras de la Universidad Peruana Unión – Filial Juliaca aún no cuenta con el equipo de mesa vibradora y equipos como túnel de viento, para simular las cargas de viento en edificios, no se realizó la simulación del edificio a escala reducida aplicando las cargas de sismo y viento.

CAPÍTULO II

REVISIÓN DE LITERATURA

2.1. Introducción

En este capítulo, se da a conocer los antecedentes de los estudios ya realizados y las bases teóricas correspondientes al tema de la presente investigación, en primer lugar, temas en forma general de acciones sobre estructuras, seguido de temas sobre las acciones de las cargas de sismo y viento en edificios y finalmente los tipos de análisis de estructuras; son los que se van a desarrollar en seguida, puesto que forman parte del conocimientos básicos en los cuales se sustenta la presente tesis.

2.2. Antecedentes de investigación

2.2.1. Antecedentes internacionales

Vulcano (1998) en su investigación titulada “Comparative study of the earthquake and wind dynamic responses of base-isolated buildings” tuvo como fin de estudiar la respuesta dinámica de estructuras aisladas de base sometidas a fuertes terremotos o cargas de viento para buscar un diseño óptimo del sistema de aislamiento de bases. Para lo cual realizó un análisis dinámico por cargas de sismo y viento de dos edificios de hormigón armado de 3 y 5 pisos en Italia. En donde concluye que, la demanda de terremoto es mayor que la del viento; además, la diferencia es muy marcado para valores relativamente pequeños de la relación de aislamiento y la relación de resistencia.

Rosales, Bellés, Gonzalez y Chierchie (2003) en su investigación denominada “Simulaciones numéricas de acciones de viento y sismo y su relación con ensayos físicos” tuvieron como fin de realizar estudios físicos y computacionales para el análisis de los efectos de las cargas de sismo y viento sobre edificios de baja altura en Argentina. Para lo cual realizaron el modelado de dos tipos de acciones de sismo y viento, como también complementaron con simulaciones numéricas computacionales con la herramienta “Mechanical Event Simulation” de ALGOR. Donde concluyen que, los ensayos físicos y los estudios numéricos-computacionales no son reemplazables uno por el otro, sino que la complementariedad enriquece los resultados ya que ambos enfoques físico y numérico, poseen ventajas y desventajas.

Khushbu y Paresh (2013) en su investigación titulada “Analysis and Design of Diagrid Structural System for High Rise Steel Buildings” tuvieron como fin de comparar el análisis en términos de periodo de tiempo, el desplazamiento piso superior y la deriva entre niveles. Para lo cual realizaron un análisis estático y dinámico por cargas de sismo y viento

en el software Etabs a un edificio de sistema estructural tipo Diagrid (acero) de forma regular de 36 pisos en India. Los resultados que obtuvieron fueron los siguientes: Periodo fundamental: 3.14 seg, desplazamiento máximo por sismo: 0.04m, desplazamiento máximo por viento: 0.05m, deriva máxima por sismo: 0.00043 y deriva máxima por viento: 0.00049.

Toledo (2015) en su investigación titulada “Diseño de edificios altos por cargas de viento” tuvo como fin de conocer la incidencia que tienen las cargas de viento en un edificio alto y comparar entre las cargas de viento y sismo. Entonces realizó un análisis estático y dinámico por cargas de sismo y viento en Etabs de dos edificios de hormigón y acero con forma regular de 40 pisos en Ecuador. En donde concluye que, las derivas máximas por sismo y viento en edificio de hormigón son 0.042 y 0.002 respectivamente. Asimismo, las derivas por sismo y viento en edificio de acero son 0.07 y 0.02 respectivamente; además con esto concluye que, al momento de realizar el diseño estructural, las cargas de sismo ya incorporarían las cargas de viento, las cuales tienen una incidencia no relevante.

López (2016) en su investigación denominada “Aceleraciones en edificios altos inducidas por viento” tuvo como fin de estudiar las aceleraciones inducidas por el viento en un edificio alto. Para lo cual realizó un análisis dinámico por viento en el software Etabs de un edificio de concreto armado con forma regular de 25 pisos en México. En donde concluye que, las aceleraciones máximas del viento calculadas presentan en las plantas más altas del edificio.

2.2.2. Antecedentes nacionales

Lazo (2016) en su investigación titulada “Diseño estructural de edificio considerando la construcción por etapas” tuvo como fin de conocer la carga lateral de mayor incidencia en el diseño de un edificio alto. Para lo cual realizó un análisis dinámico modal espectral por cargas de sismo y viento en el software Etabs de un edificio de concreto armado con forma irregular de 24 pisos en Arequipa. En la que concluye que, las derivas obtenidos por la carga lateral de viento, alcanzan entre 9% al 11% de los obtenidos por la carga lateral de sismo, asimismo que la carga de sismo es la carga lateral que afecta más a la estructura.

2.3. Base teórica

2.3.1. Acciones sobre las estructuras

En las estructuras pueden actuar diferentes tipos de cargas y/o acciones, como se tiene la acción gravitatoria: el cual conforma el peso propio, la sobrecarga, por otro lado, se tiene las acciones térmicas que consiste en flujo de calor por conducción, convección o radiación, transitorios térmicos, asimismo se tiene a las acciones reológicas que son la

retracción, fluencia y por último se tiene a la acción del terreno que consiste en los empujes activos, asientos.

Por otro lado, existen otros tipos de acciones sobre una estructura en las cuales se tiene como las vibraciones, vientos, sismos, impactos y las ondas de explosiones.

2.3.2. Efectos dinámicos en los edificios

Ambrose y Vergun (1986) describen que “las fuerzas de viento y sismo no solo son horizontales. Debido a los efectos aerodinámicos y a las presiones negativas (succión), las fuerzas de viento pueden actuar hacia arriba o hacia abajo” (p.15).

“Muchas cubiertas se desprenden de sus apoyos durante las tormentas debido a que no fueron sujetas hacia abajo (en contra de la succión del viento) tanto como para arriba (en contra de las fuerzas de gravedad)” (Ambrose y Vergun, 1986, p.15).

2.3.3. Resistencia a las cargas laterales de edificios

“Para entender cómo resiste un edificio los efectos de las cargas laterales de viento y sismo es necesario considerar la manera de aplicación de las fuerzas y luego visualizar cómo estas fuerzas transfieren a través del sistema estructural lateralmente resistente” (Ambrose y Vergun, 1986, p.29).

2.3.3.1. Aplicación de las fuerzas laterales.

“La aplicación de las fuerzas de viento en un edificio cerrado se da en forma de presiones que actúan perpendicularmente a las superficies exteriores del edificio. Estas fuerzas pueden actuar hacia adentro (presión positiva) o hacia afuera (succión negativa)” (Ambrose y Vergun, 1986, p.29).

Ambrose y Vergun (1986) mencionan que “la forma del edificio y la dirección del viento determinan fundamentalmente la naturaleza de la distribución de las presiones en las diversas superficies exteriores del edificio” (p.29).

Ambrose y Vergun (1986) muestran un edificio en forma de cajón la acción de un viento perpendicular a uno de sus lados planos tal como se aprecia en la figura 2.1.

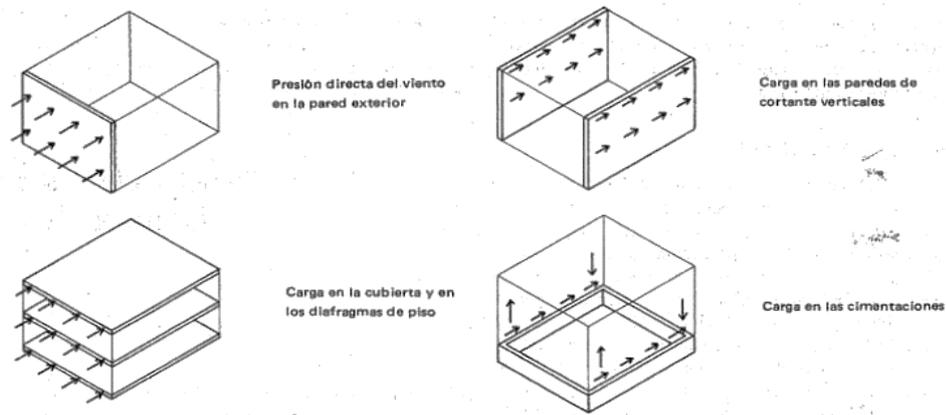


Figura 2.1. Propagación de la fuerza del viento en un edificio en forma de cajón. Tomada de Ambrose y Vergun, 1986.

2.3.4. Sismo

Ortega (2011) define que “un sismo es un movimiento brusco errático de la superficie terrestre. Las vibraciones no poseen una trayectoria específica y pueden presentarse en cualquier dirección” (p.2).

Asimismo, según Ortega (2011) existen tres clases de movimientos sísmicos: tectónicos, volcánicos y artificiales.

- El primero es producto de la tensión de las placas tectónicas.
- Los volcánicos anuncian el lugar de las erupciones y pocas veces son destructivos.
- Los sismos artificiales es producto de las acciones humanas en el subsuelo.

“De las tres clases de movimientos, la más importante es la de origen tectónico debido a que la misma libera el 80% de la energía sísmica del planeta” (Ortega, 2011, p.2).

2.3.5. Origen y naturaleza de los sismos

Robles y García (2000) mencionan que “los sismos pueden tener origen volcánico o tectónico. Los sismos tectónicos, que son los que suelen tener consecuencias graves, consisten en movimientos irregulares del suelo producidos por las ondas sísmicas ocasionadas por una falla de terreno” (p.7).

2.3.6. Características de los sismos

Tavera (1993) expresa que “cuando se produce un sismo, se genera una liberación de energía en el medio circundante. Esta energía rompe el equilibrio isostático del interior

de la Tierra generando una ruptura o fractura, esta energía liberada se llama: ondas sísmicas (ver figura 2.2)” (p.14).

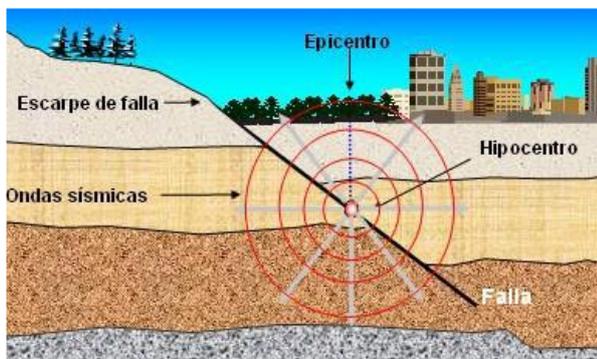


Figura 2.2. Características de un sismo.
Tomada de Santos, 2015.

2.3.7. Las ondas sísmicas

Robles y García (2000) definen que “las ondas sísmicas son de dos tipos: ondas de cuerpo y ondas superficiales”.

“Las ondas de cuerpo pueden ser longitudinales y transversales. Las ondas longitudinales, también llamadas ondas P (primarias), son las más rápidas y son las que primero se registran en los sismógrafos. Las ondas transversales se denominan de cortante” (Robles y García, 2000, p.11).

2.3.7.1. Tipos de ondas sísmicas.

En el manual de Cenepred (2015) describe de la siguiente manera:

- a. **Profundas o corpóreas:** “Se propagan de manera esférica por el interior de la Tierra, se forman a partir del hipocentro” (Cenepred, 2015, p.35).

 - **Primarias (P) o longitudinales:** “Son las más rápidas en propagarse (6 – 10 km/s) y por lo tanto las primeras en ser detectadas por los sismógrafos. Su vibración es paralela al plano de propagación, de manera que actúan comprimiendo y dilatando el terreno” (Cenepred, 2015, p.35).

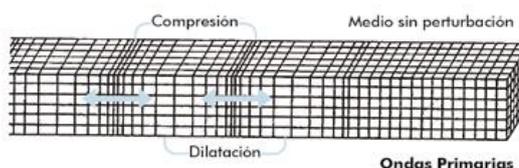


Figura 2.3. Onda primaria o longitudinal.
Tomada de Cenepred, 2015.

- **Secundarias (S) o transversales:** “Son más lentas que las anteriores (4 – 7 km/s) y solo se propagan en medios sólidos, por lo que no pueden atravesar el núcleo exterior terrestre. Viben perpendicularmente a la dirección de propagación, cizallando los materiales” (Cenepred, 2015, p.36).

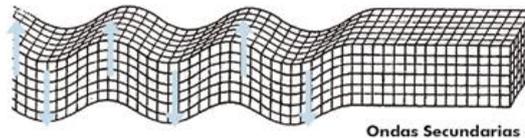


Figura 2.4. Onda secundaria o transversal.
Tomada de Cenepred, 2015.

- b. **Superficiales o largas:** “Se transmiten en forma circular a partir del epicentro. Son las que producen los destrozos en la superficie. Son el resultado de la interacción de las ondas profundas con la superficie terrestre” (Cenepred, 2015, p.36).

- **Love (L):** “Su velocidad de propagación es de 2 – 6 km/s, y se desplazan horizontalmente en la superficie, en forma perpendicular respecto a la dirección de propagación” (Cenepred, 2015, p.36).

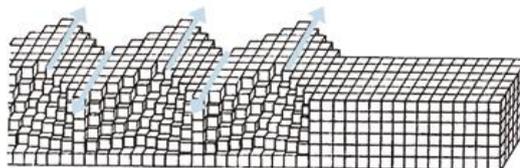


Figura 2.5. Onda Love.
Tomada de Cenepred, 2015.

- **Rayleigh (R):** “Son las más lentas en desplazarse (1 – 5 km/s), aunque son las que más se dejan sentir por las personas. Se propagan de manera similar a como hacen las olas del mar” (Cenepred, 2015, p.36).

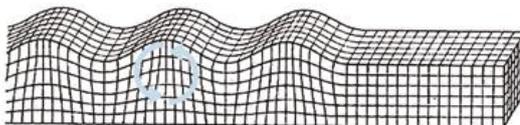


Figura 2.6. Onda Rayleigh.
Tomada de Cenepred, 2015.

Asimismo, Herráiz (1997) describe que “las ondas sísmicas son de dos tipos: ondas internas y ondas superficiales. Las primeras son de dos clases: Ondas P (primarias) y ondas S (secundarias). Y las superficiales son las ondas Rayleigh (R) y Love (L) (ver figura 2.7)” (p.12).

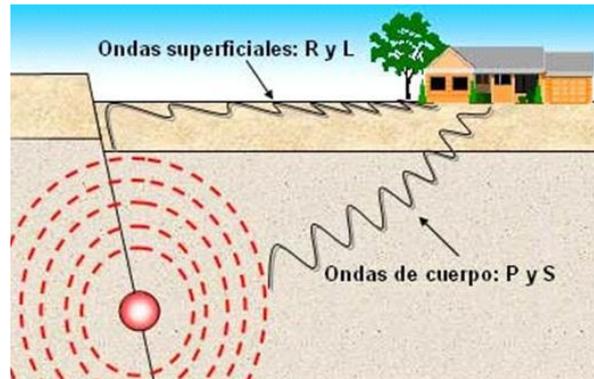


Figura 2.7. Recorrido de las ondas de volumen y superficiales.
Tomada de Herráiz, 1997.

2.3.8. Fuerzas debidas a los sismos

Robles y García (2000) mencionan que “las ondas sísmicas producen movimientos erráticos en todas las direcciones. Las componentes horizontales de estos movimientos son las que interesan de manera particular al ingeniero estructural por su efecto sobre las estructuras, las componentes verticales suelen despreciarse” (p.12).

Por otro lado “los movimientos sísmicos producen fuerzas en las estructuras por su aceleración, es decir por lo cambios en su velocidad. Puesto que los movimientos sísmicos son vibratorios, las aceleraciones y fuerzas que originan en las estructuras cambian de sentido periódicamente” (Robles y García, 2000, p.12).

Entonces, Robles y García (2000) describen que “la fuerza ejercida sobre un cuerpo por los movimientos sísmicos puede determinarse por medio de la Segunda Ley de Newton, que puede expresarse como sigue:”

$$F = m * a \quad (1)$$

Robles y García (2000) dicen que “F es la fuerza que produce una aceleración en un cuerpo de masa (m). Puesto que la masa (m) de un cuerpo es igual a su peso (W), dividido entre la gravedad (g) = 9.8 m/s², la ecuación (1) sería:”

$$F = \frac{W}{g} * a \quad (2)$$

Finalmente, Robles y García (2000) definen que “la relación a/g , se denomina coeficiente sísmico (C). La fuerza ejercida por un sismo sobre un cuerpo de peso (W) puede entonces calcularse simplemente multiplicando el peso por el coeficiente sísmico”.

$$F = W * C \quad (3)$$

2.3.9. Efecto sísmico en las construcciones

Hernández (2008) indica que “los sismos son fenómenos naturales cuyo momento de ocurrencia, magnitud y localización geográfica no son controlables por el hombre, sus efectos sobre nuestras construcciones Si son controlables. Por eso los profesionales y autoridades deben actuar para mitigar el riesgo sísmico”.

2.3.10. Efectos de los sismos en edificios

“Durante un sismo la superficie de la Tierra se mueve en todas las direcciones. Por lo general los efectos más dañinos en las estructuras los causan los movimientos en la dirección paralela a la superficie del terreno (horizontalmente)” (Ambrose y Vergun, 1986, p.57).

2.3.11. Respuesta de las estructuras ante los sismos

Robles y García (2000) explican que “cuando la base de la estructura es movida, la estructura misma resiste el desplazamiento debido a su inercia. Esto produce deformaciones en la estructura, ya que al moverse la base el resto de la estructura tiende a permanecer estacionaria” (p.23).

2.3.12. Viento

Robles y García (2000) definen que el viento es un fenómeno aleatorio asimétrico se clasifica como una acción accidental en la que deforma estructuras, también se define como el movimiento de aire de la atmósfera por la acción de la gravedad sobre masas de distinta densidad, por la rotación de la Tierra y por las fuerzas centrífugas debido a la curvatura de la trayectoria del viento. Por otro lado, influye también las regularidades del terreno, las gradientes de presión y temperatura.

2.3.13. Origen de los vientos

Teorías indican que los movimientos de aire en la atmósfera las cuales, con el viento, se originan principalmente por la acción de la gravedad de dos masas de distinta densidad, el aire frío desciende y el caliente asciende y ocupa el lugar del primero generando un cambio de energía: la potencial pasa a ser cinética. Además, dichos movimientos de masas de aire crean corrientes de viento que ejerce presiones sobre el objeto que le obstaculiza en su trayecto.

2.3.14. Efectos del viento en edificios

“Cuando el aire fluido en movimiento encuentra un objeto estacionario, tiene varios efectos que se combinan para ejercer una fuerza en el objeto. La naturaleza de esta fuerza, las muchas variables que le afectan” (Ambrose y Vergun, 1986, p.41).

Mendoza, Zermeño de León, Arroyo y López (2015) declaran “como todo fluido, cuando el viento libre es obstaculizado por un objeto fijo, se desvía para rodearlo. Estos desvíos de flujo producen presiones sobre el objeto, entre otras fuerzas, como se puede observar en la figura 2.8” (p.14).

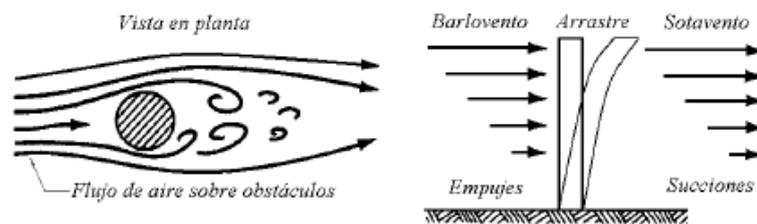


Figura 2.8. Flujo de aire sobre obstáculos fijos.
Tomada de Mendoza, et al. (2015).

Asimismo, Mendoza, et al. (2015) explican que el flujo del viento golpea el lado del edificio expuesta directamente al viento, lado denominada barlovento el cual ejerce empujes; en el lado opuesto llamada sotavento. En donde estos dos efectos se suman como una fuerza de arrastre sobre el edificio.

2.3.14.1. Condiciones de viento.

Ambrose y Vergun (1986) afirman “la condición de viento que principalmente interesa para el diseño del edificio es aquella de una tormenta de viento, en concreto vientos a nivel de la superficie de terreno con altas velocidades” (p.41).

En donde estos vientos son asociados por cualquiera de las siguientes condiciones, ya sea los tornados, huracanes, condiciones de viento peculiares y sostenidas (Ambrose y Vergun, 1986).

2.3.14.2. Efectos generales del viento

Ambrose y Vergun (1986) describen que “los efectos del viento sobre los efectos estacionarios que se encuentran en su trayectoria se pueden generalizar tal como se hace en los siguientes puntos (véase figura 2.9)” (p.43).

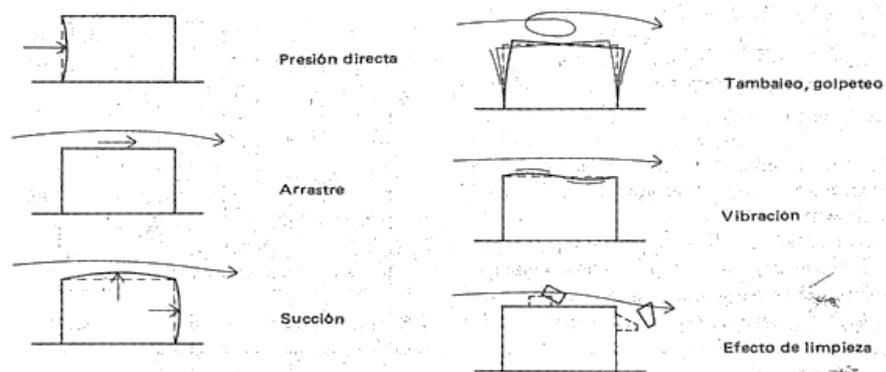


Figura 2.9. Efectos generales del viento.
Tomada de Ambrose y Vergun, 1986.

“Con respecto al medio ambiente, es posible que surjan efectos provenientes de la protección causado por las formas de terreno, o por las estructuras adyacentes. Estos efectos pueden producir un incremento o una reducción de los efectos generales del viento” (Ambrose y Vergun, 1986, p.46).

Finalmente, Ambrose y Vergun (1986) agregan que el comportamiento real de un edificio por vientos huracanados se puede determinar sometiéndole a una situación real del viento, como los ensayos de túnel de viento y que ellas proporcionan gran parte de los conocimientos para la información y diseño de edificios por cargas de viento.

2.3.15. Respuesta de las estructuras ante la acción del viento

Robles y García (2000) mencionan que “cuando el aire en movimiento tropieza con un edificio, se divide en cada lado del obstáculo para unirse después nuevamente al flujo general del aire, la velocidad del aire aumenta y se generan turbulencias (ver figuras 2.10 y 2.11)” (p.40).

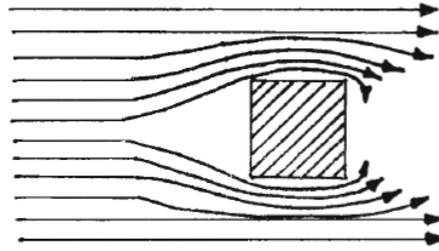


Figura 2.10. Flujo en torno a un obstáculo.
Tomada de Robles y García, 2000.

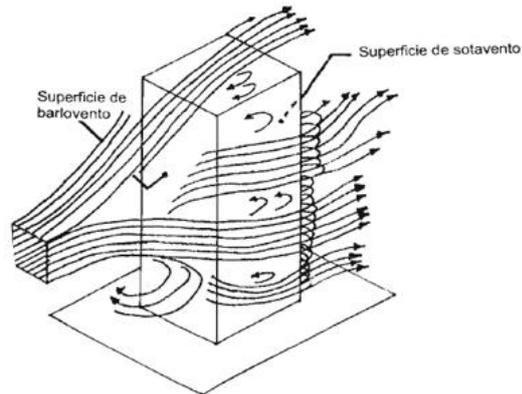


Figura 2.11. Flujo del aire en torno a un edificio.
Tomada de Robles y García, 2000.

“En la figura 2.12, se muestran gráficamente algunas de las formas en que el viento puede hacer fallar a las estructuras. Pueden presentarse efectos más complejos como en las cubiertas y puentes colgantes en lo que las acciones dinámicas predominan” (Robles y García, 2000, p.44).

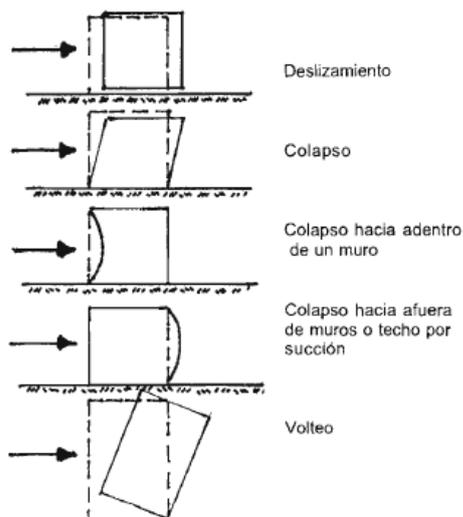


Figura 2.12. Fallas por viento.
Tomada de Robles y García, 2000.

2.3.16. Características de la incidencia del viento en edificios

Fuentes (2014) señala que “la respuesta de las estructuras ante la acción del viento es cada vez más importante, ya que los diseñadores utilizan los materiales hasta el límite de su capacidad, lo que ocasiona que sean propensas a los efectos del viento” (p.20).

2.3.16.1. Cargas producidas por el viento en edificios

Por otro lado, Fuentes (2014) indica que “las cargas que produce el viento sobre las edificaciones, son en general cargas fluctuantes no estáticas, esto debido a la turbulencia de la corriente incidente” (p.21).

“El viento genera fuerzas y momentos sobre las edificaciones. Al interactuar con la edificación, el viento condiciona y distribuye el flujo de aire tanto en el interior como en el exterior de la edificación” (Fuentes, 2014, p.21).

2.3.17. Variación de la velocidad del viento con la altura

Mendoza et al., (2015) afirma que “la rugosidad del terreno retrasa la velocidad del viento cerca del terreno. El cambio de la velocidad de viento debido a la rugosidad del terreno, se denomina el viento cortante” (p.13).

2.3.18. Diseño sísmico de edificios

Bazán y Meli (1990) enuncian que “la meta de un diseño sísmico es producir estructuras óptimas para la sociedad. Esto implica considerar diversas opciones, evaluar los costos y consecuencias de cada una y hacer la mejor selección” (p.155).

En otras palabras, se busca que los edificios prácticamente no tengan daños ante sismos frecuentes de baja intensidad; que el daño no estructural sea limitado y fácil reparable, asimismo el daño estructural sea mínimo bajo la acción de sismos de intensidad moderada y para sismos intensos se debería tener un nivel aceptable para la seguridad contra el colapso.

Para conseguir lo mencionado anteriormente, Bazán y Meli (1990) dicen que “el ingeniero estructural conozca y aplique cuidadosamente los requisitos estipulados en los reglamentos, sino que es indispensable que tenga conceptos claros sobre la naturaleza de las acciones sísmicas y las características de los materiales” (p.155).

2.3.19. Fundamentos del diseño sísmico de edificios

2.3.19.1. Aspectos generales del diseño sísmico.

Rochel (2012) enuncia que “todo proyecto se inicia con la identificación de una necesidad que requiere algún tipo de construcción para ser satisfecho y con la realización del estudio socioeconómico que demuestre su factibilidad” (p.25).

“Toda edificación debe diseñarse y construirse con especificaciones que ofrezcan garantías en cuanto a su seguridad, funcionalidad, estética, factibilidad y economía” (Rochel, 2012, p.25).

2.3.19.2. Aspectos fundamentales del diseño estructural.

Ortega (2011) menciona que “un diseño estructural combina factores, aunque son desarrollados por disciplinas diferentes, actúan como un conjunto al momento de ocurrir un evento sísmico” (p.1).

Entonces según el autor ya mencionado los aspectos son los siguientes: en primer lugar, tener una conocimiento y buena práctica en el diseño estructural, asimismo hacer una correcta configuración de los elementos estructurales y por último tener un estudio adecuado del suelo donde se construirá la estructura.

Además, Ortega (2011) expresa que “en zonas cercanas a fallas geológicas, una edificación tiene probabilidad del 100% de sufrir daños graves sin importar el diseño que este edificio posea, por tanto, se debe tener en cuenta el lugar de la construcción de la estructura” (p.1).

2.3.19.3. Filosofía y principios del diseño sismorresistente.

Según la Norma E.030 (2018) “la filosofía del diseño sismorresistente consiste en: evitar la pérdida de vidas humanas, asegurar la continuidad de los servicios básicos y minimizar los daños a la propiedad” (p.6).

En los países donde el riesgo sísmico es alto, como en los países del cinturón del Pacífico, del sur de Europa y de Asia. El diseño apropiado para resistir las cargas inducidas por terremotos es de vital importancia en cualquier edificación.

Según, Rochel (2012) los profesionales siempre están de acuerdo con los siguientes criterios de diseño que se muestran a continuación:

- “Las estructuras deben resistir, en el rango lineal elástico, todos aquellos sismos de intensidad reducida que ocurran durante su vida útil” (Roche, 2012, p.27).
- “Las estructuras deben resistir, sin daños significativos. Aunque admitiendo que se podría comportar de manera no lineal, todos aquellos sismos de intensidad moderada que ocurran durante su vida útil” (Rochel, 2012, p.27).
- “Se permiten daños menores como algún fisuramiento a flexión en el hormigón y pequeñas incursiones de fluencia del acero y vigas y losas, o fallas en los elementos no estructurales cuya reparación económica sea rápida y factible” (Rochel, 2012, p.27).
- “El nivel permitido de daños depende de la importancia de la edificación: si una edificación es vital para la supervivencia, el nivel permitido de daños debe ser mínimo, para así garantizar su funcionamiento después de la ocurrencia de sismo” (Rochel, 2012, p.27).

2.3.19.4. Solicitaciones sísmicas

Rochel (2012) puntualiza que “el objeto de una construcción es crear espacios en los que se viva y trabaje en condiciones adecuadas de seguridad y confort” (p.28). Para ello según dicho autor, la estructura debe tener: resistencia, rigidez y ductilidad.

2.3.20. Filosofía de diseño a cargas laterales

Lazo (2016) menciona que “hay cuatro factores a considerar en el diseño de edificios altos: resistencia, rigidez, estabilidad y ductilidad. La resistencia adopta a un rol dominante en tanto se incrementa la altura, la rigidez y la estabilidad toman el control de diseño” (p.9).

2.3.21. Consideraciones de diseño

2.3.21.1. Por sismo.

“Las cargas sísmicas sobre la estructura durante un terremoto, se deben a la inercia interna producida por las aceleraciones del suelo a que está sometida la masa del sistema” (Lazo, 2016, p.8).

Entonces, según Lazo (2016) “las cargas reales dependen de los siguientes factores: La intensidad y carácter del movimiento del suelo, las propiedades dinámicas del

edificio, sus formas modales, periodos de vibración, amortiguamiento y la masa del edificio en su conjunto o de sus componentes” (p.9).

2.3.21.2. Por viento.

“En el diseño para viento, una estructura no puede ser considerada independiente de su entorno porque la configuración de los edificios cercanos y el terreno natural tiene una influencia substancial en el diseño de cargas” (Lazo, 2016, p.8).

Además, Lazo (2016) afirma que “el flujo del viento es complejo debido a las numerosas situaciones de flujo que surgen de la interacción del viento con la estructura” (p.8).

2.3.22. Concepción estructural sismorresistente

Según la Norma E.030 (2018) “debe tomarse en cuenta la importancia de los siguientes aspectos importantes: simetría, peso mínimo, selección y uso adecuado de los materiales de construcción, resistencia adecuada, continuidad estructural, ductilidad, deformación lateral limitada, buena práctica constructiva y supervisión estructural rigurosa” (p.6).

2.3.23. Sistema estructural

“Se entiende el sistema estructural como el paquete de elementos estructurales que soportan además del peso propio, las cargas vivas tales para el tipo de labores fuese diseñado. Asimismo, el sistema estructural de concreto armado presentan: sub-estructura y súper-estructura” (Quispe y Apaza, 2017, p.28).

Por otro lado, Lazo (2016) explica que “la elección del sistema estructural es parte importante de la concepción estructural, para ello se deberá tomar en cuenta lo siguiente: funciones estructurales, forma geométrica, materiales, unión de los elementos, apoyo de la estructura y condiciones de cargas y uso” (p.10).

2.3.23.1. Sistema de concreto armado.

Según la Norma E.030 (2018) “todos los elementos de concreto armado que conforman el sistema estructural sismorresistente deberán cumplir con lo previsto en el capítulo 21 “Disposiciones especiales para el diseño sísmico” de la Norma E.060 Concreto Armado del R.N.E.” (p.15).

“En pórticos por lo menos el 80% de la fuerza cortante en la base actúa sobre las columnas de los pórticos. En caso se tengan muchos muros estructurales, éstos deberán diseñarse para resistir una fracción de la acción sísmica total” (R.N.E. Norma E.030, 2018, p.15).

2.3.24. Análisis de estructuras

El análisis de una estructura es un proceso sistemático que concluye con el conocimiento de su comportamiento bajo los estados de cargas, el cual se realiza el análisis de los estados tensional y deformacional alcanzados por los elementos estructurales y los componentes físicos de la estructura.

“Para estructuras regulares, el análisis podrá hacerse considerando el total de la fuerza sísmica actúa independientemente en dos direcciones ortogonales. Para estructuras irregulares deberá suponerse que la acción sísmica ocurre en la dirección que resulte más desfavorable para el diseño” (R.N.E. Norma E.030, 2018, p.22).

“Las solicitaciones sísmicas verticales se considerarán en el diseño de los elementos verticales, en elementos horizontales de gran luz, en elementos post o pre tensados y en los voladizos o salientes de un edificio” (R.N.E. Norma E.030. 2018, p.22).

2.3.25. Tipos de análisis

Para realizar el análisis de una estructura, hay distintos tipos de análisis de las cuales se muestra a continuación: Análisis estático, análisis térmico, análisis dinámico y análisis no lineal. A continuación, se definirán los tipos de análisis más conocidos en el análisis de estructuras:

2.3.25.1. Análisis estático o de fuerzas equivalentes con la Norma vigente E.030.

“Este método representa las solicitaciones sísmicas mediante un conjunto de fuerzas actuando en el centro de masas de cada nivel de la edificación” (R.N.E. Norma E.030, 2018, p.23).

2.3.25.2. Análisis dinámico modal espectral con la Norma vigente E.030.

“Cualquier estructura puede ser diseñada usando los resultados de los análisis dinámicos por combinación modal espectral y tiempo-historia” (R.N.E. Norma E.030, 2018, p.25-27).

CAPÍTULO III

MATERIALES Y MÉTODOS

3.1. Metodología y tipo de investigación

3.1.1. Metodología de investigación

En la investigación desarrollada se usó el método de evaluación, es decir se evaluó la respuesta estructural del desempeño por viento a partir de un diseño sísmico de los modelos de una edificación de concreto armado en software Etabs, teniendo en consideración las Normativas del R.N.E.

3.1.2. Tipo de investigación

El tipo de investigación de acuerdo a la metodología para demostrar la hipótesis se considera una investigación experimental. “Una investigación experimental es aquella en la que la hipótesis se verifica mediante la manipulación “deliberada” por parte del investigador de las variables” (Borja, 2012, p.14).

Asimismo, de acuerdo al fin que se persigue se clasifica en una investigación aplicada. Según Borja (2012) “una investigación aplicada busca conocer, actuar, construir y modificar una realidad problemática, además la aplicación es inmediata antes que el desarrollo de un conocimiento de valor universal” (p.10).

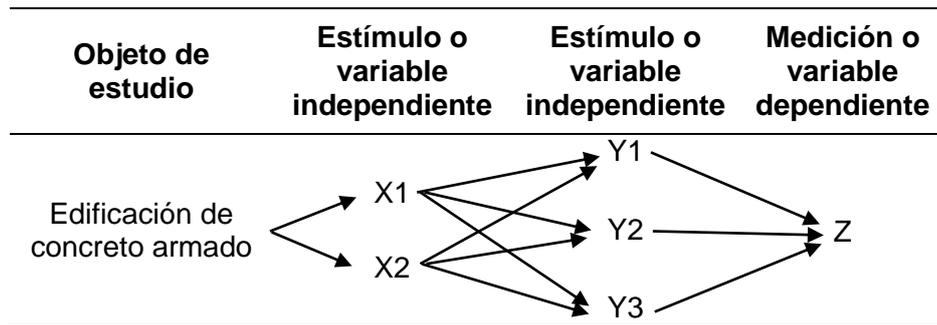
Además, según Alfaro (2012) “la investigación aplicada guarda íntima relación con la básica, pues depende de los descubrimientos y avances de la investigación básica y se enriquece con ellos, pero se caracteriza por su interés en la aplicación, utilización y prácticas de los conocimientos” (p.18).

3.2. Diseño de investigación

El diseño de investigación es experimental. Arias (2012) expresa que “el diseño experimental es un proceso que consiste en someter a un objeto o grupo de individuos, a determinadas condiciones, estímulos o tratamiento (variable independiente), para observar los efectos o reacciones que producen (variable dependiente)”.

Por otro lado, “el diseño de investigación implica seleccionar o desarrollar uno o más diseños y aplicarlos al contexto particular de su estudio. El término diseño se refiere al plan o estrategia concebida para obtener la información que se desea” (Hernández, Fernández y Baptista, 2014). A continuación, se muestra en la tabla 3.1, el diseño de investigación elaborado y seguido en la presente tesis:

Tabla 3.1.
Diseño de la investigación



Nota: X1, X2= Forma de edificación; Y1, Y2, Y3= Altura de edificación y Z= Respuesta estructural de la edificación de concreto armado.

El diseño que se muestra en la tabla 3.1 indica que se planteó 6 modelos de una edificación de concreto armado (edificios de forma cuadrada y rectangular de 5, 10 y 15 pisos respectivamente) el cual viene a ser las variables independientes. Después se realizó el análisis sísmico estático y dinámico en cada modelo del edificio de acuerdo a la Norma vigente E.030 y a partir del diseño sísmico se hizo el análisis eólico teniendo en consideración la Norma E.020. Finalmente se evaluaron las respuestas estructurales de cada modelo de edificio, el cual viene a ser el variable dependiente.

3.3. Procedimiento de investigación

3.3.1. Análisis sísmico

1°. Se elaboró los planos arquitectónicos para los seis modelos de una edificación de concreto armado (edificios con forma cuadrada y rectangular de 5, 10 y 15 pisos respectivamente).

2°. Se realizó el modelado de las edificaciones con el software Etabs aplicando los elementos tipo FRAME. Dicho software fue usado por su aplicabilidad del modelado, por el análisis sísmico exclusivamente para edificaciones y por su facilidad de uso.

3°. Se realizó un análisis sísmico estático y dinámico espectral (lineal) de todos los modelos de edificios según la Norma vigente E.030 del R.N.E.

4°. Se evaluó las respuestas estructurales de todos los modelos de los edificios por cargas de sismo. Los resultados se muestran en el siguiente capítulo.

3.3.2. Análisis eólico

1°. Se inició a partir del diseño sísmico de los modelos de los edificios ya realizados desde la elaboración de los planos arquitectónicos y su modelado en software Etabs.

2°. Se añadió las cargas de viento en el diseño sísmico, teniendo en consideración la Norma E.020 del R.N.E.

3°. Se realizó el análisis eólico con software Etabs, dicho software se eligió por su aplicabilidad en el análisis por viento y por su facilidad de uso.

4°. Se evaluó las respuestas estructurales de todos los modelos de los edificios por cargas de viento; dichos resultados se muestran en el siguiente capítulo.

Además, en la siguiente figura se muestra esquemáticamente el proceso de investigación seguido en la presente tesis:

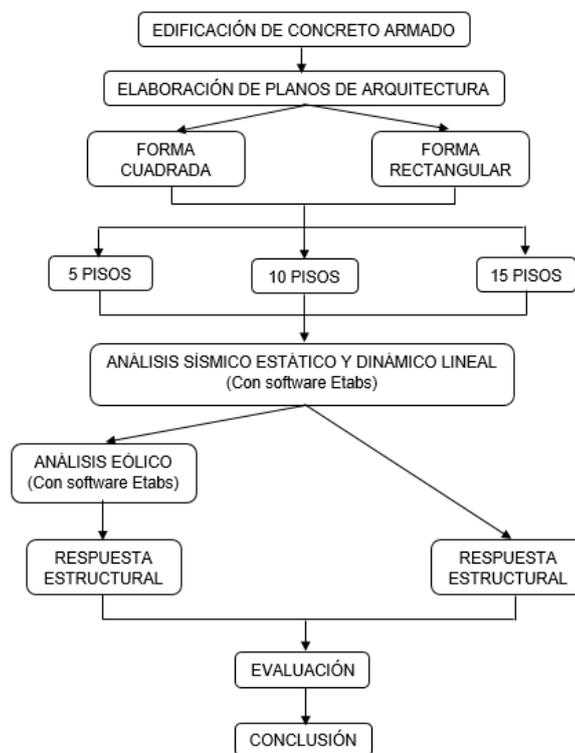


Figura 3.1. Esquema seguido en la ejecución de la presente tesis.

3.4. Formulación de hipótesis

Hernández et al. (2014) puntualizan que “las hipótesis son las guías de una investigación o estudio, que indican lo que tratamos de probar y se definen como explicaciones tentativas del fenómeno investigado” (p.104). En la presente tesis las hipótesis tanto (general y específicas) planteadas se muestran a continuación:

3.4.1. Hipótesis general

El diseño sísmico de una edificación de concreto armado tiene un buen desempeño por viento en la ciudad de Juliaca.

3.4.2. Hipótesis específicos

- El desempeño por viento es más eficiente para un edificio de forma cuadrada.
- El desempeño por viento es más eficiente para un edificio de 5 pisos.

3.5. Variables

Hernández et al. (2014) describen que “una variable es una propiedad que tiene variación y que puede medirse u observarse” (p.105). En la presente tesis se plantearon las variables que se muestran a continuación:

3.5.1. Variable independiente

- X1, X2 = Forma de la edificación (cuadrada y rectangular) respectivamente.
- Y1, Y2, Y3 = Altura de la edificación (5, 10 y 15 pisos) respectivamente.

3.5.2. Variable dependiente

Z= Respuesta estructural de la edificación de concreto armado.

3.6. Operacionalización de variables

Tabla 3.2.
Operacionalización de variables

Variable	Indicador	Medición
Var. Independiente (X1, X2): Forma de la edificación de concreto armado.	Dimensiones de los lados del edificio	m
	Simetría y/o relación de lados del edificio	m
Var. Independiente (Y1, Y2, Y3): Altura de la edificación de concreto armado.	Número de pisos del edificio	und
	Longitud total de la altura del edificio	m
Var. Dependiente (Z): Respuesta estructural de la edificación de concreto armado.	Cargas laterales	ton
	Derivas	-
	Desplazamientos laterales	mm
	Fuerzas internas máximas (Fuerza axial, fuerza cortante, momento flector)	ton, ton.m

3.7. Objeto de estudio

El objeto de estudio es una edificación de concreto armado conformado por seis modelos de edificios (edificios con forma cuadrada y rectangular de 5, 10 y 15 pisos respectivamente). Esto se planteó con el fin de evaluar el desempeño por viento en la forma y altura de una edificación a partir de un diseño sísmico.

3.8. Materiales y equipos

3.8.1. Materiales

Los materiales utilizados fueron los siguientes:

- Reglamento Nacional de Edificaciones (Normas E.030, E.020 y E.060).
- Código ASCE 7-16.
- Libros de apoyo para el análisis estructural sísmico y eólico del edificio.
- Útiles de escritorio.

3.8.2. Equipos

Los equipos utilizados fueron los siguientes:

- Laptop (con softwares para su uso).
- Calculadora.

3.9. Descripción del lugar de estudio

La ciudad de Juliaca es la capital de la Provincia de San Román y del distrito homónimo, ubicada en la jurisdicción de la región Puno, en el sudeste del Perú, se caracteriza por la presencia de fuertes vientos en los meses de Mayo – Setiembre de cada año, asimismo según la Norma E.030 “Diseño sismorresistente” se ubica en la zona sísmica 3, la cual los edificios altos están expuestos a los riesgos sísmicos y eólicos.

3.10. Normas utilizadas

3.10.1. Norma E.030 “Diseño sismorresistente”

La presente Norma indica las condiciones mínimas para que los edificios diseñados tengan un comportamiento sísmico adecuado. Por tal razón en la presente tesis se usó dicha Norma para el análisis sísmico del edificio de concreto armado.

3.10.2. Norma E.020 “Cargas”

- **Análisis sísmico**

Esta Norma se utilizó como referencia para estimar las cargas vivas y muertas según el uso de la edificación para su metrado, con el fin de determinar el peso de la edificación y analizar el comportamiento sísmico de la estructura de concreto armado.

- **Análisis eólico**

Una vez realizado el diseño sísmico del edificio de concreto armado, siguiendo las estipulaciones de la presente Norma se procedió a realizar el análisis por cargas de viento, para luego evaluar la respuesta estructural del edificio.

3.10.3. Norma E.060 “Concreto armado”

La presente Norma se usó para estimar las combinaciones de cargas tanto por cargas de sismo y viento, para crear un envolvente de diseño, con el fin de determinar las fuerzas internas máximas que son útil para el diseño de los elementos estructurales.

3.10.4. Código ASCE 7-16

El presente código se usó para tener en cuenta las derivas máximas que debe cumplir un edificio de concreto armado por cargas de viento, ya que la mayoría de las normas de distintos países para el diseño por viento se basan en dicho código y estipulan valores cercanos de las derivas permitidos de la estructura.

3.11. Diseño sísmico del edificio de concreto armado

3.11.1. Información general

- Ubicación del edificio : Juliaca, San Román, Puno.
- Uso : Departamento.
- Forma y/o configuración : Cuadrada y rectangular.
- N° de pisos : 5, 10 y 15 pisos.
- Alt. de piso a techo 1er piso : 2.88 m.
- Alt. De piso a techo típica : 2.52 m.
- Sistema de techado : Losa aligerada en una dirección.

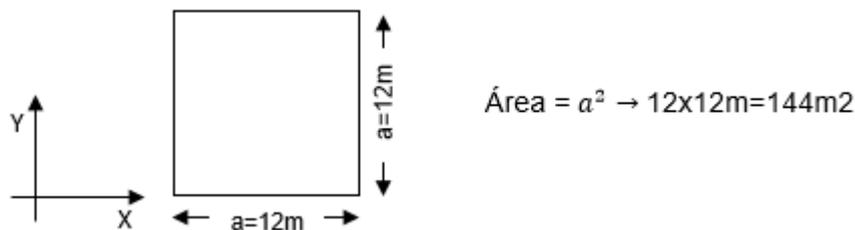
3.11.2. Características de los materiales

- **Concreto**

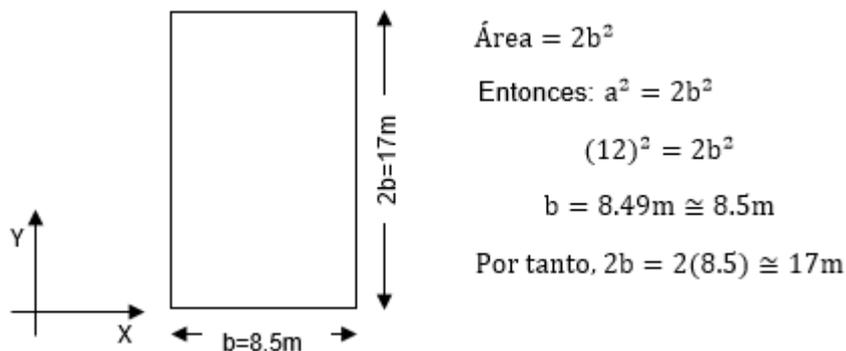
- Resistencia Nominal a compresión de vigas y columnas $\approx f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$.
- Peso específico del concreto $\approx \gamma_c = 2400 \text{ kg/cm}^2$.
- Módulo de elasticidad del concreto $\approx E_c = 15100\sqrt{f'c} \text{ kg/cm}^2$.
- Módulo de Poisson del concreto $\approx \sigma = 0.20$.

3.11.3. Configuración en planta del proyecto arquitectónico

- **Edificación de forma cuadrada (relación de lados 1:1)**



- **Edificación de forma rectangular (relación de lados 1:2)**



3.11.4. Proyecto arquitectónico: Edificación de forma cuadrada.

A continuación, se presenta los planos de plantas de cada modelo del edificio de concreto armado elaborados en Autocad. La presentación de los planos arquitectónicos en forma general de: plantas, secciones y vistas 3D de cada modelo elaborados con Revit 2018 se muestra en la parte final de la presente investigación (ver anexo B).

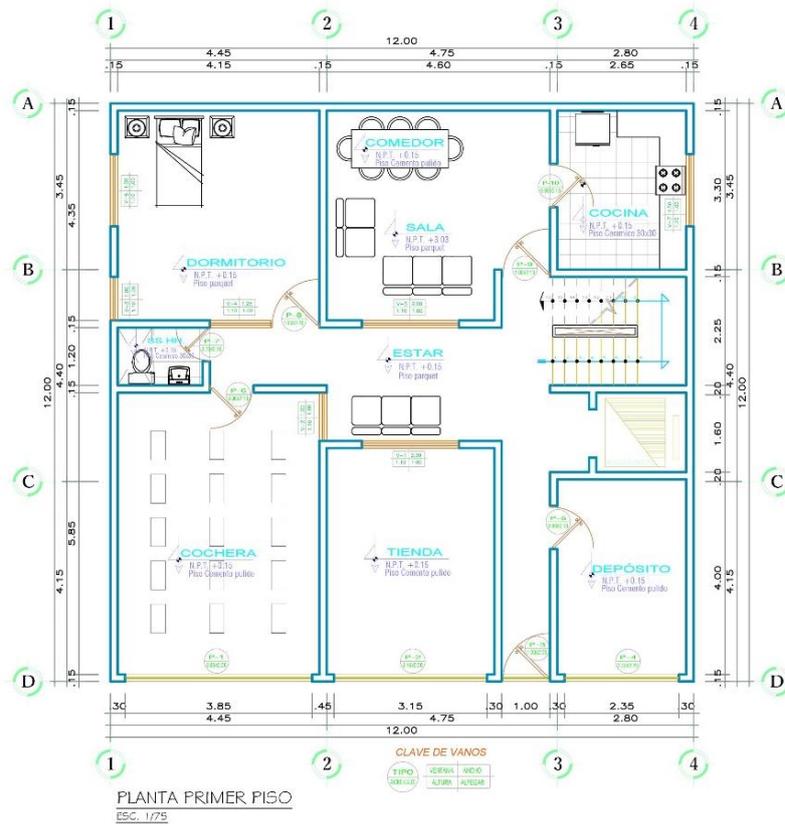


Figura 3.2. Planta 1er piso del edificio de forma cuadrada: 5, 10 y 15 pisos.

