



**Pontificia Universidad
Católica del Ecuador**

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR

FACULTAD DE INGENIERÍA

**MAESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL CON MENCIÓN EN ESTRUCTURAS
SISMORRESISTENTES**

**TRABAJO PREVIO A LA OBTENCION DEL TÍTULO DE
MAGISTER EN INGENIERÍA CIVIL CON MENCIÓN EN ESTRUCTURAS
SISMORRESISTENTES**

TEMA:

**EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS IRREGULARES
DE HORMIGÓN ARMADO CONSIDERANDO EFECTOS DE INTERACCIÓN
SUELO-ESTRUCTURA: RECOMENDACIONES PARA EL DISEÑO SISMO
RESISTENTE**

Tutor: Ing. Juan Sebastián Baquero Mosquera

Autor: Ing. William Daniel Bayas Guerrero

Índice de Contenido

1. Capítulo I. Introducción	16
1.1. Justificación	16
1.2. Planteamiento del problema estructural	17
1.3. Objetivos	19
1.3.1. Objetivo general	19
1.3.2. Objetivos específicos	19
1.4. Alcances y limitaciones del estudio	19
1.5. Hipótesis técnica	21
2. Capítulo II. Revisión bibliográfica y fundamentos teóricos	21
2.1. Estado del arte sobre evaluación sísmica de estructuras irregulares	21
2.2. Fundamentos del comportamiento sísmico en hormigón armado	27
2.2.1. Respuesta Dinámica Estructural ante Sismos	27
2.2.2. Rigidez, Amortiguamiento y Modos de Vibración	28
2.2.3. Influencia del Tipo de Excitación Sísmica	29
2.2.4. Irregularidades estructurales en planta y elevación	30
2.2.5. Clasificación normativa y su influencia en el comportamiento sísmico ...	30
2.2.6. Concentración de esfuerzos inducida por irregularidades	31
2.2.7. Torsión estructural: amplificación y consecuencias dinámicas	32
2.2.8. Métodos de análisis sísmico: LSP, LDP, NSP, NDP	33
2.2.9. Interacción suelo-estructura (ISS)	37
2.3. Normativa técnica aplicable (NEC-15, ASCE-7, ASCE-41)	38
2.3.1. Principales requisitos para estructuras irregulares	38
2.3.2. Enfoques de diseño frente a evaluación	39
2.3.3. Análisis por niveles de desempeño y espectros de respuesta	40
2.3.4. Modelación y simulación estructural en ingeniería sísmica	42
3. Capítulo III: Metodología	46
3.1. Arquetipo	46

3.2.	Ubicación de las estructuras.....	46
3.3.	Características generales de las estructuras	47
3.4.	Caracterización de los materiales	47
3.4.1.	Hormigones	47
3.4.2.	Acero.....	48
3.5.	Características del suelo.....	48
3.6.	Consideraciones de diseño.....	56
3.6.1.	Procedimientos lineales.....	56
3.6.2.	Procedimientos no lineales	60
3.6.3.	Interacción suelo estructura.....	70
4.	Capitulo IV: Implementación De Los Modelos.....	78
4.1.	Tipos de estructura y cargas consideradas.....	78
4.2.	Espectros NEC	78
4.2.1.	Espectro para análisis	78
4.2.2.	Espectros objetivo para análisis no lineal	80
4.3.	Simulación en OpenSeesPy	82
4.3.1.	Análisis lineal.....	82
4.3.2.	Análisis NSP.....	82
4.3.3.	Análisis NDP.....	83
5.	Capitulo V: Análisis de Resultados	84
5.1.	Resultados análisis lineal vs resortes lineales para interacción suelo estructura 84	
5.1.1.	Variable período con resortes lineales	84
5.1.2.	Variable participación modal.....	89
5.1.3.	Variable desplazamiento y derivas	91
5.1.4.	Fuerzas internas en los elementos	95
5.2.	Resultados análisis no lineal NSP vs resortes no lineales monotónicos	99
5.2.1.	Variable período con resortes no lineales	99