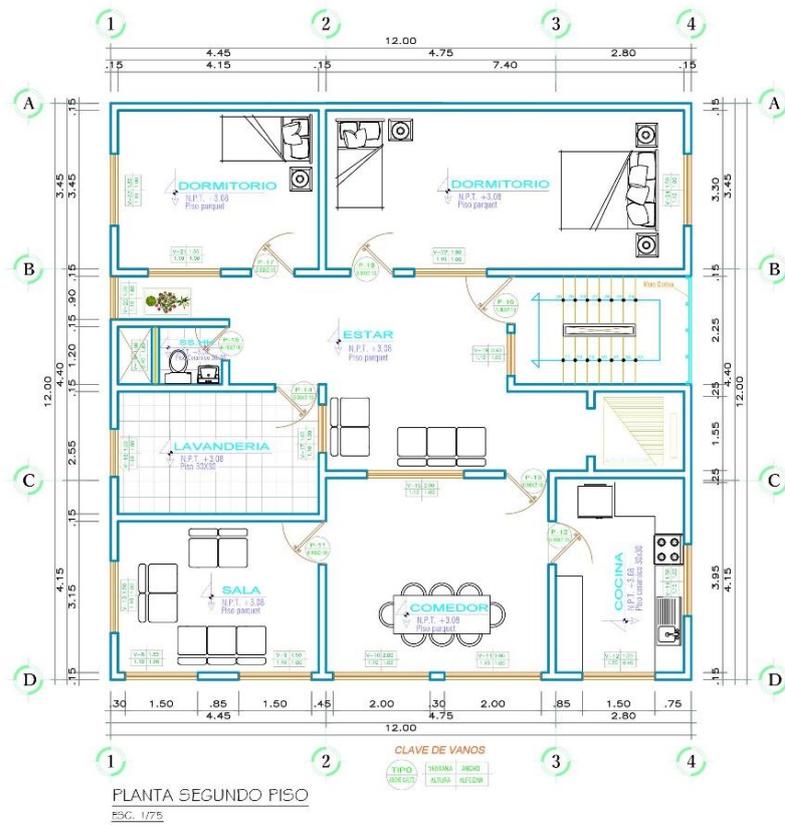


Figura 3.3. Planta 2do piso del edificio de forma cuadrada: 5, 10 y 15 pisos.

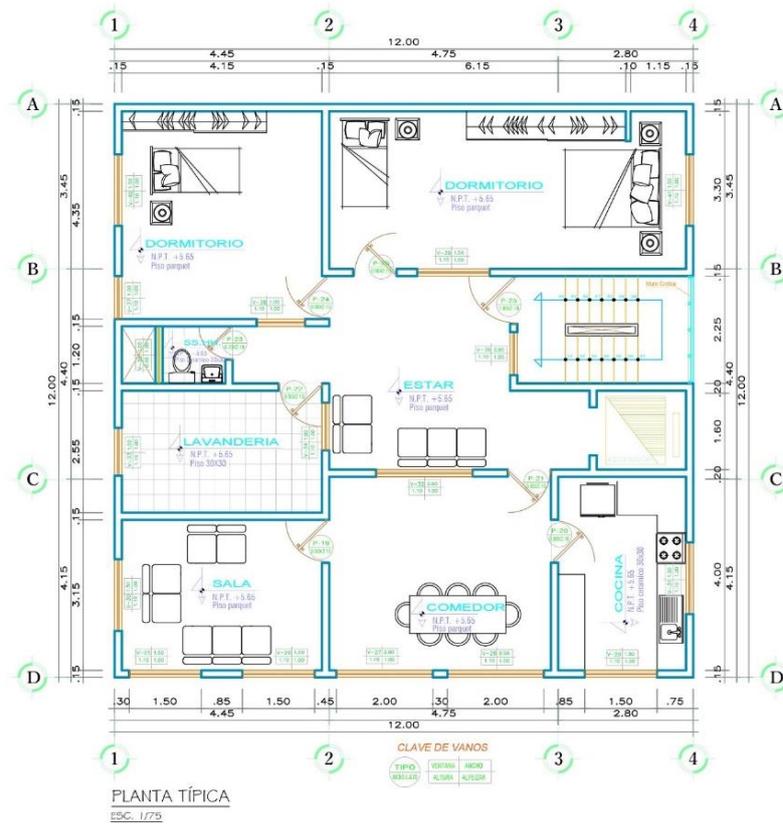


Figura 3.4. Planta típica del edificio de forma cuadrada: 5, 10 y 15 pisos.

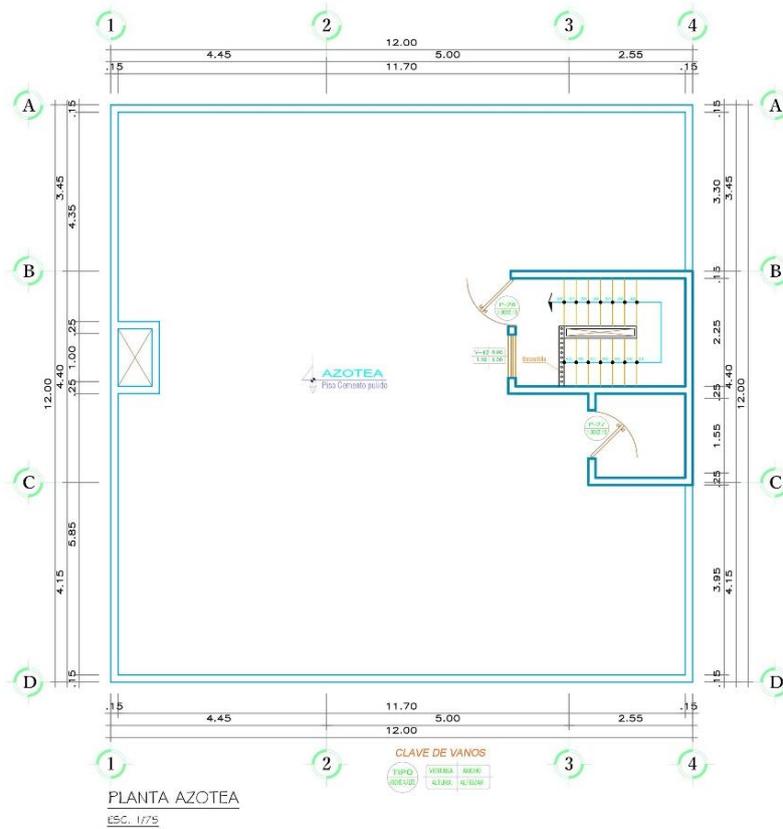


Figura 3.5. Planta azotea del edificio de forma cuadrada: 5, 10 y 15 pisos.

3.11.5. Proyecto arquitectónico: Edificación de forma rectangular.

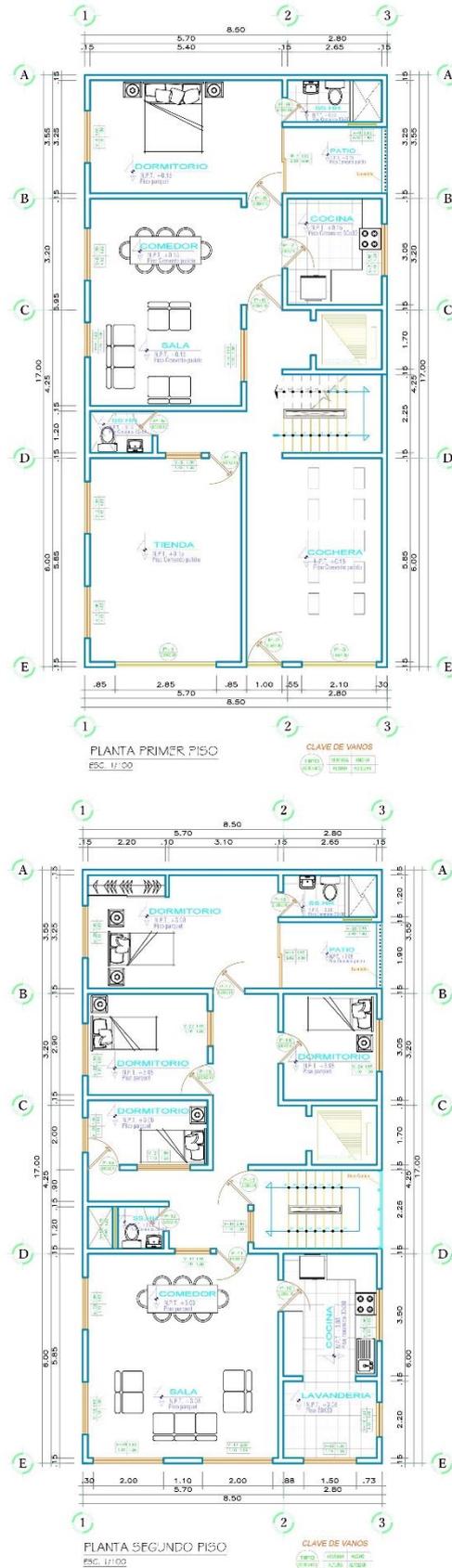


Figura 3.6. Planta 1er y 2do piso del edificio de forma rectangular: 5, 10 y 15 pisos.

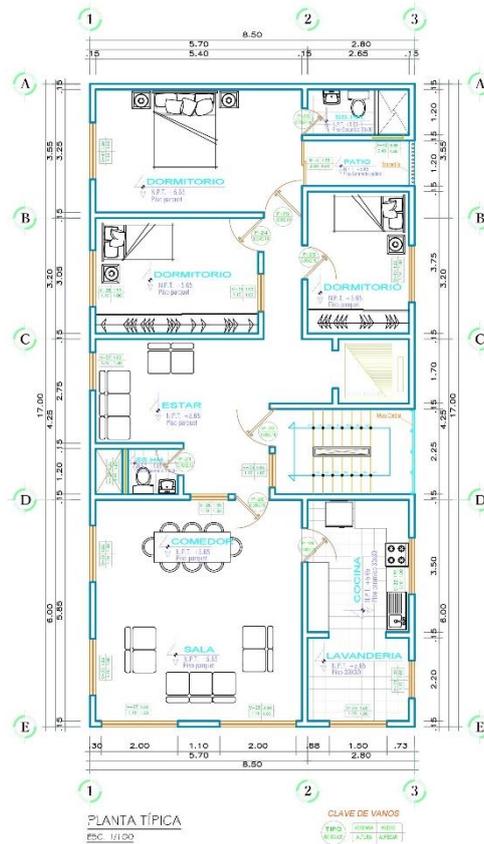


Figura 3.7. Planta típica del edificio de forma rectangular: 5, 10 y 15 pisos.

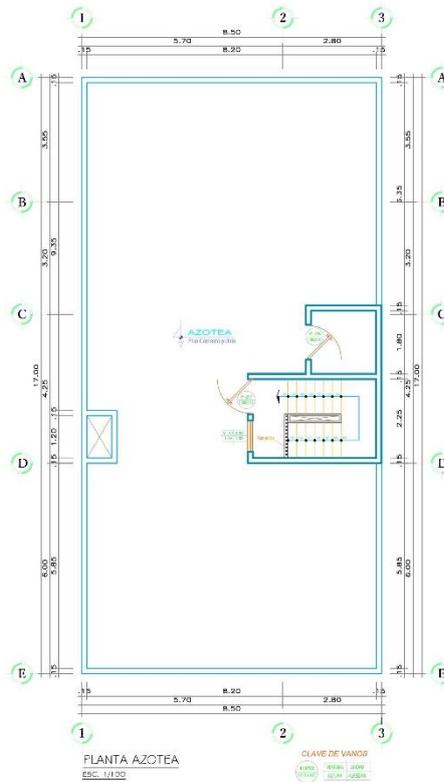
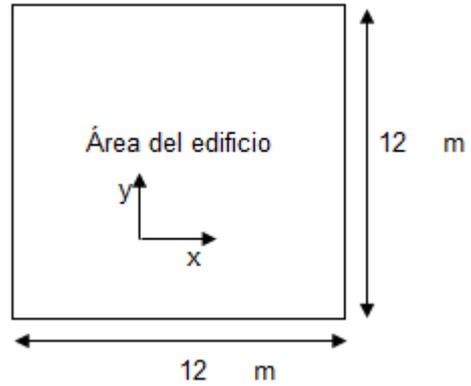


Figura 3.8. Planta Azotea del edificio de forma rectangular: 5, 10 y 15 pisos.

3.11.6. Predimensionamiento de la edificación de forma cuadrada

Datos:

Uso : Departamento
 S/C entrepiso : 200 Kg/cm²
 S/C azotea : 100 kg/m³
 Forma : Cuadrada
 # de pisos : 5, 10 y 15 pisos
 Alt. del Piso : 2.52 m
 Alt. 1er piso : 2.88 m
 f'c : 210 Kg/cm²
 γ del concreto : 2400 Kg/cm²
 Rx,y : 6 (Dual)



3.11.6.1. Losa aligerada y vigas en edificios de 5, 10, 15 pisos.

PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSA ALIGERADA	
1er Criterio	2do Criterio (E.060 RNE)
$h = \frac{L}{25}$ Dónde: L= Luz libre (m). Dato: Lmáx. eje X= 4.75 m	$h = \frac{L}{21}$ Dónde: L= Luz libre (m). Dato: Lmáx. eje X= 4.75 m
→ h = 0.20 m	
PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGA PRINCIPAL	
Peralte de la viga	
1er Criterio	2do Criterio (método japonés)
$h = \frac{L}{10} \text{ a } \frac{L}{12}$ Dónde: L= Luz libre (m). Dato: Lmáx. eje Y= 4.40 m	$h = \frac{Ln}{\alpha}$ Dónde: L= Luz libre (m). Datos: Lmáx. eje Y= 4.40 m $\alpha = 12$
→ h = 0.40 m	
Base de la viga	
1er Criterio	2do Criterio (método japonés)
$b = \frac{h}{2} \text{ a } \frac{2h}{3}$ Dónde: h= Peralte (m). Dato: h= 0.40 m	$b = \frac{B}{20} \geq 0.25 \text{ m}$ Dónde: B= Ancho tributario (m). Dato: B= 4.60 m
→ b = 0.25 m	
Por tanto: VP=25x40 cm	

PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGA SECUNDARIA

Peralte de la viga	Base de la viga
$h = \frac{L}{14}$ Dónde: L=Luz libre (m). Dato: Lmáx. eje X= 4.75 m $h = 0.35 \text{ m}$	$b = \frac{h}{2}$ Dónde: h=Peralte (m). Dato: h= 0.35 m $b = 0.25 \text{ m}$
Por tanto: VS=25x35 cm	

3.11.6.2. Columnas y placas en edificio de forma cuadrada: 5 pisos

PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNA

Columnas centradas "C-1"	
1er Criterio (Blanco Blasco A)	2do Criterio (método japonés)
$A_c = \frac{P_{servicio}}{0.45 f'c}$ Dónde: A _c = Área de columna. P _{servicio} = Peso de servicio ≈ PxAxN. A= Área tributaria. N= Número de pisos. Datos: P= 1000 kg/m ² (categoría C) A _t = 19.69 m ² N= 5 pisos	$A_{col} = \frac{\lambda P_G}{\eta f'c}$ Dónde: A _{col} = Área de columna. P _G = Carga por gravedad (CV+CM). λ,η= Factores que depende de la ubicación de la columna. Datos: P _G = 86949.42 kg λ= 1.1 η= 0.3
→ A _c = 1279.93 cm ² Por tanto: C-1=25x50 cm	

Columnas excéntricas "C-2"	
1er Criterio (Blanco Blasco A)	2do Criterio (método japonés)
$A_c = \frac{P_{servicio}}{0.35 f'c}$ Dónde: A _c = Área de columna. P _{servicio} = Peso de servicio ≈ PxAxN. A= Área tributaria. N= Número de pisos. Datos: P= 1000 kg/m ² (categoría C) A _t = 9.57 m ² N= 5 pisos	$A_{col} = \frac{\lambda P_G}{\eta f'c}$ Dónde: A _{col} = Área de columna. P _G = Carga por gravedad (CV+CM). λ,η= Factores que depende de la ubicación de la columna. Datos: P _G = 45448.62 kg λ= 1.25 η= 0.25
→ A _c = 866.50 cm ² Por tanto: C-2=25x35 cm	

Columnas esquinadas "C-3"	
1er Criterio (Blanco Blasco A)	2do Criterio (método japonés)
$A_c = \frac{P_{servicio}}{0.35 f'_c}$ <p>Dónde: A_c= Área de columna. P_{servicio}= Peso de servicio ≈ PxAxN. A= Área tributaria. N= Número de pisos.</p> <p>Datos: P= 1000 kg/m² (categoría C) A_t= 4.64 m² N= 5 pisos</p>	$A_{col} = \frac{\lambda P_G}{\eta f'_c}$ <p>Dónde: A_{col}= Área de columna. P_G= Carga por gravedad (CV+CM). λ,η= Factores que depende de la ubicación de la columna.</p> <p>Datos: P_G= 24030.46 kg λ= 1.5 η= 0.2</p>
→ A _c = 586.88 cm ² Por tanto: C-3=25x25 cm	

PREDIMENSIONAMIENTO DE PLACA O MURO DE CORTE

Peso de la edificación	
1er criterio "E.030" (Metrado manual)	2do criterio (Peso estimado)
<p>Peso sísmico= 100%CM+25%CV</p> <p>Dónde: CM= Carga Muerta. CV= Carga Viva.</p> <p>Datos: CM= 1008083.40 kg CV= 124380.00 kg</p>	<p>Peso de la edificación= PxAxN</p> <p>Dónde: P= Peso estimado. A= Área construida del edificio. N= Número de pisos.</p> <p>Datos: P= 1000 kg/m² (categoría C) A= 138.20 m² N= 5 pisos</p>
→ P=865.09 ton	

Fuerza cortante sísmica
<p>Dónde: Z= Factor zona ≈ 0.35 U= Factor de uso ≈ 1.0 C= Factor de amplificación sísmica ≈ C=2.5 S= Factor de amplificación de suelo ≈ 1.15, T_P=0.6, T_L=2.0 R= Factor de reducción sísmica ≈ R_{x,y}=6.0 P= Peso de la edificación.</p> $V = \frac{ZUCS}{R} P$ <p>→ V= 145.08 ton</p>

<p>Verificar: $V_u < \phi V_n$</p> <p>$V_n = V_c + V_s$</p> <p>$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} * b * d$</p> <p>$V_s = \frac{A_v * f_y * d}{S}$</p>	<p>Dónde: φ= Factor de reducción para cortante ≈ 0.85 V_n= Resistencia nominal al corte del elemento. V_c= Contribución del concreto a la resistencia del corte. V_s= Contribución del acero a la resistencia al corte. f'_c= Resistencia a la compresión del concreto ≈ 210 kg/cm² d= Longitud efectiva de las placas = 80 cm ≈ 0.8*L b= Espesor de la placa ≈ 20 cm (asumido). A_v= Área del refuerzo de varilla ≈ 1.42 cm² (asumido 2ø3/8") f_y= Esfuerzo de fluencia de acero ≈ 4200 kg/cm² S= Espaciamiento de estribos ≈ 20cm (asumido).</p>
--	--

<p>V_c= 15.36 ton V_s= 23.86 ton → V_n= 39.22 ton</p>	<p>$V_u < \phi V_n$ 145.08 < 0.85 x 39.22 x L L_{x,y}= 4.35 m</p>	<p>Dónde: L_{x,y}= Longitud total de la placa en dirección X,Y.</p>
---	--	--

3.11.6.3. Columnas y placas en edificio de forma cuadrada: 10 pisos.

PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNA	
Columnas centradas "C-1"	
1er Criterio (Blanco Blasco A)	2do Criterio (método japonés)
$A_c = \frac{P_{servicio}}{0.45 f'c}$ <p>Dónde: A_c= Área de columna. $P_{servicio}$= Peso de servicio $\approx P \times A \times N$. A= Área tributaria. N= Número de pisos.</p> <p>Datos: P= 1000 kg/m² (categoría C) A_t= 19.69 m² N= 10 pisos</p>	$A_{col} = \frac{\lambda P_G}{\eta f'c}$ <p>Dónde: A_{col}= Área de columna. P_G= Carga por gravedad (CV+CM). λ, η= Factores que depende de la ubicación de la columna.</p> <p>Datos: P_G= 177979.32 kg λ= 1.1 η= 0.3</p>
→ $A_c = 2595.48 \text{ cm}^2$ Por tanto: C-1=35x70 cm	
Columnas excéntricas "C-2"	
1er Criterio (Blanco Blasco A)	2do Criterio (método japonés)
$A_c = \frac{P_{servicio}}{0.35 f'c}$ <p>Dónde: A_c= Área de columna. $P_{servicio}$= Peso de servicio $\approx P \times A \times N$. A= Área tributaria. N= Número de pisos.</p> <p>Datos: P= 1000 kg/m² (categoría C) A_t= 9.57 m² N= 10 pisos</p>	$A_{col} = \frac{\lambda P_G}{\eta f'c}$ <p>Dónde: A_{col}= Área de columna. P_G= Carga por gravedad (CV+CM). λ, η= Factores que depende de la ubicación de la columna.</p> <p>Datos: P_G= 92852.52 kg λ= 1.25 η= 0.25</p>
→ $A_c = 1756.27 \text{ cm}^2$ Por tanto: C-2=30x55 cm	
Columnas esquinadas "C-3"	
1er Criterio (Blanco Blasco A)	2do Criterio (método japonés)
$A_c = \frac{P_{servicio}}{0.35 f'c}$ <p>Dónde: A_c= Área de columna. $P_{servicio}$= Peso de servicio $\approx P \times A \times N$. A= Área tributaria. N= Número de pisos.</p> <p>Datos: P= 1000 kg/m² (categoría C) A_t= 4.64 m² N= 10 pisos</p>	$A_{col} = \frac{\lambda P_G}{\eta f'c}$ <p>Dónde: A_{col}= Área de columna. P_G= Carga por gravedad (CV+CM). λ, η= Factores que depende de la ubicación de la columna.</p> <p>Datos: P_G= 48980.98 kg λ= 1.5 η= 0.2</p>
→ $A_c = 1190.20 \text{ cm}^2$ Por tanto: C-3=25x45 cm	

PREDIMENSIONAMIENTO DE PLACA O MURO DE CORTE

Peso de la edificación	
1er criterio "E.030" (Metrado manual) Peso sísmico= 100%CM+25%CV Dónde: CM= Carga Muerta. CV= Carga Viva. Datos: CM= 4020916.50 kg CV= 262371.00 kg	2do criterio (Peso estimado) Peso de la edificación= PxAxN Dónde: P= Peso estimado. A= Área construida del edificio. N= Número de pisos. Datos: P= 1000 kg/m2 (categoría C) A= 138.69 m2 N= 10 pisos
→ P= 2733.70 ton	

Fuerza cortante sísmica
Dónde: Z= Factor zona ≈ 0.35 U= Factor de uso ≈ 1.0 C= Factor de amplificación sísmica ≈ C=2.5 S= Factor de amplificación de suelo ≈ 1.15, TP=0.6, TL=2.0 R= Factor de reducción sísmica ≈ R _{x,y} =6.0 P= Peso de la edificación. $V = \frac{ZUCS}{R} P$ → V= 458.47 ton

Verificar: $V_u < \phi V_n$ $V_n = V_c + V_s$ $V_c = 0.53\sqrt{f'_c} * b * d$ $V_s = \frac{A_v * f_y * d}{S}$	Dónde: ϕ = Factor de reducción para cortante ≈ 0.85 V _n = Resistencia nominal al corte del elemento. V _c = Contribución del concreto a la resistencia del corte. V _s = Contribución del acero a la resistencia al corte. f' _c = Resistencia a la compresión del concreto ≈ 210 kg/cm2 d= Longitud efectiva de las placas = 80 cm ≈ 0.8*L b= Espesor de la placa ≈ 25 cm (asumido). A _v = Área del refuerzo de varilla ≈ 1.42 cm2 (asumido 2ø3/8") f _y = Esfuerzo de fluencia de acero ≈ 4200 kg/cm2 S= Espaciamiento de estribos ≈ 20cm (asumido).
--	--

V _c = 19.2 ton	V _u < φV _n	Dónde:
V _s = 23.86 ton	458.47 < 0.85 x 43.06 x L	L _{x,y} = Longitud total de la
→ V _n = 43.06 ton	L _{x,y} = 12.53 m	placa en dirección X,Y.

3.11.6.4. Columnas y placas en edificio de forma cuadrada: 15 pisos.

PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNA	
Columnas centradas "C-1"	
1er Criterio (Blanco Blasco A)	2do Criterio (método japonés)
$A_c = \frac{P_{servicio}}{0.45 f'c}$ <p>Dónde: A_c= Área de columna. $P_{servicio}$= Peso de servicio $\approx P \times A \times N$. A= Área tributaria. N= Número de pisos.</p> <p>Datos: P= 1000 kg/m² (categoría C) A_t= 19.69 m² N= 15 pisos</p>	$A_{col} = \frac{\lambda P_G}{\eta f'c}$ <p>Dónde: A_{col}= Área de columna. P_G= Carga por gravedad (CV+CM). λ, η= Factores que depende de la ubicación de la columna.</p> <p>Datos: P_G= 269009.22 kg λ= 1.1 η= 0.3</p>
→ $A_c = 3911.03 \text{ cm}^2$ Por tanto: C-1=45x85 cm	
Columnas excéntricas "C-2"	
1er Criterio (Blanco Blasco A)	2do Criterio (método japonés)
$A_c = \frac{P_{servicio}}{0.35 f'c}$ <p>Dónde: A_c= Área de columna. $P_{servicio}$= Peso de servicio $\approx P \times A \times N$. A= Área tributaria. N= Número de pisos.</p> <p>Datos: P= 1000 kg/m² (categoría C) A_t= 9.57 m² N= 15 pisos</p>	$A_{col} = \frac{\lambda P_G}{\eta f'c}$ <p>Dónde: A_{col}= Área de columna. P_G= Carga por gravedad (CV+CM). λ, η= Factores que depende de la ubicación de la columna.</p> <p>Datos: P_G= 140256.42 kg λ= 1.25 η= 0.25</p>
→ $A_c = 2646.05 \text{ cm}^2$ Por tanto: C-2=40x65 cm	
Columnas esquinadas "C-3"	
1er Criterio (Blanco Blasco A)	2do Criterio (método japonés)
$A_c = \frac{P_{servicio}}{0.35 f'c}$ <p>Dónde: A_c= Área de columna. $P_{servicio}$= Peso de servicio $\approx P \times A \times N$. A= Área tributaria. N= Número de pisos.</p> <p>Datos: P= 1000 kg/m² (categoría C) A_t= 4.64 m² N= 15 pisos</p>	$A_{col} = \frac{\lambda P_G}{\eta f'c}$ <p>Dónde: A_{col}= Área de columna. P_G= Carga por gravedad (CV+CM). λ, η= Factores que depende de la ubicación de la columna.</p> <p>Datos: P_G= 73931.50 kg λ= 1.5 η= 0.2</p>
→ $A_c = 1793.51 \text{ cm}^2$ Por tanto: C-3=30x60 cm	

PREDIMENSIONAMIENTO DE PLACA O MURO DE CORTE

Peso de la edificación	
1er criterio "E.030" (Metrado manual)	2do criterio (Peso estimado)
Peso sísmico= 100%CM+25%CV Dónde: CM= Carga Muerta. CV= Carga Viva. Datos: CM= 10302336.30 kg CV= 400461.00 kg	Peso de la edificación= PxAxN Dónde: P= Peso estimado. A= Área construida del edificio. N= Número de pisos. Datos: P= 1000 kg/m2 (categoría C) A= 138.69 m2 N= 15 pisos
→ P= 6236.90 ton	

Fuerza cortante sísmica
$V = \frac{ZUCS}{R} P$ Dónde: Z= Factor zona ≈ 0.35 U= Factor de uso ≈ 1.0 C= Factor de amplificación sísmica ≈ C=2.358 S= Factor de amplificación de suelo ≈ 1.15, TP=0.6, TL=2.0 R= Factor de reducción sísmica ≈ R _{x,y} =6.0 P= Peso de la edificación. → V= 986.77 ton

Verificar: $V_u < \phi V_n$ $V_n = V_c + V_s$ $V_c = 0.53\sqrt{f'_c} * b * d$ $V_s = \frac{A_v * f_y * d}{S}$	Dónde: ϕ = Factor de reducción para cortante ≈ 0.85 V _n = Resistencia nominal al corte del elemento. V _c = Contribución del concreto a la resistencia del corte. V _s = Contribución del acero a la resistencia al corte. f' _c = Resistencia a la compresión del concreto ≈ 210 kg/cm2 d= Longitud efectiva de las placas = 80 cm ≈ 0.8*L b= Espesor de la placa ≈ 25 cm (asumido). A _v = Área del refuerzo de varilla ≈ 1.42 cm2 (asumido 2ø3/8") f _y = Esfuerzo de fluencia de acero ≈ 4200 kg/cm2 S= Espaciamiento de estribos ≈ 20cm (asumido).
--	--

V _c = 19.2 ton V _s = 23.86 ton → V _n = 43.06 ton	$V_u < \phi V_n$ $986.77 < 0.85 * 43.06 * L$ L _{x,y} = 26.96 m	Dónde: L _{x,y} = Longitud total de la placa en dirección X,Y.
---	---	---

3.11.7. Predimensionamiento de la edificación de forma rectangular.

Datos:

Uso : Departamento
 S/C entrepiso : 200 Kg/cm²
 S/C azotea : 100 kg/m³
 Forma : Rectangular
 # de pisos : 5, 10 y 15 pisos
 Alt. del Piso : 2.52 m
 Alt. 1er piso : 2.88 m
 f'c : 210 Kg/cm²
 γ del concreto: 2400 Kg/cm³
 Rx,y : 6 (Dual)



3.11.7.1. Losa aligerada y vigas en edificios de 5, 10, 15 pisos.

PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSA ALIGERADA

1er Criterio	2do Criterio (E.060 RNE)
$h = \frac{L}{25}$ Dónde: L= Luz libre (m). Dato: Lmáx. eje X= 5.70 m	$h = \frac{L}{21}$ Dónde: L= Luz libre (m). Dato: Lmáx. eje X= 5.70 m
→ h = 0.25 m	

PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGA PRINCIPAL

Peralte de la viga	
1er Criterio	2do Criterio (método japonés)
$h = \frac{L}{10}$ a $\frac{L}{12}$ Dónde: L= Luz libre (m). Dato: Lmáx. eje Y= 6.00 m	$h = \frac{Ln}{\alpha}$ Dónde: L= Luz libre (m). Datos: Lmáx. eje Y= 6.00 m $\alpha = 12$
→ h = 0.55 m	

Base de la viga	
1er Criterio	2do Criterio (método japonés)
$b = \frac{h}{2}$ a $\frac{2h}{3}$ Dónde: h= Peralte (m). Dato: h= 0.55 m	$b = \frac{B}{20} \geq 0.25$ m Dónde: B= Ancho tributario (m). Dato: B= 4.25 m
→ b = 0.30 m	
Por tanto: VP=30x55 cm	

PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGA SECUNDARIA	
Peralte de la viga	Base de la viga
$h = \frac{L}{14}$ Dónde: L=Luz libre (m). Dato: Lmáx. eje X= 5.70 m h= 0.45 m	$b = \frac{h}{2}$ Dónde: h=Peralte (m). Dato: h= 0.45 m b= 0.25 m
Por tanto: VS=25x45 cm	

3.11.7.2. Columnas y placas en edificio de forma rectangular: 5 pisos

PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNA	
Columnas centradas "C-1"	
1er Criterio (Blanco Blasco A)	2do Criterio (método japonés)
$A_c = \frac{P_{servicio}}{0.45 f'c}$ Dónde: Ac= Área de columna. P _{servicio} = Peso de servicio ≈ PxAxN. A= Área tributaria. N= Número de pisos. Datos: P= 1000 kg/m ² (categoría C) At= 21.80 m ² N= 5 pisos	$A_{col} = \frac{\lambda P_G}{\eta f'c}$ Dónde: Acol= Área de columna. P _G = Carga por gravedad (CV+CM). λ,η= Factores que depende de la ubicación de la columna. Datos: P _G = 106178.63 kg λ= 1.1 η= 0.3
→ Ac= 1503.74 cm ² Por tanto: C-1=30x55 cm	
Columnas excéntricas "C-2"	
1er Criterio (Blanco Blasco A)	2do Criterio (método japonés)
$A_c = \frac{P_{servicio}}{0.35 f'c}$ Dónde: Ac= Área de columna. P _{servicio} = Peso de servicio ≈ PxAxN. A= Área tributaria. N= Número de pisos. Datos: P= 1000 kg/m ² (categoría C) At= 14.62 m ² N= 5 pisos	$A_{col} = \frac{\lambda P_G}{\eta f'c}$ Dónde: Acol= Área de columna. P _G = Carga por gravedad (CV+CM). λ,η= Factores que depende de la ubicación de la columna. Datos: P _G = 74914.25 kg λ= 1.25 η= 0.25
→ Ac= 1389.13 cm ² Por tanto: C-2=30x45 cm	

Columnas esquinadas "C-3"	
1er Criterio (Blanco Blasco A)	2do Criterio (método japonés)
$A_c = \frac{P_{servicio}}{0.35 f'_c}$ <p>Dónde: A_c= Área de columna. P_{servicio}= Peso de servicio ≈ PxAxN. A= Área tributaria. N= Número de pisos.</p> <p>Datos: P= 1000 kg/m² (categoría C) A_t= 8.55 m² N= 5 pisos</p>	$A_{col} = \frac{\lambda P_G}{\eta f'_c}$ <p>Dónde: A_{col}= Área de columna. P_G= Carga por gravedad (CV+CM). λ,η= Factores que depende de la ubicación de la columna.</p> <p>Datos: P_G= 45868.50 kg λ= 1.5 η= 0.2</p>
→ A _c = 1109.90 cm ² Por tanto: C-3=25x45 cm	

PREDIMENSIONAMIENTO DE PLACA O MURO DE CORTE

Peso de la edificación	
1er criterio "E.030" (Metrado manual)	2do criterio (Peso estimado)
<p>Peso sísmico= 100%CM+25%CV</p> <p>Dónde: CM= Carga Muerta. CV= Carga Viva.</p> <p>Datos: CM= 763681.80 kg CV= 124686.00 kg</p>	<p>Peso de la edificación= PxAxN</p> <p>Dónde: P= Peso estimado. A= Área construida del edificio. N= Número de pisos.</p> <p>Datos: P= 1000 kg/m² (categoría C) A= 138.54 m² N= 5 pisos</p>
→ P= 743.78 ton	

Fuerza cortante sísmica
<p>Dónde: Z= Factor zona ≈ 0.35 U= Factor de uso ≈ 1.0 C= Factor de amplificación sísmica ≈ C=2.5 S= Factor de amplificación de suelo ≈ 1.15, T_P=0.6, T_L=2.0 R= Factor de reducción sísmica ≈ R_{x,y}=6.0 P= Peso de la edificación.</p> $V = \frac{ZUCS}{R} P$ <p>→ V= 124.74 ton</p>

<p>Verificar: $V_u < \phi V_n$</p> <p>$V_n = V_c + V_s$</p> <p>$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} * b * d$</p> <p>$V_s = \frac{A_v * f_y * d}{S}$</p>	<p>Dónde: φ= Factor de reducción para cortante ≈ 0.85 V_n= Resistencia nominal al corte del elemento. V_c= Contribución del concreto a la resistencia del corte. V_s= Contribución del acero a la resistencia al corte. f'_c= Resistencia a la compresión del concreto ≈ 210 kg/cm² d= Longitud efectiva de las placas = 80 cm ≈ 0.8*L b= Espesor de la placa ≈ 20 cm (asumido). A_v= Área del refuerzo de varilla ≈ 1.42 cm² (asumido 2ø3/8") f_y= Esfuerzo de fluencia de acero ≈ 4200 kg/cm² S= Espaciamiento de estribos ≈ 20cm (asumido).</p>
<p>V_c= 15.36 ton V_s= 23.86 ton → V_n= 39.22 ton</p>	<p>$V_u < \phi V_n$ 124.74 < 0.85 x 39.22 x L L_{x,y}= 3.74 m</p>
	<p>Dónde: L_{x,y}= Longitud total de la placa en dirección X,Y.</p>

3.11.7.3. Columnas y placas en edificio de forma rectangular: 10 pisos

PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNA	
Columnas centradas "C-1"	
1er Criterio (Blanco Blasco A)	2do Criterio (método japonés)
$A_c = \frac{P_{servicio}}{0.45 f'c}$ <p>Dónde: A_c= Área de columna. $P_{servicio}$= Peso de servicio $\approx P_x A_x N$. A= Área tributaria. N= Número de pisos.</p> <p>Datos: P= 1000 kg/m² (categoría C) A_t= 21.80 m² N= 10 pisos</p>	$A_{col} = \frac{\lambda P_G}{\eta f'c}$ <p>Dónde: A_{col}= Área de columna. P_G= Carga por gravedad (CV+CM). λ, η= Factores que depende de la ubicación de la columna.</p> <p>Datos: P_G= 216881.78 kg λ= 1.1 η= 0.3</p>
→ $A_c = 3046.98 \text{ cm}^2$ Por tanto: C-1=40x75 cm	
Columnas excéntricas "C-2"	
1er Criterio (Blanco Blasco A)	2do Criterio (método japonés)
$A_c = \frac{P_{servicio}}{0.35 f'c}$ <p>Dónde: A_c= Área de columna. $P_{servicio}$= Peso de servicio $\approx P_x A_x N$. A= Área tributaria. N= Número de pisos.</p> <p>Datos: P= 1000 kg/m² (categoría C) A_t= 14.62 m² N= 10 pisos</p>	$A_{col} = \frac{\lambda P_G}{\eta f'c}$ <p>Dónde: A_{col}= Área de columna. P_G= Carga por gravedad (CV+CM). λ, η= Factores que depende de la ubicación de la columna.</p> <p>Datos: P_G= 152844.80 kg λ= 1.25 η= 0.25</p>
→ $A_c = 2814.17 \text{ cm}^2$ Por tanto: C-2=40x70 cm	
Columnas esquinadas "C-3"	
1er Criterio (Blanco Blasco A)	2do Criterio (método japonés)
$A_c = \frac{P_{servicio}}{0.35 f'c}$ <p>Dónde: A_c= Área de columna. $P_{servicio}$= Peso de servicio $\approx P_x A_x N$. A= Área tributaria. N= Número de pisos.</p> <p>Datos: P= 1000 kg/m² (categoría C) A_t= 8.55 m² N= 10 pisos</p>	$A_{col} = \frac{\lambda P_G}{\eta f'c}$ <p>Dónde: A_{col}= Área de columna. P_G= Carga por gravedad (CV+CM). λ, η= Factores que depende de la ubicación de la columna.</p> <p>Datos: P_G= 93478.50 kg λ= 1.5 η= 0.2</p>
→ $A_c = 2250.89 \text{ cm}^2$ Por tanto: C-3=35x65 cm	

PREDIMENSIONAMIENTO DE PLACA O MURO DE CORTE

Peso de la edificación	
1er criterio "E.030" (Metrado manual)	2do criterio (Peso estimado)
Peso sísmico= 100%CM+25%CV Dónde: CM= Carga Muerta. CV= Carga Viva. Datos: CM= 2719684.40 kg CV= 262922.00 kg	Peso de la edificación= PxAxN Dónde: P= Peso estimado. A= Área construida del edificio. N= Número de pisos. Datos: P= 1000 kg/m2 (categoría C) A= 138.38 m2 N= 10 pisos
→ P= 2084.61 ton	

Fuerza cortante sísmica
$V = \frac{ZUCS}{R} P$ Dónde: Z= Factor zona ≈ 0.35 U= Factor de uso ≈ 1.0 C= Factor de amplificación sísmica ≈ C=2.5 S= Factor de amplificación de suelo ≈ 1.15, TP=0.6, TL=2.0 R= Factor de reducción sísmica ≈ R _{x,y} =6.0 P= Peso de la edificación. → V= 349.61 ton

Verificar: $V_u < \phi V_n$ $V_n = V_c + V_s$ $V_c = 0.53\sqrt{f'_c} * b * d$ $V_s = \frac{A_v * f_y * d}{S}$	Dónde: ϕ = Factor de reducción para cortante ≈ 0.85 V _n = Resistencia nominal al corte del elemento. V _c = Contribución del concreto a la resistencia del corte. V _s = Contribución del acero a la resistencia al corte. f' _c = Resistencia a la compresión del concreto ≈ 210 kg/cm2 d= Longitud efectiva de las placas = 80 cm ≈ 0.8*L b= Espesor de la placa ≈ 25 cm (asumido). A _v = Área del refuerzo de varilla ≈ 1.42 cm2 (asumido 2ø3/8") f _y = Esfuerzo de fluencia de acero ≈ 4200 kg/cm2 S= Espaciamiento de estribos ≈ 20cm (asumido).
--	--

V _c = 19.2 ton V _s = 23.86 ton → V _n = 43.06 ton	$V_u < \phi V_n$ 349.61 < 0.85 x 43.06 x L L _{x,y} = 9.55 m	Dónde: L _{x,y} = Longitud total de la placa en dirección X,Y.
---	--	---

3.11.7.4. Columnas y placas en edificio de forma rectangular: 15 pisos.

PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNA	
Columnas centradas "C-1"	
1er Criterio (Blanco Blasco A)	2do Criterio (método japonés)
$A_c = \frac{P_{servicio}}{0.45 f'c}$ <p>Dónde: A_c= Área de columna. P_{servicio}= Peso de servicio ≈ PxAxN. A= Área tributaria. N= Número de pisos.</p> <p>Datos: P= 1000 kg/m² (categoría C) A_t= 21.80 m² N= 15 pisos</p>	$A_{col} = \frac{\lambda P_G}{\eta f'c}$ <p>Dónde: A_{col}= Área de columna. P_G= Carga por gravedad (CV+CM). λ,η= Factores que depende de la ubicación de la columna.</p> <p>Datos: P_G= 327584.93 kg λ= 1.1 η= 0.3</p>
→ A _c = 4590.23 cm ² Por tanto: C-1=50x90 cm	
Columnas excéntricas "C-2"	
1er Criterio (Blanco Blasco A)	2do Criterio (método japonés)
$A_c = \frac{P_{servicio}}{0.35 f'c}$ <p>Dónde: A_c= Área de columna. P_{servicio}= Peso de servicio ≈ PxAxN. A= Área tributaria. N= Número de pisos.</p> <p>Datos: P= 1000 kg/m² (categoría C) A_t= 14.62 m² N= 15 pisos</p>	$A_{col} = \frac{\lambda P_G}{\eta f'c}$ <p>Dónde: A_{col}= Área de columna. P_G= Carga por gravedad (CV+CM). λ,η= Factores que depende de la ubicación de la columna.</p> <p>Datos: P_G= 230775.35 kg λ= 1.25 η= 0.25</p>
→ A _c = 4239.21 cm ² Por tanto: C-2=45x95 cm	
Columnas esquinadas "C-3"	
1er Criterio (Blanco Blasco A)	2do Criterio (método japonés)
$A_c = \frac{P_{servicio}}{0.35 f'c}$ <p>Dónde: A_c= Área de columna. P_{servicio}= Peso de servicio ≈ PxAxN. A= Área tributaria. N= Número de pisos.</p> <p>Datos: P= 1000 kg/m² (categoría C) A_t= 8.55 m² N= 15 pisos</p>	$A_{col} = \frac{\lambda P_G}{\eta f'c}$ <p>Dónde: A_{col}= Área de columna. P_G= Carga por gravedad (CV+CM). λ,η= Factores que depende de la ubicación de la columna.</p> <p>Datos: P_G= 141088.50 kg λ= 1.5 η= 0.2</p>
→ A _c = 3391.89 cm ² Por tanto: C-3=40x85 cm	

PREDIMENSIONAMIENTO DE PLACA O MURO DE CORTE

Peso de la edificación	
1er criterio "E.030" (Metrado manual)	2do criterio (Peso estimado)
Peso sísmico= 100%CM+25%CV Dónde: CM= Carga Muerta. CV= Carga Viva. Datos: CM= 7075127.60 kg CV= 401302.00 kg	Peso de la edificación= PxAxN Dónde: P= Peso estimado. A= Área construida del edificio. N= Número de pisos. Datos: P= 1000 kg/m2 (categoría C) A= 138.38 m2 N= 15 pisos
→ P= 4625.58 ton	

Fuerza cortante sísmica
$V = \frac{ZUCS}{R} P$ Dónde: Z= Factor zona ≈ 0.35 U= Factor de uso ≈ 1.0 C= Factor de amplificación sísmica ≈ C=2.5 S= Factor de amplificación de suelo ≈ 1.15, TP=0.6, TL=2.0 R= Factor de reducción sísmica ≈ R _{x,y} =6.0 P= Peso de la edificación. → V= 731.84 ton

Verificar: $V_u < \phi V_n$ $V_n = V_c + V_s$ $V_c = 0.53\sqrt{f'_c} * b * d$ $V_s = \frac{A_v * f_y * d}{S}$	Dónde: ϕ = Factor de reducción para cortante ≈ 0.85 V _n = Resistencia nominal al corte del elemento. V _c = Contribución del concreto a la resistencia del corte. V _s = Contribución del acero a la resistencia al corte. f' _c = Resistencia a la compresión del concreto ≈ 210 kg/cm2 d= Longitud efectiva de las placas = 80 cm ≈ 0.8*L b= Espesor de la placa ≈ 25 cm (asumido). A _v = Área del refuerzo de varilla ≈ 1.42 cm2 (asumido 2ø3/8") f _y = Esfuerzo de fluencia de acero ≈ 4200 kg/cm2 S= Espaciamiento de estribos ≈ 20cm (asumido).
--	--

V _c = 19.2 ton V _s = 23.86 ton → V _n = 43.06 ton	$V_u < \phi V_n$ 731.84 < 0.85 x 43.06 x L L _{x,y} = 20.00 m	Dónde: L _{x,y} = Longitud total de la placa en dirección X,Y.
---	---	---

3.11.8. Estructuración de la edificación de forma cuadrada.

A continuación, se muestra la estructuración final de cada uno de los modelos de la edificación de forma cuadrada, previo cumplimiento de la Norma E 030.

3.11.8.1. Edificio de forma cuadrada: 5 pisos

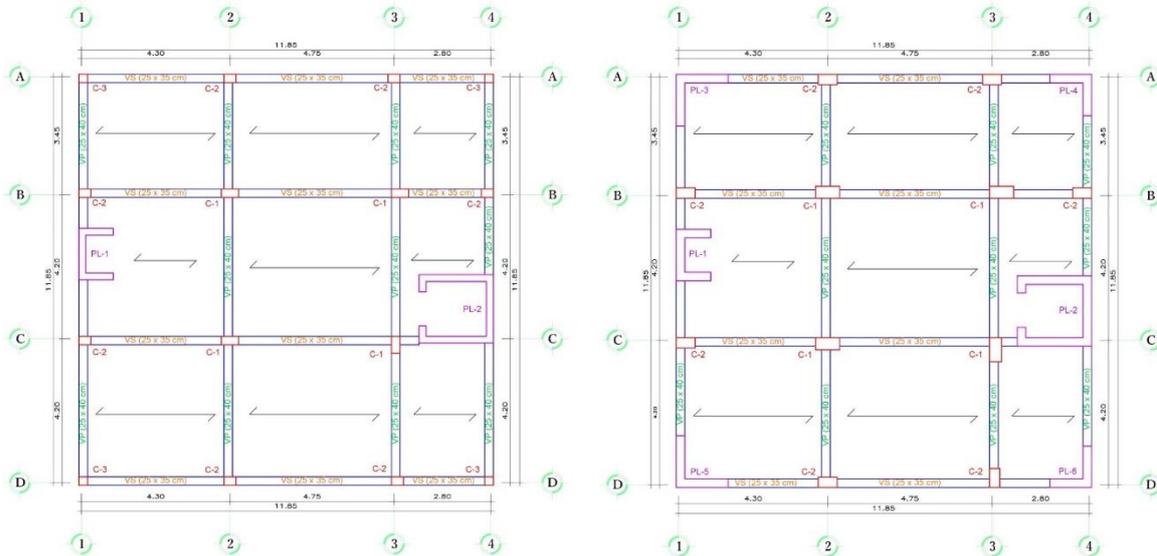


Figura 3.9. Estructuración del edificio de forma cuadrada: 5 y 10 pisos.

3.11.8.2. Edificio de forma cuadrada: 15 pisos

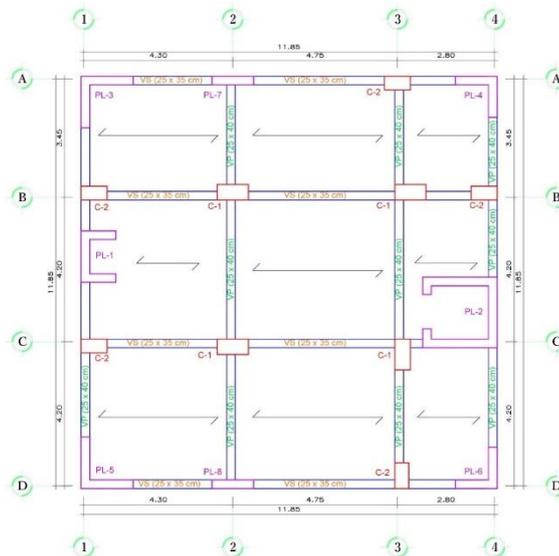


Figura 3.10. Estructuración del edificio de forma cuadrada: 15 pisos.

3.11.9. Estructuración de la edificación de forma rectangular

Asimismo, aquí se muestra la estructuración final de cada uno de los modelos de la edificación de forma rectangular, previo cumplimiento de la Norma E 030.