5.2.2.	Curvas de capacidad	102
5.2.3.	Curvas demostrativas de resortes	105
5.3.	Resultados análisis no lineal NDP vs resortes no lineales con degradación cíclica.....	107
5.3.1.	Variable período	107
5.3.2.	Variable participación modal.....	111
5.3.3.	Variable desplazamiento y derivas	112
5.3.4.	Variable fuerzas internas en los elementos	117
5.3.5.	Curvas demostrativas de resortes	120
6.	Capítulo VI: Conclusiones.....	122
7.	Capítulo VII: Recomendaciones.....	123
8.	Capítulo VIII: Referencias	124
9.	Capitulo IX: Anexos	128

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Tipos de edificaciones irregulares.....	46
Figura 2: Zonas del distrito metropolitano de Quito y la clasificación del suelo de acuerdo a la norma ecuatoriana de la construcción NEC-15	49
Figura 3: Zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona z	57
Figura 4: Espectro elástico de aceleraciones	59
Figura 5: Señales sísmicas escaladas individualmente suelo tipo D, 4 niveles	62
Figura 6: Señales sísmicas escalas en grupo suelo tipo D, 4 niveles.....	62
Figura 7: Señales sísmicas escalas individualmente suelo tipo E, 4 niveles	62
Figura 8: Señales sísmicas escalas en grupo suelo tipo E, 4 niveles.....	63
Figura 9: Comparación espectro objetivo NEC-15 suelo D y E vs Espectro promedio de señales sísmicas, 4 niveles.....	64
Figura 10: Señales sísmicas escaladas individualmente suelo tipo D, 6 niveles	65
Figura 11: Señales sísmicas escaladas en grupo suelo tipo D, 6 niveles.....	65
Figura 12: Señales escaladas individualmente suelo tipo E, 6 niveles	66
Figura 13: Señales sísmicas escaladas en grupo suelo tipo E, 6 niveles	66
Figura 14: Comparación espectro objetivo NEC-15 suelo D y E vs Espectro promedio de señales sísmicas, 6 niveles.....	67
Figura 15: Señales sísmicas escaladas individualmente suelo tipo D, 8 niveles	68
Figura 16: Señales sísmicas escaladas en grupo suelo tipo D, 8 niveles.....	68
Figura 17: Señales sísmicas escaladas individualmente suelo tipo E, 8 niveles	69
Figura 18: Señales sísmicas escaladas en grupo suelo tipo E, 8 niveles.....	69
Figura 19: Comparación espectro objetivo NEC-15 suelo D y E vs Espectro promedio de señales sísmicas, 8 niveles.....	70
Figura 20: Zonas de intensidad para edificios regulares y edificios tipo L	71
Figura 21: Zonas de intensidad para edificios tipo T y edificios tipo C	71
Figura 22: Zonas de intensidad para edificios tipo I	72