3.11.9.1. Edificio de forma rectangular: 5 y 10 pisos.

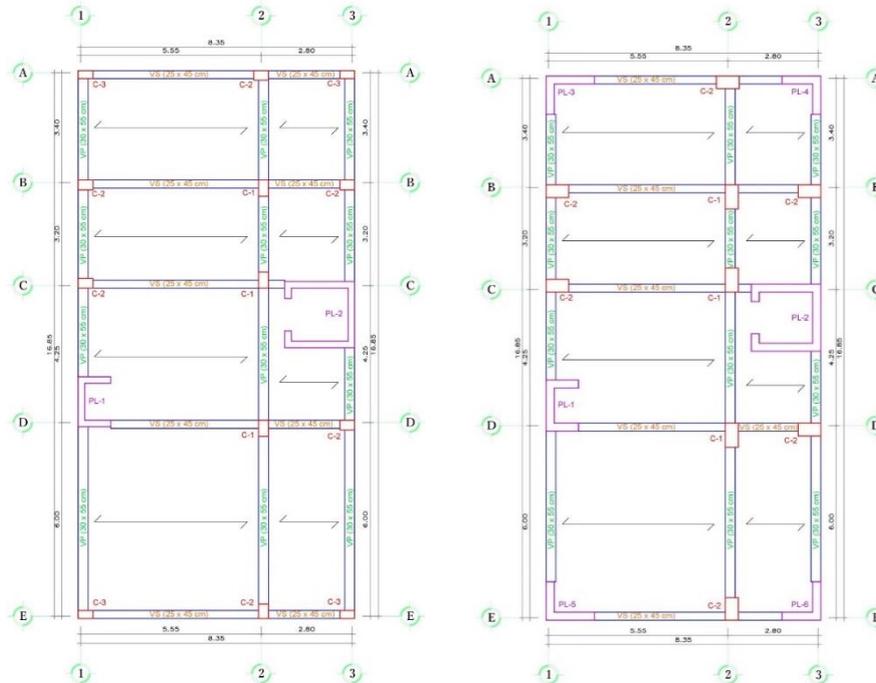


Figura 3.11. Estructuración del edificio de forma rectangular: 5 y 10 pisos.

3.11.9.2. Edificio de forma rectangular: 15 pisos

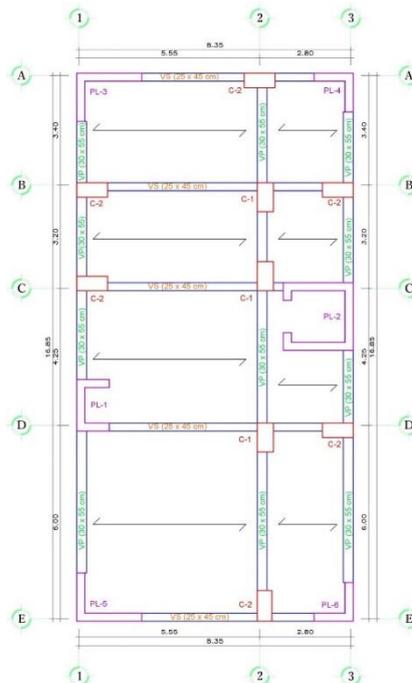


Figura 3.12. Estructuración del edificio de forma rectangular: 15 pisos.

3.11.10. Medrado de cargas para Etabs

La Norma E.020 del R.N.E. nos brinda las condiciones a tener en cuenta para analizar y calcular las cargas de gravedad.

Datos: Altura de tabique de entrepiso : 2.32 m
 Peso de piso terminado : 100 kg/m²

Las cargas de muros de albañilería que nos sirven de tabique y división de ambientes dentro del edificio, tienen pesos considerados. Incluyendo tarrajeos, iguales a 14 kg/cm² por centímetro de espesor de muro. La siguiente tabla proporciona pesos equivalentes de la tabiquería interna, por m² que se debe asignar. Ya en que en este caso en el modelado de los edificios no se consideró los muros internos.

Tabla 3.3.
Cargas repartidas equivalentes de la tabiquería

Peso del tabique (kg/m)	Carga equivalente (kg/m²)
< 74	30
75 - 149	60
150 - 249	90
250 - 399	150
400 - 549	210
550 - 699	270
700 - 849	330
850 - 1000	390

Nota: Fuente: Manual de construcción ICG.

$$P_t = 14 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * 15 = 210 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$P_{t \text{ entrepiso}} = 210 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * 2.32 \text{ m} \rightarrow 487.2 \text{ kg/m}$$

Por lo tanto, con el peso del tabique ya obtenido, según la tabla anterior se puede estimar la carga equivalente por m².

A continuación, se muestra las cargas que se consideró en el análisis:

a). Carga Muerta: La carga muerta será la suma de la carga equivalente de tabiquería más el piso terminado en los entrepisos del edificio.

$$CM_e = 210 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} + 100 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \rightarrow 310 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

b). Carga muerta de techo: Se le considera solamente el peso de los parapetos.

$$CM_t = 100 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

c). Carga viva: Según la tabla 1 de la Norma E 020 del R.N.E. nos dan las cargas vivas, tal como se muestra a continuación.

<u>Para departamento:</u>	Carga viva de entrepiso	: 200 kg/m ² .
	Carga viva de techo	: 100 kg/m ² .

3.11.11. Análisis estático y dinámico según la Norma E.030 2018

- **Factor de zona “Z”**

Según la tabla N°1 de la Norma E.030 del R.N.E., se clasifica en la zona 3, ya que la zona en estudio de la presente investigación es la ciudad de Juliaca del departamento de Puno; Por tanto, el valor sería: Z=0.35.

- **Factor de suelo “S”**

Según la tabla N°3 de la Norma E.030 del R.N.E., el factor de suelo se clasifica de acuerdo al tipo de zona (Z₃) y del tipo de suelo (S₂) por tanto resulta el valor de S=1.15.

- **Periodos “T_p y T_L”**

Según la tabla N°3 de la Norma E.030 del R.N.E., estos valores se estima de acuerdo al tipo de suelo (S₂) por tanto los valores son: T_p = 0.6 y T_L = 2.0.

- **Categoría de la edificación y factor de Uso “U”**

Según la tabla N°5 de la Norma E.030 del R.N.E., se clasifican en la categoría C “Edificaciones comunes” ya que los modelos de edificios son de uso como departamento; por tanto, U=1.

- **Factores de Irregularidad “I_a , I_p”**

Para determinar las irregularidades de la estructura se realizará según la tabla N°7 y N°8 de la Norma E.030 del R.N.E. En este caso los modelos a analizar no presentan

irregularidades en planta ni en altura ya que son regulares, por lo que se asume los valores de la siguiente manera: $I_p = 1$, $I_a = 1$

- **Coeficiente de reducción de la fuerza sísmica “R”**

El valor de R de acuerdo con Norma E.030 se da con la siguiente fórmula:

$$R = R_o I_a I_p$$

Por otro lado, según la Tabla N°7 de la Norma E.030 del R.N.E., el valor de “ R_o ” se clasifica como muros estructurales ($R_o = 6$). Entonces el valor de R es:

$$R = 6 * 1 * 1 \rightarrow R = 6$$

- **Espectro de aceleración sísmica**

Según la Norma E.030 del R.N.E. para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utilizará un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones definido por:

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} g$$

Dónde:

Z = Factor de zona, de acuerdo a la Norma E.030 es $Z=0.35$.

U = Factor de importancia o uso, de acuerdo a la Norma E.030 es $U=1.0$.

S = Factor de suelo, de acuerdo a la zona de estudio se tiene un suelo $S_2 = 1.15$.

R = Factor de reducción sísmica, el modelo es regular y toma el valor de $R= 6$.

g = Aceleración de la gravedad.

Asimismo, de acuerdo a la Norma E.030 2018 se realiza la tabulación del espectro de aceleración sísmica, con las siguientes fórmulas que se muestran a continuación:

$$T < 0.2 T_p \quad C = 1 + 1.75 \left(\frac{T}{T_p} \right)$$

$$T < T_p \quad C = 2.5$$

$$T_p < T < T_L \quad C = 2.5 \left(\frac{T_p}{T} \right)$$

$$T > T_L \quad C = 2.5 \left(\frac{T_p T_L}{T^2} \right)$$

Tabla 3.4.
Valores de espectro pseudo-aceleraciones

T	C	Sa/g
0	1.000	0.067
0.02	1.250	0.084
0.04	1.500	0.101
0.06	1.750	0.117
0.08	2.000	0.134
0.1	2.250	0.151
0.12	2.500	0.168
0.14	2.500	0.168
0.16	2.500	0.168
0.18	2.500	0.168
0.2	2.500	0.168
0.25	2.500	0.168
0.3	2.500	0.168
0.35	2.500	0.168
0.4	2.500	0.168
0.45	2.500	0.168
0.5	2.500	0.168
0.55	2.500	0.168
0.6	2.500	0.168
0.65	2.308	0.155
0.7	2.143	0.144
0.75	2.000	0.134
0.8	1.875	0.126
0.85	1.765	0.118
0.9	1.667	0.112
0.95	1.579	0.106
1	1.500	0.101
1.6	0.938	0.063
2	0.750	0.050
2.5	0.480	0.032
3	0.333	0.022
4	0.188	0.013
5	0.120	0.008
6	0.083	0.006
7	0.061	0.004
8	0.047	0.003
9	0.037	0.002
10	0.030	0.002

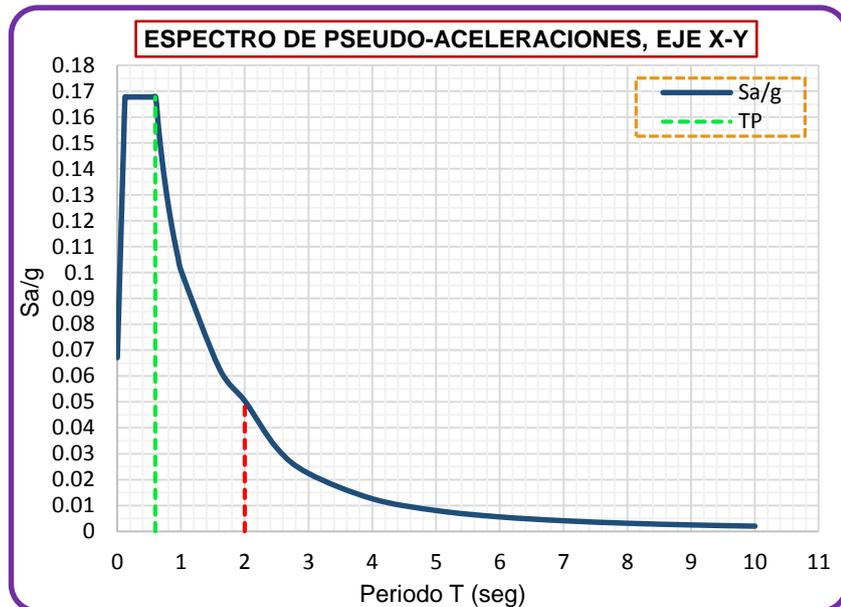


Figura 3.13. Espectro de aceleración sísmica en la dirección X,Y.

Consideraciones para el análisis de los modelos en Etabs

- **Definición de cargas estáticas para el análisis en Etabs**

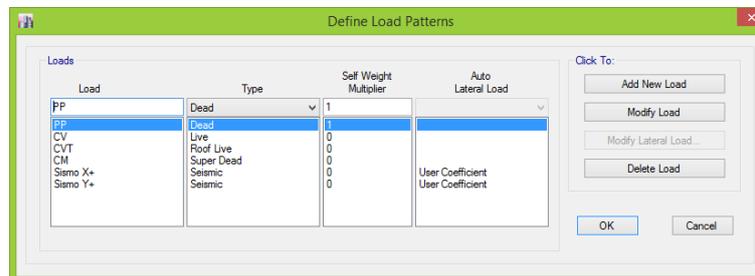


Figura 3.14. Cargas estáticas para el análisis en Etabs.

Dónde: PP= Peso propio, CV= Carga viva, CVT= Carga viva de techo, CM= Carga muerta, Sismo X+= Sismo estático en la dirección X, Sismo Y+= Sismo estático en la dirección Y.

- **Peso sísmico**

La edificación es de categoría C, se tomará el 25 % de la carga viva para entrepisos y de igual manera el 25 % de la carga viva para el techo.

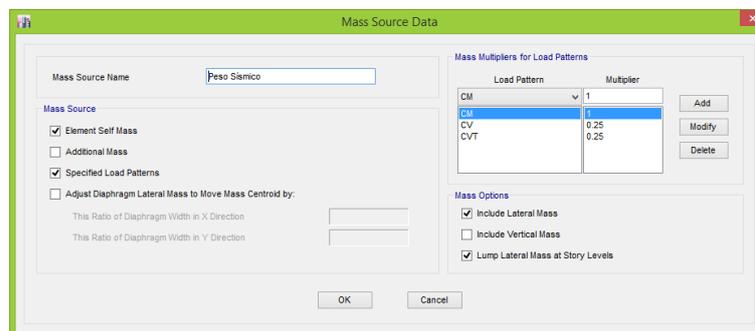


Figura 3.15. Peso sísmico, adicionando las cargas según la Norma E 030.

- **Definición de cargas dinámicas para el análisis en Etabs**

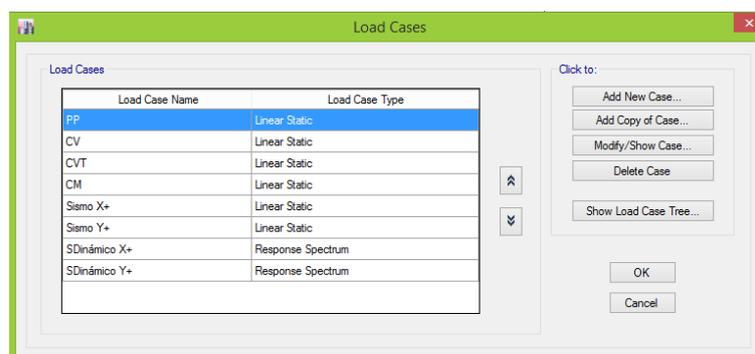


Figura 3.16. Cargas dinámicas para el análisis en Etabs.

Dónde: SDinámico+ = Sismo Dinámico en la dirección X.
 SDinámico+ = Sismo Dinámico en la dirección Y.

- **Requisitos de resistencia y de servicio**

Según la Norma E.060 del R.N.E. en el capítulo 9 nos da los requisitos generales de resistencia requerida para el diseño de elementos estructurales, tal como se muestra a continuación:

La resistencia requerida para cargas muertas (CM) y cargas vivas (CV) será como mínimo:

$$U = 1.4CM + 1.7CV \quad (4)$$

Si en diseño se tuvieran que considerar cargas de sismo (CS), además de lo indicado en la formula anterior, la resistencia requerida será como mínimo:

$$U = 1.25(CM + CV) \pm CS \quad (5)$$

$$U = 0.90CM \pm CS \quad (6)$$

- **Combinaciones de carga y envolvente de diseño**

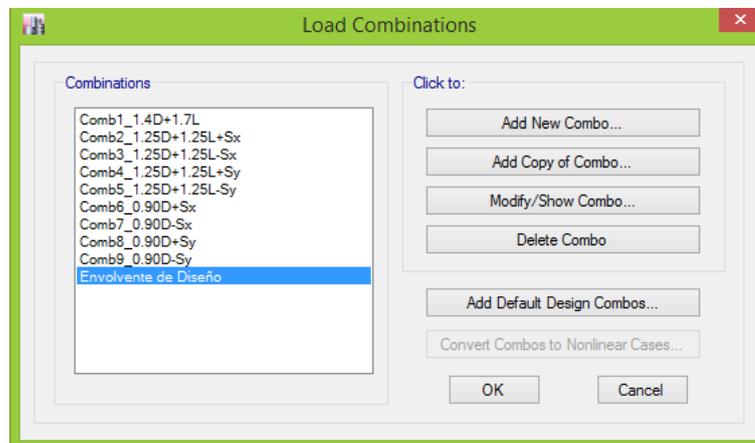


Figura 3.17. Combinaciones de carga con carga de sismo.

Dónde:

D= Dead ≈ Carga Muerta.

L= Live ≈ Carga Viva.

Sx,y= Seismic ≈ Carga sísmica en la dirección x e y.

3.11.11.1. Análisis estático y dinámico del edificio de forma cuadrada: 5 pisos.

- Modelado del edificio en Etabs

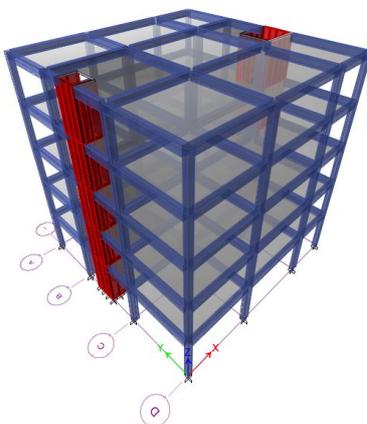


Figura 3.18. Modelado en Etabs del edificio de forma cuadrada: 5 pisos.

Análisis estático o de fuerzas equivalentes según la Norma E.030 2018

a. Cálculo del periodo fundamental (T)

Para el cálculo del periodo fundamental de la estructura, la Norma E 030 nos da la siguiente fórmula de aproximación: $T = \frac{h_n}{C_T}$ en donde: h_n es altura total del edificio y C_T es un coeficiente para estimar el periodo fundamental de un edificio.

Por tanto, el periodo fundamental según Etabs es: $T_x = 0.377$ seg. y $T_y = 0.392$ seg.

Case	Mode	Period sec	LX	UY	UZ	Sum LX	Sum UY	Sum UZ	RX
Modal	1	0.392	0.0577	0.517	0	0.0577	0.517	0	0.1903
Modal	2	0.377	0.5389	0.0884	0	0.5966	0.6055	0	0.0352
Modal	3	0.272	0.032	0.1504	0	0.7286	0.7558	0	0.0567
Modal	4	0.104	0.0047	0.1223	0	0.7333	0.8781	0	0.3632
Modal	5	0.087	0.1701	0.0159	0	0.9034	0.8941	0	0.0415
Modal	6	0.072	0.0159	0.0358	0	0.9193	0.9298	0	0.1039
Modal	7	0.049	0.0011	0.0366	0	0.9704	0.9665	0	0.0899

b. Cálculo del coeficiente de amplificación sísmica (C)

En la Norma E.030 se define (C) por la siguiente expresión: $T < T_p \rightarrow C = 2.5$

Por tanto, los periodos en X,Y son menores que $T_p = 0.60$, entonces: $C = 2.5$

c. Cálculo de la fuerza cortante basal (V)

Según la Norma E 030, la fuerza cortante basal de la estructura será:

$$V = \frac{ZUCS}{R}P \quad (7)$$

Además el valor de C/R no deberá considerarse menor que: $\frac{C}{R} \geq 0.11$

Dónde: Z= Factor de zona ≈ 0.35

U= Factor de uso ≈ 1.0

C= Factor de amplificación sísmica ≈ 2.5 .

S= Factor de amplificación de suelo ≈ 1.15 , $T_p = 0.6$, $T_L = 2.0$

R= Factor de reducción de fuerza sísmica $\approx R_{x,y} = 6.0$

P= Peso de la edificación.

Por tanto, la cortante basal de la estructura es: $V_{x,y} = 95.594 \text{ ton}$

Auto Seismic - User Coefficients											
Load Pattern	Type	Direction	Eccentricity %	Ecc. Overridden	Top Story	Bottom Story	C	K	Weight Used tonf	Base Shear tonf	
Sismo X+	Seismic	X+ Ecc. Y	5	<input type="checkbox"/>	Piso 5	Base	0.16771	1	570.0012	95.5949	
Sismo Y+	Seismic	Y+ Ecc. X	5	<input type="checkbox"/>	Piso 5	Base	0.16771	1	570.0012	95.5949	

d. Control de derivas (Drift)

Según la Norma E.030 los desplazamientos inelásticos no excederán al límite dado:

$$0.75 * R * \Delta e = \Delta i \leq 0.007$$

Tabla 3.5.

Derivas por análisis estático del edificio de forma cuadrada: 5 pisos

Story	Load Case/Combo	$\Delta_{inelástica X}$ $0.75 * R * \Delta e X$	Load Case/Combo	$\Delta_{inelástica Y}$ $0.75 * R * \Delta e Y$	Deriva Límite	Control
Piso 5	Sismo X+	0.005162	Sismo Y+	0.004176	0.007	CUMPLE
Piso 4	Sismo X+	0.005472	Sismo Y+	0.004712	0.007	CUMPLE
Piso 3	Sismo X+	0.005364	Sismo Y+	0.004932	0.007	CUMPLE
Piso 2	Sismo X+	0.004532	Sismo Y+	0.004455	0.007	CUMPLE
Piso 1	Sismo X+	0.002201	Sismo Y+	0.002367	0.007	CUMPLE

Análisis dinámico modal espectral según la Norma E.030 2018

a. Verificación del sistema estructural – Dirección X

- $V_{placas} = 69.581 \text{ ton.}$
- $V_{columnas} = 8.282 \text{ ton.}$

Por tanto, según la Norma E.030:

- $\%V_{placas} \approx V_{placas} / V_{columnas} = 89.36 \% \rightarrow$ **Muros estructurales.**

- $\%V_{columnas} \approx V_{columnas} / V_{placas} = 10.64 \%$

b. Verificación del sistema estructural – Dirección Y

- $V_{placas} = 82.851 \text{ ton.}$
- $V_{columnas} = 8.187 \text{ ton.}$

Por tanto, según la Norma E.030:

- $\%V_{placas} \approx V_{placas} / V_{columnas} = 91.01 \%$ → **Muros estructurales.**
- $\%V_{columnas} \approx V_{columnas} / V_{placas} = 8.99 \%$

c. Verificación de la relación entre la cortante Estática y Dinámica

Según la Norma E.030 en estructuras regulares la fuerza cortante dinámica deberá ser por lo menos el 80% de la cortante estática:

Story	Load Case/Combo	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf
Piso 1	Sismo X+	Bottom	0	95.5949	0
Piso 1	Sismo Y+	Bottom	0	0	95.5949
Piso 1	SDinámico X+ Max	Bottom	0	76.4764	15.7829
Piso 1	SDinámico Y+ Max	Bottom	0	17.5641	76.476

- $V_{Dinámica_x} \approx V_{Dinámico} / V_{Estático} = 80.00\% \geq 80\% \rightarrow \text{OK}$
- $V_{Dinámica_y} \approx V_{Dinámico} / V_{Estático} = 80.00\% \geq 80\% \rightarrow \text{OK}$

d. Control de derivas (Drift)

Tabla 3.6.

Derivas por análisis dinámico del edificio de forma cuadrada: 5 pisos

Story	Load Case/Combo	$\Delta_{inelástica X}$ $0.75 \cdot R \cdot \Delta_e X$	Load Case/Combo	$\Delta_{inelástica Y}$ $0.75 \cdot R \cdot \Delta_e Y$	Deriva Límite	Control
Piso 5	SDinámico X+	0.004271	SDinámico Y+	0.004271	0.007	CUMPLE
Piso 4	SDinámico X+	0.004514	SDinámico Y+	0.004797	0.007	CUMPLE
Piso 3	SDinámico X+	0.004383	SDinámico Y+	0.004977	0.007	CUMPLE
Piso 2	SDinámico X+	0.003663	SDinámico Y+	0.004433	0.007	CUMPLE
Piso 1	SDinámico X+	0.001773	SDinámico Y+	0.002363	0.007	CUMPLE

e. Desplazamientos laterales

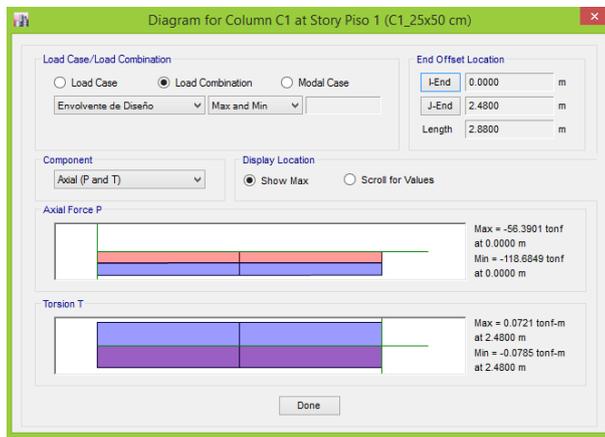
Tabla 3.7.

Desplazamientos por sismo del edificio de forma cuadrada: 5 pisos

Story	Diaphragm	Load Case/Combo	UX mm	Load Case/Combo	UY mm
Piso 5	D5	SDinámico X+ Max	8.37	SDinámico Y+ Max	7.49
Piso 4	D4	SDinámico X+ Max	6.43	SDinámico Y+ Max	5.96
Piso 3	D3	SDinámico X+ Max	4.41	SDinámico Y+ Max	4.26
Piso 2	D2	SDinámico X+ Max	2.47	SDinámico Y+ Max	2.51
Piso 1	D1	SDinámico X+ Max	0.86	SDinámico Y+ Max	0.94

f. Fuerzas internas máximas

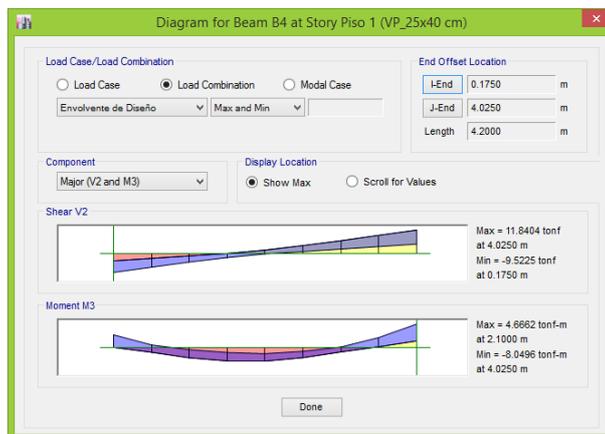
o Fuerza axial máxima en columnas



Fuerza axial máx._columna = 118.6849 ton (Compresión) en el 1er piso eje 2-C "Columna central C-1".

Figura 3.19. Fuerza axial máxima en columnas.

o Fuerza cortante y momento flector máximo en vigas



Fuerza cortante máx._Viga = 11.8404 ton, en el 1er piso eje 2 tramo C-D "viga principal VP".

Momento flector máx._Viga = 4.6662 ton-m, en el 1er piso eje 2 tramo C-D "viga principal VP".

Figura 3.20. Fuerza cortante y momento flector máximo en vigas.

3.11.11.2. Análisis estático y dinámico del edificio de forma cuadrada: 10 pisos

- **Modelado del edificio en Etabs**

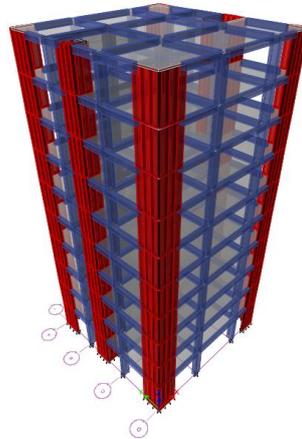


Figura 3.21. Modelado en Etabs del edificio de forma cuadrada: 10 pisos.

Análisis estático o de fuerzas equivalentes según la Norma E.030 2018

a. Cálculo del periodo fundamental (T)

El periodo fundamental según Etabs es: $T_x = 0.701$ seg. y $T_y = 0.591$ seg.

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX
Modal	1	0.701	0.6921	0.0126	0	0.6921	0.0126	0	0.0053
Modal	2	0.591	0.0122	0.7272	0	0.7043	0.7398	0	0.2844
Modal	3	0.45	0.0011	0.0001	0	0.7054	0.7399	0	0.0003
Modal	4	0.172	0.1493	0.0138	0	0.8548	0.7537	0	0.0398

b. Cálculo del coeficiente de amplificación sísmica (C)

En la Norma E.030 se define (C) por la siguiente expresión:

$$T_p < T < T_L \rightarrow C = 2.5 * \left(\frac{T_p}{T} \right)$$

Por tanto, los periodos en ambas direcciones X, Y será: $C_x = 1.53$, $C_y = 1.72$

c. Cálculo de la fuerza cortante basal (V)

Según la Norma E.030, la fuerza cortante basal de la estructura será:

$$V = \frac{ZUCS}{R} P$$

Además el valor de C/R no deberá considerarse menor que: $\frac{C}{R} \geq 0.11$

Dónde: $Z =$ Factor de zona ≈ 0.35
 $U =$ Factor de uso ≈ 1.0
 $C =$ Factor de amplificación sísmica $\approx C_x = 1.53, C_y = 1.72$.
 $S =$ Factor de amplificación de suelo $\approx 1.15, T_p = 0.6, T_L = 2.0$
 $R =$ Factor de reducción de fuerza sísmica $\approx R_{x,y} = 6.0$
 $P =$ Peso de la edificación.

Por tanto, la cortante basal de la estructura es: $V_x = 142.70$ ton, $V_y = 160.39$ ton

Load Pattern	Type	Direction	Eccentricity %	Ecc. Overriden	Top Story	Bottom Story	C	K	Weight Used tonf	Base Shear tonf
Sismo X+	Seismic	X + Ecc. Y	5	<input type="checkbox"/>	Piso 10	Base	0.10278	1.24	1388.3162	142.6911
Sismo Y+	Seismic	Y + Ecc. X	5	<input type="checkbox"/>	Piso 10	Base	0.11553	1.186	1388.3162	160.3922

d. Control de derivas (Drift)

Tabla 3.8.

Derivas por análisis estático del edificio de forma cuadrada: 10 pisos

Story	Load Case/Combo	$\Delta_{inelástica X}$ $0.75 \cdot R \cdot \Delta_e X$	Load Case/Combo	$\Delta_{inelástica Y}$ $0.75 \cdot R \cdot \Delta_e Y$	Deriva Límite	Control
Piso 10	Sismo X+	0.004815	Sismo Y+	0.003065	0.007	CUMPLE
Piso 9	Sismo X+	0.005139	Sismo Y+	0.003443	0.007	CUMPLE
Piso 8	Sismo X+	0.005490	Sismo Y+	0.003843	0.007	CUMPLE
Piso 7	Sismo X+	0.005774	Sismo Y+	0.004208	0.007	CUMPLE
Piso 6	Sismo X+	0.005918	Sismo Y+	0.004464	0.007	CUMPLE
Piso 5	Sismo X+	0.005841	Sismo Y+	0.004550	0.007	CUMPLE
Piso 4	Sismo X+	0.005481	Sismo Y+	0.004424	0.007	CUMPLE
Piso 3	Sismo X+	0.004757	Sismo Y+	0.003992	0.007	CUMPLE
Piso 2	Sismo X+	0.003582	Sismo Y+	0.003191	0.007	CUMPLE
Piso 1	Sismo X+	0.001548	Sismo Y+	0.001490	0.007	CUMPLE

Análisis dinámico modal espectral según la Norma E.030 2018

a. Verificación del sistema estructural – Dirección X

- $V_{placas} = 132.843$ ton.
- $V_{columnas} = 17.565$ ton.

Por tanto, según la Norma E.030:

- $\%V_{placas} \approx V_{placas} / V_{columnas} = 88.32\% \rightarrow$ **Muros estructurales.**
- $\%V_{columnas} \approx V_{columnas} / V_{placas} = 11.68\%$

b. Verificación del sistema estructural – Dirección Y

- $V_{placas} = 168.103 \text{ ton.}$
- $V_{columnas} = 15.916 \text{ ton.}$

Por tanto, según la Norma E.030:

- $\%V_{placas} \approx V_{placas} / V_{columnas} = 91.35 \% \rightarrow$ **Muros estructurales.**
- $\%V_{columnas} \approx V_{columnas} / V_{placas} = 8.65 \%$

c. Verificación de la relación entre cortante la Estática y Dinámica

Story	Load Case/Combo	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf
Piso 1	Sismo X+	Bottom	0	142.6911	0
Piso 1	Sismo Y+	Bottom	0	0	160.3922
Piso 1	SDinámico X+ Max	Bottom	0	144.4291	25.8431
Piso 1	SDinámico Y+ Max	Bottom	0	25.8431	173.473

- $V_{Dinámica_x} \approx V_{Dinámico} / V_{Estático} = 101.22\% \geq 80\% \rightarrow$ OK
- $V_{Dinámica_y} \approx V_{Dinámico} / V_{Estático} = 108.16\% \geq 80\% \rightarrow$ OK

d. Control de derivas (Drift)

Tabla 3.9.

Derivas por análisis dinámico del edificio de forma cuadrada: 10 pisos

Story	Load Case/Combo	$\Delta_{inelástica X}$ $0.75 \cdot R \cdot \Delta_e X$	Load Case/Combo	$\Delta_{inelástica Y}$ $0.75 \cdot R \cdot \Delta_e Y$	Deriva Límite	Control
Piso 10	SDinámico X+	0.004937	SDinámico Y+	0.003204	0.007	CUMPLE
Piso 9	SDinámico X+	0.005270	SDinámico Y+	0.003600	0.007	CUMPLE
Piso 8	SDinámico X+	0.005616	SDinámico Y+	0.004028	0.007	CUMPLE
Piso 7	SDinámico X+	0.005895	SDinámico Y+	0.004406	0.007	CUMPLE
Piso 6	SDinámico X+	0.006021	SDinámico Y+	0.004766	0.007	CUMPLE
Piso 5	SDinámico X+	0.005931	SDinámico Y+	0.004995	0.007	CUMPLE
Piso 4	SDinámico X+	0.005562	SDinámico Y+	0.004968	0.007	CUMPLE
Piso 3	SDinámico X+	0.004829	SDinámico Y+	0.004563	0.007	CUMPLE
Piso 2	SDinámico X+	0.003641	SDinámico Y+	0.003659	0.007	CUMPLE
Piso 1	SDinámico X+	0.001575	SDinámico Y+	0.001701	0.007	CUMPLE

e. Desplazamientos Laterales

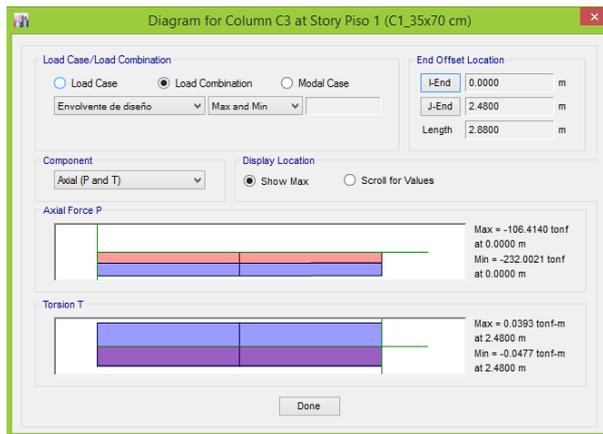
Tabla 3.10.

Desplazamientos por sismo del edificio forma cuadrada: 10 pisos

Story	Diaphragm	Load Case/Combo	UX mm	Load Case/Combo	UY mm
Piso 10	D10	SDinámico X+ Max	25.52	SDinámico Y+ Max	20.43
Piso 9	D9	SDinámico X+ Max	22.93	SDinámico Y+ Max	18.85
Piso 8	D8	SDinámico X+ Max	20.18	SDinámico Y+ Max	17.07
Piso 7	D7	SDinámico X+ Max	17.27	SDinámico Y+ Max	15.03
Piso 6	D6	SDinámico X+ Max	14.23	SDinámico Y+ Max	12.75
Piso 5	D5	SDinámico X+ Max	11.13	SDinámico Y+ Max	10.28
Piso 4	D4	SDinámico X+ Max	8.08	SDinámico Y+ Max	7.71
Piso 3	D3	SDinámico X+ Max	5.23	SDinámico Y+ Max	5.18
Piso 2	D2	SDinámico X+ Max	2.77	SDinámico Y+ Max	2.86
Piso 1	D1	SDinámico X+ Max	0.91	SDinámico Y+ Max	0.99

f. Fuerzas internas máximas

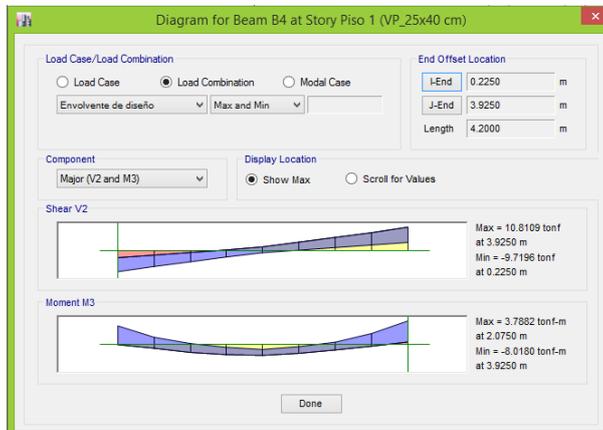
o Fuerza axial máxima en columnas



Fuerza axial máx._columna = 232.0021 ton (Compresión) en el 1er piso eje 2-C "Columna central C-1".

Figura 3.22. Fuerza axial máxima en columnas.

o Fuerza cortante y momento flector máximo en vigas



Fuerza cortante máx._Viga = 10.8109 ton, en el 1er piso eje 2 tramo C-D "viga principal VP".

Momento flector máx._Viga = 3.7882 ton-m, en el 1er piso eje 2 tramo C-D "viga principal VP".

Figura 3.23. Fuerza cortante y momento flector máximo en vigas.

3.11.11.3. Análisis estático y dinámico del edificio de forma cuadrada: 15 pisos

- Modelado del edificio en Etabs

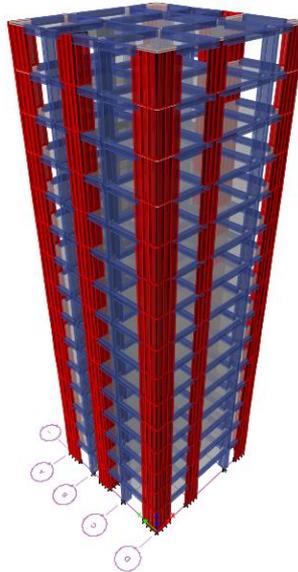


Figura 3.24. Modelado en Etabs del edificio de forma cuadrada: 15 pisos.

Análisis estático o de fuerzas equivalentes según la Norma E 030 2018

a. Cálculo del periodo fundamental (T)

El periodo fundamental según Etabs es: $T_x = 1.079$ seg. y $T_y = 0.922$ seg.

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX
Modal	1	1.079	0.6877	0.0215	0	0.6877	0.0215	0	0.0081
Modal	2	0.922	0.0204	0.7189	0	0.708	0.7404	0	0.2674
Modal	3	0.674	4.435E-06	0.0042	0	0.708	0.7446	0	0.0005
Modal	4	0.285	0.1219	0.0247	0	0.8299	0.7693	0	0.083
Modal	5	0.266	0.0314	0.1042	0	0.8614	0.8735	0	0.3305

b. Cálculo del coeficiente de amplificación sísmica (C)

En la Norma E.030 se define (C) por la siguiente expresión:

$$T_p < T < T_L \rightarrow C = 2.5 * \left(\frac{T_p}{T} \right)$$

Por tanto, los periodos en ambas direcciones X, Y será: $C_x = 1.05$, $C_y = 1.26$

c. Cálculo de la fuerza cortante basal (V)

Según la Norma E.030, la fuerza cortante basal de la estructura será:

$$V = \frac{ZUCS}{R} P$$

Además el valor de C/R no deberá considerarse menor que: $\frac{C}{R} \geq 0.11$

- Dónde:
- Z= Factor de zona ≈ 0.35
 - U= Factor de uso ≈ 1.0
 - C= Factor de amplificación sísmica $\approx C_x = 1.05, C_y = 1.26$.
 - S= Factor de amplificación de suelo $\approx 1.15, T_p = 0.6, T_L = 2.0$
 - R= Factor de reducción de fuerza sísmica $\approx R_{x,y} = 6.0$
 - P= Peso de la edificación.

Por tanto, la cortante basal de la estructura es: $V_x = 158.57 \text{ ton}, V_y = 190.13 \text{ ton}$

Load Pattern	Type	Direction	Eccentricity %	Ecc. Overridden	Top Story	Bottom Story	C	K	Weight Used tonf	Base Shear tonf
Sismo X+	Seismic	X + Ecc. Y	5	<input type="checkbox"/>	Piso 15	Base	0.070763	1.461	2240.8803	158.5714
Sismo Y+	Seismic	Y + Ecc. X	5	<input type="checkbox"/>	Piso 15	Base	0.084844	1.343	2240.8803	190.1252

d. Control de derivas (Drift)

Tabla 3.11.

Derivas por análisis estático del edificio de forma cuadrada: 15 pisos

Story	Load Case/Combo	$\Delta_{inelástica X}$ $0.75 \cdot R \cdot \Delta_e X$	Load Case/Combo	$\Delta_{inelástica Y}$ $0.75 \cdot R \cdot \Delta_e Y$	Deriva Límite	Control
Piso 15	Sismo X+	0.004635	Sismo Y+	0.003254	0.007	CUMPLE
Piso 14	Sismo X+	0.004932	Sismo Y+	0.003618	0.007	CUMPLE
Piso 13	Sismo X+	0.005283	Sismo Y+	0.004032	0.007	CUMPLE
Piso 12	Sismo X+	0.005652	Sismo Y+	0.004469	0.007	CUMPLE
Piso 11	Sismo X+	0.005994	Sismo Y+	0.004883	0.007	CUMPLE
Piso 10	Sismo X+	0.006273	Sismo Y+	0.005252	0.007	CUMPLE
Piso 9	Sismo X+	0.006471	Sismo Y+	0.005549	0.007	CUMPLE
Piso 8	Sismo X+	0.006561	Sismo Y+	0.005756	0.007	CUMPLE
Piso 7	Sismo X+	0.006530	Sismo Y+	0.005850	0.007	CUMPLE
Piso 6	Sismo X+	0.006350	Sismo Y+	0.005819	0.007	CUMPLE
Piso 5	Sismo X+	0.005990	Sismo Y+	0.005625	0.007	CUMPLE
Piso 4	Sismo X+	0.005423	Sismo Y+	0.005238	0.007	CUMPLE
Piso 3	Sismo X+	0.004581	Sismo Y+	0.004586	0.007	CUMPLE
Piso 2	Sismo X+	0.003393	Sismo Y+	0.003587	0.007	CUMPLE
Piso 1	Sismo X+	0.001449	Sismo Y+	0.001661	0.007	CUMPLE

Análisis dinámico modal espectral según la Norma E 030 2018

a. Verificación del sistema estructural – Dirección X

- $V_{placas} = 141.075 \text{ ton.}$

- $V_{columnas} = 27.025 \text{ ton.}$

Por tanto, según la Norma E.030:

- $\%V_{placas} \approx V_{placas} / V_{columnas} = 83.92 \% \rightarrow$ **Muros estructurales.**
- $\%V_{columnas} \approx V_{columnas} / V_{placas} = 16.08 \%$

b. Verificación del sistema estructural – Dirección Y

- $V_{placas} = 168.621 \text{ ton.}$
- $V_{columnas} = 27.032 \text{ ton.}$

Por tanto, según la Norma E.030:

- $\%V_{placas} \approx V_{placas} / V_{columnas} = 86.18 \% \rightarrow$ **Muros estructurales.**
- $\%V_{columnas} \approx V_{columnas} / V_{placas} = 13.82 \%$

c. Verificación de la relación entre cortante la Estática y Dinámica

Story	Load Case/Combo	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf
Piso 1	Sismo X+	Bottom	0	158.5714	0
Piso 1	Sismo Y+	Bottom	0	0	190.1252
Piso 1	SDinámico X+ Max	Bottom	0	160.5359	37.7645
Piso 1	SDinámico Y+ Max	Bottom	0	37.7645	184.824

- $V_{Dinámica_x} \approx V_{Dinámico} / V_{Estático} = 101.24\% \geq 80\% \rightarrow$ OK
- $V_{Dinámica_y} \approx V_{Dinámico} / V_{Estático} = 97.21\% \geq 80\% \rightarrow$ OK

d. Control de derivas (Drift)

Tabla 3.12.

Derivas por análisis dinámico del edificio de forma cuadrada: 15 pisos

Story	Load Case/Combo	$\Delta_{inelástica X}$ $0.75 \cdot R \cdot \Delta_e X$	Load Case/Combo	$\Delta_{inelástica Y}$ $0.75 \cdot R \cdot \Delta_e Y$	Deriva Límite	Control
Piso 15	SDinámico X+	0.004514	SDinámico Y+	0.003029	0.007	CUMPLE
Piso 14	SDinámico X+	0.004757	SDinámico Y+	0.003366	0.007	CUMPLE
Piso 13	SDinámico X+	0.005040	SDinámico Y+	0.003744	0.007	CUMPLE
Piso 12	SDinámico X+	0.005319	SDinámico Y+	0.004140	0.007	CUMPLE
Piso 11	SDinámico X+	0.005598	SDinámico Y+	0.004518	0.007	CUMPLE
Piso 10	SDinámico X+	0.005850	SDinámico Y+	0.004851	0.007	CUMPLE
Piso 9	SDinámico X+	0.006030	SDinámico Y+	0.005130	0.007	CUMPLE
Piso 8	SDinámico X+	0.006120	SDinámico Y+	0.005333	0.007	CUMPLE
Piso 7	SDinámico X+	0.006107	SDinámico Y+	0.005445	0.007	CUMPLE
Piso 6	SDinámico X+	0.005967	SDinámico Y+	0.005441	0.007	CUMPLE

Piso 5	SDinámico X+	0.005670	SDinámico Y+	0.005292	0.007	CUMPLE
Piso 4	SDinámico X+	0.005171	SDinámico Y+	0.004964	0.007	CUMPLE
Piso 3	SDinámico X+	0.004406	SDinámico Y+	0.004374	0.007	CUMPLE
Piso 2	SDinámico X+	0.003294	SDinámico Y+	0.003447	0.007	CUMPLE
Piso 1	SDinámico X+	0.001418	SDinámico Y+	0.001607	0.007	CUMPLE

e. Desplazamientos Laterales

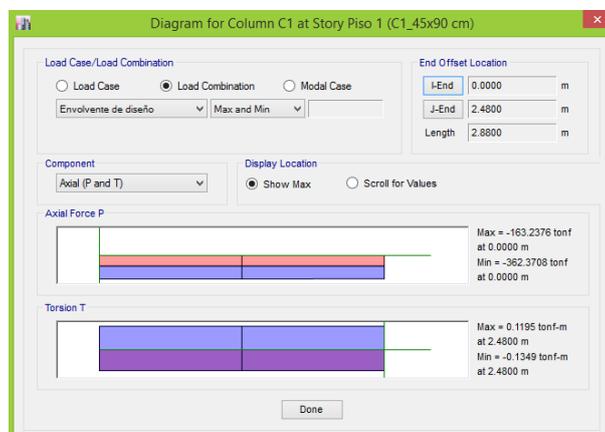
Tabla 3.13.

Desplazamientos por sismo del edificio forma cuadrada: 15 pisos

Story	Diaphragm	Load Case/Combo	UX mm	Load Case/Combo	UY mm
Piso 15	D15	SDinámico X+ Max	39.42	SDinámico Y+ Max	31.62
Piso 14	D14	SDinámico X+ Max	37.06	SDinámico Y+ Max	30.26
Piso 13	D13	SDinámico X+ Max	34.58	SDinámico Y+ Max	28.75
Piso 12	D12	SDinámico X+ Max	31.94	SDinámico Y+ Max	27.04
Piso 11	D11	SDinámico X+ Max	29.14	SDinámico Y+ Max	25.12
Piso 10	D10	SDinámico X+ Max	26.19	SDinámico Y+ Max	22.99
Piso 9	D9	SDinámico X+ Max	23.11	SDinámico Y+ Max	20.68
Piso 8	D8	SDinámico X+ Max	19.95	SDinámico Y+ Max	18.20
Piso 7	D7	SDinámico X+ Max	16.74	SDinámico Y+ Max	15.60
Piso 6	D6	SDinámico X+ Max	13.55	SDinámico Y+ Max	12.92
Piso 5	D5	SDinámico X+ Max	10.44	SDinámico Y+ Max	10.20
Piso 4	D4	SDinámico X+ Max	7.49	SDinámico Y+ Max	7.53
Piso 3	D3	SDinámico X+ Max	4.81	SDinámico Y+ Max	5.00
Piso 2	D2	SDinámico X+ Max	2.53	SDinámico Y+ Max	2.75
Piso 1	D1	SDinámico X+ Max	0.83	SDinámico Y+ Max	0.96

f. Fuerzas internas máximas

- Fuerza axial máxima en columnas



Fuerza axial máx._columna = 362.3708 ton (Compresión) en el 1er piso eje 2-C "Columna central C-1".

Figura 3.25. Fuerza axial máxima en columnas.

- Fuerza cortante y momento flector máximo en vigas

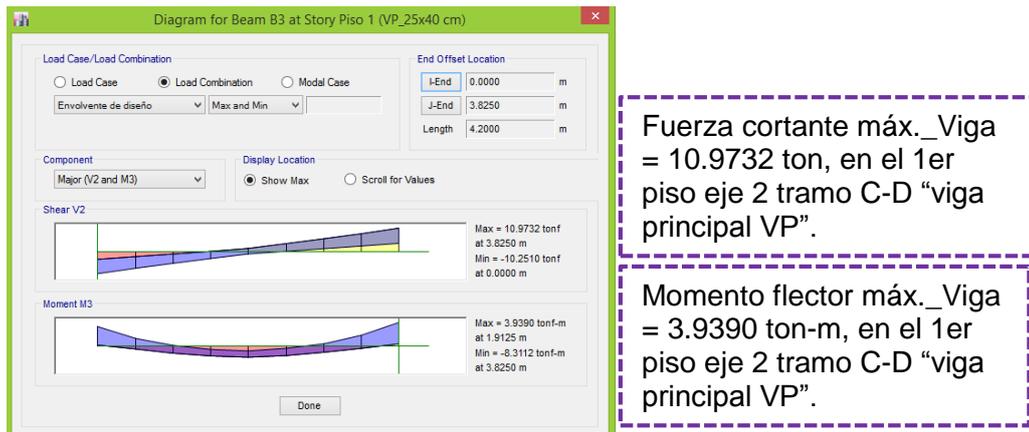


Figura 3.26. Fuerza cortante y momento flector máximo en vigas.

3.11.11.4. Análisis estático y dinámico del edificio de forma rectangular: 5 pisos.

- Modelado del edificio en Etabs

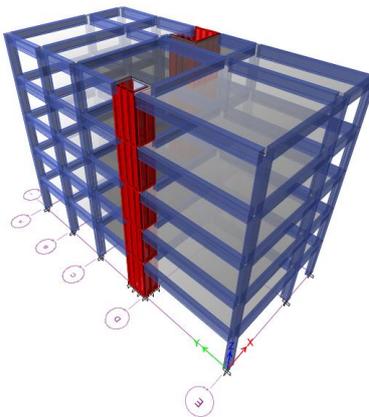


Figura 3.27. Modelado en Etabs del edificio de forma rectangular: 5 pisos.

Análisis estático o de fuerzas equivalentes según la Norma E 030 2018

a. Cálculo del periodo fundamental (T)

El periodo fundamental según Etabs es: $T_x = 0.351$ seg. y $T_y = 0.404$ seg.

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX
Modal	1	0.404	0.1317	0.1448	0	0.1317	0.1448	0	0.0445
Modal	2	0.351	0.5374	0.1827	0	0.6691	0.3274	0	0.061
Modal	3	0.279	0.071	0.4561	0	0.7401	0.7836	0	0.1466
Modal	4	0.116	0.0083	0.0336	0	0.7484	0.8172	0	0.1236
Modal	5	0.088	0.1155	0.0567	0	0.8638	0.8738	0	0.1971
Modal	6	0.08	0.0583	0.0586	0	0.9221	0.9324	0	0.2257

b. Cálculo del coeficiente de amplificación sísmica (C)

En la Norma E.030 se define (C) por la siguiente expresión:

$$T_p < T < T_L \rightarrow C = 2.5 * \left(\frac{T_p}{T}\right)$$

Por tanto, los periodos en ambas direcciones X, Y será: $C_x = 2.50$, $C_y = 2.50$

c. Cálculo de la fuerza cortante basal (V)

Según la Norma E.030, la fuerza cortante basal de la estructura será:

$$V = \frac{ZUCS}{R} P$$

Además el valor de C/R no deberá considerarse menor que: $\frac{C}{R} \geq 0.11$

Dónde: Z= Factor de zona ≈ 0.35

U= Factor de uso ≈ 1.0

C= Factor de amplificación sísmica $\approx C_{x,y} = 2.50$

S= Factor de amplificación de suelo ≈ 1.15 , $T_p = 0.6$, $T_L = 2.0$

R= Factor de reducción de fuerza sísmica $\approx R_{x,y} = 6.0$

P= Peso de la edificación.

Por tanto, la cortante basal de la estructura es: $V_{x,y} = 107.50$ ton

Auto Seismic - User Coefficients											
Load Pattern	Type	Direction	Eccentricity %	Ecc. Overridden	Top Story	Bottom Story	C	K	Weight Used tonf	Base Shear tonf	
Sismo X+	Seismic	X + Ecc. Y	5	<input type="checkbox"/>	Piso 5	Base	0.167708	1	641.0143	107.5032	
Sismo Y+	Seismic	Y + Ecc. X	5	<input type="checkbox"/>	Piso 5	Base	0.167708	1	641.0143	107.5032	

d. Control de derivas (Drift)

Tabla 3.14.

Derivas por análisis estático del edificio de forma rectangular: 5 pisos

Story	Load Case/Combo	$\Delta_{inelástica X}$ $0.75 * R * \Delta_e X$	Load Case/Combo	$\Delta_{inelástica Y}$ $0.75 * R * \Delta_e Y$	Deriva Límite	Control
Piso 5	Sismo X+	0.003956	Sismo Y+	0.002592	0.007	CUMPLE
Piso 4	Sismo X+	0.004190	Sismo Y+	0.003209	0.007	CUMPLE
Piso 3	Sismo X+	0.004118	Sismo Y+	0.003627	0.007	CUMPLE
Piso 2	Sismo X+	0.003492	Sismo Y+	0.003519	0.007	CUMPLE
Piso 1	Sismo X+	0.001724	Sismo Y+	0.002021	0.007	CUMPLE

Análisis dinámico modal espectral según la Norma E 030 2018

a. Verificación del sistema estructural – Dirección X

- $V_{placas} = 79.287 \text{ ton.}$
- $V_{columnas} = 16.172 \text{ ton.}$

Por tanto, según la Norma E.030:

- $\%V_{placas} \approx V_{placas} / V_{columnas} = 83.06 \% \rightarrow$ **Muros estructurales.**
- $\%V_{columnas} \approx V_{columnas} / V_{placas} = 16.94 \%$

b. Verificación del sistema estructural – Dirección Y

- $V_{placas} = 98.603 \text{ ton.}$
- $V_{columnas} = 14.751 \text{ ton.}$

Por tanto, según la Norma E.030:

- $\%V_{placas} \approx V_{placas} / V_{columnas} = 86.79 \% \rightarrow$ **Muros estructurales.**
- $\%V_{columnas} \approx V_{columnas} / V_{placas} = 13.01 \%$

c. Verificación de la relación entre cortante la Estática y Dinámica

Story	Load Case/Combo	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf
Piso 1	Sismo X+	Bottom	0	107.503	0
Piso 1	Sismo Y+	Bottom	0	0	107.5032
Piso 1	SDinámico X+ Max	Bottom	0	86.003	45.7027
Piso 1	SDinámico Y+ Max	Bottom	0	50.0272	86.003

- $V_{Dinámica_x} \approx V_{Dinámico} / V_{Estático} = 80.00\% \geq 80\% \rightarrow$ OK
- $V_{Dinámica_y} \approx V_{Dinámico} / V_{Estático} = 80.00\% \geq 80\% \rightarrow$ OK

d. Control de derivas (Drift)

Tabla 3.15.

Derivas por análisis dinámico del edificio de forma rectangular: 5 pisos

Story	Load Case/Combo	$\Delta_{inelástica X}$ $0.75 \cdot R \cdot \Delta_e X$	Load Case/Combo	$\Delta_{inelástica Y}$ $0.75 \cdot R \cdot \Delta_e Y$	Deriva Límite	Control
Piso 5	SDinámico X+	0.003524	SDinámico Y+	0.001769	0.007	CUMPLE
Piso 4	SDinámico X+	0.003924	SDinámico Y+	0.002205	0.007	CUMPLE
Piso 3	SDinámico X+	0.004014	SDinámico Y+	0.002498	0.007	CUMPLE
Piso 2	SDinámico X+	0.003582	SDinámico Y+	0.002417	0.007	CUMPLE
Piso 1	SDinámico X+	0.001926	SDinámico Y+	0.001413	0.007	CUMPLE

e. Desplazamientos Laterales

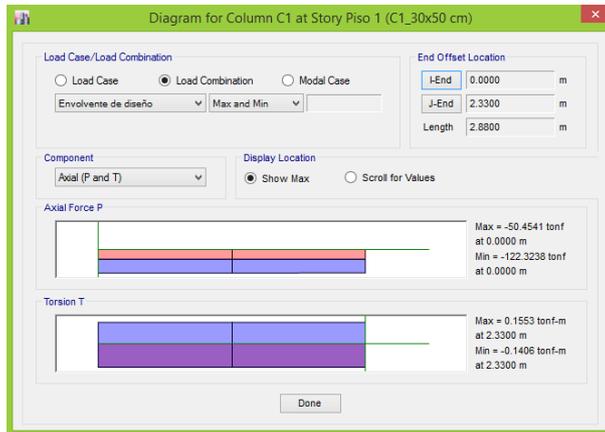
Tabla 3.16.

Desplazamientos por sismo del edificio forma rectangular: 5 pisos

Story	Diaphragm	Load Case/Combo	UX mm	Load Case/Combo	UY mm
Piso 5	D5	SDinámico X+ Max	6.39	SDinámico Y+ Max	4.22
Piso 4	D4	SDinámico X+ Max	4.98	SDinámico Y+ Max	3.48
Piso 3	D3	SDinámico X+ Max	3.46	SDinámico Y+ Max	2.58
Piso 2	D2	SDinámico X+ Max	1.97	SDinámico Y+ Max	1.59
Piso 1	D1	SDinámico X+ Max	0.71	SDinámico Y+ Max	0.63

f. Fuerzas internas máximas

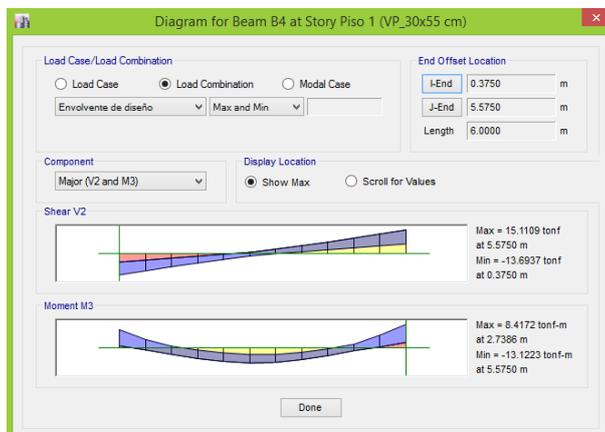
- Fuerza axial máxima en columnas



Fuerza axial máx._columna = 122.3238 ton (Compresión) en el 1er piso eje 2-D "Columna central C-1".

Figura 3.28. Fuerza axial máxima en columnas.

- Fuerza cortante y momento flector máxima en vigas



Fuerza cortante máx._Viga = 15.1109 ton, en el 1er piso eje 2 tramo D-E "viga principal VP".

Momento flector máx._Viga = 8.4172 ton-m, en el 1er piso eje 2 tramo D-E "viga principal VP".

Figura 3.29. Fuerza cortante y momento flector máximo en vigas.

3.11.11.5. Análisis estático y dinámico del edificio de forma rectangular: 10 pisos

- Modelado del edificio en Etabs

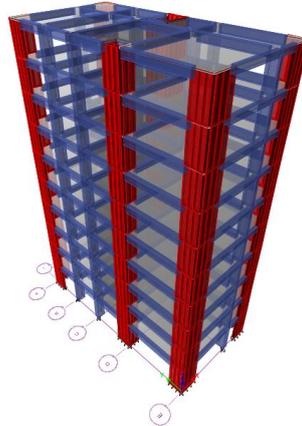


Figura 3.30. Modelado en Etabs del edificio de forma rectangular: 10 pisos.

Análisis estático o de fuerzas equivalentes según la Norma E 030 2018

a. Cálculo del periodo fundamental (T)

El periodo fundamental según Etabs es: $T_x = 0.641$ seg. y $T_y = 0.499$ seg.

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX
Modal	1	0.641	0.6905	0.0025	0	0.6905	0.0025	0	0.001
Modal	2	0.499	0.0011	0.5654	0	0.6915	0.5679	0	0.1897
Modal	3	0.428	0.0226	0.2005	0	0.7141	0.7683	0	0.0669
Modal	4	0.163	0.1544	0.0004	0	0.8685	0.7688	0	0.0017
Modal	5	0.147	0.0001	0.1037	0	0.8687	0.8725	0	0.3978
Modal	6	0.121	0.0085	0.021	0	0.8772	0.8935	0	0.07

b. Cálculo del coeficiente de amplificación sísmica (C)

En la Norma E.030 se define (C) por la siguiente expresión:

$$T_P < T < T_L \rightarrow C = 2.5 * \left(\frac{T_P}{T}\right)$$

Por tanto, los periodos en ambas direcciones X, Y será: $C_x = 1.84$, $C_y = 2.25$

c. Cálculo de la fuerza cortante basal (V)

Según la Norma E.030, la fuerza cortante basal de la estructura será:

$$V = \frac{ZUCS}{R} P$$

Además el valor de C/R no deberá considerarse menor que: $\frac{C}{R} \geq 0.11$

- Dónde:
- Z= Factor de zona ≈ 0.35
 - U= Factor de uso ≈ 1.0
 - C= Factor de amplificación sísmica $\approx C_x=1.84, C_y=2.25$.
 - S= Factor de amplificación de suelo $\approx 1.15, T_p= 0.6, T_L= 2.0$
 - R= Factor de reducción de fuerza sísmica $\approx R_{x,y} = 6.0$
 - P= Peso de la edificación.

Por tanto, la cortante basal de la estructura es: $V_x = 187.43 \text{ ton}, V_y = 229.30 \text{ ton}$

Load Pattern	Type	Direction	Eccentricity %	Ecc. Overriden	Top Story	Bottom Story	C	K	Weight Used tonf	Base Shear tonf
Sismo X+	Seismic	X + Ecc. Y	5	<input type="checkbox"/>	Piso 10	Base	0.123315	1.158	1519.9552	187.4333
Sismo Y+	Seismic	Y + Ecc. X	5	<input type="checkbox"/>	Piso 10	Base	0.150862	1.084	1519.9552	229.3035

d. Control de derivas (Drift)

Tabla 3.17.

Derivas por análisis estático del edificio de forma rectangular: 10 pisos

Story	Load Case/Combo	$\Delta_{inelástica X}$ $0.75 \cdot R \cdot \Delta_e X$	Load Case/Combo	$\Delta_{inelástica Y}$ $0.75 \cdot R \cdot \Delta_e Y$	Deriva Límite	Control
Piso 10	Sismo X+	0.004343	Sismo Y+	0.001665	0.007	CUMPLE
Piso 9	Sismo X+	0.004649	Sismo Y+	0.002066	0.007	CUMPLE
Piso 8	Sismo X+	0.004986	Sismo Y+	0.002543	0.007	CUMPLE
Piso 7	Sismo X+	0.005274	Sismo Y+	0.003002	0.007	CUMPLE
Piso 6	Sismo X+	0.005436	Sismo Y+	0.003389	0.007	CUMPLE
Piso 5	Sismo X+	0.005400	Sismo Y+	0.003654	0.007	CUMPLE
Piso 4	Sismo X+	0.005103	Sismo Y+	0.003758	0.007	CUMPLE
Piso 3	Sismo X+	0.004464	Sismo Y+	0.003600	0.007	CUMPLE
Piso 2	Sismo X+	0.003407	Sismo Y+	0.003083	0.007	CUMPLE
Piso 1	Sismo X+	0.001494	Sismo Y+	0.001566	0.007	CUMPLE

Análisis dinámico modal espectral según la Norma E 030 2018

a. Verificación del sistema estructural – Dirección X

- $V_{placas} = 159.885 \text{ ton.}$
- $V_{columnas} = 24.532 \text{ ton.}$

Por tanto, según la Norma E.030:

- $\%V_{placas} \approx V_{placas} / V_{columnas} = 86.70 \% \rightarrow$ **Muros estructurales.**
- $\%V_{columnas} \approx V_{columnas} / V_{placas} = 13.30 \%$

b. Verificación del sistema estructural – Dirección Y

- $V_{placas} = 162.824 \text{ ton.}$
- $V_{columnas} = 33.906 \text{ ton.}$

Por tanto, según la Norma E.030:

- $\%V_{placas} \approx V_{placas} / V_{columnas} = 82.77 \% \rightarrow$ **Muros estructurales.**
- $\%V_{columnas} \approx V_{columnas} / V_{placas} = 17.23 \%$

c. Verificación de la relación entre cortante la Estática y Dinámica

Story	Load Case/Combo	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf
Piso 1	Sismo X+	Bottom	0	187.433	0
Piso 1	Sismo Y+	Bottom	0	0	229.304
Piso 1	SDinámico X+ Max	Bottom	0	170.775	19.5748
Piso 1	SDinámico Y+ Max	Bottom	0	21.1725	183.443

- $V_{Dinámica_x} \approx V_{Dinámico} / V_{Estático} = 91.11\% \geq 80\% \rightarrow$ OK
- $V_{Dinámica_y} \approx V_{Dinámico} / V_{Estático} = 80.00\% \geq 80\% \rightarrow$ OK

d. Control de derivas (Drift)

Tabla 3.18.

Derivas por análisis dinámico del edificio de forma rectangular: 10 pisos

Story	Load Case/Combo	$\Delta_{inelástica X}$ $0.75 \cdot R \cdot \Delta_e X$	Load Case/Combo	$\Delta_{inelástica Y}$ $0.75 \cdot R \cdot \Delta_e Y$	Deriva Límite	Control
Piso 10	SDinámico X+	0.005045	SDinámico Y+	0.001701	0.007	CUMPLE
Piso 9	SDinámico X+	0.005454	SDinámico Y+	0.002066	0.007	CUMPLE
Piso 8	SDinámico X+	0.005922	SDinámico Y+	0.002502	0.007	CUMPLE
Piso 7	SDinámico X+	0.006323	SDinámico Y+	0.002930	0.007	CUMPLE
Piso 6	SDinámico X+	0.006561	SDinámico Y+	0.003290	0.007	CUMPLE
Piso 5	SDinámico X+	0.006566	SDinámico Y+	0.003533	0.007	CUMPLE
Piso 4	SDinámico X+	0.006260	SDinámico Y+	0.003609	0.007	CUMPLE
Piso 3	SDinámico X+	0.005531	SDinámico Y+	0.003429	0.007	CUMPLE
Piso 2	SDinámico X+	0.004266	SDinámico Y+	0.002894	0.007	CUMPLE
Piso 1	SDinámico X+	0.001899	SDinámico Y+	0.001440	0.007	CUMPLE

e. Desplazamientos Laterales

Tabla 3.19.

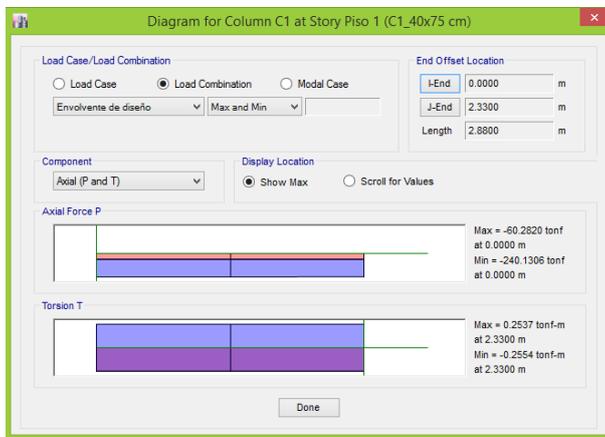
Desplazamientos por sismo del edificio forma rectangular: 10 pisos

Story	Diaphragm	Load Case/Combo	UX mm	Load Case/Combo	UY mm
Piso 10	D10	SDinámico X+ Max	22.91	SDinámico Y+ Max	11.69

Piso 9	D9	SDinámico X+ Max	20.70	SDinámico Y+ Max	11.01
Piso 8	D8	SDinámico X+ Max	18.32	SDinámico Y+ Max	10.17
Piso 7	D7	SDinámico X+ Max	15.78	SDinámico Y+ Max	9.14
Piso 6	D6	SDinámico X+ Max	13.08	SDinámico Y+ Max	7.92
Piso 5	D5	SDinámico X+ Max	10.31	SDinámico Y+ Max	6.53
Piso 4	D4	SDinámico X+ Max	7.55	SDinámico Y+ Max	5.04
Piso 3	D3	SDinámico X+ Max	4.94	SDinámico Y+ Max	3.49
Piso 2	D2	SDinámico X+ Max	2.65	SDinámico Y+ Max	2.01
Piso 1	D1	SDinámico X+ Max	0.89	SDinámico Y+ Max	0.74

f. Fuerzas internas máximas

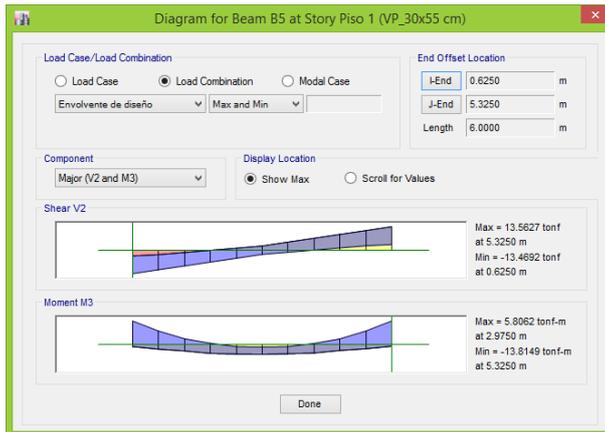
○ **Fuerza axial máxima en columnas**



Fuerza axial máx._columna = 240.1306 ton (Compresión) en el 1er piso eje 2-D "Columna central C-1".

Figura 3.31. Fuerza axial máxima en columnas.

○ **Fuerza cortante y momento flector máxima en vigas**



Fuerza cortante máx._Viga = 13.5627 ton, en el 1er piso eje 2 tramo D-E "viga principal VP".

Momento flector máx._Viga = 5.8062 ton-m, en el 1er piso eje 2 tramo D-E "viga principal VP".

Figura 3.32. Fuerza cortante y momento flector máximo en vigas.

3.11.11.6. Análisis estático y dinámico del edificio de forma rectangular: 15 pisos

- Modelado del edificio en Etabs

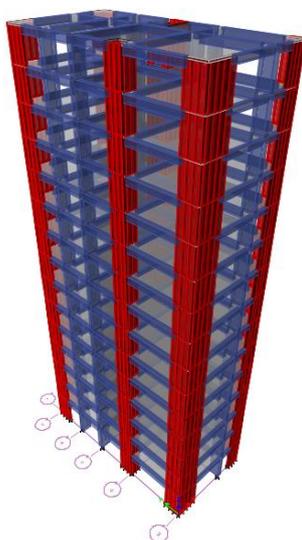


Figura 3.33. Modelado en Etabs del edificio de forma rectangular: 15 pisos.

Análisis estático o de fuerzas equivalentes según la Norma E.030 2018

a. Cálculo del periodo fundamental (T)

El periodo fundamental según Etabs es: $T_x = 0.996$ seg. y $T_y = 0.718$ seg.

Modal Participating Mass Ratios										
Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	
Modal	1	0.996	0.6859	0.0029	0	0.6859	0.0029	0	0.001	
Modal	2	0.718	2.363E-05	0.6851	0	0.6859	0.6879	0	0.2318	
Modal	3	0.627	0.0195	0.0738	0	0.7054	0.7617	0	0.024	
Modal	4	0.26	0.1503	0.0011	0	0.8557	0.7628	0	0.0062	
Modal	5	0.217	0.0006	0.116	0	0.8563	0.8788	0	0.4235	

b. Cálculo del coeficiente de amplificación sísmica (C)

En la Norma E.030 se define (C) por la siguiente expresión:

$$T_p < T < T_L \rightarrow C = 2.5 * \left(\frac{T_p}{T} \right)$$

Por tanto, los periodos en ambas direcciones X, Y será: $C_x = 1.18$, $C_y = 1.56$

c. Cálculo de la fuerza cortante basal (V)

Según la Norma E.030, la fuerza cortante basal de la estructura será:

$$V = \frac{ZUCS}{R} P$$

Además el valor de C/R no deberá considerarse menor que: $\frac{C}{R} \geq 0.11$

Dónde: Z = Factor de zona ≈ 0.35
 U = Factor de uso ≈ 1.0
 C = Factor de amplificación sísmica $\approx C_x=1.18, C_y=1.56$.
 S = Factor de amplificación de suelo $\approx 1.15, T_p= 0.6, T_L= 2.0$
 R = Factor de reducción de fuerza sísmica $\approx R_{x,y} = 6.0$
 P = Peso de la edificación.

Por tanto, la cortante basal de la estructura es: $V_x = 192.80 \text{ ton}, V_y = 256.33 \text{ ton}$

Load Pattern	Type	Direction	Eccentricity %	Ecc. Overridden	Top Story	Bottom Story	C	K	Weight Used tonf	Base Shear tonf
Sismo X+	Seismic	X + Ecc. Y	5	<input type="checkbox"/>	Piso 15	Base	0.078922	1.3875	2442.9525	192.8027
Sismo Y+	Seismic	Y + Ecc. X	5	<input type="checkbox"/>	Piso 15	Base	0.104927	1.2295	2442.9525	256.3317

d. Control de derivas (Drift)

Tabla 3.20.

Derivas por análisis estático del edificio de forma rectangular: 15 pisos

Story	Load Case/Combo	Δ inelástica X $0.75 \cdot R \cdot \Delta e_X$	Load Case/Combo	Δ inelástica Y $0.75 \cdot R \cdot \Delta e_Y$	Deriva Límite	Control
Piso 15	Sismo X+	0.004635	Sismo Y+	0.001634	0.007	CUMPLE
Piso 14	Sismo X+	0.004865	Sismo Y+	0.001904	0.007	CUMPLE
Piso 13	Sismo X+	0.005144	Sismo Y+	0.002223	0.007	CUMPLE
Piso 12	Sismo X+	0.005436	Sismo Y+	0.002547	0.007	CUMPLE
Piso 11	Sismo X+	0.005702	Sismo Y+	0.002862	0.007	CUMPLE
Piso 10	Sismo X+	0.005913	Sismo Y+	0.003146	0.007	CUMPLE
Piso 9	Sismo X+	0.006048	Sismo Y+	0.003384	0.007	CUMPLE
Piso 8	Sismo X+	0.006089	Sismo Y+	0.003573	0.007	CUMPLE
Piso 7	Sismo X+	0.006017	Sismo Y+	0.003704	0.007	CUMPLE
Piso 6	Sismo X+	0.005810	Sismo Y+	0.003767	0.007	CUMPLE
Piso 5	Sismo X+	0.005445	Sismo Y+	0.003744	0.007	CUMPLE
Piso 4	Sismo X+	0.004892	Sismo Y+	0.003609	0.007	CUMPLE
Piso 3	Sismo X+	0.004100	Sismo Y+	0.003299	0.007	CUMPLE
Piso 2	Sismo X+	0.003015	Sismo Y+	0.002745	0.007	CUMPLE
Piso 1	Sismo X+	0.001296	Sismo Y+	0.001409	0.007	CUMPLE

Análisis dinámico modal espectral según la Norma E 030 2018

a. Verificación del sistema estructural – Dirección X

- $V_{placas} = 160.760 \text{ ton.}$
- $V_{columnas} = 38.785 \text{ ton.}$

Por tanto, según la Norma E.030:

- $\%V_{placas} \approx V_{placas} / V_{columnas} = 80.56\% \rightarrow$ **Muros estructurales.**
- $\%V_{columnas} \approx V_{columnas} / V_{placas} = 19.44\%$

b. Verificación del sistema estructural – Dirección Y

- $V_{placas} = 201.043$ ton.
- $V_{columnas} = 62.267$ ton.

Por tanto, según la Norma E.030:

- $\%V_{placas} \approx V_{placas} / V_{columnas} = 76.35\% \rightarrow$ **Muros estructurales.**
- $\%V_{columnas} \approx V_{columnas} / V_{placas} = 23.65\%$

c. Verificación de la relación entre cortante la Estática y Dinámica

Story	Load Case/Combo	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf
Piso 1	Sismo X+	Bottom	0	192.8027	0
Piso 1	Sismo Y+	Bottom	0	0	256.332
Piso 1	SDinámico X+ Max	Bottom	0	182.7407	20.1277
Piso 1	SDinámico Y+ Max	Bottom	0	20.1277	252.576

- $V_{Dinámica_x} \approx V_{Dinámico} / V_{Estático} = 94.78\% \geq 80\% \rightarrow$ OK
- $V_{Dinámica_y} \approx V_{Dinámico} / V_{Estático} = 98.53\% \geq 80\% \rightarrow$ OK

d. Control de derivas (Drift)

Tabla 3.21.

Derivas por análisis dinámico del edificio de forma rectangular: 15 pisos

Story	Load Case/Combo	$\Delta_{inelástica X}$ $0.75 \cdot R \cdot \Delta_e X$	Load Case/Combo	$\Delta_{inelástica Y}$ $0.75 \cdot R \cdot \Delta_e Y$	Deriva Límite	Control
Piso 15	SDinámico X+	0.004860	SDinámico Y+	0.001877	0.007	CUMPLE
Piso 14	SDinámico X+	0.005153	SDinámico Y+	0.002165	0.007	CUMPLE
Piso 13	SDinámico X+	0.005504	SDinámico Y+	0.002516	0.007	CUMPLE
Piso 12	SDinámico X+	0.005868	SDinámico Y+	0.002885	0.007	CUMPLE
Piso 11	SDinámico X+	0.006197	SDinámico Y+	0.003240	0.007	CUMPLE
Piso 10	SDinámico X+	0.006467	SDinámico Y+	0.003564	0.007	CUMPLE
Piso 9	SDinámico X+	0.006656	SDinámico Y+	0.003848	0.007	CUMPLE
Piso 8	SDinámico X+	0.006755	SDinámico Y+	0.004077	0.007	CUMPLE
Piso 7	SDinámico X+	0.006737	SDinámico Y+	0.004244	0.007	CUMPLE
Piso 6	SDinámico X+	0.006579	SDinámico Y+	0.004329	0.007	CUMPLE
Piso 5	SDinámico X+	0.006251	SDinámico Y+	0.004316	0.007	CUMPLE
Piso 4	SDinámico X+	0.005706	SDinámico Y+	0.004163	0.007	CUMPLE
Piso 3	SDinámico X+	0.004869	SDinámico Y+	0.003798	0.007	CUMPLE
Piso 2	SDinámico X+	0.003650	SDinámico Y+	0.003119	0.007	CUMPLE
Piso 1	SDinámico X+	0.001616	SDinámico Y+	0.001566	0.007	CUMPLE

e. Desplazamientos Laterales

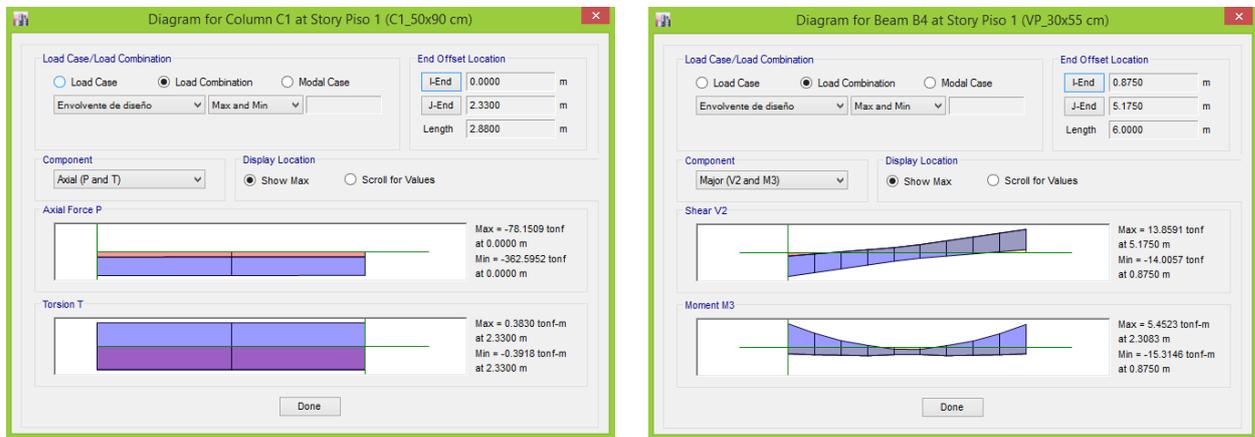
Tabla 3.22.

Desplazamientos por sismo del edificio forma rectangular: 15 pisos

Story	Diaphragm	Load Case/Combo	UX mm	Load Case/Combo	UY mm
Piso 15	D15	SDinámico X+ Max	35.79	SDinámico Y+ Max	23.15
Piso 14	D14	SDinámico X+ Max	33.57	SDinámico Y+ Max	22.32
Piso 13	D13	SDinámico X+ Max	31.26	SDinámico Y+ Max	21.34
Piso 12	D12	SDinámico X+ Max	28.82	SDinámico Y+ Max	20.21
Piso 11	D11	SDinámico X+ Max	26.25	SDinámico Y+ Max	18.90
Piso 10	D10	SDinámico X+ Max	23.55	SDinámico Y+ Max	17.42
Piso 9	D9	SDinámico X+ Max	20.75	SDinámico Y+ Max	15.79
Piso 8	D8	SDinámico X+ Max	17.88	SDinámico Y+ Max	14.02
Piso 7	D7	SDinámico X+ Max	14.99	SDinámico Y+ Max	12.14
Piso 6	D6	SDinámico X+ Max	12.12	SDinámico Y+ Max	10.18
Piso 5	D5	SDinámico X+ Max	9.33	SDinámico Y+ Max	8.17
Piso 4	D4	SDinámico X+ Max	6.69	SDinámico Y+ Max	6.15
Piso 3	D3	SDinámico X+ Max	4.30	SDinámico Y+ Max	4.20
Piso 2	D2	SDinámico X+ Max	2.28	SDinámico Y+ Max	2.39
Piso 1	D1	SDinámico X+ Max	0.76	SDinámico Y+ Max	0.88

f. Fuerzas internas máximas

- Fuerza axial, fuerza cortante y momento flector máx.



Fuerza axial máx._columna = 362.5952 ton (Compresión) en el 1er piso eje 2-D "Columna central C-1".

Fuerza cortante máx._Viga = 13.8591 ton, en el 1er piso eje 2 tramo D-E "viga principal VP".

Momento flector máx._Viga= 5.4523 ton-m, en el 1er piso eje 2 tramo D-E "viga principal VP".

Figura 3.34. Fuerza axial, fuerza cortante y momento flector máx. en columnas y vigas.

3.12. Análisis por viento del edificio de concreto armado

3.12.1. Pasos para el cálculo de cargas de viento según la Norma E.020

- **Clasificación de las edificaciones**

→ Se clasifica en una edificación: Tipo 1 “poco sensible a las ráfagas de viento”.

- **Velocidad de diseño**

$$V_h = V * \left(\frac{h}{10}\right)^{0.22} \quad (8)$$

Dónde:

V_h = Es la velocidad de diseño en la altura h en km/h.

V= Es la velocidad de diseño hasta 10 m de altura en km/h.

h= Es la altura sobre el terreno en metros.

- **Carga exterior del viento**

La carga exterior (presión y succión) ejercida por el viento se supondrá estática y perpendicular a la superficie sobre la cual actúa. Se calculará mediante la expresión:

$$P_h = 0.005 * C * V_h^2 \quad (9)$$

Dónde:

P_h = Presión o succión del viento a una altura h en kg/m².

C= Factor de forma adimensional indicado en la *tabla 3.23*.

V_h = Velocidad de diseño a la altura h, en km/h.

Tabla 3.23.

Factores de forma (C) según la Norma E.020 del R.N.E.

CONSTRUCCIÓN	BARLOVENTO	SOTAVENTO
Superficies verticales de edificios	+0.8	-0.6
Anuncios, muros aislados, elementos con una dimensión corta en la dirección del viento	+1.5	
Tanques de agua, chimeneas y otros de sección circular o elíptica	+0.7	
Tanques de agua, chimeneas, y otros de sección cuadrada o rectangular	+2.0	
Arcos y cubiertas cilíndricas con un ángulo de inclinación que no exceda 45°	±0.8	-0.5
Superficies inclinadas a 15° o menos	+0.3	-0.6
* El signo positivo indica presión y el negativo succión.		

Nota: Fuente: Factores de forma según E.020 del R.N.E.

→ Por tanto: C= 0.8 (Barlovento) y C= - 0.6 (Sotavento).

3.12.2. Consideraciones de cargas de viento para el análisis en Etabs

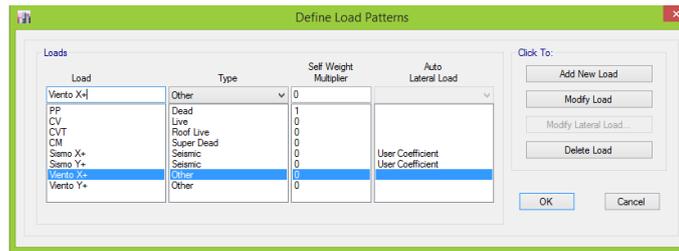


Figura 3.35. Patrones de carga de viento en Etabs.

- **Requisitos de resistencia y de servicio**

Según la Norma E.060 del R.N.E. en el capítulo 9, se muestra los requisitos generales de resistencia requerida para el diseño de elementos estructurales, tal como se muestra a continuación:

La resistencia requerida para cargas muertas (CM) y cargas vivas (CV) será como mínimo:

$$U = 1.4CM + 1.7CV \quad (10)$$

Si en el diseño se tuvieran que considerar cargas de viento (CVi), además de lo indicado en la fórmula anterior, la resistencia requerida será como mínimo:

$$U = 1.25(CM + CV \pm CVi) \quad (11)$$

$$U = 0.9 CM \pm 1.25 CVi \quad (12)$$

- **Combinaciones de carga eólica y envolvente de diseño**

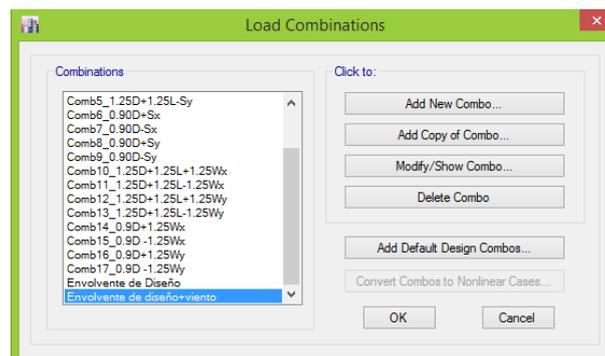


Figura 3.36. Combinaciones de carga y envolvente de diseño con cargas de viento.

- **Velocidad de diseño hasta 10m según el mapa eólico**

En la ciudad de Juliaca, la velocidad de diseño hasta 10 m sobre el suelo según el mapa eólico dado por la Norma E.020 del RNE es: 130 km/h (ver Anexo: A).

3.12.3. Análisis eólico del edificio de concreto armado en Etabs

Datos:

Factor de forma, según E.020:

Barlovento (presión): $C = 0.8$

Sotavento (succión): $C = 0.6$

Edificio de forma cuadrada:

Ancho de área tributaria por ejes - Dirección "X":

Eje A = 1.76 m	}	Ancho total: $L_x = 12.00$ m
Eje B = 3.86 m		
Eje C = 4.24 m		
Eje D = 2.14 m		

Ancho de área tributaria por ejes – Dirección "Y":

Eje 1 = 2.19 m	}	Ancho total: $L_y = 12.00$ m
Eje 2 = 4.56 m		
Eje 3 = 3.81 m		
Eje 4 = 1.44 m		

Edificio de forma rectangular:

Ancho de área tributaria por ejes - Dirección "X":

Eje A = 1.74 m	}	Ancho total: $L_x = 17.00$ m
Eje B = 3.34 m		
Eje C = 3.72 m		
Eje D = 5.16 m		
Eje E = 3.04 m		

Ancho de área tributaria por ejes – Dirección "Y":

Eje 1 = 2.81 m	}	Ancho total: $L_y = 8.50$ m
Eje 2 = 4.25 m		
Eje 3 = 1.44 m		

3.12.3.1. Análisis eólico del edificio de forma cuadrada: 5 pisos.

a. Cálculo de las cargas de viento

Tabla 3.24.

Cargas de viento en la dirección X del edificio forma cuadrada: 5 pisos

Piso	Altura total de piso h (m)	Altura de Entrepiso he (m)	Altura sobre el Terreno h (m)	Velocidad de Diseño Vh (Km/h)	Barlovento Ph (Presión) Kg/m ²	Sotavento Ph (Succión) Kg/m ²	Área de influencia m ²	Fuerzas laterales por piso	
								F (Barlovento) ton	F (Sotavento) ton
5	2.52	1.26	12.96	137.63	75.77	56.83	eje A 2.22	0.17	0.13
							eje B 4.86	0.37	0.28
							eje C 5.34	0.40	0.30
							eje D 2.70	0.20	0.15
4	2.52	2.52	10.44	131.24	68.89	51.67	eje A 4.44	0.31	0.23
							eje B 9.73	0.67	0.50
							eje C 10.68	0.74	0.55
							eje D 5.39	0.37	0.28
3	2.52	2.52	7.92	130.00	67.60	50.70	eje A 4.44	0.30	0.22
							eje B 9.73	0.66	0.49
							eje C 10.68	0.72	0.54
							eje D 5.39	0.36	0.27
2	2.52	2.70	5.40	130.00	67.60	50.70	eje A 4.75	0.32	0.24
							eje B 10.42	0.70	0.53
							eje C 11.45	0.77	0.58
							eje D 5.78	0.39	0.29
1	2.88	1.44	2.88	130.00	67.60	50.70	eje A 2.53	0.17	0.13
							eje B 5.56	0.38	0.28
							eje C 6.11	0.41	0.31
							eje D 3.08	0.21	0.16

Tabla 3.25.

Cargas de viento en la dirección Y del edificio forma cuadrada: 5 pisos

Piso	Altura total de piso h (m)	Altura de Entrepiso he (m)	Altura sobre el Terreno h (m)	Velocidad de Diseño Vh (Km/h)	Barlovento Ph (Presión) Kg/m ²	Sotavento Ph (Succión) Kg/m ²	Área de influencia m ²	Fuerzas laterales por piso	
								F (Barlovento) ton	F (Sotavento) ton
5	2.52	1.26	12.96	137.63	75.77	56.83	eje 1 2.76	0.21	0.16
							eje 2 5.75	0.44	0.33
							eje 3 4.80	0.36	0.27
							eje 4 1.81	0.14	0.10
4	2.52	2.52	10.44	131.24	68.89	51.67	eje 1 5.52	0.38	0.29
							eje 2 11.49	0.79	0.59
							eje 3 9.60	0.66	0.50
							eje 4 3.63	0.25	0.19
3	2.52	2.52	7.92	130.00	67.60	50.70	eje 1 5.52	0.37	0.28
							eje 2 11.49	0.78	0.58
							eje 3 9.60	0.65	0.49
							eje 4 3.63	0.25	0.18
2	2.52	2.70	5.40	130.00	67.60	50.70	eje 1 5.91	0.40	0.30
							eje 2 12.31	0.83	0.62
							eje 3 10.29	0.70	0.52
							eje 4 3.89	0.26	0.20
1	2.88	1.44	2.88	130.00	67.60	50.70	eje 1 3.15	0.21	0.16

eje 2	6.57	0.44	0.33
eje 3	5.49	0.37	0.28
eje 4	2.07	0.14	0.11

b. Asignación de cargas de viento en el edificio modelado en Etabs

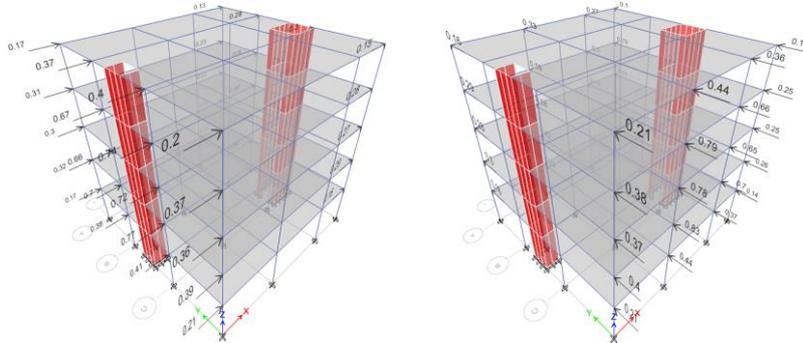


Figura 3.37. Cargas de viento en Etabs del edificio de forma cuadrada: 5 pisos.

c. Verificación de derivas elásticas

Según el Código ASCE 7-16, la Deriva Máxima: $1/1000 \approx 0.001$

Tabla 3.26.

Derivas por viento del edificio de forma cuadrada: 5 pisos

Story	Load Case/Combo	Max Drift $\Delta_{elástica X}$	Load Case/Combo	Max Drift $\Delta_{elástica Y}$	Deriva Límite	Control
Piso 5	Viento X+	0.000132	Viento Y+	0.000124	0.001	CUMPLE
Piso 4	Viento X+	0.000142	Viento Y+	0.000144	0.001	CUMPLE
Piso 3	Viento X+	0.000144	Viento Y+	0.000159	0.001	CUMPLE
Piso 2	Viento X+	0.000127	Viento Y+	0.000153	0.001	CUMPLE
Piso 1	Viento X+	0.000064	Viento Y+	0.000086	0.001	CUMPLE

d. Desplazamientos laterales

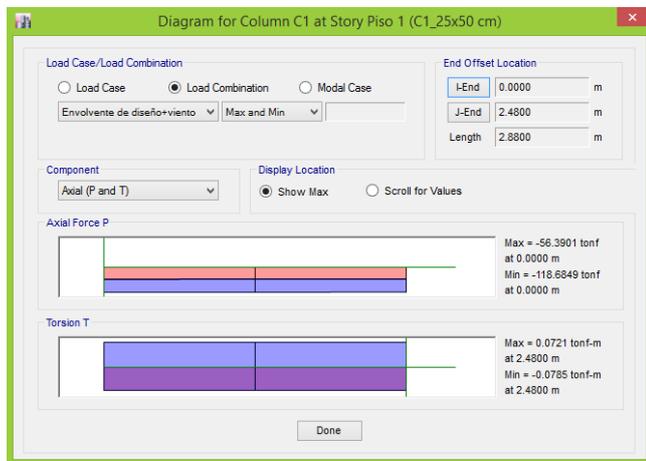
Tabla 3.27.

Desplazamientos por viento del edificio de forma cuadrada: 5 pisos

Story	Diaphragm	Load Case/Combo	UX mm	Load Case/Combo	UY mm
Piso 5	D5	Viento X+	1.41	Viento Y+	1.36
Piso 4	D4	Viento X+	1.11	Viento Y+	1.10
Piso 3	D3	Viento X+	0.78	Viento Y+	0.81
Piso 2	D2	Viento X+	0.45	Viento Y+	0.50
Piso 1	D1	Viento X+	0.17	Viento Y+	0.20

e. Fuerzas internas máximas

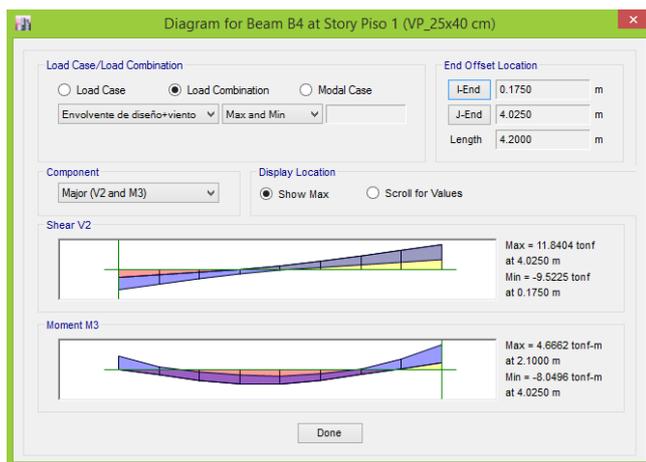
○ Fuerza axial máxima en columnas



Fuerza axial máx._columna = 118.6849 ton (Compresión) en el 1er piso eje 2-C "Columna central C-1".

Figura 3.38. Fuerza axial máxima en columnas.

○ Fuerza cortante y momento flector máximo en vigas



Fuerza cortante máx._Viga = 11.8404 ton, en el 1er piso eje 2 tramo C-D "viga principal VP".

Momento flector máx._Viga = 4.6662 ton-m, en el 1er piso eje 2 tramo C-D "viga principal VP".

Figura 3.39. Fuerza cortante y momento flector máximo en vigas.

3.12.3.2. Análisis eólico del edificio de forma cuadrada: 10 pisos.

a. Cálculo de las cargas de viento

Tabla 3.28.

Cargas de viento en la dirección X del edificio forma cuadrada: 10 pisos

Piso	Altura total de piso h (m)	Altura de Entrepiso he (m)	Altura sobre el Terreno h (m)	Velocidad de Diseño Vh (Km/h)	Barlovento Ph (Presión) Kg/m2	Sotavento Ph (Succión) Kg/m2	Área de influencia m2	Fuerzas laterales por piso		
								F (Barlovento) ton	F (Sotavento) ton	
10	2.52	1.26	25.56	159.81	102.16	76.62	eje A	2.22	0.23	0.17
							eje B	4.86	0.50	0.37
							eje C	5.34	0.55	0.41
							eje D	2.70	0.28	0.21
9	2.52	2.52	23.04	156.20	97.60	73.20	eje A	4.44	0.43	0.32

							eje B	9.73	0.95	0.71
							eje C	10.68	1.04	0.78
							eje D	5.39	0.53	0.39
							eje A	4.44	0.41	0.31
8	2.52	2.52	20.52	152.27	92.75	69.56	eje B	9.73	0.90	0.68
							eje C	10.68	0.99	0.74
							eje D	5.39	0.50	0.38
							eje A	4.44	0.39	0.29
7	2.52	2.52	18.00	147.95	87.55	65.66	eje B	9.73	0.85	0.64
							eje C	10.68	0.94	0.70
							eje D	5.39	0.47	0.35
							eje A	4.44	0.36	0.27
6	2.52	2.52	15.48	143.12	81.93	61.45	eje B	9.73	0.80	0.60
							eje C	10.68	0.88	0.66
							eje D	5.39	0.44	0.33
							eje A	4.44	0.34	0.25
5	2.52	2.52	12.96	137.63	75.77	56.83	eje B	9.73	0.74	0.55
							eje C	10.68	0.81	0.61
							eje D	5.39	0.41	0.31
							eje A	4.44	0.31	0.23
4	2.52	2.52	10.44	131.24	68.89	51.67	eje B	9.73	0.67	0.50
							eje C	10.68	0.74	0.55
							eje D	5.39	0.37	0.28
							eje A	4.44	0.30	0.22
3	2.52	2.52	7.92	130.00	67.60	50.70	eje B	9.73	0.66	0.49
							eje C	10.68	0.72	0.54
							eje D	5.39	0.36	0.27
							eje A	4.75	0.32	0.24
2	2.52	2.70	5.40	130.00	67.60	50.70	eje B	10.42	0.70	0.53
							eje C	11.45	0.77	0.58
							eje D	5.78	0.39	0.29
							eje A	2.53	0.17	0.13
1	2.88	1.44	2.88	130.00	67.60	50.70	eje B	5.56	0.38	0.28
							eje C	6.11	0.41	0.31
							eje D	3.08	0.21	0.16

Tabla 3.29.