Figura 23. Soluciones elásticas para la rigidez estática de zapatas rígidas en la superficie del terreno	75
Figura 24. Modificadores de rigidez dinámica y razones de amortiguamiento por radiación para zapatas rígidas (adaptado de Pais y Kausel, 1988).....	76
Figura 25. Factores de corrección por empotramiento para la rigidez estática de zapatas rígidas.....	76
Figura 26. Modificadores de rigidez dinámica y razones de amortiguamiento por radiación para zapatas empotradas (adaptado de Pais y Kausel, 1988).....	77
Figura 27. Espectro de diseño NEC-15 (amortiguamiento 5%)	79
Figura 28. Espectro de diseño NEC-15 (amortiguamiento 5%)	80
Figura 29. Espectro objetivo-suelo Tipo D.....	81
Figura 30. Espectro objetivo-suelo Tipo E.....	81
Figura 31. Tendencia de período estructural en función de la altura	85
Figura 32. Participación Masa Modal acumulada X (modelo lineal).....	90
Figura 33. Participación Masa Modal acumulada Y (modelo lineal).....	90
Figura 34. Participación Masa Modal acumulada Z (modelo lineal).....	90
Figura 35. Parámetros estadísticos deriva X, por tipo de suelo.....	92
Figura 36. Parámetros estadísticos deriva Y, por tipo de suelo.....	92
Figura 37. Perfiles de deriva sentido X, estructura 4, 4 niveles	93
Figura 38. Perfiles de deriva sentido X, estructura 4, 6 niveles	93
Figura 39. Perfiles de deriva sentido X, estructura 4, 8 niveles	94
Figura 40. Distribución del cortante V_y en columnas, 6NVVL_D_ESTR_2.....	96
Figura 41. Distribución del momento M_z en columnas, 6NVVL_D_ESTR_2	96
Figura 42. Distribución del cortante V_y en vigas, 6NVVL_D_ESTR_2.....	97
Figura 43. Distribución del cortante V_z en vigas, 6NVVL_D_ESTR_2.....	97
Figura 44. Distribución del axial N en columnas, 4NVVL_E_ESTR_4	98
Figura 45. Distribución del momento torsor T en columnas, 4NVVL_E_ESTR_4	98
Figura 46. Tendencia de período estructural en función de la altura	99

Figura 47. Curva de capacidad para suelos D modelos base fija y flexible sentido X	103
Figura 48. Curva de capacidad para suelos D modelos base fija y flexible sentido Y	103
Figura 49. Curva de capacidad para suelos E modelos base fija y flexible sentido X104	
Figura 50. Curva de capacidad para suelos E modelos base fija y flexible sentido Y104	
Figura 51. Respuesta lateral del resorte no lineal monotónico	105
Figura 52. Respuesta lateral del resorte no lineal monotónico	106
Figura 53. Respuesta vertical del resorte no lineal monotónico.....	106
Figura 54. Respuesta vertical del resorte no lineal monotónico.....	107
Figura 55. Tendencia de período estructural en función de la altura	108
Figura 56. Participación Masa Modal acumulada X (modelo lineal).....	111
Figura 57. Participación Masa Modal acumulada Y (modelo lineal).....	112
Figura 58. Participación Masa Modal acumulada Z (modelo lineal).....	112
Figura 59. Parámetros estadísticos por deriva X, por tipo de suelo.....	113
Figura 60. Parámetros estadísticos por deriva Y, por tipo de suelo.....	114
Figura 61. Perfiles de deriva sentido X, estructura 2, 4 niveles	115
Figura 62. Perfiles de deriva sentido X, estructura 2, 6 niveles	116
Figura 63. Perfiles de deriva sentido X, estructura 2, 8 niveles	116
Figura 64. Distribución del cortante V_y en columnas, 6NVVL_D_ESTR_2.....	117
Figura 65. Distribución del momento M_z en columnas, 6NVVL_D_ESTR_2	117
Figura 66. Distribución del cortante V_z en vigas, 6NVVL_D_ESTR_2.....	118
Figura 67. Distribución del momento M_z en vigas, 6NVVL_D_ESTR_2	118
Figura 68. Distribución del Axial N en columnas, 4NVVL_E_ESTR_0.....	119
Figura 69. Distribución del momento torsor T en vigas, 4NVVL_E_ESTR_0.....	119
Figura 70. Curva de respuesta lateral ante señal sísmica, sentido X	120
Figura 71. Curva de respuesta lateral ante señal sísmica, sentido Y	120
Figura 72. Curva de respuesta global vertical ante señal sísmica	121
Figura 73. Curva de respuesta individual vertical ante señal sísmica.....	121