Cargas de viento en la dirección Y del edificio forma cuadrada: 10 pisos

Piso	Altura total de piso h (m)	Altura de Entrepiso he (m)	Altura sobre el Terreno h (m)	Velocidad de Diseño Vh (Km/h)	Barlovento Ph (Presión) Kg/m ²	Sotavento Ph (Succión) Kg/m ²	Área tributaria o de influencia m ²	Fuerzas laterales por piso		
								F (Barlovento) ton	F (Sotavento) ton	
10	2.52	1.26	25.56	159.81	102.16	76.62	eje 1	2.76	0.28	0.21
							eje 2	5.75	0.59	0.44
							eje 3	4.80	0.49	0.37
							eje 4	1.81	0.19	0.14
9	2.52	2.52	23.04	156.20	97.60	73.20	eje 1	5.52	0.54	0.40
							eje 2	11.49	1.12	0.84
							eje 3	9.60	0.94	0.70
							eje 4	3.63	0.35	0.27
8	2.52	2.52	20.52	152.27	92.75	69.56	eje 1	5.52	0.51	0.38
							eje 2	11.49	1.07	0.80
							eje 3	9.60	0.89	0.67
							eje 4	3.63	0.34	0.25
7	2.52	2.52	18.00	147.95	87.55	65.66	eje 1	5.52	0.48	0.36
							eje 2	11.49	1.01	0.75
							eje 3	9.60	0.84	0.63
							eje 4	3.63	0.32	0.24
6	2.52	2.52	15.48	143.12	81.93	61.45	eje 1	5.52	0.45	0.34
							eje 2	11.49	0.94	0.71
							eje 3	9.60	0.79	0.59
							eje 4	3.63	0.30	0.22
5	2.52	2.52	12.96	137.63	75.77	56.83	eje 1	5.52	0.42	0.31

							eje 2	11.49	0.87	0.65
							eje 3	9.60	0.73	0.55
							eje 4	3.63	0.27	0.21
							eje 1	5.52	0.38	0.29
4	2.52	2.52	10.44	131.24	68.89	51.67	eje 2	11.49	0.79	0.59
							eje 3	9.60	0.66	0.50
							eje 4	3.63	0.25	0.19
							eje 1	5.52	0.37	0.28
3	2.52	2.52	7.92	130.00	67.60	50.70	eje 2	11.49	0.78	0.58
							eje 3	9.60	0.65	0.49
							eje 4	3.63	0.25	0.18
							eje 1	5.91	0.40	0.30
2	2.52	2.70	5.40	130.00	67.60	50.70	eje 2	12.31	0.83	0.62
							eje 3	10.29	0.70	0.52
							eje 4	3.89	0.26	0.20
							eje 1	3.15	0.21	0.16
1	2.88	1.44	2.88	130.00	67.60	50.70	eje 2	6.57	0.44	0.33
							eje 3	5.49	0.37	0.28
							eje 4	2.07	0.14	0.11

b. Asignación de cargas de viento en el edificio modelado en Etabs

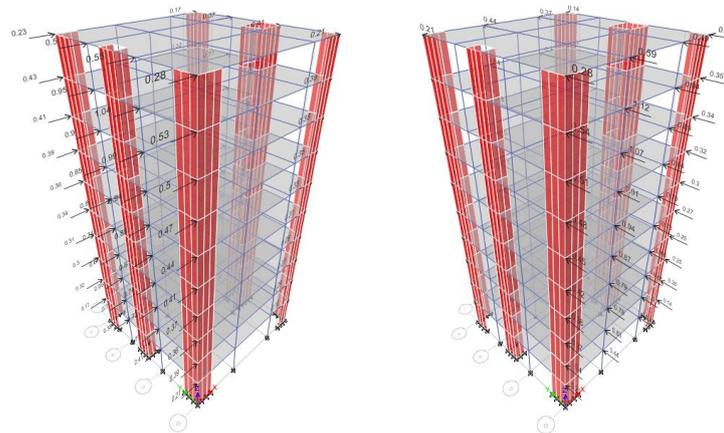


Figura 3.40. Cargas de viento en Etabs del edificio de forma cuadrada: 10 pisos.

c. Verificación de derivas elásticas

Tabla 3.30.

Derivas por viento del edificio de forma cuadrada: 5 pisos

Story	Load Case/Combo	Max Drift $\Delta_{elástica X}$	Load Case/Combo	Max Drift $\Delta_{elástica Y}$	Deriva Límite	Control
Piso 10	Viento X+	0.000210	Viento Y+	0.000114	0.001	CUMPLE
Piso 9	Viento X+	0.000224	Viento Y+	0.000129	0.001	CUMPLE
Piso 8	Viento X+	0.000241	Viento Y+	0.000146	0.001	CUMPLE
Piso 7	Viento X+	0.000257	Viento Y+	0.000163	0.001	CUMPLE
Piso 6	Viento X+	0.000268	Viento Y+	0.000178	0.001	CUMPLE
Piso 5	Viento X+	0.000270	Viento Y+	0.000192	0.001	CUMPLE
Piso 4	Viento X+	0.000260	Viento Y+	0.000197	0.001	CUMPLE
Piso 3	Viento X+	0.000232	Viento Y+	0.000187	0.001	CUMPLE
Piso 2	Viento X+	0.000180	Viento Y+	0.000156	0.001	CUMPLE
Piso 1	Viento X+	0.000080	Viento Y+	0.000075	0.001	CUMPLE

d. Desplazamientos laterales

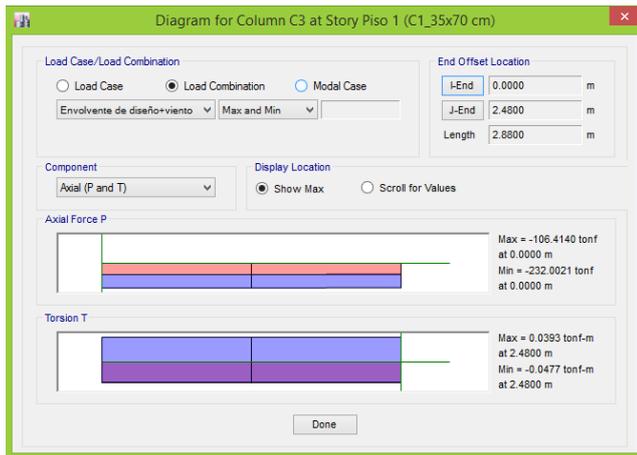
Tabla 3.31.

Desplazamientos por viento del edificio de forma cuadrada: 10 pisos

Story	Diaphragm	Load Case/Combo	UX mm	Load Case/Combo	UY mm
Piso 10	D10	Viento X+	5.52	Viento Y+	3.79
Piso 9	D9	Viento X+	4.99	Viento Y+	3.52
Piso 8	D8	Viento X+	4.43	Viento Y+	3.21
Piso 7	D7	Viento X+	3.83	Viento Y+	2.86
Piso 6	D6	Viento X+	3.19	Viento Y+	2.45
Piso 5	D5	Viento X+	2.53	Viento Y+	2.00
Piso 4	D4	Viento X+	1.86	Viento Y+	1.53
Piso 3	D3	Viento X+	1.23	Viento Y+	1.04
Piso 2	D2	Viento X+	0.66	Viento Y+	0.59
Piso 1	D1	Viento X+	0.22	Viento Y+	0.21

e. Fuerzas internas máximas

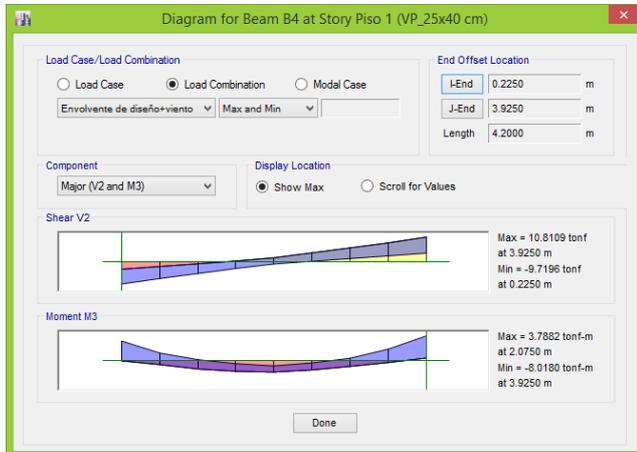
○ **Fuerza axial máxima en columnas**



Fuerza axial máx. _columna = 232.0021 ton (Compresión) en el 1er piso eje 2-C "Columna central C-1".

Figura 3.41. Fuerza axial máxima en columnas.

○ **Fuerza cortante y momento flector máximo en vigas**



Fuerza cortante máx. _Viga = 10.8109 ton, en el 1er piso eje 2 tramo C-D "viga principal VP".

Momento flector máx. _Viga = 3.7882 ton-m, en el 1er piso eje 2 tramo C-D "viga principal".

Figura 3.42. Fuerza cortante y momento flector máximo en vigas.

3.12.4. Análisis eólico del edificio de forma cuadrada: 15 pisos

a. Cálculo de las cargas de viento

Tabla 3.32.

Cargas de viento en la dirección X del edificio forma cuadrada: 15 pisos

Piso	Altura total de piso h (m)	Altura de Entrepiso he (m)	Altura sobre el Terreno h (m)	Velocidad de Diseño Vh (Km/h)	Barlovento	Sotavento	Área de influencia m2	Fuerzas laterales por piso		
					Ph (Presión) Kg/m2	Ph (Succión) Kg/m2		F (Barlovento) ton	F (Sotavento) ton	
15	2.52	1.26	38.16	174.54	121.86	91.39	eje A	2.22	0.27	0.20
							eje B	4.86	0.59	0.44
							eje C	5.34	0.65	0.49
							eje D	2.70	0.33	0.25
14	2.52	2.52	35.64	171.94	118.25	88.69	eje A	4.44	0.52	0.39
							eje B	9.73	1.15	0.86
							eje C	10.68	1.26	0.95
							eje D	5.39	0.64	0.48
13	2.52	2.52	33.12	169.19	114.49	85.87	eje A	4.44	0.51	0.38
							eje B	9.73	1.11	0.84
							eje C	10.68	1.22	0.92
							eje D	5.39	0.62	0.46
12	2.52	2.52	30.60	166.27	110.58	82.93	eje A	4.44	0.49	0.37
							eje B	9.73	1.08	0.81
							eje C	10.68	1.18	0.89
							eje D	5.39	0.60	0.45
11	2.52	2.52	28.08	163.15	106.47	79.86	eje A	4.44	0.47	0.35
							eje B	9.73	1.04	0.78
							eje C	10.68	1.14	0.85
							eje D	5.39	0.57	0.43
10	2.52	2.52	25.56	159.81	102.16	76.62	eje A	4.44	0.45	0.34
							eje B	9.73	0.99	0.75
							eje C	10.68	1.09	0.82
							eje D	5.39	0.55	0.41
9	2.52	2.52	23.04	156.20	97.60	73.20	eje A	4.44	0.43	0.32
							eje B	9.73	0.95	0.71
							eje C	10.68	1.04	0.78
							eje D	5.39	0.53	0.39
8	2.52	2.52	20.52	152.27	92.75	69.56	eje A	4.44	0.41	0.31
							eje B	9.73	0.90	0.68
							eje C	10.68	0.99	0.74
							eje D	5.39	0.50	0.38
7	2.52	2.52	18.00	147.95	87.55	65.66	eje A	4.44	0.39	0.29
							eje B	9.73	0.85	0.64
							eje C	10.68	0.94	0.70
							eje D	5.39	0.47	0.35
6	2.52	2.52	15.48	143.12	81.93	61.45	eje A	4.44	0.36	0.27
							eje B	9.73	0.80	0.60
							eje C	10.68	0.88	0.66
							eje D	5.39	0.44	0.33
5	2.52	2.52	12.96	137.63	75.77	56.83	eje A	4.44	0.34	0.25
							eje B	9.73	0.74	0.55
							eje C	10.68	0.81	0.61
							eje D	5.39	0.41	0.31
4	2.52	2.52	10.44	131.24	68.89	51.67	eje A	4.44	0.31	0.23
							eje B	9.73	0.67	0.50
							eje C	10.68	0.74	0.55
							eje D	5.39	0.37	0.28

3	2.52	2.52	7.92	130.00	67.60	50.70	eje A	4.44	0.30	0.22
							eje B	9.73	0.66	0.49
							eje C	10.68	0.72	0.54
							eje D	5.39	0.36	0.27
2	2.52	2.70	5.40	130.00	67.60	50.70	eje A	4.75	0.32	0.24
							eje B	10.42	0.70	0.53
							eje C	11.45	0.77	0.58
							eje D	5.78	0.39	0.29
1	2.88	1.44	2.88	130.00	67.60	50.70	eje A	2.53	0.17	0.13
							eje B	5.56	0.38	0.28
							eje C	6.11	0.41	0.31
							eje D	3.08	0.21	0.16

Tabla 3.33.

Cargas de viento en la dirección Y del edificio forma cuadrada: 15 pisos

Piso	Altura total de piso h (m)	Altura de Entrepiso he (m)	Altura sobre el Terreno h (m)	Velocidad de Diseño Vh (Km/h)	Barlovento Ph (Presión) Kg/m ²	Sotavento Ph (Succión) Kg/m ²	Área de influencia m ²	Fuerzas laterales por piso		
								F (Barlovento) ton	F (Sotavento) ton	
15	2.52	1.26	38.16	174.54	121.86	91.39	eje 1	2.76	0.34	0.25
							eje 2	5.75	0.70	0.53
							eje 3	4.80	0.58	0.44
							eje 4	1.81	0.22	0.17
14	2.52	2.52	35.64	171.94	118.25	88.69	eje 1	5.52	0.65	0.49
							eje 2	11.49	1.36	1.02
							eje 3	9.60	1.14	0.85
							eje 4	3.63	0.43	0.32
13	2.52	2.52	33.12	169.19	114.49	85.87	eje 1	5.52	0.63	0.47
							eje 2	11.49	1.32	0.99
							eje 3	9.60	1.10	0.82
							eje 4	3.63	0.42	0.31
12	2.52	2.52	30.60	166.27	110.58	82.93	eje 1	5.52	0.61	0.46
							eje 2	11.49	1.27	0.95
							eje 3	9.60	1.06	0.80
							eje 4	3.63	0.40	0.30
11	2.52	2.52	28.08	163.15	106.47	79.86	eje 1	5.52	0.59	0.44
							eje 2	11.49	1.22	0.92
							eje 3	9.60	1.02	0.77
							eje 4	3.63	0.39	0.29
10	2.52	2.52	25.56	159.81	102.16	76.62	eje 1	5.52	0.56	0.42
							eje 2	11.49	1.17	0.88
							eje 3	9.60	0.98	0.74
							eje 4	3.63	0.37	0.28
9	2.52	2.52	23.04	156.20	97.60	73.20	eje 1	5.52	0.54	0.40
							eje 2	11.49	1.12	0.84
							eje 3	9.60	0.94	0.70
							eje 4	3.63	0.35	0.27
8	2.52	2.52	20.52	152.27	92.75	69.56	eje 1	5.52	0.51	0.38
							eje 2	11.49	1.07	0.80
							eje 3	9.60	0.89	0.67
							eje 4	3.63	0.34	0.25
7	2.52	2.52	18.00	147.95	87.55	65.66	eje 1	5.52	0.48	0.36
							eje 2	11.49	1.01	0.75
							eje 3	9.60	0.84	0.63
							eje 4	3.63	0.32	0.24
6	2.52	2.52	15.48	143.12	81.93	61.45	eje 1	5.52	0.45	0.34
							eje 2	11.49	0.94	0.71
							eje 3	9.60	0.79	0.59
							eje 4	3.63	0.30	0.22

5	2.52	2.52	12.96	137.63	75.77	56.83	eje 1	5.52	0.42	0.31
							eje 2	11.49	0.87	0.65
							eje 3	9.60	0.73	0.55
							eje 4	3.63	0.27	0.21
4	2.52	2.52	10.44	131.24	68.89	51.67	eje 1	5.52	0.38	0.29
							eje 2	11.49	0.79	0.59
							eje 3	9.60	0.66	0.50
							eje 4	3.63	0.25	0.19
3	2.52	2.52	7.92	130.00	67.60	50.70	eje 1	5.52	0.37	0.28
							eje 2	11.49	0.78	0.58
							eje 3	9.60	0.65	0.49
							eje 4	3.63	0.25	0.18
2	2.52	2.70	5.40	130.00	67.60	50.70	eje 1	5.91	0.40	0.30
							eje 2	12.31	0.83	0.62
							eje 3	10.29	0.70	0.52
							eje 4	3.89	0.26	0.20
1	2.88	1.44	2.88	130.00	67.60	50.70	eje 1	3.15	0.21	0.16
							eje 2	6.57	0.44	0.33
							eje 3	5.49	0.37	0.28
							eje 4	2.07	0.14	0.11

b. Asignación de cargas de viento en el edificio modelado en Etabs

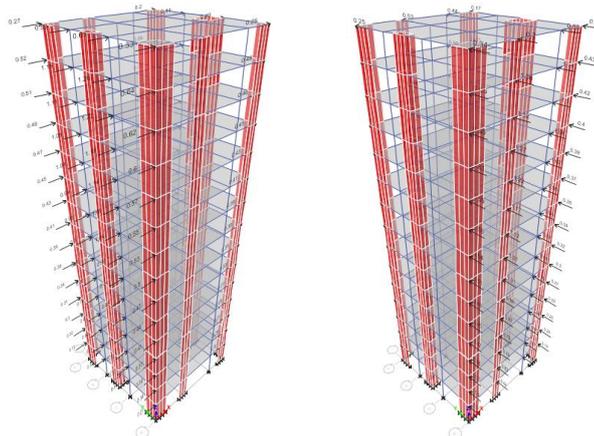


Figura 3.43. Cargas de viento en Etabs del edificio de forma cuadrada: 15 pisos.

c. Verificación de derivas elásticas

Tabla 3.34.

Derivas por viento del edificio de forma cuadrada: 15 pisos

Story	Load Case/Combo	Max Drift $\Delta_{elástica X}$	Load Case/Combo	Max Drift $\Delta_{elástica Y}$	Deriva Límite	Control
Piso 15	Viento X+	0.000332	Viento Y+	0.000175	0.001	CUMPLE
Piso 14	Viento X+	0.000350	Viento Y+	0.000195	0.001	CUMPLE
Piso 13	Viento X+	0.000371	Viento Y+	0.000218	0.001	CUMPLE
Piso 12	Viento X+	0.000394	Viento Y+	0.000245	0.001	CUMPLE
Piso 11	Viento X+	0.000416	Viento Y+	0.000271	0.001	CUMPLE
Piso 10	Viento X+	0.000437	Viento Y+	0.000297	0.001	CUMPLE
Piso 9	Viento X+	0.000453	Viento Y+	0.000321	0.001	CUMPLE
Piso 8	Viento X+	0.000465	Viento Y+	0.000340	0.001	CUMPLE

Piso 7	Viento X+	0.000472	Viento Y+	0.000354	0.001	CUMPLE
Piso 6	Viento X+	0.000468	Viento Y+	0.000361	0.001	CUMPLE
Piso 5	Viento X+	0.000452	Viento Y+	0.000359	0.001	CUMPLE
Piso 4	Viento X+	0.000418	Viento Y+	0.000343	0.001	CUMPLE
Piso 3	Viento X+	0.000362	Viento Y+	0.000314	0.001	CUMPLE
Piso 2	Viento X+	0.000275	Viento Y+	0.000256	0.001	CUMPLE
Piso 1	Viento X+	0.000120	Viento Y+	0.000122	0.001	CUMPLE

d. Desplazamientos laterales

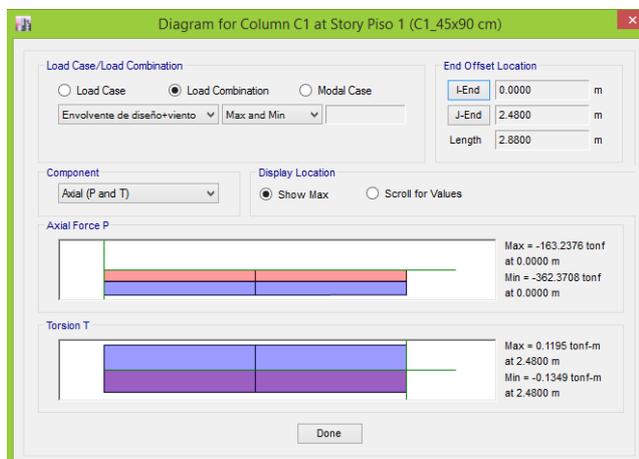
Tabla 3.35.

Desplazamientos por viento del edificio de forma cuadrada: 15 pisos

Story	Diaphragm	Load Case/Combo	UX mm	Load Case/Combo	UY mm
Piso 15	D15	Viento X+	14.38	Viento Y+	10.15
Piso 14	D14	Viento X+	13.58	Viento Y+	9.76
Piso 13	D13	Viento X+	12.72	Viento Y+	9.32
Piso 12	D12	Viento X+	11.81	Viento Y+	8.81
Piso 11	D11	Viento X+	10.84	Viento Y+	8.24
Piso 10	D10	Viento X+	9.80	Viento Y+	7.60
Piso 9	D9	Viento X+	8.71	Viento Y+	6.89
Piso 8	D8	Viento X+	7.57	Viento Y+	6.12
Piso 7	D7	Viento X+	6.41	Viento Y+	5.29
Piso 6	D6	Viento X+	5.23	Viento Y+	4.42
Piso 5	D5	Viento X+	4.06	Viento Y+	3.53
Piso 4	D4	Viento X+	2.94	Viento Y+	2.63
Piso 3	D3	Viento X+	1.90	Viento Y+	1.77
Piso 2	D2	Viento X+	1.01	Viento Y+	0.98
Piso 1	D1	Viento X+	0.34	Viento Y+	0.35

e. Fuerzas internas máximas

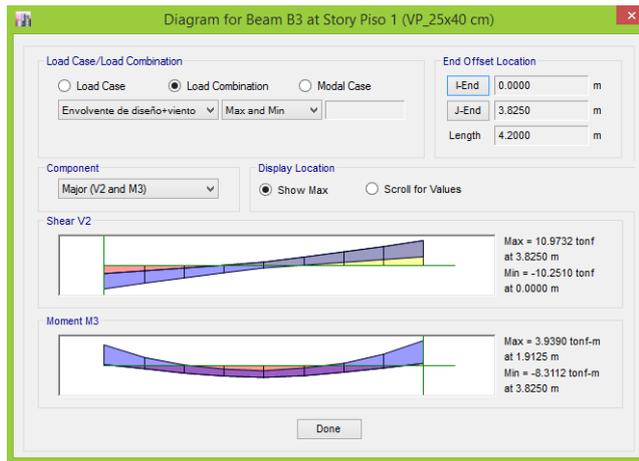
- Fuerza axial máxima en columnas



Fuerza axial máx. _columna = 362.3708 ton (Compresión) en el 1er piso eje 2-C. "Columna central C-1".

Figura 3.44. Fuerza axial máxima en columnas.

- **Fuerza cortante y momento flector máximo en vigas**



Fuerza cortante máx._Viga = 10.9732 ton, en el 1er piso eje 2 tramo C-D “viga principal VP”

Momento flector máx._Viga = 3.9390 ton-m, en el 1er piso eje 2 tramo C-D “viga principal VP”.

Figura 3.45. Fuerza cortante y momento flector máximo en vigas.

3.12.4.1. Análisis eólico del edificio de forma rectangular: 5 pisos.

a. Cálculo de las cargas de viento

Tabla 3.36.

Cargas de viento en la dirección X del edificio forma rectangular: 5 pisos

Piso	Altura total de piso h (m)	Altura de Entrepiso he (m)	Altura sobre el Terreno h (m)	Velocidad de Diseño Vh (Km/h)	Barlovento Ph (Presión) Kg/m2	Sotavento Ph (Succión) Kg/m2	Área de influencia m2	Fuerzas laterales por piso		
								F (Barlovento) ton	F (Sotavento) ton	
5	2.52	1.26	12.96	137.63	75.77	56.83	eje A	2.19	0.17	0.12
							eje B	4.21	0.32	0.24
							eje C	4.69	0.36	0.27
							eje D	6.50	0.49	0.37
							eje E	3.83	0.29	0.22
4	2.52	2.52	10.44	131.24	68.89	51.67	eje A	4.38	0.30	0.23
							eje B	8.42	0.58	0.43
							eje C	9.37	0.65	0.48
							eje D	13.00	0.90	0.67
							eje E	7.66	0.53	0.40
3	2.52	2.52	7.92	130.00	67.60	50.70	eje A	4.38	0.30	0.22
							eje B	8.42	0.57	0.43
							eje C	9.37	0.63	0.48
							eje D	13.00	0.88	0.66
							eje E	7.66	0.52	0.39
2	2.52	2.70	5.40	130.00	67.60	50.70	eje A	4.70	0.32	0.24
							eje B	9.02	0.61	0.46
							eje C	10.04	0.68	0.51
							eje D	13.93	0.94	0.71
							eje E	8.21	0.55	0.42
1	2.88	1.44	2.88	130.00	67.60	50.70	eje A	2.51	0.17	0.13
							eje B	4.81	0.33	0.24
							eje C	5.36	0.36	0.27
							eje D	7.43	0.50	0.38
							eje D	4.38	0.30	0.22

Tabla 3.37.

Cargas de viento en la dirección Y del edificio forma rectangular: 5 pisos

Piso	Altura total de piso	Altura de Entrepiso	Altura sobre el Terreno	Velocidad de Diseño	Barlovento	Sotavento	Área de influencia		Fuerzas laterales por piso	
	h (m)	he (m)	h (m)	Vh (Km/h)	Ph (Presión) Kg/m2	Ph (Succión) Kg/m2	eje 1	eje 2	F (Barlovento) ton	F (Sotavento) ton
5	2.52	1.26	12.96	137.63	75.77	56.83	eje 1	3.54	0.27	0.20
							eje 2	5.36	0.41	0.30
							eje 3	1.81	0.14	0.10
4	2.52	2.52	10.44	131.24	68.89	51.67	eje 1	7.08	0.49	0.37
							eje 2	10.71	0.74	0.55
							eje 3	3.63	0.25	0.19
3	2.52	2.52	7.92	130.00	67.60	50.70	eje 1	7.08	0.48	0.36
							eje 2	10.71	0.72	0.54
							eje 3	3.63	0.25	0.18
2	2.52	2.70	5.40	130.00	67.60	50.70	eje 1	7.59	0.51	0.38
							eje 2	11.48	0.78	0.58
							eje 3	3.89	0.26	0.20
1	2.88	1.44	2.88	130.00	67.60	50.70	eje 1	4.05	0.27	0.21
							eje 2	6.12	0.41	0.31
							eje 3	2.07	0.14	0.11

b. Asignación de cargas de viento en el edificio modelado en Etabs

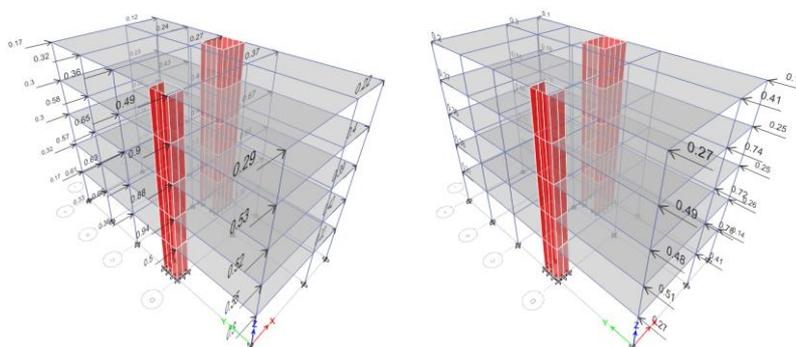


Figura 3.46. Cargas de viento en Etabs del edificio de forma rectangular: 5 pisos.

c. Verificación de derivas elásticas

Tabla 3.38.

Derivas por viento del edificio de forma rectangular: 5 pisos

Story	Load Case/Combo	Max Drift $\Delta_{elástica X}$	Load Case/Combo	Max Drift $\Delta_{elástica Y}$	Deriva Límite	Control
Piso 5	Viento X+	0.000158	Viento Y+	0.000046	0.001	CUMPLE
Piso 4	Viento X+	0.000176	Viento Y+	0.000060	0.001	CUMPLE
Piso 3	Viento X+	0.000185	Viento Y+	0.000072	0.001	CUMPLE
Piso 2	Viento X+	0.000172	Viento Y+	0.000076	0.001	CUMPLE
Piso 1	Viento X+	0.000089	Viento Y+	0.000046	0.001	CUMPLE

d. Desplazamientos laterales

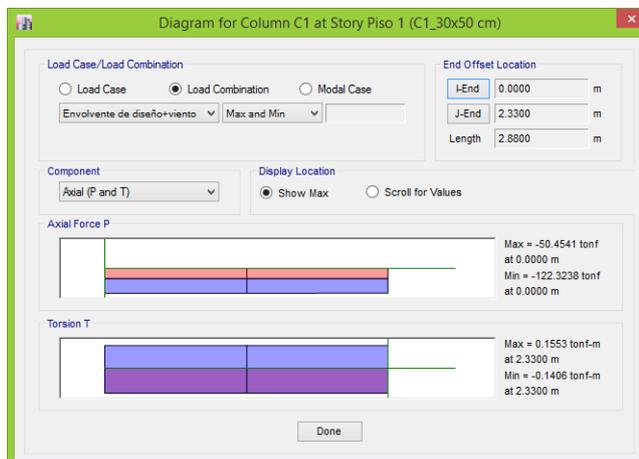
Tabla 3.39.

Desplazamientos por viento del edificio de forma rectangular: 5 pisos

Story	Diaphragm	Load Case/Combo	UX mm	Load Case/Combo	UY mm
Piso 5	D5	Viento X+	1.57	Viento Y+	0.63
Piso 4	D4	Viento X+	1.25	Viento Y+	0.53
Piso 3	D3	Viento X+	0.90	Viento Y+	0.41
Piso 2	D2	Viento X+	0.54	Viento Y+	0.26
Piso 1	D1	Viento X+	0.20	Viento Y+	0.11

e. Fuerzas internas máximas

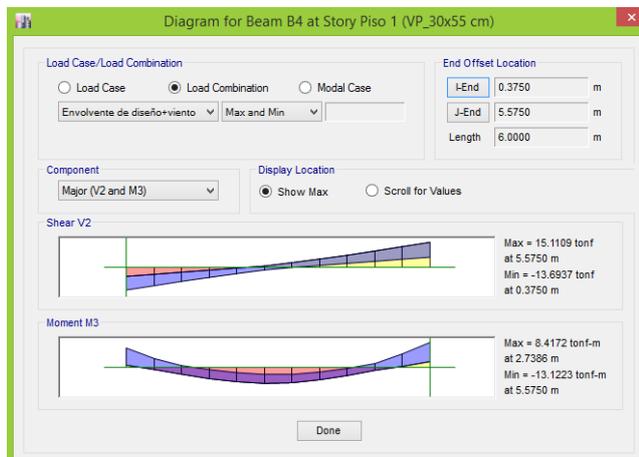
- Fuerza axial máxima en columnas



Fuerza axial máx._columna = 122.3238 ton (Compresión) en el 1er piso eje 2-D "Columna central C-1".

Figura 3.47. Fuerza axial máxima en columnas.

- Fuerza cortante y momento flector máximo en vigas



Fuerza cortante máx._Viga = 15.1109 ton, en el 1er piso eje 2 tramo D-E "viga principal VP".

Momento flector máx._Viga = 8.4172 ton-m, en el 1er piso eje 2 tramo D-E "viga principal VP".

Figura 3.48. Fuerza cortante y momento flector máximo en vigas.

3.12.4.2. Análisis eólico del edificio de forma rectangular: 10 pisos.

a. Cálculo de las cargas de viento

Tabla 3.40.

Cargas de viento en la dirección X del edificio forma rectangular: 10 pisos

Piso	Altura total de piso h (m)	Altura de Entrepiso he (m)	Altura sobre el Terreno h (m)	Velocidad de Diseño Vh (Km/h)	Barlovento Ph (Presión) Kg/m2	Sotavento Ph (Succión) Kg/m2	Área de influencia m2	Fuerzas laterales por piso		
								F (Barlovento) ton	F (Sotavento) ton	
10	2.52	1.26	25.56	159.81	102.16	76.62	eje A	2.19	0.22	0.17
							eje B	4.21	0.43	0.32
							eje C	4.69	0.48	0.36
							eje D	6.50	0.66	0.50
							eje E	3.83	0.39	0.29
9	2.52	2.52	23.04	156.20	97.60	73.20	eje A	4.38	0.43	0.32
							eje B	8.42	0.82	0.62
							eje C	9.37	0.91	0.69
							eje D	13.00	1.27	0.95
							eje E	7.66	0.75	0.56
8	2.52	2.52	20.52	152.27	92.75	69.56	eje A	4.38	0.41	0.31
							eje B	8.42	0.78	0.59
							eje C	9.37	0.87	0.65
							eje D	13.00	1.21	0.90
							eje E	7.66	0.71	0.53
7	2.52	2.52	18.00	147.95	87.55	65.66	eje A	4.38	0.38	0.29
							eje B	8.42	0.74	0.55
							eje C	9.37	0.82	0.62
							eje D	13.00	1.14	0.85
							eje E	7.66	0.67	0.50
6	2.52	2.52	15.48	143.12	81.93	61.45	eje A	4.38	0.36	0.27
							eje B	8.42	0.69	0.52
							eje C	9.37	0.77	0.58
							eje D	13.00	1.07	0.80
							eje E	7.66	0.63	0.47
5	2.52	2.52	12.96	137.63	75.77	56.83	eje A	4.38	0.33	0.25
							eje B	8.42	0.64	0.48
							eje C	9.37	0.71	0.53
							eje D	13.00	0.99	0.74
							eje E	7.66	0.58	0.44
4	2.52	2.52	10.44	131.24	68.89	51.67	eje A	4.38	0.30	0.23
							eje B	8.42	0.58	0.43
							eje C	9.37	0.65	0.48
							eje D	13.00	0.90	0.67
							eje E	7.66	0.53	0.40
3	2.52	2.52	7.92	130.00	67.60	50.70	eje A	4.38	0.30	0.22
							eje B	8.42	0.57	0.43
							eje C	9.37	0.63	0.48
							eje D	13.00	0.88	0.66
							eje E	7.66	0.52	0.39
2	2.52	2.70	5.40	130.00	67.60	50.70	eje A	4.70	0.32	0.24
							eje B	9.02	0.61	0.46
							eje C	10.04	0.68	0.51
							eje D	13.93	0.94	0.71
							eje E	8.21	0.55	0.42
1	2.88	1.44	2.88	130.00	67.60	50.70	eje A	2.51	0.17	0.13
							eje B	4.81	0.33	0.24
							eje C	5.36	0.36	0.27
							eje D	7.43	0.50	0.38
							eje E	4.38	0.30	0.22

Tabla 3.41.

Cargas de viento en la dirección Y del edificio forma rectangular: 10 pisos

Piso	Altura total de piso h (m)	Altura de Entrepiso he (m)	Altura sobre el Terreno h (m)	Velocidad de Diseño Vh (Km/h)	Barlovento Ph (Presión) Kg/m2	Sotavento Ph (Succión) Kg/m2	Área de influencia m2		Fuerzas laterales por piso	
							F (Barlovento) ton	F (Sotavento) ton		
10	2.52	1.26	25.56	159.81	102.16	76.62	eje 1	3.54	0.36	0.27
							eje 2	5.36	0.55	0.41
							eje 3	1.81	0.19	0.14
9	2.52	2.52	23.04	156.20	97.60	73.20	eje 1	7.08	0.69	0.52
							eje 2	10.71	1.05	0.78
							eje 3	3.63	0.35	0.27
8	2.52	2.52	20.52	152.27	92.75	69.56	eje 1	7.08	0.66	0.49
							eje 2	10.71	0.99	0.74
							eje 3	3.63	0.34	0.25
7	2.52	2.52	18.00	147.95	87.55	65.66	eje 1	7.08	0.62	0.46
							eje 2	10.71	0.94	0.70
							eje 3	3.63	0.32	0.24
6	2.52	2.52	15.48	143.12	81.93	61.45	eje 1	7.08	0.58	0.44
							eje 2	10.71	0.88	0.66
							eje 3	3.63	0.30	0.22
5	2.52	2.52	12.96	137.63	75.77	56.83	eje 1	7.08	0.54	0.40
							eje 2	10.71	0.81	0.61
							eje 3	3.63	0.27	0.21
4	2.52	2.52	10.44	131.24	68.89	51.67	eje 1	7.08	0.49	0.37
							eje 2	10.71	0.74	0.55
							eje 3	3.63	0.25	0.19
3	2.52	2.52	7.92	130.00	67.60	50.70	eje 1	7.08	0.48	0.36
							eje 2	10.71	0.72	0.54
							eje 3	3.63	0.25	0.18
2	2.52	2.70	5.40	130.00	67.60	50.70	eje 1	7.59	0.51	0.38
							eje 2	11.48	0.78	0.58
							eje 3	3.89	0.26	0.20
1	2.88	1.44	2.88	130.00	67.60	50.70	eje 1	4.05	0.27	0.21
							eje 2	6.12	0.41	0.31
							eje 3	2.07	0.14	0.11

b. Asignación de cargas de viento en el edificio modelado en Etabs

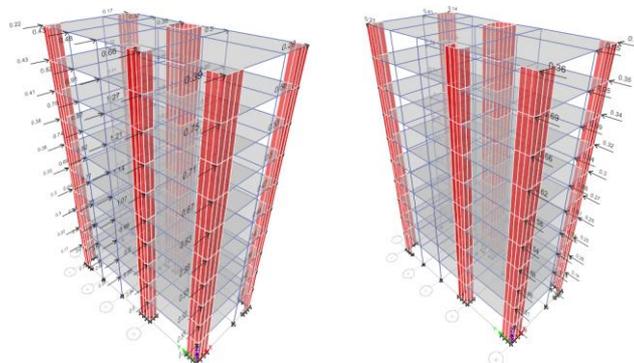


Figura 3.49. Cargas de viento en Etabs del edificio de forma rectangular: 10 pisos.

c. Verificación de derivas elásticas

Tabla 3.42.

Derivas por viento del edificio de forma rectangular: 10 pisos

Story	Load Case/Combo	Max Drift Δelástica X	Load Case/Combo	Max Drift Δelástica Y	Deriva Límite	Control
Piso 10	Viento X+	0.000234	Viento Y+	0.000035	0.001	CUMPLE
Piso 9	Viento X+	0.000253	Viento Y+	0.000044	0.001	CUMPLE
Piso 8	Viento X+	0.000276	Viento Y+	0.000055	0.001	CUMPLE
Piso 7	Viento X+	0.000298	Viento Y+	0.000066	0.001	CUMPLE
Piso 6	Viento X+	0.000315	Viento Y+	0.000077	0.001	CUMPLE
Piso 5	Viento X+	0.000322	Viento Y+	0.000086	0.001	CUMPLE
Piso 4	Viento X+	0.000314	Viento Y+	0.000091	0.001	CUMPLE
Piso 3	Viento X+	0.000284	Viento Y+	0.00009	0.001	CUMPLE
Piso 2	Viento X+	0.000225	Viento Y+	0.00008	0.001	CUMPLE
Piso 1	Viento X+	0.000103	Viento Y+	0.000042	0.001	CUMPLE

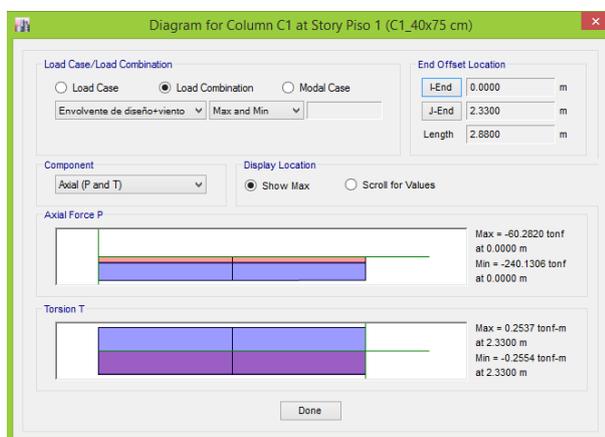
d. Desplazamientos laterales

Tabla 3.43.

Desplazamientos por viento del edificio de forma rectangular: 10 pisos

Story	Diaphragm	Load Case/Combo	UX mm	Load Case/Combo	UY mm
Piso 10	D10	Viento X+	5.81	Viento Y+	1.56
Piso 9	D9	Viento X+	5.28	Viento Y+	1.47
Piso 8	D8	Viento X+	4.72	Viento Y+	1.37
Piso 7	D7	Viento X+	4.10	Viento Y+	1.24
Piso 6	D6	Viento X+	3.45	Viento Y+	1.09
Piso 5	D5	Viento X+	2.75	Viento Y+	0.91
Piso 4	D4	Viento X+	2.05	Viento Y+	0.71
Piso 3	D3	Viento X+	1.37	Viento Y+	0.51
Piso 2	D2	Viento X+	0.75	Viento Y+	0.30
Piso 1	D1	Viento X+	0.26	Viento Y+	0.11

e. Fuerzas internas máximas



Fuerza axial máx. columna = 240.1306 ton (Compresión) en el 1er piso eje 2-D "Columna central C-1".

Figura 3.50. Fuerza axial máxima en columnas.

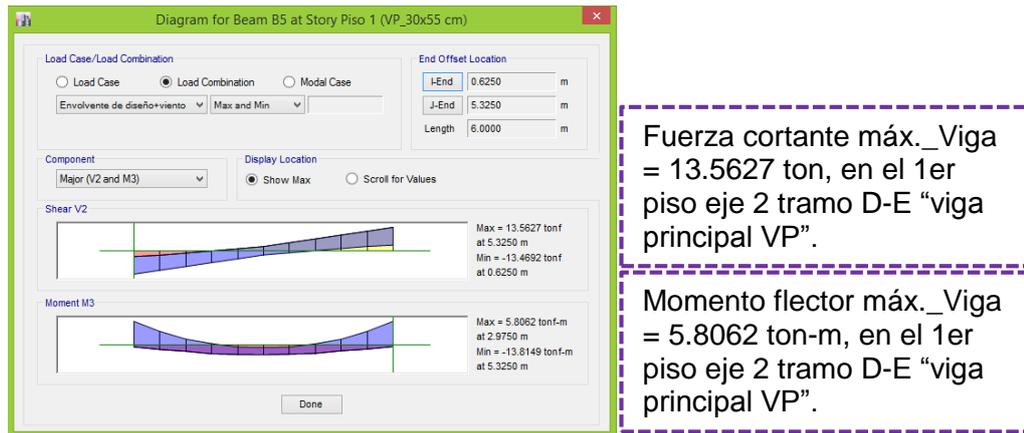


Figura 3.51. Fuerza cortante y momento flector máximo en vigas.

3.12.4.3. Análisis eólico del edificio de forma rectangular: 15 pisos.

a. Cálculo de las cargas de viento

Tabla 3.44.

Cargas de viento en la dirección X del edificio forma rectangular: 15 pisos

Piso	Altura total de piso h (m)	Altura de Entrepiso he (m)	Altura sobre el Terreno h (m)	Velocidad de Diseño Vh (Km/h)	Barlovento Ph (Presión) Kg/m2	Sotavento Ph (Succión) Kg/m2	Área de influencia m2	Fuerzas laterales por piso		
								F (Barlovento) ton	F (Sotavento) ton	
15	2.52	1.26	38.16	174.54	121.86	91.39	eje A	2.19	0.27	0.20
							eje B	4.21	0.51	0.38
							eje C	4.69	0.57	0.43
							eje D	6.50	0.79	0.59
							eje E	3.83	0.47	0.35
14	2.52	2.52	35.64	171.94	118.25	88.69	eje A	4.38	0.52	0.39
							eje B	8.42	1.00	0.75
							eje C	9.37	1.11	0.83
							eje D	13.00	1.54	1.15
							eje E	7.66	0.91	0.68
13	2.52	2.52	33.12	169.19	114.49	85.87	eje A	4.38	0.50	0.38
							eje B	8.42	0.96	0.72
							eje C	9.37	1.07	0.80
							eje D	13.00	1.49	1.12
							eje E	7.66	0.88	0.66
12	2.52	2.52	30.60	166.27	110.58	82.93	eje A	4.38	0.48	0.36
							eje B	8.42	0.93	0.70
							eje C	9.37	1.04	0.78
							eje D	13.00	1.44	1.08
							eje E	7.66	0.85	0.64
11	2.52	2.52	28.08	163.15	106.47	79.86	eje A	4.38	0.47	0.35
							eje B	8.42	0.90	0.67
							eje C	9.37	1.00	0.75
							eje D	13.00	1.38	1.04
							eje E	7.66	0.82	0.61
10	2.52	2.52	25.56	159.81	102.16	76.62	eje A	4.38	0.45	0.34
							eje B	8.42	0.86	0.64
							eje C	9.37	0.96	0.72
							eje D	13.00	1.33	1.00
							eje E	7.66	0.78	0.59
9	2.52	2.52	23.04	156.20	97.60	73.20	eje A	4.38	0.43	0.32

							eje B	8.42	0.82	0.62
							eje C	9.37	0.91	0.69
							eje D	13.00	1.27	0.95
							eje E	7.66	0.75	0.56
							eje A	4.38	0.41	0.31
							eje B	8.42	0.78	0.59
8	2.52	2.52	20.52	152.27	92.75	69.56	eje C	9.37	0.87	0.65
							eje D	13.00	1.21	0.90
							eje E	7.66	0.71	0.53
							eje A	4.38	0.38	0.29
							eje B	8.42	0.74	0.55
7	2.52	2.52	18.00	147.95	87.55	65.66	eje C	9.37	0.82	0.62
							eje D	13.00	1.14	0.85
							eje E	7.66	0.67	0.50
							eje A	4.38	0.36	0.27
							eje B	8.42	0.69	0.52
6	2.52	2.52	15.48	143.12	81.93	61.45	eje C	9.37	0.77	0.58
							eje D	13.00	1.07	0.80
							eje E	7.66	0.63	0.47
							eje A	4.38	0.33	0.25
							eje B	8.42	0.64	0.48
5	2.52	2.52	12.96	137.63	75.77	56.83	eje C	9.37	0.71	0.53
							eje D	13.00	0.99	0.74
							eje E	7.66	0.58	0.44
							eje A	4.38	0.30	0.23
							eje B	8.42	0.58	0.43
4	2.52	2.52	10.44	131.24	68.89	51.67	eje C	9.37	0.65	0.48
							eje D	13.00	0.90	0.67
							eje E	7.66	0.53	0.40
							eje A	4.38	0.30	0.22
							eje B	8.42	0.57	0.43
3	2.52	2.52	7.92	130.00	67.60	50.70	eje C	9.37	0.63	0.48
							eje D	13.00	0.88	0.66
							eje E	7.66	0.52	0.39
							eje A	4.70	0.32	0.24
							eje B	9.02	0.61	0.46
2	2.52	2.70	5.40	130.00	67.60	50.70	eje C	10.04	0.68	0.51
							eje D	13.93	0.94	0.71
							eje E	8.21	0.55	0.42
							eje A	2.51	0.17	0.13
							eje B	4.81	0.33	0.24
1	2.88	1.44	2.88	130.00	67.60	50.70	eje C	5.36	0.36	0.27
							eje D	7.43	0.50	0.38
							eje E	4.38	0.30	0.22

Tabla 3.45.

Cargas de viento en la dirección Y del edificio forma rectangular: 15 pisos

Piso	Altura total de piso h (m)	Altura de Entrepiso he (m)	Altura sobre el Terreno h (m)	Velocidad de Diseño Vh (Km/h)	Barlovento Ph (Presión) Kg/m ²	Sotavento Ph (Succión) Kg/m ²	Área de influencia m ²	Fuerzas laterales por piso		
								F (Barlovento) ton	F (Sotavento) ton	
15	2.52	1.26	38.16	174.54	121.86	91.39	eje 1	3.54	0.43	0.32
							eje 2	5.36	0.65	0.49
							eje 3	1.81	0.22	0.17
14	2.52	2.52	35.64	171.94	118.25	88.69	eje 1	7.08	0.84	0.63
							eje 2	10.71	1.27	0.95
							eje 3	3.63	0.43	0.32

13	2.52	2.52	33.12	169.19	114.49	85.87	eje 1	7.08	0.81	0.61
							eje 2	10.71	1.23	0.92
							eje 3	3.63	0.42	0.31
12	2.52	2.52	30.60	166.27	110.58	82.93	eje 1	7.08	0.78	0.59
							eje 2	10.71	1.18	0.89
							eje 3	3.63	0.40	0.30
11	2.52	2.52	28.08	163.15	106.47	79.86	eje 1	7.08	0.75	0.57
							eje 2	10.71	1.14	0.86
							eje 3	3.63	0.39	0.29
10	2.52	2.52	25.56	159.81	102.16	76.62	eje 1	7.08	0.72	0.54
							eje 2	10.71	1.09	0.82
							eje 3	3.63	0.37	0.28
9	2.52	2.52	23.04	156.20	97.60	73.20	eje 1	7.08	0.69	0.52
							eje 2	10.71	1.05	0.78
							eje 3	3.63	0.35	0.27
8	2.52	2.52	20.52	152.27	92.75	69.56	eje 1	7.08	0.66	0.49
							eje 2	10.71	0.99	0.74
							eje 3	3.63	0.34	0.25
7	2.52	2.52	18.00	147.95	87.55	65.66	eje 1	7.08	0.62	0.46
							eje 2	10.71	0.94	0.70
							eje 3	3.63	0.32	0.24
6	2.52	2.52	15.48	143.12	81.93	61.45	eje 1	7.08	0.58	0.44
							eje 2	10.71	0.88	0.66
							eje 3	3.63	0.30	0.22
5	2.52	2.52	12.96	137.63	75.77	56.83	eje 1	7.08	0.54	0.40
							eje 2	10.71	0.81	0.61
							eje 3	3.63	0.27	0.21
4	2.52	2.52	10.44	131.24	68.89	51.67	eje 1	7.08	0.49	0.37
							eje 2	10.71	0.74	0.55
							eje 3	3.63	0.25	0.19
3	2.52	2.52	7.92	130.00	67.60	50.70	eje 1	7.08	0.48	0.36
							eje 2	10.71	0.72	0.54
							eje 3	3.63	0.25	0.18
2	2.52	2.70	5.40	130.00	67.60	50.70	eje 1	7.59	0.51	0.38
							eje 2	11.48	0.78	0.58
							eje 3	3.89	0.26	0.20
1	2.88	1.44	2.88	130.00	67.60	50.70	eje 1	4.05	0.27	0.21
							eje 2	6.12	0.41	0.31
							eje 3	2.07	0.14	0.11

b. Asignación de cargas de viento en el edificio modelado en Etabs

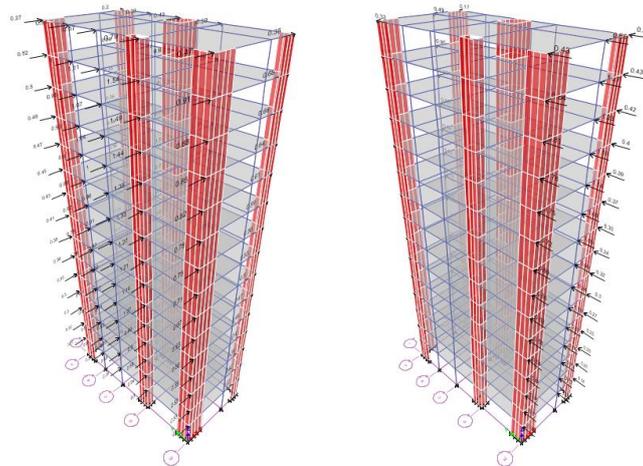


Figura 3.52. Cargas de viento en Etabs del edificio de forma rectangular: 15 pisos.

c. Verificación de derivas elásticas

Tabla 3.46.

Derivas por viento del edificio de forma rectangular: 15 pisos

Story	Load Case/Combo	Max Drift $\Delta_{\text{elástica X}}$	Load Case/Combo	Max Drift $\Delta_{\text{elástica Y}}$	Deriva Límite	Control
Piso 15	Viento X+	0.000406	Viento Y+	0.000053	0.001	CUMPLE
Piso 14	Viento X+	0.000427	Viento Y+	0.000061	0.001	CUMPLE
Piso 13	Viento X+	0.000455	Viento Y+	0.000072	0.001	CUMPLE
Piso 12	Viento X+	0.000487	Viento Y+	0.000083	0.001	CUMPLE
Piso 11	Viento X+	0.000519	Viento Y+	0.000095	0.001	CUMPLE
Piso 10	Viento X+	0.000548	Viento Y+	0.000107	0.001	CUMPLE
Piso 9	Viento X+	0.000572	Viento Y+	0.000117	0.001	CUMPLE
Piso 8	Viento X+	0.000588	Viento Y+	0.000127	0.001	CUMPLE
Piso 7	Viento X+	0.000595	Viento Y+	0.000135	0.001	CUMPLE
Piso 6	Viento X+	0.000589	Viento Y+	0.000140	0.001	CUMPLE
Piso 5	Viento X+	0.000567	Viento Y+	0.000143	0.001	CUMPLE
Piso 4	Viento X+	0.000523	Viento Y+	0.000142	0.001	CUMPLE
Piso 3	Viento X+	0.000451	Viento Y+	0.000133	0.001	CUMPLE
Piso 2	Viento X+	0.000343	Viento Y+	0.000113	0.001	CUMPLE
Piso 1	Viento X+	0.000153	Viento Y+	0.000059	0.001	CUMPLE

d. Desplazamientos laterales

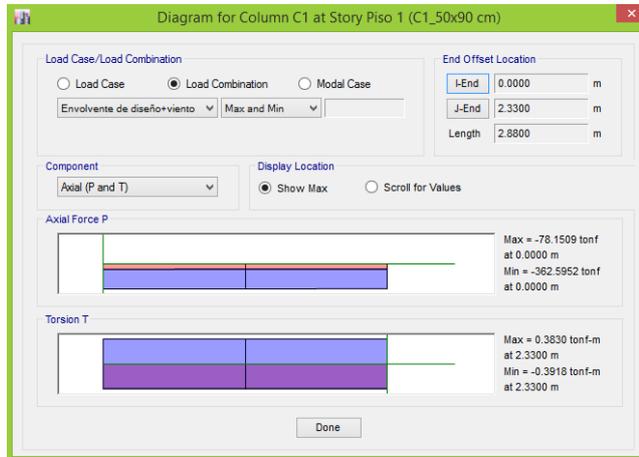
Tabla 3.47.

Desplazamientos por viento del edificio de forma rectangular: 15 pisos

Story	Diaphragm	Load Case/Combo	UX mm	Load Case/Combo	UY mm
Piso 15	D15	Viento X+	15.86	Viento Y+	3.80
Piso 14	D14	Viento X+	14.94	Viento Y+	3.67
Piso 13	D13	Viento X+	13.98	Viento Y+	3.53
Piso 12	D12	Viento X+	12.96	Viento Y+	3.35
Piso 11	D11	Viento X+	11.87	Viento Y+	3.16
Piso 10	D10	Viento X+	10.72	Viento Y+	2.93
Piso 9	D9	Viento X+	9.51	Viento Y+	2.67
Piso 8	D8	Viento X+	8.26	Viento Y+	2.39
Piso 7	D7	Viento X+	6.98	Viento Y+	2.09
Piso 6	D6	Viento X+	5.69	Viento Y+	1.77
Piso 5	D5	Viento X+	4.42	Viento Y+	1.44
Piso 4	D4	Viento X+	3.20	Viento Y+	1.10
Piso 3	D3	Viento X+	2.08	Viento Y+	0.76
Piso 2	D2	Viento X+	1.12	Viento Y+	0.44
Piso 1	D1	Viento X+	0.38	Viento Y+	0.16

e. Fuerzas internas máximas

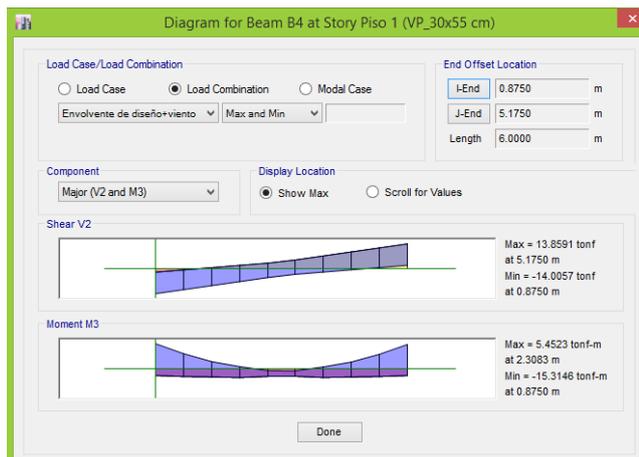
- Fuerza axial máxima en columnas



Fuerza axial máx._columna = 362.5952 ton (Compresión) en el 1er piso eje 2-D "Columna central C-1".

Figura 3.53. Fuerza axial máxima en columnas.

- Fuerza cortante y momento flector máximo en vigas



Fuerza cortante máx._Viga = 13.8591 ton, en el 1er piso eje 2 tramo D-E "viga principal VP".

Momento flector máx._Viga = 5.4523 ton-m, en el 1er piso eje 2 tramo D-E "viga principal VP".

Figura 3.54. Fuerza cortante y momento flector máximo en vigas.

CAPÍTULO IV

RESULTADOS Y DISCUSIONES

4.1. Generalidades

En este capítulo se presenta el análisis y discusión de los resultados obtenidos durante el proceso de ejecución de la investigación. Los resultados se muestran de la siguiente manera: las cargas laterales, las derivas de entrepiso, los desplazamientos laterales y las fuerzas internas máximas por cargas de sismo y viento de los seis modelos analizados en Etabs en ambas direcciones “X” e “Y” del edificio de concreto armado; posteriormente se muestra su respectiva evaluación y finalmente la discusión de resultados.

4.2. Presentación de resultados

4.2.1. Resultados de las cargas laterales de sismo y viento

- Edificio de forma cuadrada: 5 pisos

Tabla 4.1.

Cargas de sismo y viento en edificio de forma cuadrada: 5 pisos

Piso	Sismo X	Sismo X	Viento X	Sismo Y	Sismo Y	Viento Y
	A. Estático	A. Dinámico		A. Estático	A. Dinámico	
	F (ton)	F (ton)	F (ton)	F (ton)	F (ton)	F (ton)
5	21.46	18.43	2.00	21.46	15.79	2.00
4	29.02	21.64	3.65	29.02	19.16	3.65
3	22.01	14.69	3.58	22.01	13.43	3.58
2	15.01	9.12	3.83	15.01	8.63	3.83
1	8.10	3.91	2.04	8.10	3.91	2.04

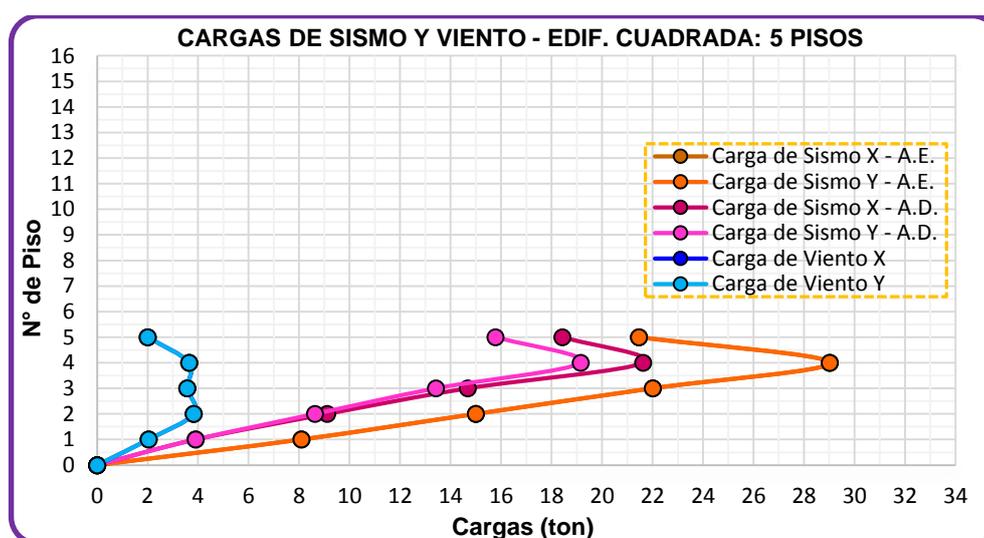


Figura 4.1. Cargas de sismo y viento en edificio de forma cuadrada: 5 pisos.

- Edificio de forma cuadrada: 10 pisos

Tabla 4.2.

Cargas de sismo y viento en edificio de forma cuadrada: 10 pisos

Piso	Sismo X	Sismo X	Viento X	Sismo Y	Sismo Y	Viento Y
	A. Estático	A. Dinámico		A. Estático	A. Dinámico	
	F (ton)	F (ton)	F (ton)	F (ton)	F (ton)	F (ton)
10	17.73	20.48	2.70	19.47	21.92	2.70
9	27.24	28.52	5.16	30.08	32.52	5.16
8	23.60	22.93	4.91	26.21	27.76	4.91
7	20.06	18.71	4.63	22.44	23.69	4.63
6	16.64	15.51	4.34	18.77	20.04	4.34
5	13.35	12.90	4.01	15.20	16.58	4.01
4	10.21	10.47	3.65	11.76	13.14	3.65
3	7.25	7.88	3.58	8.48	9.57	3.58
2	4.51	4.98	3.83	5.38	5.88	3.83
1	2.11	2.04	2.04	2.61	2.37	2.04

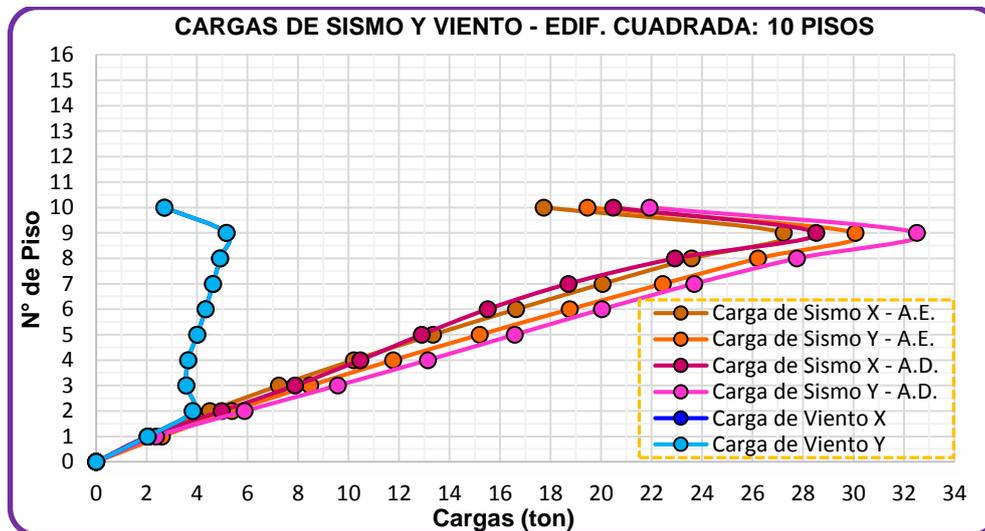


Figura 4.2. Cargas de sismo y viento en edificio de forma cuadrada: 10 pisos.

- Edificio de forma cuadrada: 15 pisos

Tabla 4.3.

Cargas de sismo y viento en edificio de forma cuadrada: 15 pisos

Piso	Sismo X	Sismo X	Viento X	Sismo Y	Sismo Y	Viento Y
	A. Estático	A. Dinámico		A. Estático	A. Dinámico	
	F (ton)	F (ton)	F (ton)	F (ton)	F (ton)	F (ton)
15	14.41	16.76	3.22	16.46	16.83	3.22
14	23.05	23.84	6.26	26.55	25.26	6.26
13	20.71	19.25	6.06	24.06	21.66	6.06
12	18.45	15.80	5.85	21.63	18.81	5.85
11	16.27	13.33	5.63	19.27	16.59	5.63
10	14.18	11.61	5.41	16.99	14.80	5.41
9	12.19	10.40	5.16	14.78	13.30	5.16

8	10.29	9.49	4.91	12.65	11.96	4.91
7	8.50	8.73	4.63	10.61	10.72	4.63
6	6.82	8.03	4.34	8.66	9.50	4.34
5	5.26	7.28	4.01	6.82	8.26	4.01
4	3.83	6.32	3.65	5.10	6.89	3.65
3	2.56	5.01	3.58	3.52	5.31	3.58
2	1.46	3.30	3.83	2.11	3.46	3.83
1	0.60	1.40	2.04	0.93	1.48	2.04

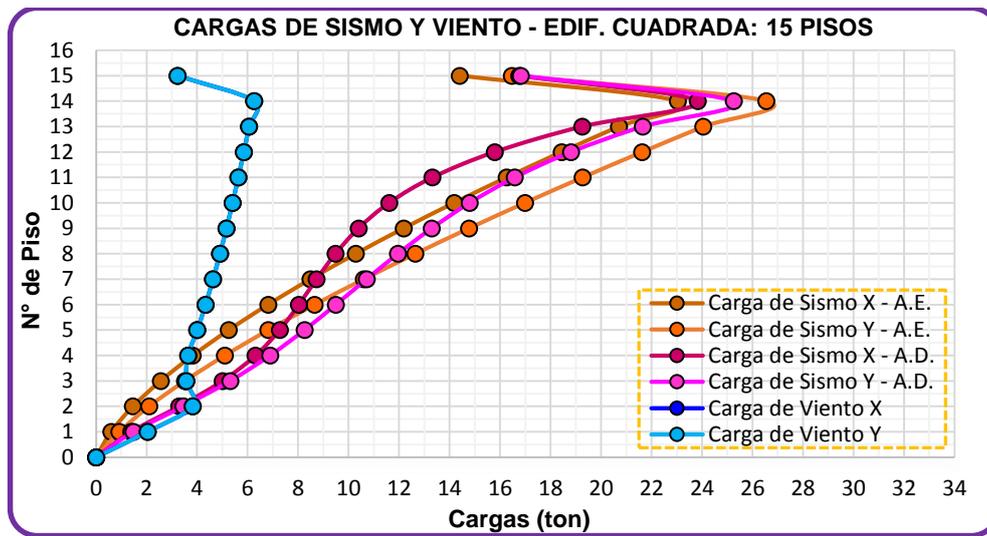


Figura 4.3. Cargas de sismo y viento en edificio de forma cuadrada: 15 pisos.

En las tablas 4.1, 4.2, 4.3 y las figuras 4.1, 4.2, 4.3 ya mostradas se visualiza que, para los edificios de forma cuadrada de 5, 10 y 15 pisos las cargas de viento son menores que las de sismo, asimismo se aprecia que las cargas de viento se distribuyen de igual manera en ambas direcciones ya que los lados del edificio son de relación 1:1 (12x12m), por tanto, cargas iguales en ambas direcciones. También, se puede ver que las cargas de viento incrementan a mayor altura de la edificación.

- Edificio de forma rectangular: 5 pisos

Tabla 4.4.

Cargas de sismo y viento en edificio de forma rectangular: 5 pisos

Piso	Sismo X	Sismo X	Viento X	Sismo Y	Sismo Y	Viento Y
	A. Estático	A. Dinámico		A. Estático	A. Dinámico	
	F (ton)	F (ton)	F (ton)	F (ton)	F (ton)	F (ton)
5	25.18	18.63	2.84	25.18	15.63	1.42
4	32.22	20.73	5.16	32.22	18.74	2.58
3	24.45	14.26	5.07	24.45	13.64	2.53
2	16.67	9.03	5.43	16.67	8.96	2.71
1	8.99	4.02	2.90	8.99	4.18	1.45

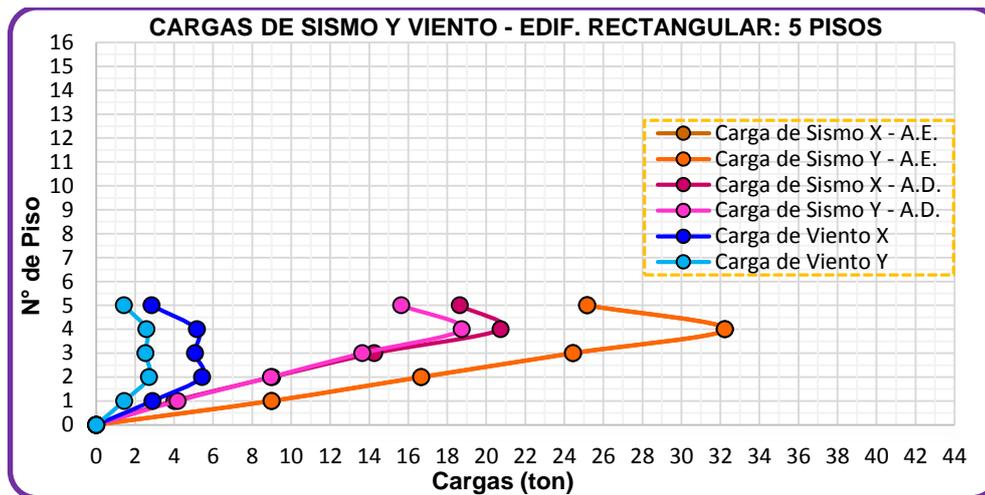


Figura 4.4. Cargas de sismo y viento en edificación de forma rectangular: 5 pisos.

- Edificio de forma rectangular: 10 pisos

Tabla 4.5.

Cargas de sismo y viento en edificio de forma rectangular: 10 pisos

Piso	Sismo X	Sismo X	Viento X	Sismo Y	Sismo Y	Viento Y
	A. Estático	A. Dinámico		A. Estático	A. Dinámico	
	F (ton)	F (ton)	F (ton)	F (ton)	F (ton)	F (ton)
10	23.46	24.21	3.83	27.76	20.94	1.91
9	34.60	33.05	7.32	41.25	30.35	3.66
8	30.26	27.23	6.95	36.38	26.50	3.48
7	26.00	22.55	6.56	31.57	23.01	3.28
6	21.83	18.74	6.14	26.80	19.76	3.07
5	17.77	15.47	5.68	22.11	16.62	2.84
4	13.84	12.38	5.16	17.49	13.42	2.58
3	10.05	9.15	5.07	12.96	10.00	2.53
2	6.45	5.68	5.43	8.56	6.34	2.71
1	3.18	2.31	2.90	4.42	2.67	1.45

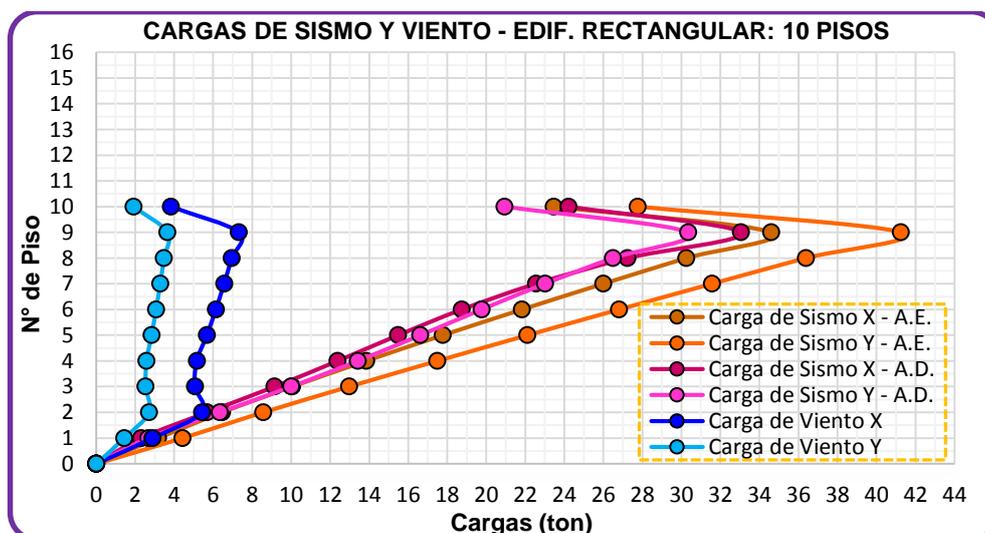


Figura 4.5. Cargas de sismo y viento en edificio de forma rectangular: 10 pisos.

- Edificio de forma rectangular: 15 pisos

Tabla 4.6.

Cargas de sismo y viento en edificio de forma rectangular: 15 pisos

Piso	Sismo X	Sismo X	Viento X	Sismo Y	Sismo Y	Viento Y
	A. Estático	A. Dinámico		A. Estático	A. Dinámico	
	F (ton)	F (ton)	F (ton)	F (ton)	F (ton)	F (ton)
15	17.72	19.42	4.57	22.03	21.20	2.28
14	27.23	26.81	8.87	34.22	32.23	4.43
13	24.59	21.91	8.58	31.27	29.02	4.29
12	22.04	18.08	8.29	28.37	26.14	4.14
11	19.56	15.27	7.98	25.53	23.61	3.99
10	17.17	13.28	7.66	22.74	21.35	3.83
9	14.86	11.88	7.32	20.01	19.27	3.66
8	12.66	10.83	6.95	17.36	17.29	3.48
7	10.55	9.96	6.56	14.77	15.34	3.28
6	8.56	9.14	6.14	12.27	13.39	3.07
5	6.69	8.25	5.68	9.87	11.37	2.84
4	4.96	7.12	5.16	7.56	9.24	2.58
3	3.38	5.59	5.07	5.38	6.91	2.53
2	1.99	3.64	5.43	3.36	4.37	2.71
1	0.85	1.56	2.90	1.59	1.85	1.45

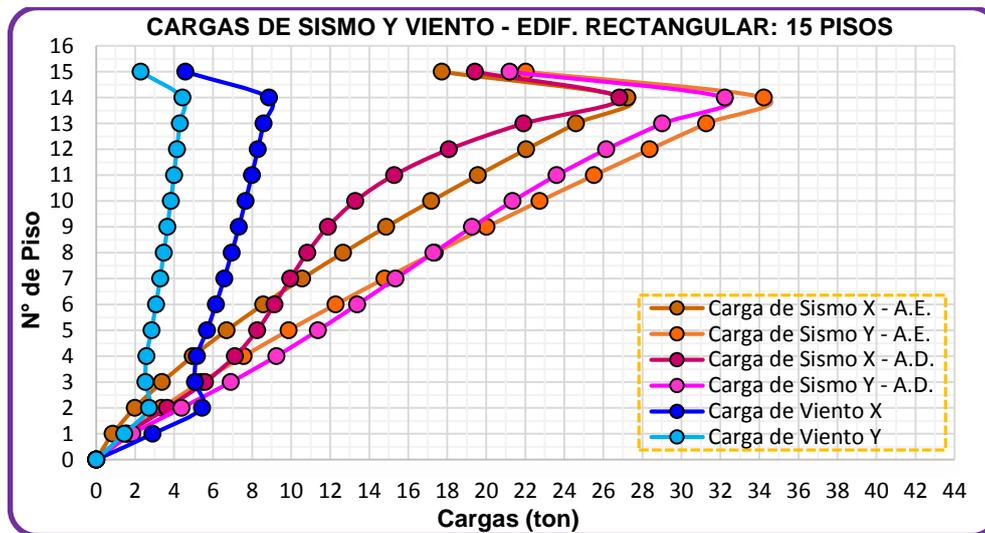


Figura 4.6. Cargas de sismo y viento en edificio de forma rectangular: 15 pisos.

En las tablas 4.4, 4.5, 4.6 y las figuras 4.4, 4.5, 4.6 se visualiza que, para los edificios de forma rectangular de 5, 10 y 15 pisos las cargas de viento son menores que las de sismo. Además, se aprecia que las cargas de viento en la dirección “X” son mayores que en la dirección “Y”, ya que los lados del edificio son de relación 1:2 (8.5x17m), entonces mayor carga en el lado más largo del edificio. Del mismo modo, se puede ver que las cargas de viento incrementan a mayor altura del edificio.

4.2.1.1. Evaluación de las cargas de viento respecto a las cargas de sismo.

Tabla 4.7.

Porcentaje de las cargas de viento respecto a las cargas de sismo.

Nº de pisos	edificio de forma cuadrada			edificio de forma rectangular		
	Carga máx. Sismo (ton)	Carga máx. Viento (ton)	% Viento (%)	Carga máx. Sismo (ton)	Carga máx. Viento (ton)	% Viento (%)
5 pisos	29.02	3.83	13.20%	32.22	5.43	16.85%
10 pisos	27.24	5.16	18.94%	34.60	7.32	21.16%
15 pisos	23.05	6.26	27.16%	27.23	8.87	32.57%

En la tabla 4.7 se observa que, las cargas de viento representan con porcentajes mucho menores con respecto a las cargas de sismo, tal como se muestra: edificio de forma cuadrada de: 5 pisos= 13.20%, 10 pisos= 18.94%, 15 pisos= 27.16%, asimismo, en un edificio de forma rectangular de: 5 pisos= 16.85%, 10 pisos= 21.16%, 15 pisos= 32.57%; además se verifica que estos porcentajes aumentan a mayor altura del edificio. Entonces, según la forma y altura de edificación: en un edificio de forma cuadrada de 5 pisos se expone menor carga de viento que representa un 13.20% respecto a la carga de sismo, debido a que sus lados del edificio son menores y también por su menor altura de edificación; por tanto, menor área y altura de exposición a las cargas de viento.

4.2.2. Resultados de las derivas de entrepiso por sismo y viento

- Edificio de forma cuadrada: 5 pisos

Tabla 4.8.

Derivas por sismo y viento del edificio de forma cuadrada: 5 pisos

Piso	Sismo X	Sismo X	Sismo Deriva Límite	Viento X	Viento Deriva Límite
	Deriva Inelástica A. Estático	Deriva Inelástica A. Dinámico		Deriva Elástica	
5	0.0052	0.0043	0.007	0.00013	0.001
4	0.0055	0.0045	0.007	0.00014	0.001
3	0.0054	0.0044	0.007	0.00014	0.001
2	0.0045	0.0037	0.007	0.00013	0.001
1	0.0022	0.0018	0.007	0.00006	0.001

Piso	Sismo Y	Sismo Y	Sismo Deriva Límite	Viento Y	Viento Deriva Límite
	Deriva inelástica A. Estático	Deriva Inelástica A. Dinámico		Deriva Elástica	
5	0.0042	0.0043	0.007	0.00012	0.001
4	0.0047	0.0048	0.007	0.00014	0.001
3	0.0049	0.0050	0.007	0.00016	0.001
2	0.0045	0.0044	0.007	0.00015	0.001
1	0.0024	0.0024	0.007	0.00009	0.001

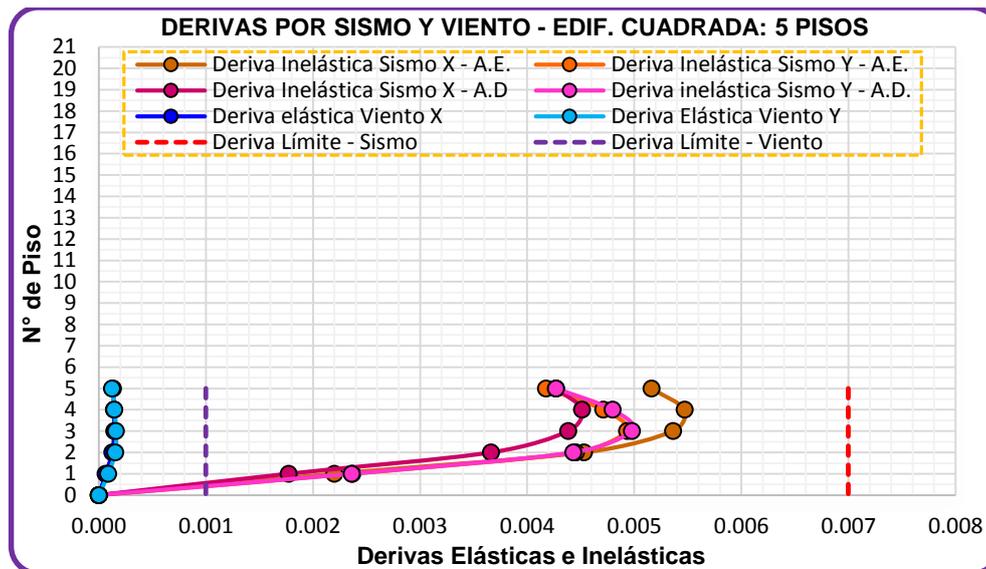


Figura 4.7. Derivas por sismo y viento del edificio de forma cuadrada: 5 pisos.

• **Edificio de forma cuadrada: 10 pisos**

Tabla 4.9.

Derivas por sismo y viento del edificio de forma cuadrada: 10 pisos

Piso	Sismo X		Sismo Deriva Límite	Viento X	
	Deriva Inelástica A. Estático	Deriva Inelástica A. Dinámico		Deriva Elástica	Deriva Límite
10	0.0048	0.0049	0.007	0.00021	0.001
9	0.0051	0.0053	0.007	0.00022	0.001
8	0.0055	0.0056	0.007	0.00024	0.001
7	0.0058	0.0059	0.007	0.00026	0.001
6	0.0059	0.0060	0.007	0.00027	0.001
5	0.0058	0.0059	0.007	0.00027	0.001
4	0.0055	0.0056	0.007	0.00026	0.001
3	0.0048	0.0048	0.007	0.00023	0.001
2	0.0036	0.0036	0.007	0.00018	0.001
1	0.0015	0.0016	0.007	0.00008	0.001

Piso	Sismo Y		Sismo Deriva Límite	Viento Y	
	Deriva inelástica A. Estático	Deriva Inelástica A. Dinámico		Deriva Elástica	Deriva Límite
10	0.0031	0.0032	0.007	0.00011	0.001
9	0.0034	0.0036	0.007	0.00013	0.001
8	0.0038	0.0040	0.007	0.00015	0.001
7	0.0042	0.0044	0.007	0.00016	0.001
6	0.0045	0.0048	0.007	0.00018	0.001
5	0.0045	0.0050	0.007	0.00019	0.001
4	0.0044	0.0050	0.007	0.00020	0.001
3	0.0040	0.0046	0.007	0.00019	0.001
2	0.0032	0.0037	0.007	0.00016	0.001
1	0.0015	0.0017	0.007	0.00008	0.001

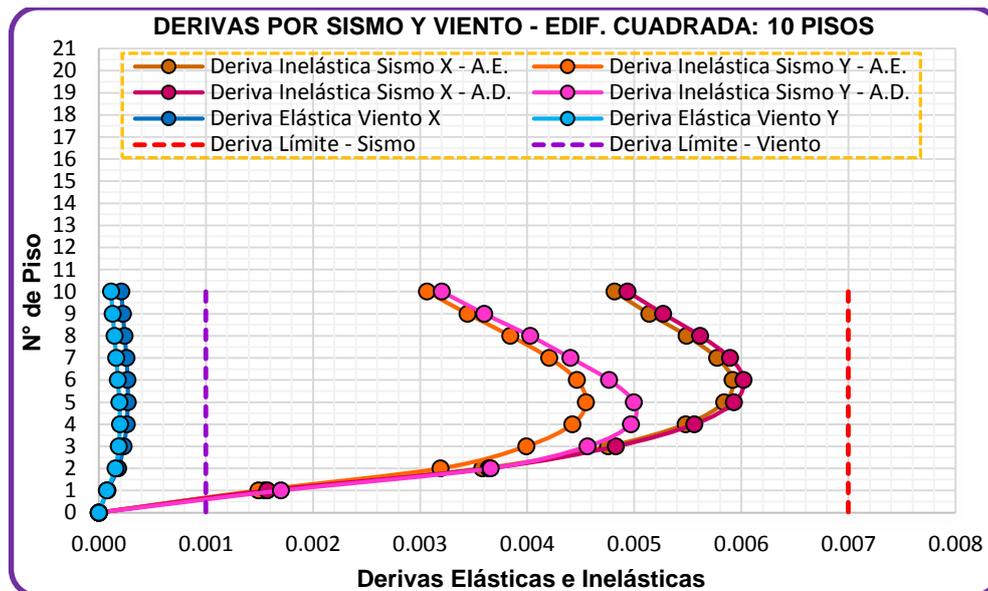


Figura 4.8. Derivas por sismo y viento del edificio de forma cuadrada: 10 pisos.

- Edificio de forma cuadrada: 15 pisos

Tabla 4.10.

Derivas por sismo y viento del edificio de forma cuadrada: 15 pisos

Piso	Sismo X		Sismo Deriva Límite	Viento X	
	Deriva Inelástica A. Estático	Deriva Inelástica A. Dinámico		Deriva Elástica	Deriva Límite
15	0.0046	0.0045	0.007	0.00033	0.001
14	0.0049	0.0048	0.007	0.00035	0.001
13	0.0053	0.0050	0.007	0.00037	0.001
12	0.0057	0.0053	0.007	0.00039	0.001
11	0.0060	0.0056	0.007	0.00042	0.001
10	0.0063	0.0059	0.007	0.00044	0.001
9	0.0065	0.0060	0.007	0.00045	0.001
8	0.0066	0.0061	0.007	0.00047	0.001
7	0.0065	0.0061	0.007	0.00047	0.001
6	0.0063	0.0060	0.007	0.00047	0.001
5	0.0060	0.0057	0.007	0.00045	0.001
4	0.0054	0.0052	0.007	0.00042	0.001
3	0.0046	0.0044	0.007	0.00036	0.001
2	0.0034	0.0033	0.007	0.00028	0.001
1	0.0014	0.0014	0.007	0.00012	0.001

Piso	Sismo Y		Sismo Deriva Límite	Viento Y	
	Deriva inelástica A. Estático	Deriva Inelástica A. Dinámico		Deriva Elástica	Deriva Límite
15	0.0033	0.0030	0.007	0.00018	0.001
14	0.0036	0.0034	0.007	0.00020	0.001
13	0.0040	0.0037	0.007	0.00022	0.001
12	0.0045	0.0041	0.007	0.00025	0.001

11	0.0049	0.0045	0.007	0.00027	0.001
10	0.0053	0.0049	0.007	0.00030	0.001
9	0.0055	0.0051	0.007	0.00032	0.001
8	0.0058	0.0053	0.007	0.00034	0.001
7	0.0059	0.0054	0.007	0.00035	0.001
6	0.0058	0.0054	0.007	0.00036	0.001
5	0.0056	0.0053	0.007	0.00036	0.001
4	0.0052	0.0050	0.007	0.00034	0.001
3	0.0046	0.0044	0.007	0.00031	0.001
2	0.0036	0.0034	0.007	0.00026	0.001
1	0.0017	0.0016	0.007	0.00012	0.001

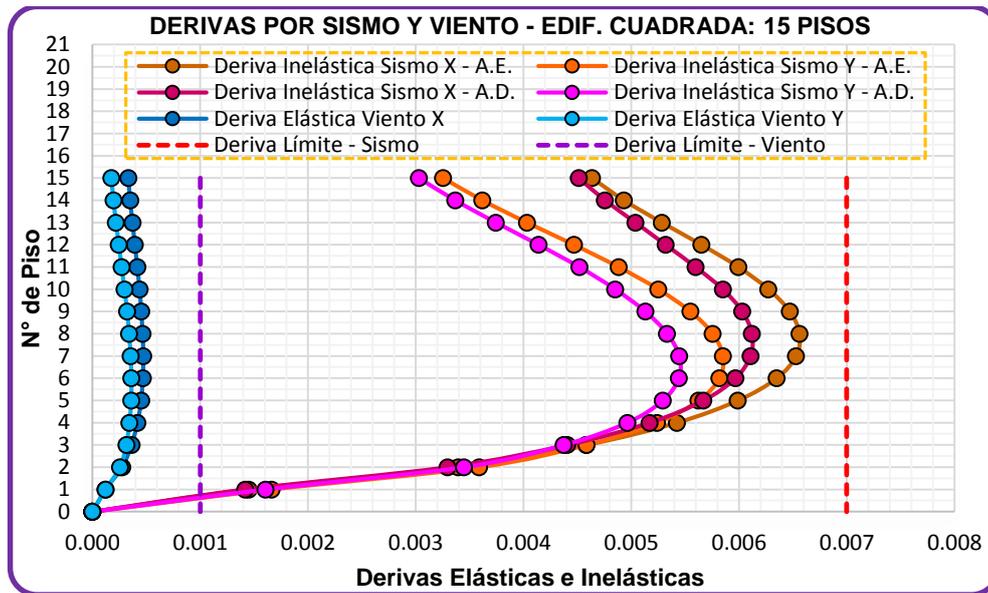


Figura 4.9. Derivas por sismo y viento del edificio de forma cuadrada: 15 pisos.

En las tablas 4.8, 4.9, 4.10 y las figuras 4.7, 4.8, 4.9 se aprecia que, para los edificios de forma cuadrada de 5, 10 y 15 pisos respectivamente las derivas por viento son menores que las de sismo; además las derivas por viento entre ambas direcciones de análisis (X, Y) son próximos, ya que los lados del edificio son de relación 1:1 (12x12m), por tanto, derivas en ambas direcciones. Por otro lado, a partir del análisis sísmico las derivas por viento cumplen con normalidad con la deriva límite dado según el código ASCE 7-16.

• **Edificio de forma rectangular: 5 pisos**

Tabla 4.11.

Derivas por sismo y viento del edificio de forma rectangular: 5 pisos

Piso	Sismo X Deriva Inelástica A. Estático	Sismo X Deriva Inelástica A. Dinámico	Sismo Deriva Límite	Viento X Deriva Elástica	Viento Deriva Límite
5	0.0040	0.0035	0.007	0.00016	0.001
4	0.0042	0.0039	0.007	0.00018	0.001

3	0.0041	0.0040	0.007	0.00019	0.001
2	0.0035	0.0036	0.007	0.00017	0.001
1	0.0017	0.0019	0.007	0.00009	0.001
	Sismo Y	Sismo Y	Sismo	Viento Y	Viento
Piso	Deriva inelástica	Deriva Inelástica	Deriva	Deriva Elástica	Deriva
	A. Estático	A. Dinámico	Límite		Límite
5	0.0026	0.0018	0.007	0.00005	0.001
4	0.0032	0.0022	0.007	0.00006	0.001
3	0.0036	0.0025	0.007	0.00007	0.001
2	0.0035	0.0024	0.007	0.00008	0.001
1	0.0020	0.0014	0.007	0.00005	0.001

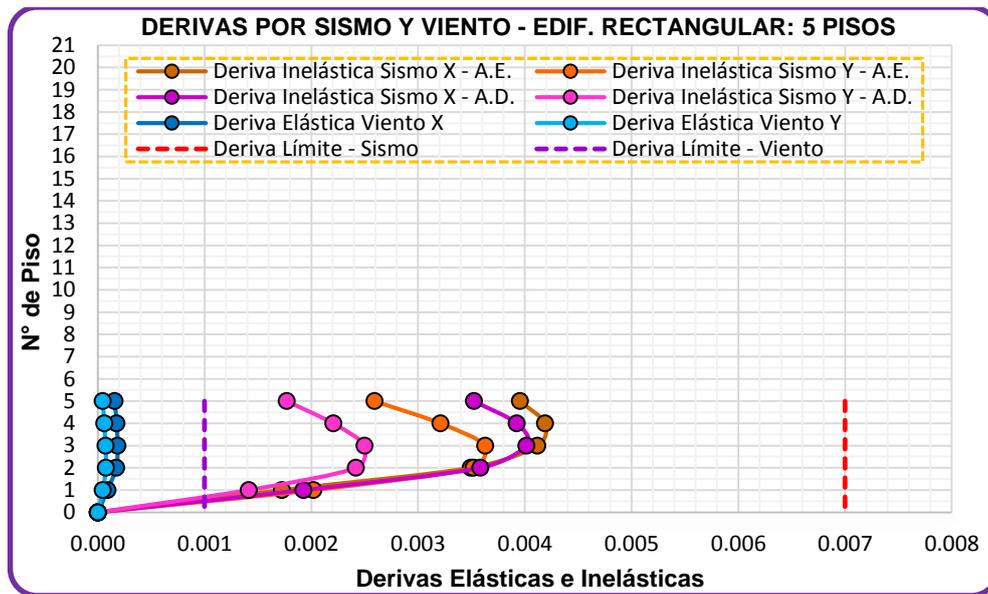


Figura 4.10. Derivas por sismo y viento del edificio de forma rectangular: 5 pisos.

- **Edificio de forma rectangular: 10 pisos**

Tabla 4.12.

Derivas por sismo y viento del edificio de forma rectangular: 10 pisos

Piso	Sismo X		Sismo Deriva Límite	Viento X	
	Deriva Inelástica A. Estático	Deriva Inelástica A. Dinámico		Deriva Elástica	Deriva Límite
10	0.0043	0.0050	0.007	0.00023	0.001
9	0.0046	0.0055	0.007	0.00025	0.001
8	0.0050	0.0059	0.007	0.00028	0.001
7	0.0053	0.0063	0.007	0.00030	0.001
6	0.0054	0.0066	0.007	0.00032	0.001
5	0.0054	0.0066	0.007	0.00032	0.001
4	0.0051	0.0063	0.007	0.00031	0.001
3	0.0045	0.0055	0.007	0.00028	0.001
2	0.0034	0.0043	0.007	0.00023	0.001
1	0.0015	0.0019	0.007	0.00010	0.001

Piso	Sismo Y Deriva inelástica A. Estático	Sismo Y Deriva Inelástica A. Dinámico	Sismo Deriva Límite	Viento Y Deriva Elástica	Viento Deriva Límite
10	0.0017	0.0017	0.007	0.00004	0.001
9	0.0021	0.0021	0.007	0.00004	0.001
8	0.0025	0.0025	0.007	0.00006	0.001
7	0.0030	0.0029	0.007	0.00007	0.001
6	0.0034	0.0033	0.007	0.00008	0.001
5	0.0037	0.0035	0.007	0.00009	0.001
4	0.0038	0.0036	0.007	0.00009	0.001
3	0.0036	0.0034	0.007	0.00009	0.001
2	0.0031	0.0029	0.007	0.00008	0.001
1	0.0016	0.0014	0.007	0.00004	0.001

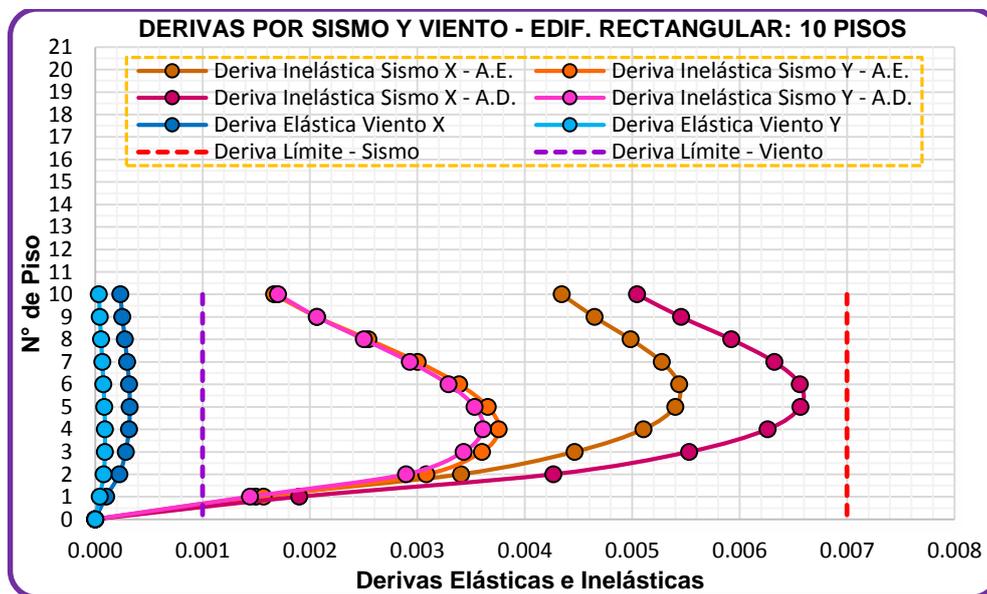


Figura 4.11. Derivas por sismo y viento del edificio de forma rectangular: 10 pisos.

- Edificio de forma rectangular: 15 pisos

Tabla 4.13.

Derivas por sismo y viento del edificio de forma rectangular: 15 pisos

Piso	Sismo X Deriva Inelástica A. Estático	Sismo X Deriva Inelástica A. Dinámico	Sismo Deriva Límite	Viento X Deriva Elástica	Viento Deriva Límite
15	0.0046	0.0049	0.007	0.00041	0.001
14	0.0049	0.0052	0.007	0.00043	0.001
13	0.0051	0.0055	0.007	0.00046	0.001
12	0.0054	0.0059	0.007	0.00049	0.001
11	0.0057	0.0062	0.007	0.00052	0.001
10	0.0059	0.0065	0.007	0.00055	0.001
9	0.0060	0.0067	0.007	0.00057	0.001
8	0.0061	0.0068	0.007	0.00059	0.001

7	0.0060	0.0067	0.007	0.00060	0.001
6	0.0058	0.0066	0.007	0.00059	0.001
5	0.0054	0.0063	0.007	0.00057	0.001
4	0.0049	0.0057	0.007	0.00052	0.001
3	0.0041	0.0049	0.007	0.00045	0.001
2	0.0030	0.0036	0.007	0.00034	0.001
1	0.0013	0.0016	0.007	0.00015	0.001

Piso	Sismo Y Deriva inelástica A. Estático	Sismo Y Deriva Inelástica A. Dinámico	Sismo Deriva Límite	Viento Y Deriva Elástica	Viento Deriva Límite
15	0.0016	0.0019	0.007	0.00005	0.001
14	0.0019	0.0022	0.007	0.00006	0.001
13	0.0022	0.0025	0.007	0.00007	0.001
12	0.0025	0.0029	0.007	0.00008	0.001
11	0.0029	0.0032	0.007	0.00010	0.001
10	0.0031	0.0036	0.007	0.00011	0.001
9	0.0034	0.0038	0.007	0.00012	0.001
8	0.0036	0.0041	0.007	0.00013	0.001
7	0.0037	0.0042	0.007	0.00014	0.001
6	0.0038	0.0043	0.007	0.00014	0.001
5	0.0037	0.0043	0.007	0.00014	0.001
4	0.0036	0.0042	0.007	0.00014	0.001
3	0.0033	0.0038	0.007	0.00013	0.001
2	0.0027	0.0031	0.007	0.00011	0.001
1	0.0014	0.0016	0.007	0.00006	0.001

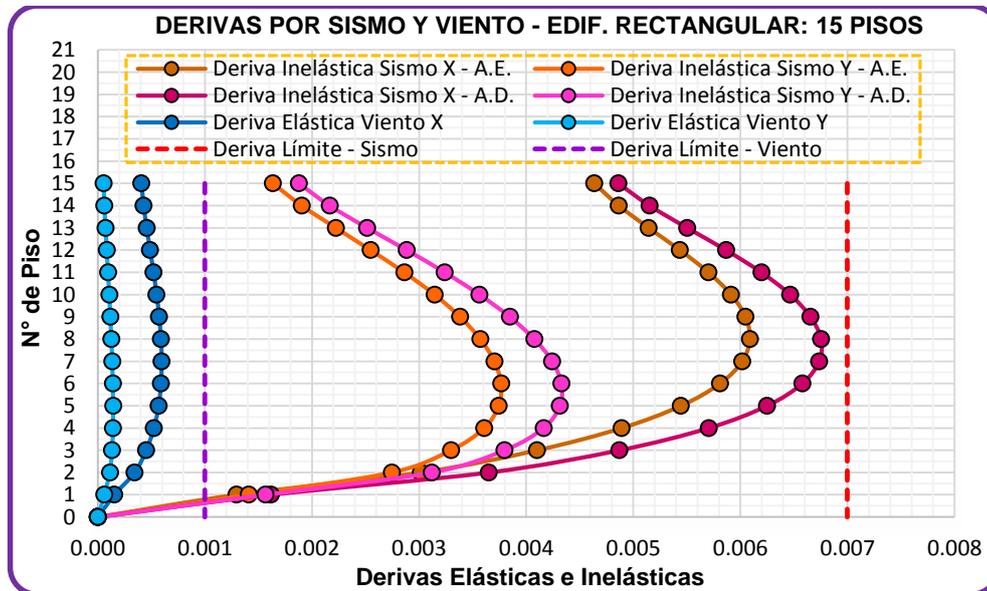


Figura 4.12. Derivas por sismo y viento del edificio de forma rectangular: 15 pisos.

En las tablas 4.11, 4.12, 4.13 y las figuras 4.10, 4.11, 4.12 se aprecia que, en los edificios de forma rectangular de 5, 10 y 15 pisos respectivamente las derivas por viento

son menores que las de sismo; además las derivas por viento en la dirección “Y” son menores, ya que los lados del edificio son de relación 1:2 (8.5x17m), por tanto, derivas menores en el lado menor del edificio. Por otro lado, a partir del análisis sísmico las derivas por viento cumplen con normalidad con la deriva límite dado según el código ASCE 7-16.