Figura 74. Perfiles de deriva X, estructura 0, 4 niveles.....	128
Figura 75. Perfiles de deriva X, estructura 0, 6 niveles.....	128
Figura 76. Perfiles de deriva X, estructura 0, 8 niveles.....	129
Figura 77. Perfiles de deriva Y, estructura 0, 4 niveles.....	129
Figura 78. Perfiles de deriva Y, estructura 0, 6 niveles.....	130
Figura 79. Perfiles de deriva Y, estructura 0, 8 niveles.....	130
Figura 80. Perfiles de deriva X, estructura 1, 4 niveles.....	131
Figura 81. Perfiles de deriva X, estructura 1, 6 niveles.....	131
Figura 82. Perfiles de deriva X, estructura 1, 8 niveles.....	132
Figura 83. Perfiles de deriva Y, estructura 1, 4 niveles.....	132
Figura 84. Perfiles de deriva Y, estructura 1, 6 niveles.....	133
Figura 85. Perfiles de deriva Y, estructura 1, 8 niveles.....	133
Figura 86. Perfiles de deriva X, estructura 2, 4 niveles.....	134
Figura 87. Perfiles de deriva X, estructura 2, 6 niveles.....	134
Figura 88. Perfiles de deriva X, estructura 2, 8 niveles.....	135
Figura 89. Perfiles de deriva Y, estructura 2, 4 niveles.....	135
Figura 90. Perfiles de deriva Y, estructura 2, 6 niveles.....	136
Figura 91. Perfiles de deriva Y, estructura 2, 8 niveles.....	136
Figura 92. Perfiles de deriva X, estructura 3, 4 niveles.....	137
Figura 93. Perfiles de deriva X, estructura 3, 6 niveles.....	137
Figura 94. Perfiles de deriva X, estructura 3, 8 niveles.....	138
Figura 95. Perfiles de deriva Y, estructura 3, 4 niveles.....	138
Figura 96. Perfiles de deriva Y, estructura 3, 6 niveles.....	139
Figura 97. Perfiles de deriva Y, estructura 3, 8 niveles.....	139
Figura 98. Perfiles de deriva X, estructura 4, 4 niveles.....	140
Figura 99. Perfiles de deriva X, estructura 4, 6 niveles.....	140
Figura 100. Perfiles de deriva X, estructura 4, 8 niveles.....	141
Figura 101. Perfiles de deriva Y, estructura 4, 4 niveles.....	141

Figura 102. Perfiles de deriva Y, estructura 4, 6 niveles.....	142
Figura 103. Perfiles de deriva Y, estructura 4, 8 niveles.....	142
Figura 104. Perfiles de deriva X, NDP, estructura 0, 4 niveles	143
Figura 105. Perfiles de deriva X, NDP, estructura 0, 6 niveles	143
Figura 106. Perfiles de deriva X, NDP, estructura 0, 8 niveles	144
Figura 107. Perfiles de deriva Y, NDP, estructura 0, 4 niveles	144
Figura 108. Perfiles de deriva Y, NDP, estructura 0, 6 niveles	145
Figura 109. Perfiles de deriva Y, NDP, estructura 0, 8 niveles	145
Figura 110. Perfiles de deriva X, NDP, estructura 1, 4 niveles	146
Figura 111. Perfiles de deriva X, NDP, estructura 1, 6 niveles	146
Figura 112. Perfiles de deriva X, NDP, estructura 1, 8 niveles	147
Figura 113. Perfiles de deriva Y, NDP, estructura 1, 4 niveles	147
Figura 114. Perfiles de deriva Y, NDP, estructura 1, 6 niveles	148
Figura 115. Perfiles de deriva Y, NDP, estructura 1, 8 niveles	148
Figura 116. Perfiles de deriva X, NDP, estructura 2, 4 niveles	149
Figura 117. Perfiles de deriva X, NDP, estructura 2, 6 niveles	149
Figura 118. Perfiles de deriva X, NDP, estructura 2, 8 niveles	150
Figura 119. Perfiles de deriva Y, NDP, estructura 2, 4 niveles	150
Figura 120. Perfiles de deriva Y, NDP, estructura 2, 6 niveles	151
Figura 121. Perfiles de deriva Y, NDP, estructura 2, 8 niveles	151
Figura 122. Perfiles de deriva X, NDP, estructura 3, 4 niveles	152
Figura 123. Perfiles de deriva X, NDP, estructura 3, 6 niveles	152
Figura 124. Perfiles de deriva X, NDP, estructura 3, 8 niveles	153
Figura 125. Perfiles de deriva Y, NDP, estructura 3, 4 niveles	153
Figura 126. Perfiles de deriva Y, NDP, estructura 3, 6 niveles	154
Figura 127. Perfiles de deriva Y, NDP, estructura 3, 8 niveles	154
Figura 128. Perfiles de deriva X, NDP, estructura 4, 4 niveles	155
Figura 129. Perfiles de deriva X, NDP, estructura 4, 6 niveles	155

Figura 130. Perfiles de deriva X, NDP, estructura 4, 8 niveles	156
Figura 131. Perfiles de deriva Y, NDP, estructura 4, 4 niveles	156
Figura 132. Perfiles de deriva X, NDP, estructura 4, 6 niveles	157
Figura 133. Perfiles de deriva X, NDP, estructura 4, 8 niveles	157

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Factores estructurales clave en la respuesta dinámica.....	27
Tabla 2. Efecto de la masa estructural sobre la dinámica sísmica.....	28
Tabla 3. Influencia de rigidez, amortiguamiento y modos en la respuesta	29
Tabla 4. Características sísmicas y su efecto sobre la estructura.....	30
Tabla 5. Comparación entre métodos de análisis sísmico	35
Tabla 6. Comparación entre NEC-15, ASCE-7 y ASCE-41 en estructuras irregulares	41
Tabla 7. Herramientas de simulación estructural en análisis sísmico	43
Tabla 8. Representación de no linealidades y cimentaciones en modelos estructurales	44
Tabla 9. Validación y calibración de modelos estructurales.....	44
Tabla 10. Características generales de las estructuras	47
Tabla 11. Tipos de estructuras	47
Tabla 12. Tipos de suelo	49
Tabla 13. Estratos de suelo tipo D, Vs180 m/s	50
Tabla 14. Estratos de suelo tipo D, Vs270.....	51
Tabla 15. Estratos de suelo tipo D, Vs360.....	52
Tabla 16. Estratos de suelo tipo E, Vs135.....	53
Tabla 17. Estratos de suelo tipo E, Vs150.....	54
Tabla 18. Estratos de suelo tipo E, Vs165.....	55
Tabla 19. Valor del factor de zona z	57
Tabla 20. Fa: Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto	58
Tabla 21. Fd: amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca.....	58
Tabla 22. Fs: comportamiento no lineal de los suelos	58
Tabla 23. Selección y escalamientos de sismos, estructuras 4 niveles	61
Tabla 24. Selección y escalamientos de sismos, estructuras 6 niveles	64
Tabla 25. Selección y escalamientos de sismos, estructuras 8 niveles	67

Tabla 26. Soil Hysteretic Damping Ratio, β_s	74
Tabla 27. Tipos de estructura y cargas consideradas.....	78
Tabla 28. Espectros generados suelo tipo D	78
Tabla 29. Espectros generados suelo tipo E	79
Tabla 30. Factor construcción espectro objetivo.....	80
Tabla 31. Parámetros estadísticos del período en función de la altura	84
Tabla 32. Comparación entre modelos base fija vs base flexible.....	85
Tabla 33. Parámetros estadísticos del período estructural por tipo de configuración..	89
Tabla 34. Parámetros estadísticos deriva, por tipo de suelo.....	91
Tabla 35. Parámetros estadísticos deriva, por tipo de niveles	94
Tabla 36. Parámetros estadísticos deriva, por tipo tipología.....	95
Tabla 37. Parámetros estadísticos del período en función de la altura	99
Tabla 38. Comparación entre modelos base fija vs base flexible.....	100
Tabla 39. Parámetros estadísticos del período estructural por tipo de configuración	102
Tabla 40. Parámetros estadísticos del período en función de la altura	107
Tabla 41. Comparación entre modelos base fija vs base flexible.....	108
Tabla 42. Parámetros estadísticos del período estructural por tipo de configuración	110
Tabla 43. Parámetros estadísticos deriva, por tipo de suelo.....	113
Tabla 44. Parámetros estadísticos deriva, por niveles.....	114
Tabla 45. Parámetros estadísticos deriva, por tipología	115

Agradecimiento

A dios por permitirme adentrarme en un nuevo mar de conocimientos. Por esos mensajes de motivación y ayuda inesperados.