4.2.2.1. Evaluación de las derivas por viento respecto a las derivas por sismo.

Tabla 4.14.
Porcentaje de las derivas elásticas por viento respecto al sismo

N° de pisos	edificio de forma cuadrada			edificio de forma rectangular		
	Deriva máx. Sismo	Deriva máx. Viento	% Viento	Deriva máx. Sismo	Deriva máx. Viento	% Viento
5 pisos	0.0010	0.00014	13.96%	0.0009	0.00019	21.30%
10 pisos	0.0013	0.00027	20.18%	0.0014	0.00032	22.86%
15 pisos	0.0014	0.00047	34.56%	0.0015	0.00060	39.97%

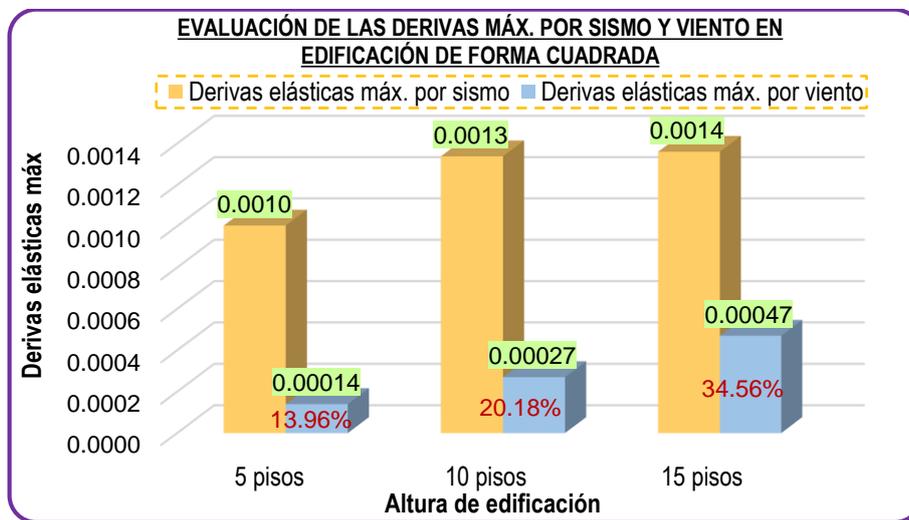


Figura 4.13. Evaluación de las derivas máx. por sismo y viento

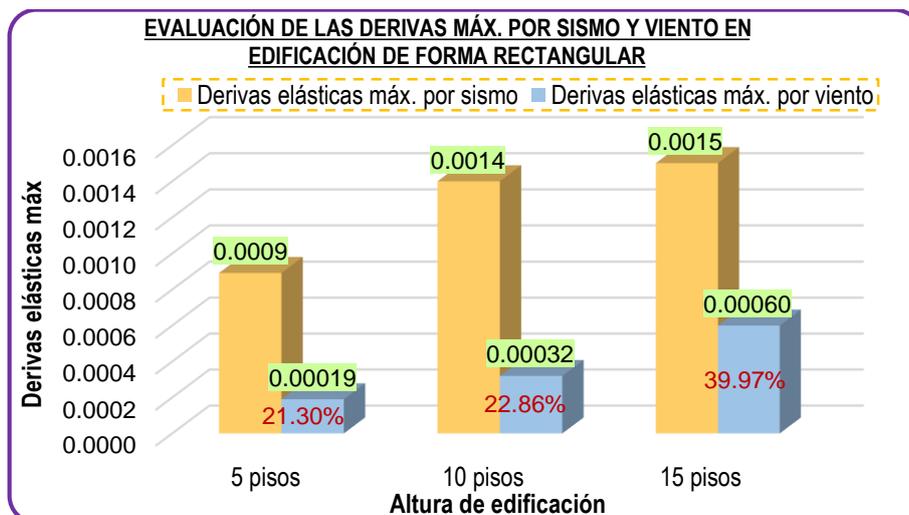


Figura 4.14. Evaluación de las derivas máx. por sismo y viento

En la tabla 4.14 y las figuras 4.13, 4.14 se analiza que, las derivas por viento representan porcentajes menores que las derivas por sismo, asimismo, dichos porcentajes aumentan a mayor altura del edificio.

Por otro lado, un edificio de forma cuadrada de 5 pisos tiene un desempeño más eficiente por viento ya que representa menores derivas a comparación de los demás modelos de edificios analizados, por tanto, es menos probable que dañe a la estructura y no generaría costos adicionales. Además, un edificio de forma cuadrada de lados con relación 1:1 es más rígido que un edificio de forma rectangular de lados con relación 1:2 por la ubicación del centro de rigidez y centro de masa. Sin embargo, si el edificio tiene una forma rectangular con uno de sus lados más alargados tendrá mayores derivas y menos rigidez de la estructura.

4.2.2.2. Evaluación de las derivas por sismo y viento respecto a su deriva límite.

Tabla 4.15
Porcentaje de las derivas por sismo y viento respecto al deriva límite

edificio de forma cuadrada							
Nº de pisos	Deriva máx. Sismo	Deriva Límite	% deriva	Deriva máx. Viento	Deriva Límite	% deriva	Diferencia % derivas
5 pisos	0.0045	0.007	64.29%	0.00014	0.001	14.00%	50.29%
10 pisos	0.0060	0.007	85.71%	0.00027	0.001	27.00%	58.71%
15 pisos	0.0061	0.007	87.14%	0.00047	0.001	47.00%	40.14%

edificio de forma rectangular							
Nº de pisos	Deriva máx. Sismo	Deriva Límite	% deriva	Deriva máx. Viento	Deriva Límite	% deriva	Diferencia % derivas
5 pisos	0.0040	0.007	57.14%	0.00019	0.001	19.00%	38.14%
10 pisos	0.0066	0.007	94.29%	0.00032	0.001	32.00%	62.29%
15 pisos	0.0068	0.007	97.14%	0.00060	0.001	60.00%	37.14%

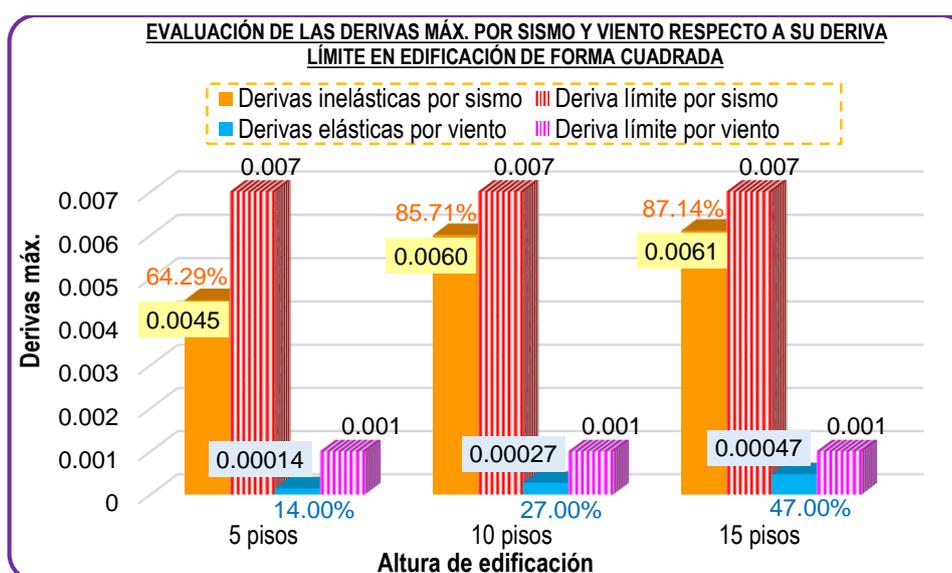


Figura 4.15. Evaluación de las derivas máx. por sismo, viento respecto al deriva límite

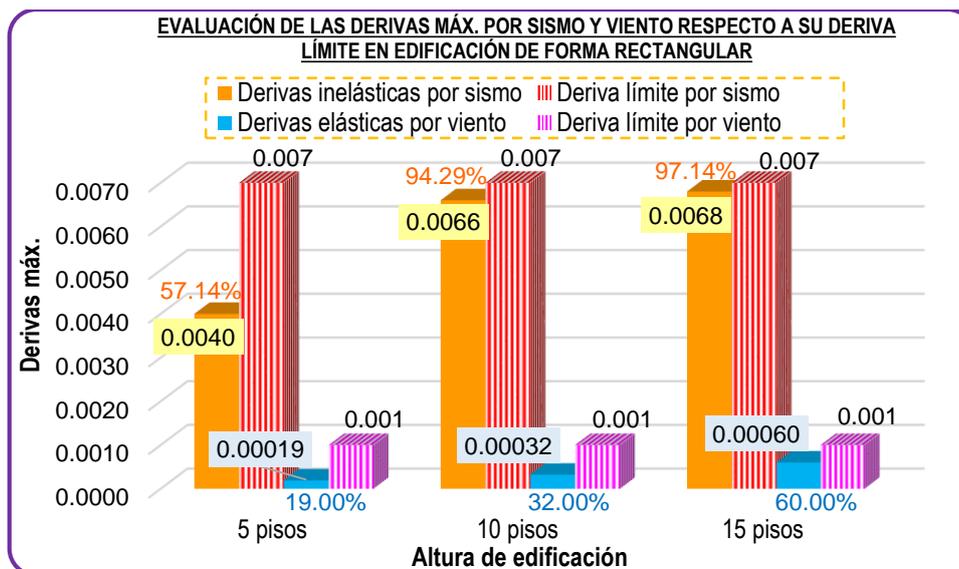


Figura 4.16. Evaluación de las derivas máx. por sismo, viento respecto al deriva límite

En la tabla 4.15 y las figuras 4.15, 4.16 se visualiza que, evaluando las derivas por viento a partir de un diseño sísmico las derivas por sismo tienen porcentajes más próximos respecto a su deriva límite que las derivas por viento; esto debido a que las cargas sísmicas son mucho mayores que las cargas de viento. Sin embargo, si ocurriese los dos fenómenos en el mismo instante las derivas aumentarían y excedería la deriva límite y el edificio no tendría un desempeño adecuado por viento, ya que las derivas incrementarían por la adición de las cargas de viento.

Entonces evaluando las derivas por viento a partir de un diseño sísmico, un edificio de forma cuadrada de 5 pisos tiene un desempeño más eficiente por viento que los demás modelos ya que tiene derivas menores por viento.

4.2.2.3. Evaluación de las derivas por viento mediante una progresión aritmética.

Tabla 4.16. Evaluación de las derivas por viento mediante una progresión aritmética

Evaluación de las derivas máximas por viento mediante una progresión aritmética							
Edificación	Relación de lados	Dimensiones	N° pisos	Derivas máx.	Deriva límite	Control	Condición
Edificio de forma cuadrada	1:1	12 x 12 m	5 pisos	0.00014	0.001	Cumple	estudio realizado
			10 pisos	0.00027	0.001	Cumple	estudio realizado
			15 pisos	0.00047	0.001	Cumple	estudio realizado
			20 pisos	0.00074	0.001	Cumple	por progresión
			25 pisos	0.00101	0.001	Corregir	por progresión
Edificio de forma rectangular	1:2	8.5 x 17 m	5 pisos	0.00019	0.001	Cumple	estudio realizado
			10 pisos	0.00032	0.001	Cumple	estudio realizado
			15 pisos	0.00060	0.001	Cumple	estudio realizado
			20 pisos	0.00103	0.001	Corregir	por progresión

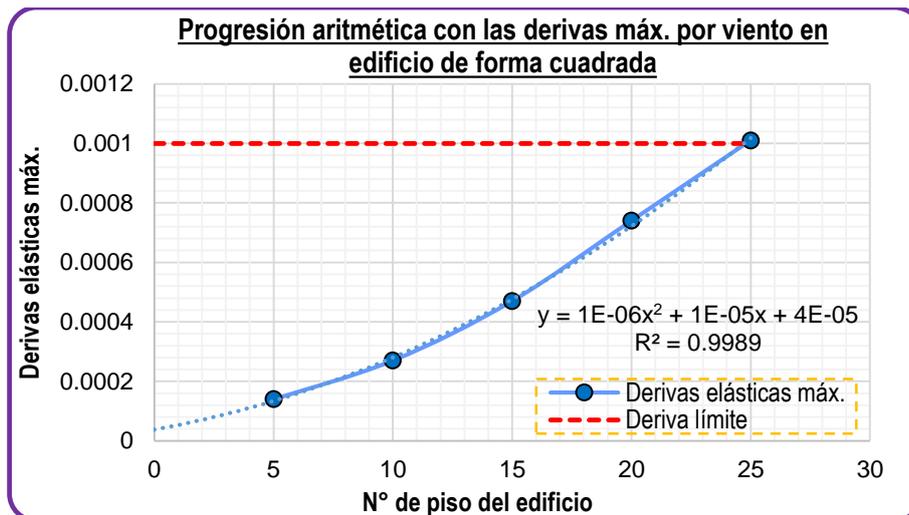


Figura 4.17. Progresión aritmética con las derivas por viento en edif. forma cuadrada

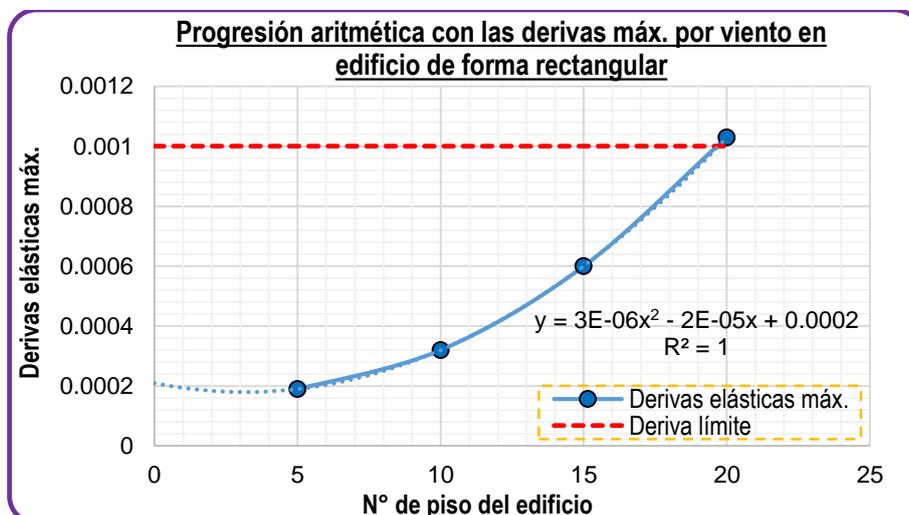


Figura 4.18. Progresión aritmética con las derivas por viento edif. forma rectangular

Con el fin de conocer el desempeño por viento a partir de un diseño sísmico de edificios de mayor altura según la forma de la edificación en la ciudad de Juliaca se llega al siguiente análisis: En la tabla 4.16 y las figuras 4.17, 4.18 se aprecia que, al realizar una progresión aritmética con las derivas máximas por viento de los modelos de edificios ya analizados, un edificio de forma cuadrada tiene un desempeño adecuado por viento hasta menores que 24 pisos, sin embargo un edificio de forma rectangular tiene un desempeño adecuado por viento solo hasta menores que 19 pisos y en los pisos superiores a los mencionados según la forma de la edificación no tendrá un desempeño adecuado.

Entonces se confirma que según la forma de edificación un edificio de forma cuadrada tiene un desempeño es más eficiente por viento, ya que por tener los lados del edificio de relación 1:1 es más rígido y tiene menores derivas que un edificio de lados con relación 1:2 (rectangular).

4.2.3. Resultados de los desplazamientos laterales por sismo y viento

- Edificio de forma cuadrada: 5 pisos

Tabla 4.17.

Desplazamientos por sismo y viento del edif. forma cuadrada: 5 pisos

Piso	Sismo X	Sismo Y	Viento X	Viento Y
	A. Dinámico	A. Dinámico		
	Δ (mm)	Δ (mm)	Δ (mm)	Δ (mm)
5	8.37	7.49	1.41	1.36
4	6.43	5.96	1.11	1.10
3	4.41	4.26	0.78	0.81
2	2.47	2.51	0.45	0.50
1	0.86	0.94	0.17	0.20

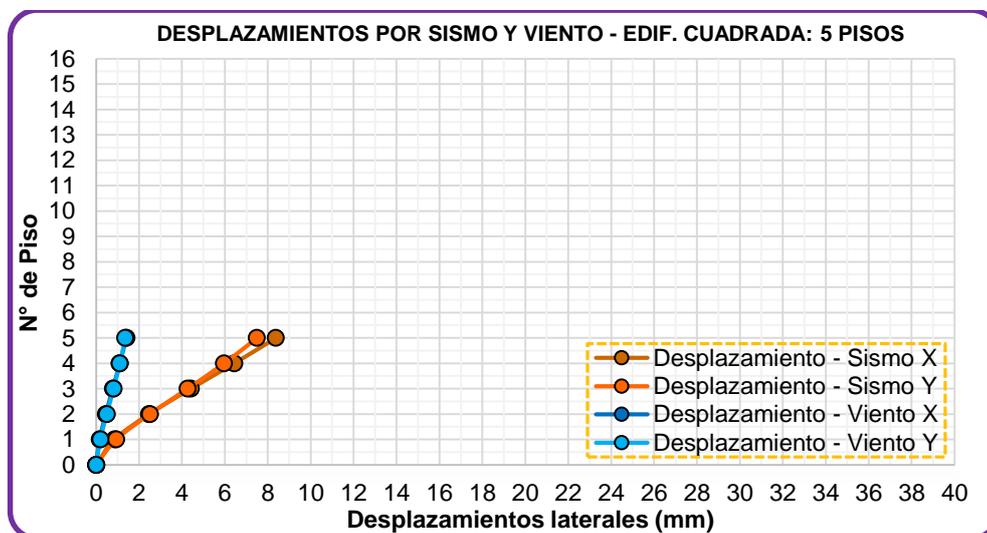


Figura 4.19. Desplazamientos por sismo y viento del edif. forma cuadrada: 5 pisos.

- Edificio de forma cuadrada: 10 pisos

Tabla 4.18.

Desplazamientos por sismo y viento del edif. forma cuadrada: 10 pisos

Piso	Sismo X	Sismo Y	Viento X	Viento Y
	A. Dinámico	A. Dinámico		
	Δ (mm)	Δ (mm)	Δ (mm)	Δ (mm)
10	25.52	20.43	5.52	3.79
9	22.93	18.85	4.99	3.52
8	20.18	17.07	4.43	3.21
7	17.27	15.03	3.83	2.86
6	14.23	12.75	3.19	2.45
5	11.13	10.28	2.53	2.00
4	8.08	7.71	1.86	1.53
3	5.23	5.18	1.23	1.04
2	2.77	2.86	0.66	0.59
1	0.91	0.99	0.22	0.21

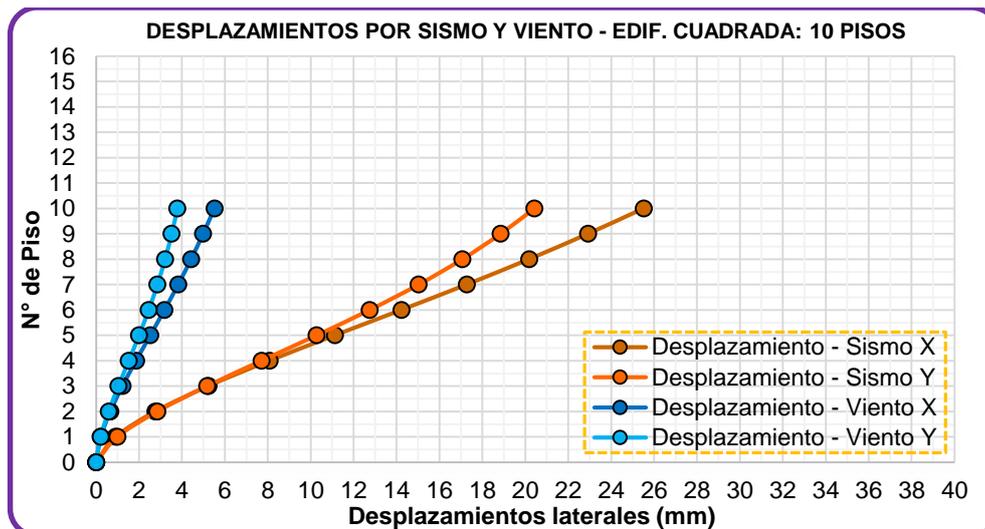


Figura 4.20. Desplazamientos por sismo y viento del edif. forma cuadrada: 10 pisos

- Edificio de forma cuadrada: 15 pisos

Tabla 4.19.

Desplazamientos por sismo y viento del edif. forma cuadrada: 15 pisos

Piso	Sismo X	Sismo Y	Viento X	Viento Y
	A. Dinámico	A. Dinámico		
	Δ (mm)	Δ (mm)	Δ (mm)	Δ (mm)
15	39.42	31.62	14.38	10.15
14	37.06	30.26	13.58	9.76
13	34.58	28.75	12.72	9.32
12	31.94	27.04	11.81	8.81
11	29.14	25.12	10.84	8.24
10	26.19	22.99	9.80	7.60
9	23.11	20.68	8.71	6.89
8	19.95	18.20	7.57	6.12
7	16.74	15.60	6.41	5.29
6	13.55	12.92	5.23	4.42
5	10.44	10.20	4.06	3.53
4	7.49	7.53	2.94	2.63
3	4.81	5.00	1.90	1.77
2	2.53	2.75	1.01	0.98
1	0.83	0.96	0.34	0.35

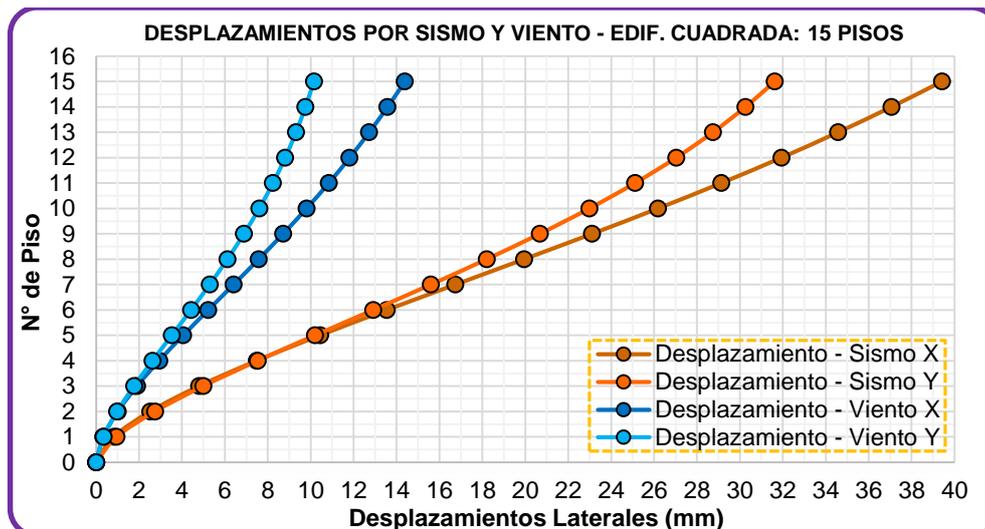


Figura 4.21. Desplazamientos por sismo y viento del edif. forma cuadrada: 15 pisos.

En las tablas 4.16, 4.17, 4.18 y las figuras 4.17, 4.18, 4.19 se visualiza que, en los edificios de forma cuadrada de 5, 10 y 15 pisos los desplazamientos por viento son menores que las de sismo, también los desplazamientos por viento son cercanos entre ambas direcciones debido a que los lados del edificio son de relación 1:1 (12x12m) y por tanto desplazamientos iguales en ambas direcciones. Por otro lado, se aprecia que los desplazamientos por viento incrementan a mayor altura del edificio.

- **Edificio de forma rectangular: 5 pisos**

Tabla 4.20.

Desplazamientos por sismo y viento del edif. forma rectangular: 5 pisos

Piso	Sismo X	Sismo Y	Viento X	Viento Y
	A. Dinámico	A. Dinámico		
	Δ (mm)	Δ (mm)	Δ (mm)	Δ (mm)
5	6.39	4.22	1.57	0.63
4	4.98	3.48	1.25	0.53
3	3.46	2.58	0.90	0.41
2	1.97	1.59	0.54	0.26
1	0.71	0.63	0.20	0.11

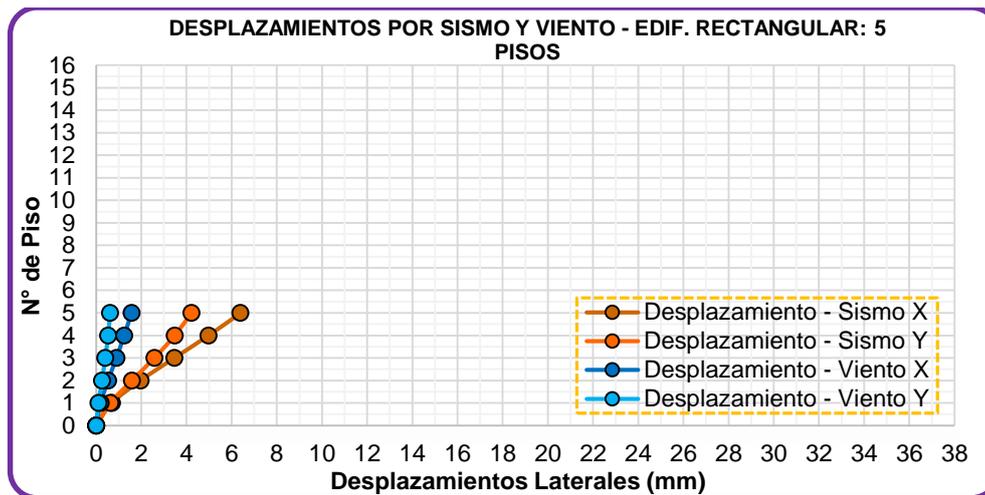


Figura 4.22. Desplazamientos por sismo y viento del edif. forma rectangular: 5 pisos.

- Edificio de forma rectangular: 10 pisos

Tabla 4.21.

Desplazamientos por sismo y viento del edif. forma rectangular: 10 pisos

Piso	Sismo X	Sismo Y	Viento X	Viento Y
	A. Dinámico	A. Dinámico		
	Δ (mm)	Δ (mm)	Δ (mm)	Δ (mm)
10	22.91	11.69	5.81	1.56
9	20.70	11.01	5.28	1.47
8	18.32	10.17	4.72	1.37
7	15.78	9.14	4.10	1.24
6	13.08	7.92	3.45	1.09
5	10.31	6.53	2.75	0.91
4	7.55	5.04	2.05	0.71
3	4.94	3.49	1.37	0.51
2	2.65	2.01	0.75	0.30
1	0.89	0.74	0.26	0.11

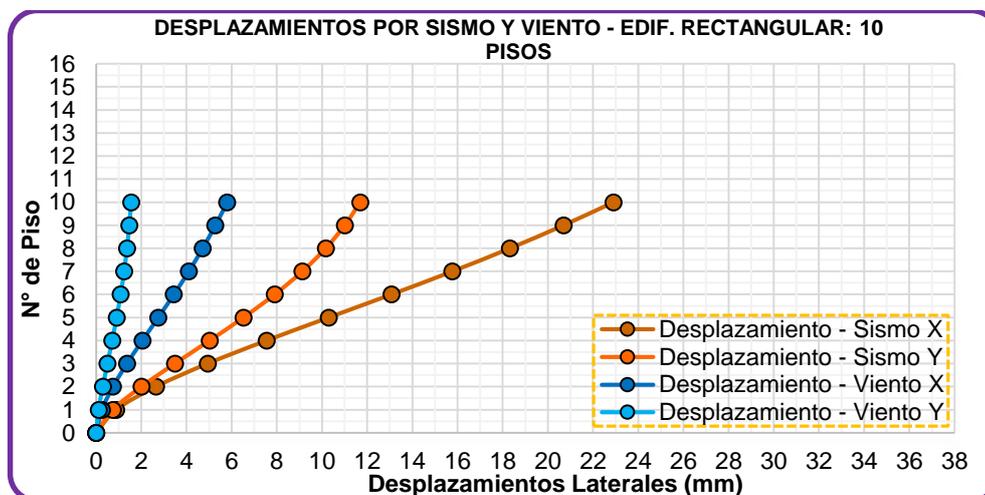


Figura 4.23. Desplazamientos por sismo y viento del edif. forma rectangular: 10 pisos.

- Edificio de forma rectangular: 15 pisos

Tabla 4.22.

Desplazamientos por sismo y viento del edif. forma rectangular: 15 pisos

Piso	Sismo X	Sismo Y	Viento X	Viento Y
	A. Dinámico	A. Dinámico		
	Δ (mm)	Δ (mm)	Δ (mm)	Δ (mm)
15	35.79	23.15	15.86	3.80
14	33.57	22.32	14.94	3.67
13	31.26	21.34	13.98	3.53
12	28.82	20.21	12.96	3.35
11	26.25	18.90	11.87	3.16
10	23.55	17.42	10.72	2.93
9	20.75	15.79	9.51	2.67
8	17.88	14.02	8.26	2.39
7	14.99	12.14	6.98	2.09
6	12.12	10.18	5.69	1.77
5	9.33	8.17	4.42	1.44
4	6.69	6.15	3.20	1.10
3	4.30	4.20	2.08	0.76
2	2.28	2.39	1.12	0.44
1	0.76	0.88	0.38	0.16

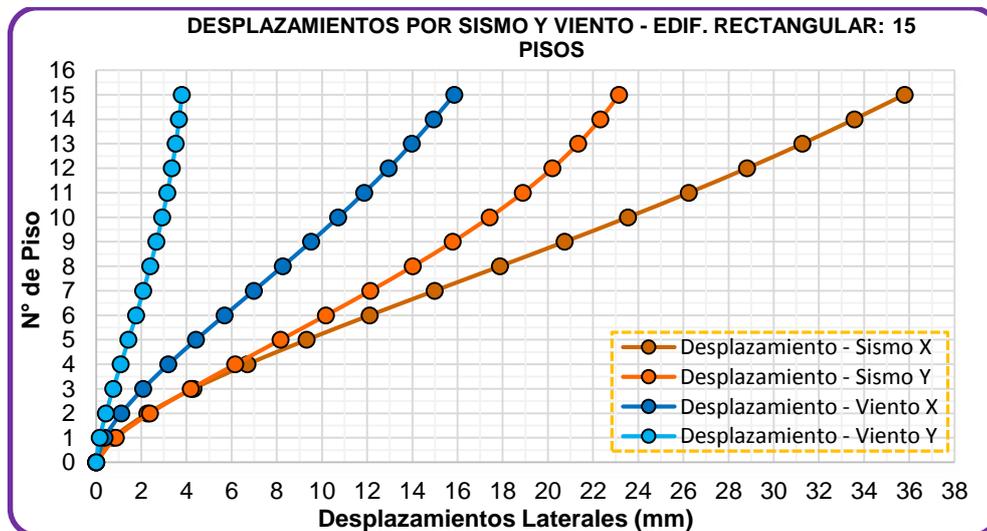


Figura 4.24. Desplazamientos por sismo y viento del edif. forma rectangular: 15 pisos.

En las tablas 4.19, 4.20, 4.21 y las figuras 4.16, 4.17, 4.18 se visualiza que, en los edificios de forma rectangular de 5, 10 y 15 pisos los desplazamientos por viento son menores que las de sismo, asimismo los desplazamientos por viento en la dirección X son mayores debido a que los lados del edificio son de relación 1:2 (8.5x17m) y por tanto mayor carga y desplazamiento en el lado más largo del edificio. Por otro lado, se aprecia que los desplazamientos por viento incrementan a mayor altura del edificio.

4.2.3.1. Evaluación de los desplazamientos por viento respecto al sismo.

Tabla 4.23.

Porcentajes de los desplazamientos por viento respecto a los de sismo

N° de pisos	edificio de forma cuadrada			edificio de forma rectangular		
	Desplaz. máx. Sismo (mm)	Desplaz. máx. Viento (mm)	% Viento (%)	Desplaz. máx. Sismo (mm)	Desplaz. máx. Viento (mm)	% Viento (%)
5 pisos	8.37	1.41	16.85%	6.39	1.57	24.57%
10 pisos	25.52	5.52	21.63%	22.91	5.81	25.36%
15 pisos	39.42	14.38	36.48%	35.79	15.86	44.31%

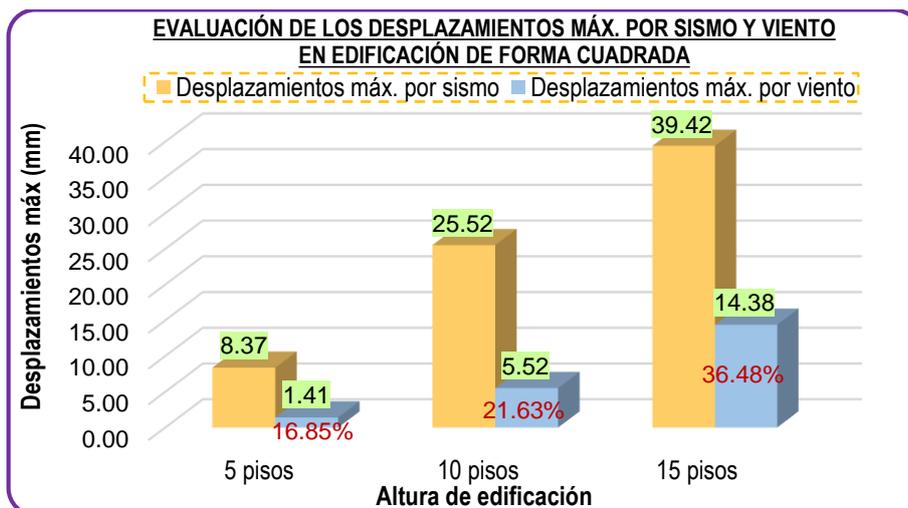


Figura 4.25. Evaluación de los desplazamientos máx. por sismo y viento

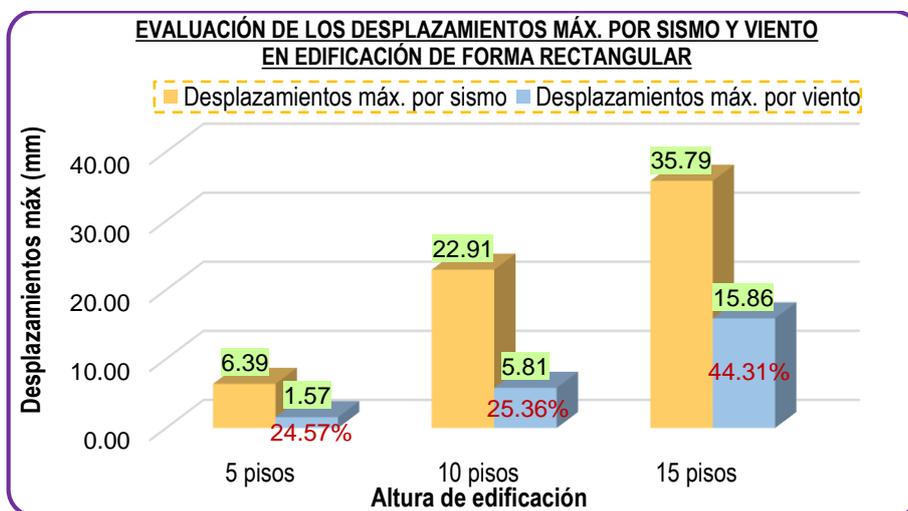


Figura 4.26. Evaluación de las derivas máx. por sismo y viento

En la tabla 4.23 y las figuras 4.25, 4.26 se visualiza que, los porcentajes de los desplazamientos por viento son menores que los desplazamientos por sismo, además se verifica que estos porcentajes aumentan a mayor altura del edificio. Por otro lado, se verifica que los desplazamientos por viento en un edificio de forma cuadrada de 5 pisos son mucho menores; entonces dicho edificio tiene un desempeño más eficiente por viento.

4.2.4. Resultados de las fuerzas internas máximas por sismo y viento

Tabla 4.24.

Fuerzas internas máximas con cargas de sismo

		Fuerzas internas máximas (Sismo)					
		Edif. forma cuadrada			Edif. forma rectangular		
		5 Pisos	10 Pisos	15 Pisos	5 Pisos	10 Pisos	15 Pisos
Fuerza axial máx.(ton)	Columna	118.6849 (-) eje 2_C	232.0021 (-) eje 2_C	362.3708 (-) eje 2_C	122.3238 (-) eje 2_D	240.1306 (-) eje 2_D	362.5952 (-) eje 2_D
Fuerza Cortante máx. (ton)	Viga	11.8404 eje 2, C_D	11.8109 eje 2, C_D	10.9732 eje 2, C_D	15.1109 eje 2, D_E	13.5627 eje 2, D_E	13.8591 eje 2, D_E
Momento Flector máx. (ton-m)		4.6662 eje 2, C_D	4.7882 eje 2, C_D	3.9390 eje 2, C_D	8.4172 eje 2, D_E	5.8062 eje 2, D_E	5.4523 eje 2, D_E

Nota: (-) = Fuerza en compresión.

En la tabla 4.24, se observa los resultados de las fuerzas internas máximas de las vigas y columnas en los seis modelos analizados en Etabs; éstos fueron halladas a partir de un envolvente de diseño solamente con las combinaciones por cargas de sismo dadas en el capítulo 9 de la Norma E.060 del RNE.

Tabla 4.25.

Fuerzas internas máximas con cargas de sismo y viento

		Fuerzas internas máximas (Sismo y Viento)					
		Edif. forma cuadrada			Edif. forma rectangular		
		5 Pisos	10 Pisos	15 Pisos	5 Pisos	10 Pisos	15 Pisos
Fuerza axial máx.(ton)	Columna	118.6849 (-) eje 2_C	232.0021 (-) eje 2_C	362.3708 (-) eje 2_C	122.3238 (-) eje 2_D	240.1306 (-) eje 2_D	362.5952 (-) eje 2_D
Fuerza Cortante máx. (ton)	Viga	11.8404 eje 2, C_D	11.8109 eje 2, C_D	10.9732 eje 2, C_D	15.1109 eje 2, D_E	13.5627 eje 2, D_E	13.8591 eje 2, D_E
Momento Flector máx. (ton-m)		4.6662 eje 2, C_D	4.7882 eje 2, C_D	3.9390 eje 2, C_D	8.4172 eje 2, D_E	5.8062 eje 2, D_E	5.4523 eje 2, D_E

Nota: (-) = Fuerza en compresión.

En la tabla 4.25, se muestra los resultados de las fuerzas internas máximas de las vigas y columnas en los seis modelos analizados en Etabs; éstos fueron halladas a partir de un envolvente de diseño por sismo y viento, con las combinaciones de cargas de sismo y viento dadas en el capítulo 9 de la Norma E.060 del RNE.

Por otro lado, se puede ver que los resultados de las fuerzas internas máximas tanto de las combinaciones de cargas con (sismo), (sismo y viento) son iguales, ya que un envolvente de diseño engloba desde las combinaciones con cargas mayores que son las cargas de sismo; por tanto, las cargas de viento no influyen en las fuerzas internas máximas ya que además este dato se usa para el diseño de los elementos estructurales.

4.2.5. Diseño de acero de una viga por sismo y viento

Con el fin de comprobar la influencia de las cargas de viento a partir de un análisis sísmico en el diseño de los elementos estructurales del edificio de concreto armado, se planteó diseñar los aceros de una viga principal de uno de los modelos, de los cuales se tomó el eje "2" del primer piso del edificio de 5 pisos de forma cuadrada, entonces se diseñó con el software Etabs con la envolvente de diseño por cargas de sismo y adicionalmente por cargas de viento teniendo en consideración los requisitos de resistencia y de servicio y/o combinaciones de cargas por la Norma E.060 de las cargas de sismo y viento dadas a continuación:

- $U = 1.4CM + 1.7CV$
- $U = 1.25(CM + CV) \pm CS$
- $U = 0.90CM \pm CS$
- $U = 1.25(CM + CV \pm CVi)$
- $U = 0.9CM \pm 1.25CVi$

Dónde: CM= Carga muerta, CV= Carga viva, CS= Carga de sismo y CVi= Carga de viento.

Datos de diseño:

- $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ (acero).
- $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ (concreto).

- **Envolvente de diseño por combinaciones de cargas de sismo y viento**

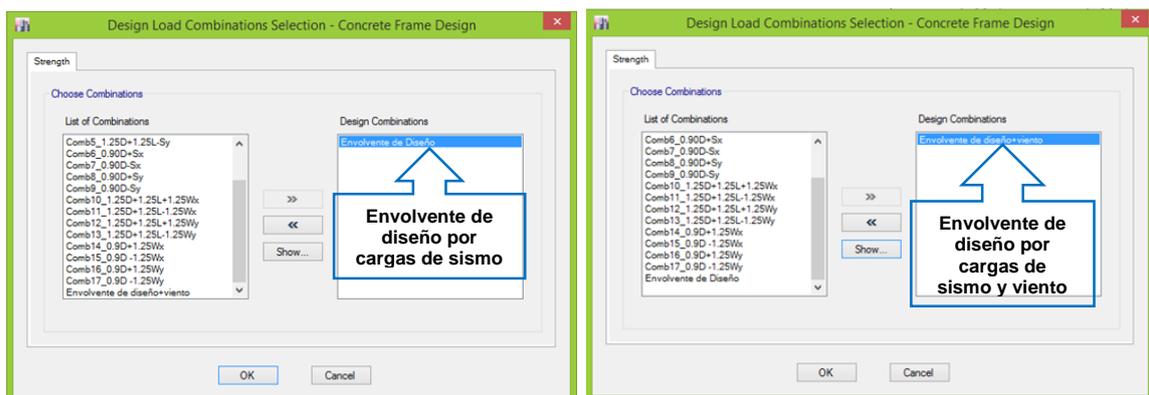


Figura 4.27. Envolvente de diseño por combinaciones de cargas de sismo y viento

- Resultados obtenidos de áreas de acero en software Etabs

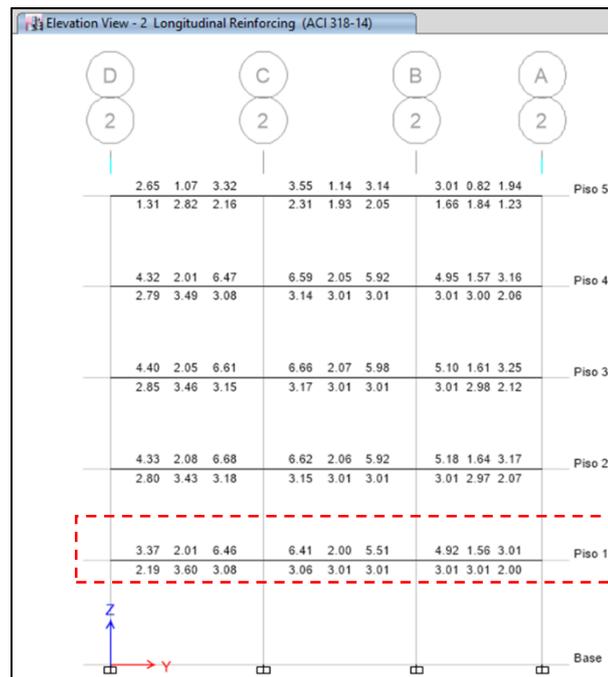


Figura 4.28. Áreas de acero por envolvente de diseño con cargas de sismo.

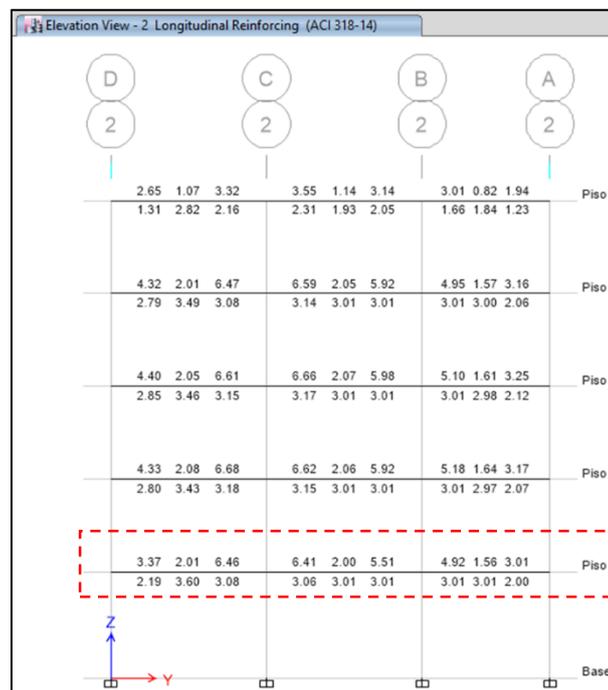
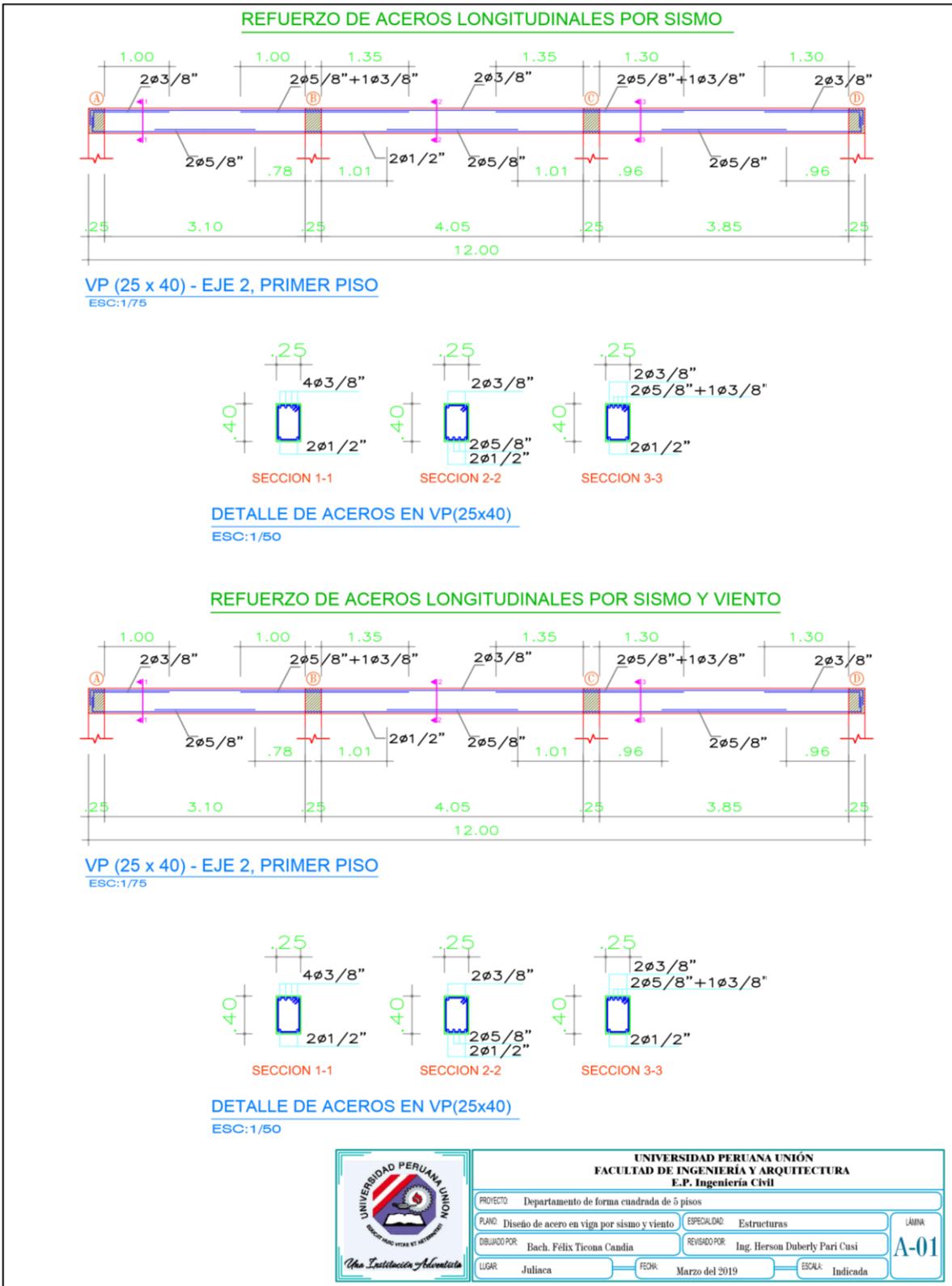


Figura 4.29. Áreas de acero por envolvente de diseño con cargas de sismo y viento

En las figuras 4.28, 4.29 se verifica que, los resultados de las áreas de acero tanto por envolvente de diseño con cargas de sismo y adicionalmente por cargas de viento son similares, y se analiza que las cargas de viento no influyen en el diseño de los elementos estructurales.

En dónde con dichos valores obtenidos según Etabs de las áreas de acero se realizó la distribución de los refuerzos longitudinales tanto por cargas de sismo e incluyendo las cargas de viento en dicha viga el cual se muestra en el siguiente detalle estructural:



4.3. Discusión de resultados

Según Khushbu y Paresh (2013) las cargas de viento son significativas en el diseño de un edificio alto de acero. Entonces con los resultados de la presente investigación se confirma que las cargas de viento son significativas en un edificio alto de concreto armado. Además, los resultados mostrados en las tablas 4.14 y 4.22 y las figuras 4.13, 4.14, 4.25 y 4.26 de las derivas y desplazamientos máximos respectivamente se verifica que existe mayores derivas y desplazamientos en el edificio de 15 pisos y en el edificio de forma rectangular. Por otro lado, se afirma que las derivas y desplazamientos por viento en edificios de concreto armado son menores que en un edificio de acero.

Además, Lazo (2016) demuestra en su investigación que las derivas obtenidas por la carga lateral de viento, alcanzan entre 9% al 11% de los obtenidos por la carga lateral de sismo de un edificio irregular de 24 pisos de concreto armado en Arequipa, asimismo que la carga de sismo es la carga lateral que afecta más a la estructura. Por lo tanto, se corrobora dicha afirmación con la presente investigación, en donde se aprecia los resultados en la tabla 4.14 y las figuras 4.13, 4.14 del porcentaje representativo de las derivas de viento con respecto a las derivas por sismo, que varían de la siguiente manera: Edificio de forma cuadrada de 5, 10 y 15 pisos resultaron 13.96%, 20.18%, 34.56% respectivamente; asimismo para el edificio de forma rectangular de 5, 10 y 15 pisos resultaron 21.30%, 21.93%, 39.97% respectivamente. Las cuales dichos porcentajes son aceptables según el lugar de estudio ya que la velocidad básica del viento dado en el mapa eólico por la Norma E.020, en la ciudad de Juliaca es mayor que en la ciudad de Arequipa y asimismo se acepta que las cargas de sismo son las que afectan más al edificio a comparación del viento.

Por otro lado, Toledo (2015) señala que, al realizar un diseño estructural, las cargas de sismo ya incorporarían las cargas de viento ya que no tienen incidencia relevante. Igualmente, Vulcano (1998) menciona que en el análisis de edificios de concreto armado la demanda de terremoto es mayor que la del viento. Por tanto, con la presente investigación confirma que las cargas de viento son de poco porcentaje respecto a las cargas de sismo, tal como se aprecia en la tabla 4.7. Y por tanto al aplicar dichas cargas de viento a partir de un diseño sísmico, las derivas por viento cumplen con normalidad con la deriva límite dada por el código ASCE 7-16; entonces el edificio tiene un buen desempeño por viento.