A mis padres por apoyarme a pesar de los largos días de espera.

A mis hermanos por el apoyo y ayuda recibidos.

Al Ing. Sebastián Baquero por su paciencia y guía durante este período de análisis para la realización de este proyecto.

Dedicatoria

Dedico este escrito a Dios y mis padres por su esfuerzo y dedicación para darme esta oportunidad de mejorar, progresar y crecer como persona.

Resumen

Las edificaciones de hormigón armado son las más usadas en el Ecuador, las estructuras irregulares presentan un desafío para los profesionales en cuanto a su diseño y modelamiento. El presente proyecto tiene por objetivo la aplicación de la metodología de análisis interacción suelo estructura, la cual presenta una nueva forma de ver el comportamiento de las estructuras ante cargas sísmicas, para ello se han realizado análisis lineales y no lineales con el fin de determinar el desempeño de estructuras diseñadas con métodos clásicos.

Al comparar ambas metodologías de diseño se han hallado diferencias significativas en cuanto al comportamiento de las estructuras, específicamente en períodos, desplazamientos, derivas y fuerzas internas en los elementos. Ampliando la gama de consideraciones para el efectivo comportamiento de las estructuras. Con ello también se ve la importancia del estudio de suelos. Finalmente, la investigación permitió establecer que los análisis tiempo historia nos dan una respuesta favorable pero compleja de conseguir debido a los costos computacionales y limitaciones normativas.

Abstract

Reinforced concrete structures are the most widely used building type in Ecuador. However, irregular structures pose a significant challenge for professionals concerning their design and modeling. The primary objective of this project is to apply the Soil-Structure Interaction analysis methodology. This approach offers a new perspective on how structures behave under seismic loads. To achieve this, linear and non-linear analyses were conducted to determine the performance of structures initially designed using classical methods.

A comparison between both design methodologies has revealed significant differences in structural behavior, particularly in periods, displacements, drifts, and internal forces on the elements. This significantly broadens the range of considerations required for effective structural performance. Furthermore, it highlights the critical importance of soil investigation. Finally, the research established that time-history analyses provide a favorable yet complex solution to obtain, primarily due to computational costs and regulatory limitations.

1. Capítulo I. Introducción

1.1. Justificación

El análisis del comportamiento estructural de edificaciones sometidas a cargas sísmicas constituye una necesidad ineludible en contextos urbanos de alta vulnerabilidad. En el caso particular de los edificios de hormigón armado con irregularidades geométricas, el riesgo estructural se ve significativamente incrementado debido a la complejidad de sus respuestas dinámicas, la concentración de esfuerzos y la generación de mecanismos de colapso prematuros. Esta condición se agrava cuando se introducen variables como la interacción suelo-estructura, que modifica los parámetros globales del sistema, altera la distribución de las fuerzas internas y compromete los supuestos lineales tradicionalmente empleados en el diseño (Quispillo, 2022)..

A pesar de los avances normativos internacionales, persisten vacíos técnicos en la aplicación efectiva de criterios de desempeño. Documentos de referencia como el ASCE-7 y la NEC-15, aunque robustos en cuanto a lineamientos mínimos, presentan limitaciones para garantizar un comportamiento aceptable en estructuras no regulares. La normativa ASCE-41, centrada en el enfoque de desempeño, exige una comprensión más profunda del fenómeno dinámico, particularmente cuando las condiciones del suelo interactúan con la rigidez, ductilidad y masa de la edificación. Esta realidad exige una revisión