Finalmente, según López (2016) las aceleraciones máximas del viento se presentan en las plantas más altas del edificio. Por lo cual, se confirma dicha afirmación con los

resultados de las cargas de viento calculadas en la presente investigación teniendo en consideración la Norma E.020 del R.N.E.; en donde se visualiza en el capítulo 3, ítem 3.12 del presente informe, que dichas cargas de viento incrementan a mayor altura del edificio, entonces produce mayores aceleraciones en las plantas altas del edificio.

4.3.1. Verificación de la hipótesis

Hernández et al. (2014) mencionan que “las hipótesis, en el enfoque cuantitativo, se someten a prueba en la “realidad” cuando se implementa un diseño de investigación, se recolectan datos con uno o varios instrumentos de medición, y se analizan e interpretan esos mismo datos” (p.117).

Ante lo expuesto, para la verificación de la hipótesis planteada en la presente investigación se hace uso de los datos obtenidos, con las cuales mediante un análisis estadístico descriptiva se tomará la decisión de aceptar o rechazar la hipótesis planteada. Se usa una estadística descriptiva para mostrar y/o describir los resultados obtenidos del objeto de estudio de manera numérica.

Según Borja (2012) para realizar una estadística descriptiva “se pueden utilizar todas las herramientas estadísticas conocidas: la distribución de frecuencias, las medidas de tendencia central y las medidas de variabilidad” (p.35). Entonces, en la presente investigación para su verificación se usa las medidas de tendencia central y variabilidad.

- “**Las medidas de tendencia central:** Moda, Mediana y Media. *La moda* es el valor que ocurre con mayor frecuencia. *La mediana* es el valor que divide la distribución por la mitad o se localiza en la mitad de la distribución. Finalmente, *la Media* es el promedio aritmético de una distribución” (Borja, 2012, p.36).

La fórmula de la media (promedio) es:

$$\chi = \frac{\sum X_i}{N} \quad (13)$$

Donde: X_i = Datos y N = Número de datos.

- “**Las medidas de variabilidad:** Indican la dispersión de los datos; dentro de estos tenemos el rango, la desviación estándar y la varianza. *El rango* es la diferencia entre el mayor valor y el valor menor de una distribución. *La desviación estándar* es el promedio de desviación de los valores respecto a la media aritmética, la desviación estándar se interpreta como “cuánto se desvía en promedio de la media aritmética un conjunto de valores”. Finalmente, *la*

varianza es la desviación estándar elevada al cuadrado, se simboliza por S^2 ".
(Borja, 2012, p.36)

La fórmula de la desviación estándar es:

$$S = \sqrt{\frac{\sum(x - \chi)^2}{n - 1}} \quad (14)$$

Dónde: S= Desviación estándar, x= datos, χ = promedio y n= número de datos.

La fórmula de la varianza es:

$$S^2 = \frac{\sum(x - \chi)^2}{n - 1} \quad (15)$$

Dónde: S^2 = Varianza, x= datos, χ = promedio y n= número de datos.

4.3.1.1. Verificación de la hipótesis general de la investigación.

El planteamiento de la hipótesis general de la presente investigación es como sigue: "El diseño sísmico de una edificación de concreto armado tiene un buen desempeño por viento en la ciudad de Juliaca".

Conforme a la hipótesis general, se requiere conocer el desempeño por viento de una edificación de concreto armado a partir de un diseño sísmico considerando el lugar de estudio la ciudad de Juliaca; entonces, para verificar la hipótesis general se ha logrado mediante el desarrollo de las hipótesis específicas.

4.3.1.2. Verificación de la hipótesis específica 01 de la investigación.

El planteamiento de la hipótesis específica 01 es como sigue: "El desempeño por viento es más eficiente para un edificio de forma cuadrada".

Para validar la hipótesis específica 01, se debe demostrar que el desempeño por viento según la forma de la edificación es más eficiente en un edificio de forma cuadrada. Por consiguiente, se calcula las medidas de tendencia central: Media, Mediana y Moda; asimismo las medidas de variabilidad: la desviación estándar, la varianza y el rango, para comparar entre ambas formas de edificaciones.

Tabla 4.26.
Datos para un edificio de forma cuadrada por viento

Edificio de forma cuadrada			
N° de pisos	Cargas Máx. (ton)	Derivas Máx.	Desplazamientos Máx. (mm)
5 pisos =	3.83	0.00014	1.41
10 pisos =	5.16	0.00027	5.52
15 pisos =	6.26	0.00047	14.38

Tabla 4.27.
Medidas de tendencia central y variabilidad en edif. de forma cuadrada

	Cargas Máx. (ton)	Derivas Máx.	Desplazamientos Máx. (mm)
Media	5.08	0.00029	7.10
Mediana	5.16	0.00027	5.52
Moda	—	—	—
Desviación estándar	1.22	1.66E-04	6.63
Varianza	1.48	2.76E-08	43.94
Rango	2.43	3.30E-04	12.97

Tabla 4.28.
Datos para un edificio de forma rectangular por viento

Edificio de forma rectangular			
N° de pisos	Cargas Máx. (ton)	Derivas Máx.	Desplazamientos Máx. (mm)
5 pisos =	5.43	0.00019	1.57
10 pisos =	7.32	0.00032	5.81
15 pisos =	8.87	0.00060	15.86

Tabla 4.29.
Medidas de tendencia central y variabilidad en edif. de forma rectangular

	Cargas Máx. (ton)	Derivas Máx.	Desplazamientos Máx. (mm)
Media	7.21	0.00037	7.75
Mediana	7.32	0.00032	5.81
Moda	—	—	—
Desviación estándar	1.72	2.10E-04	7.34
Varianza	2.97	4.39E-08	53.86
Rango	3.44	4.10E-04	14.29

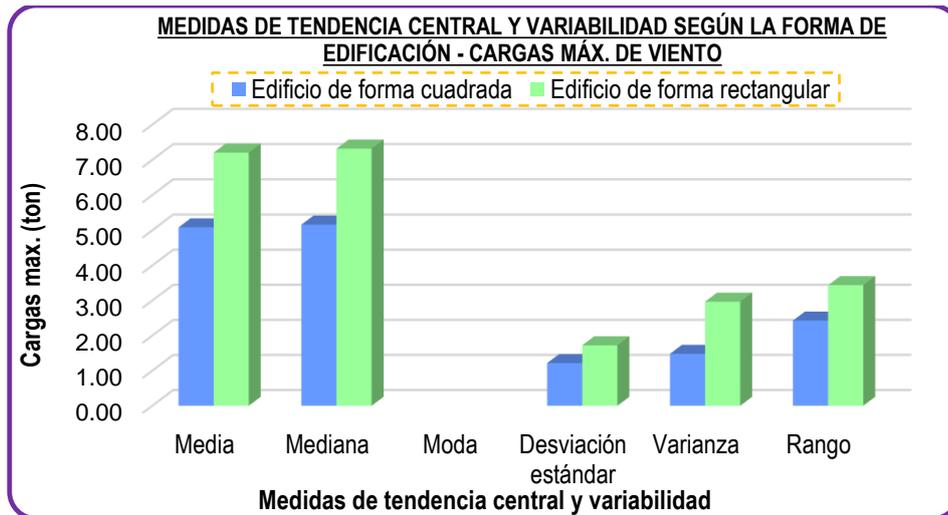


Figura 4.30. Medidas de tendencia central, variabilidad según la forma de edificación

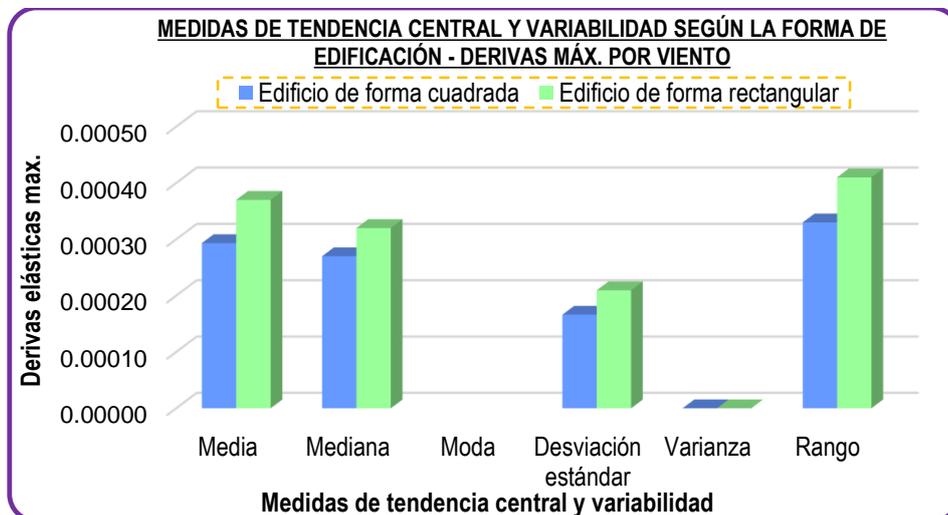


Figura 4.31. Medidas de tendencia central, variabilidad según la forma de edificación

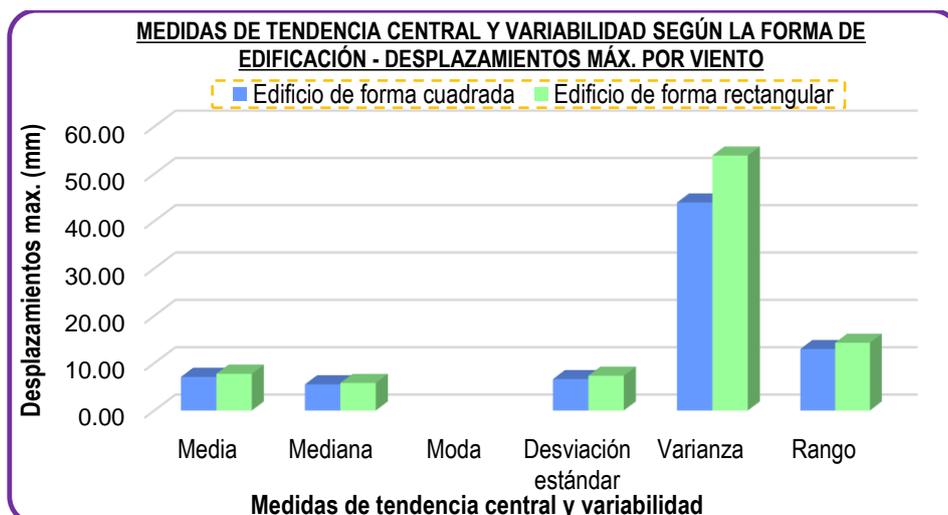


Figura 4.32. Medidas de tendencia central, variabilidad según la forma de edificación

Verificación:



- La moda no existe porque no se repiten datos en los edificios analizados.

Toma de decisión: La decisión es que se acepta la hipótesis específica 01, al afirmar que “el desempeño por viento es más eficiente para un edificio de forma cuadrada” tal como se aprecia en las tablas 4.27, 4.29 y las figuras 4.30, 4.31, 4.32 que las medidas de tendencia central y las medidas de variabilidad son menores en un edificio de forma cuadrada, sin embargo, un edificio de forma rectangular tiene valores mucho mayores el cual indica que tiene mayores cargas, derivas y desplazamientos por viento.

4.3.1.3. Verificación de la hipótesis específica 02 de la investigación.

El planteamiento de la hipótesis específica 02 es como sigue: “el desempeño por viento es más eficiente para un edificio de 5 pisos”.

Para validar la hipótesis específica 02, se debe demostrar que el desempeño por viento según la altura de la edificación es más eficiente para un edificio de 5 pisos. Asimismo, para comparar en diferentes alturas de edificios de: 5, 10 y 15 pisos, se calcula las medidas de tendencia central: Media, Mediana y Moda; como también las medidas de variabilidad: la desviación estándar, la varianza y el rango.

Tabla 4.30.
Datos para un edificio de 5 pisos por viento

Edificio de 5 pisos			
forma de la edificación	Cargas Máx. (ton)	Derivas Máx.	Desplazamientos Máx. (mm)
Cuadrada =	3.83	0.00014	1.41
Rectangular =	5.43	0.00019	1.57

Tabla 4.31.
Medidas de tendencia central y variabilidad para un edif. de 5 pisos

	Cargas Máx. (ton)	Derivas Máx.	Desplazamientos Máx. (mm)
Media	4.63	0.00017	1.49
Mediana	4.63	0.00017	1.49
Moda	—	—	—
Desviación estándar	1.13	3.54E-05	0.11
Varianza	1.28	1.25E-09	0.01
Rango	1.60	5.00E-05	0.16

Tabla 4.32.
Datos para un edificio de 10 pisos por viento

Edificio de 10 pisos			
forma de la edificación	Cargas Máx. (ton)	Derivas Máx.	Desplazamientos Máx. (mm)
Cuadrada =	5.16	0.00027	5.52
Rectangular =	7.32	0.00032	5.81

Tabla 4.33.
Medidas de tendencia central y variabilidad para un edif. de 10 pisos

	Cargas Máx. (ton)	Derivas Máx.	Desplazamientos Máx. (mm)
Media	6.24	0.00030	5.67
Mediana	6.24	0.00030	5.665
Moda	—	—	—
Desviación estándar	1.53	3.54E-05	0.21
Varianza	2.33	1.25E-09	0.04
Rango	2.16	5.00E-05	0.29

Tabla 4.34.
Datos para un edificio de 15 pisos por viento

Edificio de 15 pisos			
forma de la edificación	Cargas Máx. (ton)	Derivas Máx.	Desplazamientos Máx. (mm)
Cuadrada =	6.26	0.00047	14.38
Rectangular =	8.87	0.00060	15.86

Tabla 4.35.
Medidas de tendencia central y variabilidad para un edif. de 15 pisos

	Cargas Máx. (ton)	Derivas Máx.	Desplazamientos Máx. (mm)
Media	7.57	0.00054	15.12
Mediana	7.57	0.00054	15.12
Moda	—	—	—
Desviación estándar	1.85	9.19E-05	1.05
Varianza	3.41	8.45E-09	1.10
Rango	2.61	1.30E-04	1.48

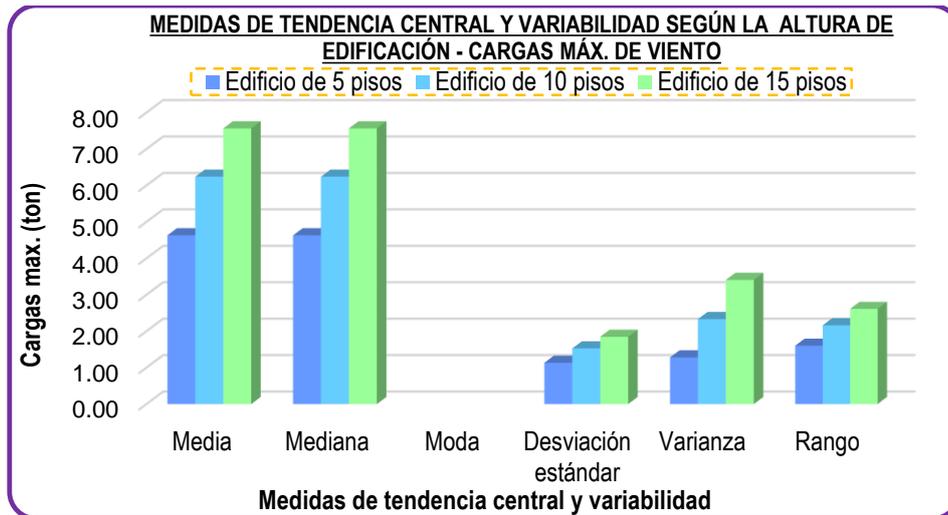


Figura 4.33. Medidas de tendencia central, variabilidad según la altura de edificación

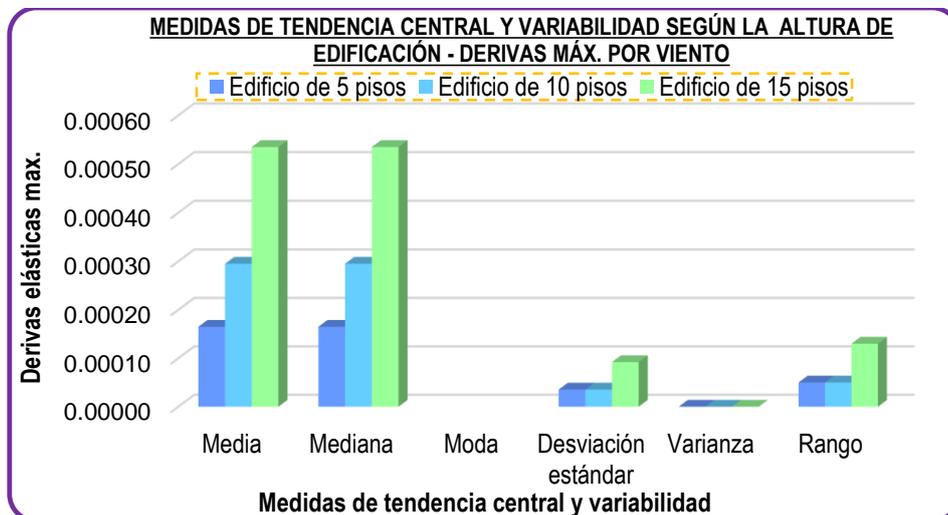


Figura 4.34. Medidas de tendencia central, variabilidad según la altura de edificación

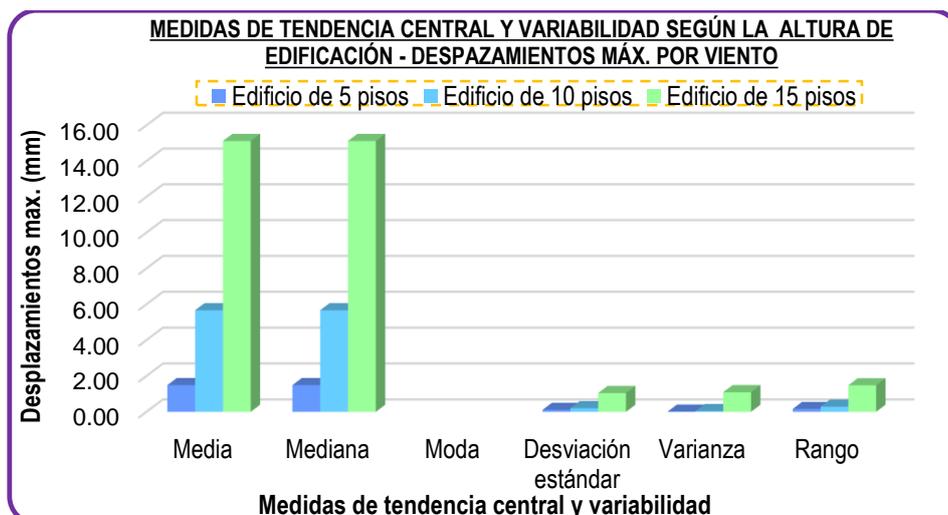
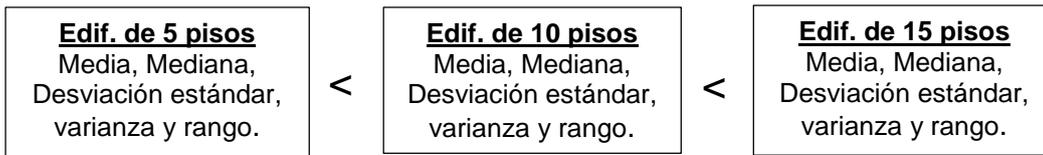


Figura 4.35. Medidas de tendencia central, variabilidad según la altura de edificación

Verificación:



- La moda no existe porque no se repiten los datos en los edificios analizados, ya que, según la forma y altura de la edificación, los resultados varían.

Toma de decisión: La decisión es que se acepta la hipótesis específica 02, al afirmar que “el desempeño por viento es más eficiente para un edificio de 5 pisos” tal como se aprecia en las tablas 4.31, 4.33, 4.35 y las figuras 4.33, 4.34, 4.35 que las medidas de tendencia central y las medidas de variabilidad son menores en un edificio de 5 pisos, ya que a comparación de los edificios de 10 y 15 pisos presenta menores cargas, derivas y desplazamientos por viento.

Toma de decisión de la hipótesis general de la investigación:

Por tanto, también se acepta la hipótesis general de la presente investigación, demostrándose según las hipótesis específicas que “el diseño sísmico de una edificación de concreto armado tiene un buen desempeño por viento en la ciudad de Juliaca”.

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. Conclusiones

5.1.1. Conclusión general

En conformidad a los resultados obtenidos y mostrados en el capítulo IV de la presente investigación se concluye que, el diseño sísmico de una edificación de concreto armado tiene un desempeño eficiente y eficaz por viento en la ciudad de Juliaca, ya que al evaluar las derivas por viento a partir del diseño sísmico de todos los modelos de edificios analizados cumplieron con normalidad con la deriva límite dado por el código ASCE 7-16 de un valor 0.001 para edificios de concreto armado. En donde las derivas máximas resultaron tal como se muestra: edificación con forma cuadrada de: 5 pisos= 0.00014, 10 pisos= 0.00027 y 15 pisos= 0.00047, asimismo en una edificación con forma rectangular de: 5 pisos= 0.00019, 10 pisos= 0.00032 y 15 pisos= 0.00060.

5.1.2. Conclusiones específicos

En base al análisis y evaluación por sismo y viento con Etabs de los modelos de una edificación de concreto armado con formas cuadrada y rectangular de 5, 10, 15 pisos respectivamente, se puede mencionar las siguientes conclusiones:

El desempeño por viento a partir del diseño sísmico según la forma de edificación resultó ser más eficiente para un edificio de forma cuadrada, porque las derivas y los desplazamientos por viento resultaron menores a comparación de un edificio de forma rectangular, además tiene una respuesta estructural mucho mejor debido a que sus lados son de relación 1:1 (12x12m) por tanto la distribución de las cargas de viento son similares en ambos sentidos y no genera torsión en el edificio, además tiene mayor rigidez por la ubicación del centro de rigidez y centro de masa que es en el mismo punto y genera mayor seguridad a la estructura, obteniéndose que para un edificio de forma cuadrada las derivas máximas por viento varía de 0.00014 a 0.00047 y los desplazamientos máximos varía de 1.41mm a 14.38mm, sin embargo para un edificio de forma rectangular las derivas máximas varía de 0.00019 a 0.00060 y los desplazamientos máximos varía de 1.57mm a 15.86mm.

Igualmente, el desempeño por viento a partir del diseño sísmico según la altura de edificación resultó ser más eficiente para un edificio de 5 pisos porque las derivas y los desplazamientos por viento resultaron menores que un edificio de 10 y 15 pisos de altura, en donde se demostró que un edificio de menor altura tiene mejor comportamiento

estructural por cargas de viento, asimismo es más estable y rígido a comparación de los edificios de mayor altura, ya que mientras más alto sea el edificio tiene mayores derivas y desplazamientos el cual generaría daños estructurales y adicionalmente pérdida económica; en donde las derivas por viento para un edificio de 5 pisos varía de 0.00014 a 0.00019 y los desplazamientos máximos varía de 1.41mm a 1.57mm, mientras que en los demás edificios de 10 y 15 pisos resultaron con derivas y desplazamientos mucho mayores.

Por otro lado, las cargas, las derivas y los desplazamientos por viento resultaron con porcentajes menores respecto a los resultados por sismo, obteniéndose los siguientes resultados: las cargas máximas de viento alcanzan del 13.20% al 32.57%, las derivas máximas por viento alcanzan del 13.96% al 39.97% y los desplazamientos máximos alcanzan del 16.85% al 44.31%. Entonces se afirma que las cargas, las derivas y los desplazamientos por viento son menores respecto al sismo; además se acepta dichos porcentajes obtenidos porque, Lazo (2016) en su investigación demuestra que las derivas por viento alcanza entre 9% al 11% de las derivas por sismo en la ciudad de Arequipa, valiéndose estos resultados según el lugar de estudio la velocidad básica del viento dado por el mapa eólico es mayor en la ciudad de Juliaca.

Las derivas máximas obtenidas por sismo resultaron más próximos o cercanos respecto a su deriva límite a comparación de las derivas máximas por viento, obteniéndose los siguientes resultados: las derivas máximas por sismo en un edificio de forma rectangular alcanza al 97.14% y por viento alcanza al 60.00% respecto a su deriva límite. Por tanto, si ocurriese al mismo instante los dos eventos tanto sísmico y eólico las derivas excedería la deriva límite en particular en un edificio con forma rectangular de 15 pisos y no tendría un adecuado desempeño por viento, pero según algunos autores hay menor probabilidad de que ocurra los dos fenómenos mencionados al mismo instante.

Realizando una progresión aritmética con las derivas máximas obtenidas por viento se concluye que, un edificio de forma cuadrada tiene un desempeño adecuado por viento hasta menores que 24 pisos, sin embargo un edificio de forma rectangular tiene un desempeño adecuado por viento solo hasta menores que 19 pisos y en los pisos superiores a los mencionados no tendrá un adecuado desempeño por viento en la ciudad de Juliaca. Además se confirma que según la forma de la edificación un edificio de forma cuadrada tiene un desempeño más eficiente por viento.

Las cargas de viento no influye en el diseño de los elementos estructurales ya que al calcular los resultados de las fuerzas internas máximas como el momento flector, la

fuerza cortante y las fuerzas axiales adicionando las cargas de viento en el diseño sísmico se obtuvo los mismos resultados; asimismo se comprobó diseñando los aceros para una viga principal del edificio con forma cuadrada de 5 pisos incluyendo las cargas de viento en el diseño sísmico, en donde según Etabs resultaron las mismas cantidades de áreas de acero (ver figuras 4.28 y 4.29).

Finalmente, la verificación de la hipótesis de la presente investigación mediante un análisis estadístico “descriptivo” teniendo en consideración que si las medidas de tendencia central y variabilidad son mayores hay mayores cargas, derivas y desplazamientos por viento; entonces dicho análisis ha determinado que los resultados obtenidos del desempeño por viento en la forma y altura de una edificación de concreto armado en la ciudad de Juliaca son aceptables, demostrándose que según la forma de edificación el desempeño por viento es más eficiente para un edificio de forma cuadrada, asimismo según la altura de edificación el desempeño por viento es más eficiente para un edificio de 5 pisos ya que las medidas de tendencia central y variabilidad fueron menores en un edificio de forma cuadrada de 5 pisos. Por lo que los resultados son confiables, demostrándose de esta manera la hipótesis de la investigación.

5.2. Recomendaciones

De la investigación realizada, se plantea recomendaciones con el fin de validar con mayor peso algunos resultados obtenidos, asimismo ampliar esta investigación, entonces las sugerencias que se consideran como fundamentales se tiene:

Si hubiese vientos huracanados como en los países de Estados Unidos, Asia y Europa, se recomienda realizar un análisis aerodinámico de los edificios con normativas y/o códigos de diseño por viento, ya que en este caso las cargas de viento serían muy significativas y los edificios a partir de un diseño sísmico tendrían un desempeño por viento no adecuado.

Asimismo, para el análisis por viento en edificios muy altos como las torres y/o rascacielos según algunos autores y códigos recomiendan realizar el ensayo de túnel de viento ya que en dichos ensayos se asemejan más a la realidad.

Por último, para el cálculo de las cargas de viento en edificios altos en nuestro país se recomienda usar el código ASCE 7-16, la cual muestra una clara metodología de diseño por viento en edificios en la que considera más factores y parámetros; y esto asemeja más a la realidad. Además, en otros países crean sus normativas de viento en base al dicho código.

Referencias bibliográficas

- Alfaro, C. (2012). *Metodología de investigación científica aplicado a la ingeniería*. Callao, Lima. Perú.
- Ambrose, J. y Vergun, D. (1986). *Diseño simplificado de edificios para cargas de viento y sismo*. México: Limusa.
- Arias, F. (2012). *El proyecto de investigación, introducción a la metodología científica*. 6ª Edición. Caracas – República Bolivariana de Venezuela: Editorial EPISTEME, C.A.
- Bazán, E. y Meli, R. (1990). *Manual de diseño sísmico de edificios*. México: Editorial Limusa Noriega.
- Borja, M. (2012). *Metodología de la investigación científica para ingenieros*. Chiclayo, Perú.
- Cenepred. (2015). *Manual para la evaluación de riesgos originados por fenómenos naturales*, 2ª versión. Lima: NEVA ESTUDIO SAC.
- Fuentes, M. (2014). *Diseño y análisis de una estructura sometida a los efectos del viento*. México.
- Hernández, H. (2008). *Efecto sísmico en las construcciones*.
- Hernández, R., Fernández, C. y Baptista, P. (2010). *Metodología de la investigación*. 5ª Edición. México: Editorial McGRAW-HILL / INTERAMERICANA.
- Hernández, R., Fernández, C. y Baptista, P. (2014). *Metodología de la investigación*. 6ª Edición. México: Editorial McGRAW-HILL / INTERAMERICANA.
- Herráiz, M. (1997). *Conceptos básicos de sismología para Ingenieros*. Madrid, España.
- Khushbu, J. y Paresh, P. (2013). Analysis and Design of Diagrid Structural System for High Rise Steel Buildings, *Procedia Engineering* 51(2013) 92-100, <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2013.01.015>.
- Lazo, E. (2016). *Diseño estructural de edificio considerando la construcción por etapas*. (Tesis de pregrado). Universidad Nacional de San Agustín. Arequipa, Perú.
- López, A. (2016). *Aceleraciones en edificios altos inducidas por viento*. (Tesis de maestría). Universidad Nacional Autónoma de México. México.
- Mendoza, E., Zermeño, M., Arroyo, G. y López, A. (2015). *Efectos de viento en estructuras*. México.

- Ortega, J. (2011). *Análisis comparativo entre sismo estático y dinámico, para marcos de concreto reforzado*. (Tesis de pregrado). Universidad de San Carlos de Guatemala. Guatemala.
- Oviedo, R. (2016). *Diseño sismorresistente de edificaciones de concreto armado*. 1ª Edición. Lima, Perú. ISBN: 978-612-47169-1-1.
- Quispe, E. y Apaza, P. (2017). *Análisis y diseño estructural comparativo entre los sistemas de concreto armado y albañilería confinada para la construcción del edificio administrativo del distrito de Santa Lucía*. (Tesis de pregrado). Universidad Peruana Unión. Juliaca, Perú.
- Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma E.020. *Cargas*. (2006). Lima, Perú.
- Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma E.060. *Concreto Armado*. (2009). Lima, Perú.
- Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma E.030. *Diseño sismorresistente*. (2018). Lima, Perú.
- Robles, F. y García, R. (2000). *Diseño estructural "acciones sobre estructuras: sismos y vientos"*. 2ª Edición. México.
- Rochel, R. (2012). *Análisis y diseño sísmico de edificios*. Medellín, Colombia: Fondo Editorial Universidad EAFIT.
- Rosales, M., Bellés, P., Gonzalez, S. y Chierchie, J. (2003). Simulaciones numéricas de acciones de viento y sismo y su relación con ensayos físicos. Bahía Blanca, Argentina: Mecánica Computacional Vol. XXII, M.B. Rosales, V.H Cortinez y D.V. Bambill (Editores).
- Tavera, H. (1993). *La tierra, tectónica y sismicidad*. Lima, Perú.
- Toledo, A. (2015). *Diseño de edificios altos por cargas de viento*. (Tesis de pregrado). Pontificia Universidad Católica del Ecuador. Quito, Ecuador.
- Türkeli, E. (2014). Determination and Comparison of Wind and Earthquake Responses of Reinforced Concrete Minarets, *Arab J Sci Eng* (2014) 39:3665-3680, DOI 10.1007/S13369-014-0999-5.
- Vulcano, A. (1998). Comparative study of the earthquake and wind dynamic responses of base-isolated buildings. *El, Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics* 74-76 (1998) 751-764, [https://doi.org/10.1016/S0167-6105\(98\)00068-3](https://doi.org/10.1016/S0167-6105(98)00068-3).

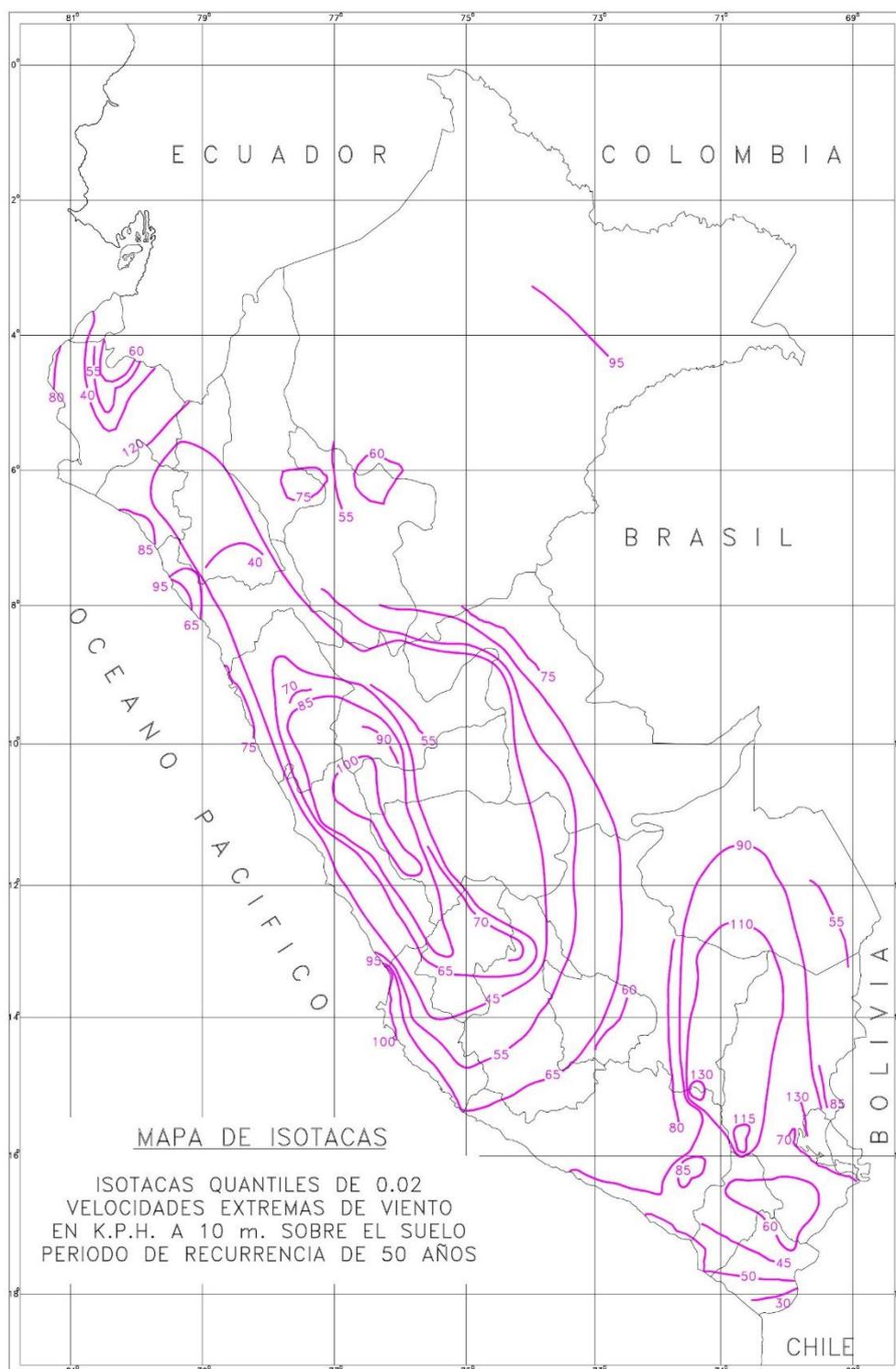
ANEXOS

PROYECTO:

“Evaluación del desempeño por viento a partir de un diseño sísmico de una edificación de concreto armado en la ciudad de Juliaca”

Anexo A: Mapa Eólico de Perú.

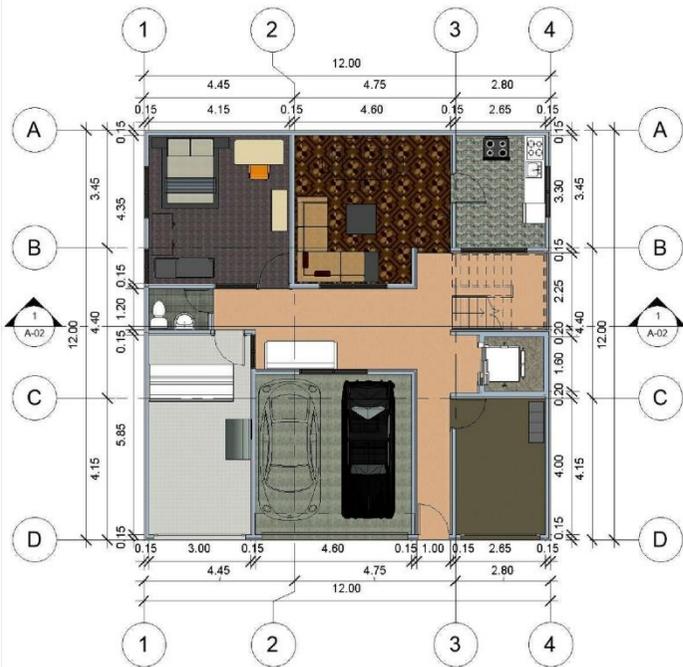
“Este mapa sirve de guía, para establecer las velocidades básicas del viento en la zona donde se ubica la estructura, se debe tener en cuenta la variabilidad debida a las condiciones locales (topográficas, climáticas)” (R.N.E. Norma E.020, 2006, p.21).



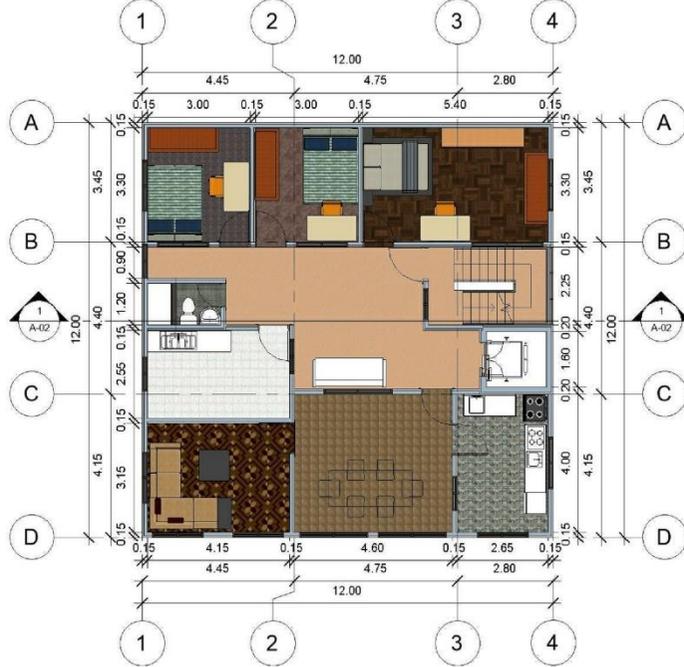
Anexo B: Planos arquitectónicos en Revit 2018.

Los planos arquitectónicos elaborados con el programa Revit 2018, se muestra en el siguiente orden:

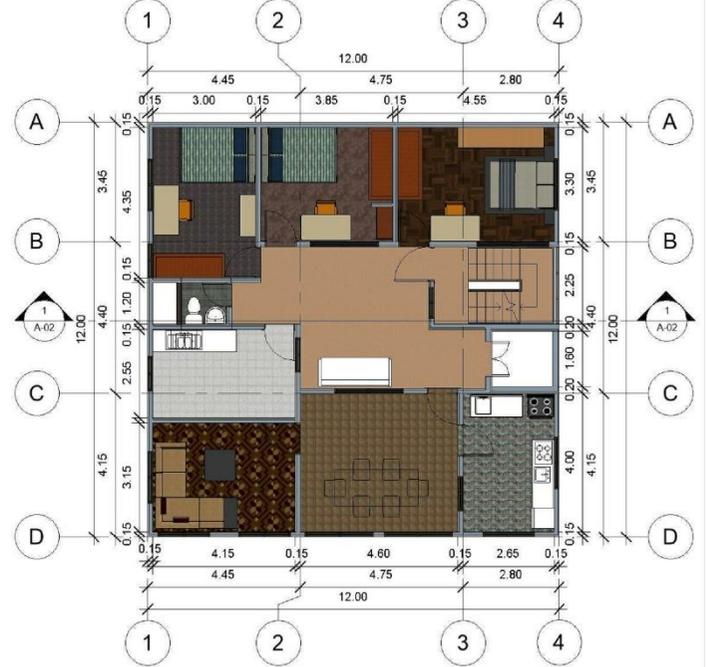
- Plano de plantas (edificio de forma cuadrada: 5, 10 y 15 pisos).
- Plano de plantas (edificio de forma rectangular: 5, 10 y 15 pisos).
- Plano de secciones (edificio de forma cuadrada y rectangular: 5, 10 y 15 pisos).
- Plano de vistas 3D (edificio de forma cuadrada y rectangular: 5, 10 y 15 pisos).



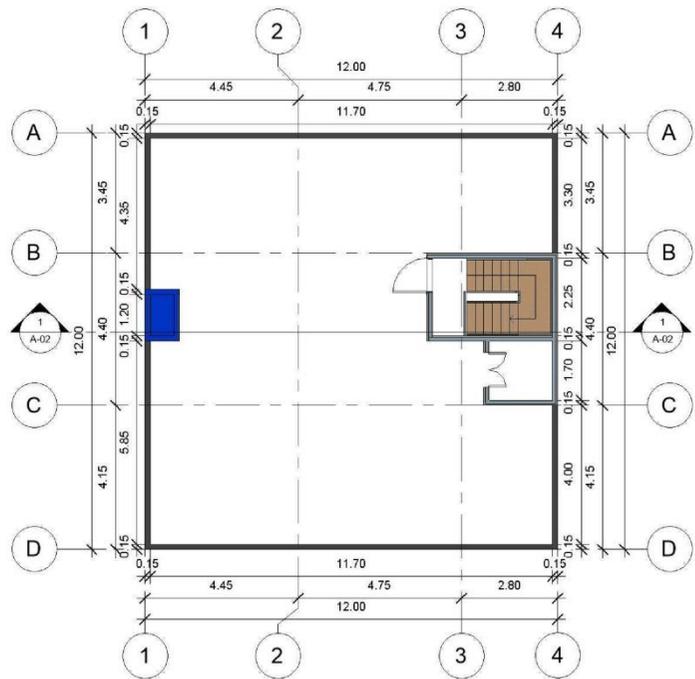
1 Planta - 1° Piso
1 : 200



2 Planta - 2° Piso
1 : 200



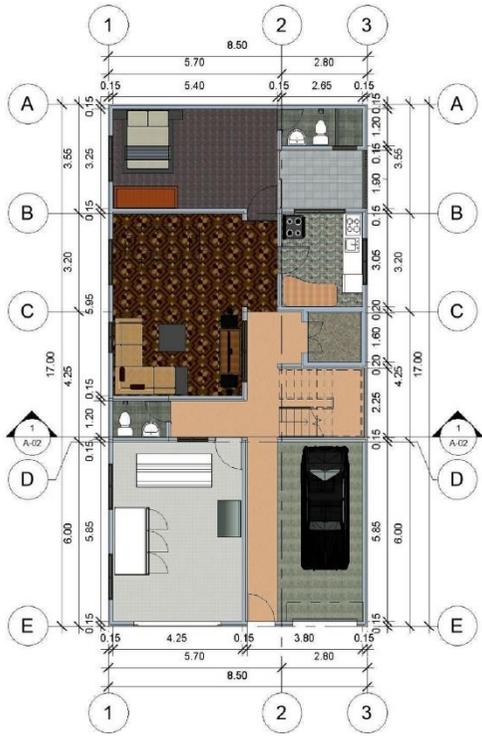
3 Planta Típica
1 : 200



4 Planta Azotea
1 : 200



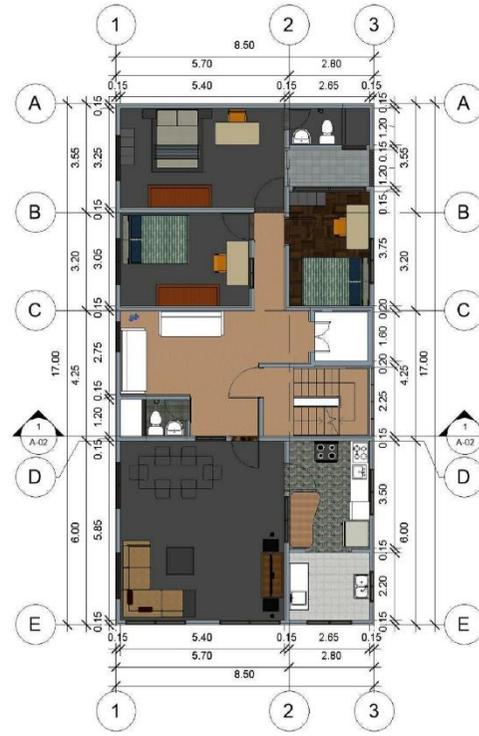
UNIVERSIDAD PERUANA UNIÓN FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA E.P. Ingeniería Civil			
PROYECTO: Departamento de forma cuadrada: 5, 10 y 15 pisos			
PLANO: Plantas	ESPECIALIDAD: Arquitectura	LÁMINA: A-01	
DIBUJADO POR: Bach. Félix Ticona Candia	REVISADO POR: Ing. Herson Duberly Pari Cusi		
LUGAR: Juliaca	FECHA: Febrero de 2019	ESCALA: 1 : 200	



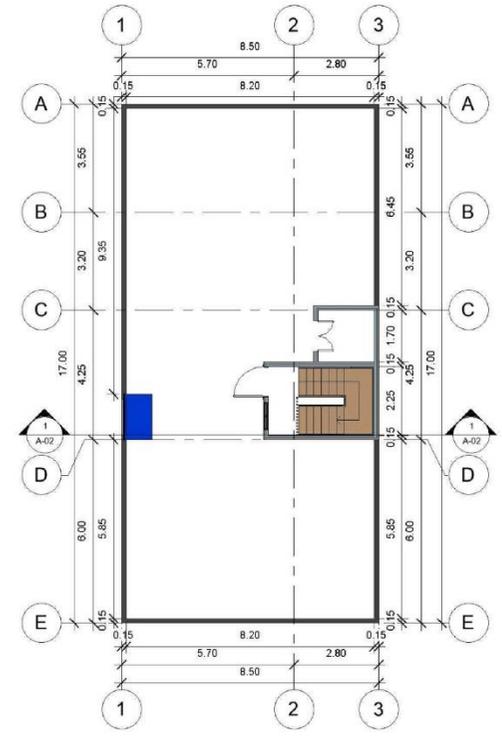
1 Planta - 1° Piso
1 : 200



2 Planta - 2° Piso
1 : 200



3 Planta Típica
1 : 200

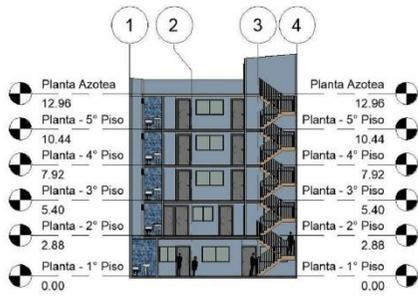


4 Planta Azotea
1 : 200

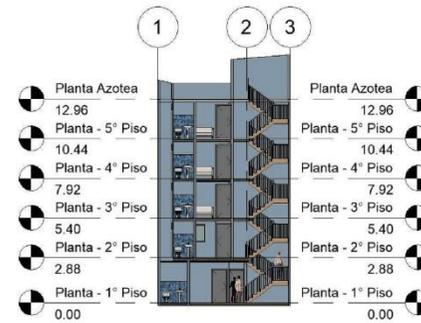


UNIVERSIDAD PERUANA UNIÓN
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
E.P. Ingeniería Civil

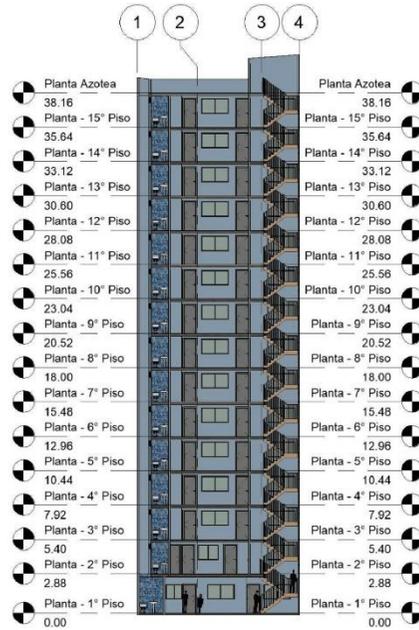
PROYECTO: Departamento de forma rectangular: 5, 10 y 15 pisos		
PLANO: Plantas	ESPECIALIDAD: Arquitectura	LÁMINA: A-02
DIBUJADO POR: Bach. Félix Ticona Candia	REVISADO POR: Ing. Herson Duberly Pari Cusi	
LUGAR: Juliaca	FECHA: Febrero de 2019	ESCALA: 1 : 200



1 Sección A-A - Cuadrada: 5 Pisos



4 Sección A-A - Rectangular: 5 Pisos



3 Sección A-A - Cuadrada: 15 Pisos



2 Sección A-A - Cuadrada: 10 Pisos



5 Sección A-A - Rectangular: 10 Pisos



6 Sección A-A - Rectangular: 15 Pisos



UNIVERSIDAD PERUANA UNIÓN
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
E.P. Ingeniería Civil

PROYECTO: Departamento de forma cuadrada y rectangular: 5, 10 y 15 pisos		
PLANO: Secciones	ESPECIALIDAD: Arquitectura	LÁMINA: A-03
DIBUJADO POR: Bach. Félix Ticona Candia	REVISADO POR: Ing. Herson Duberly Pari Cusi	
LUGAR: Juliaca	FECHA: Febrero de 2019	ESCALA:



1 Vista 3D - Cuadrada: 5 Pisos



4 Vista 3D - Rectangular: 5 Pisos



3 Vista 3D - Cuadrada: 15 Pisos



5 Vista 3D - Rectangular: 10 Pisos



2 Vista 3D - Cuadrada: 10 Pisos



6 Vista 3D - Rectangular: 15 Pisos



UNIVERSIDAD PERUANA UNIÓN
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
E.P. Ingeniería Civil

PROYECTO: Departamento de forma cuadrada y rectangular: 5, 10 y 15 pisos		
PLANO: Vistas 3D	ESPECIALIDAD: Arquitectura	LÁMINA: A-04
DIBUJADO POR: Bach. Félix Ticona Candia	REVISADO POR: Ing. Herson Duberly Pari Cusi	
LUGAR: Juliaca	FECHA: Febrero de 2019	ESCALA: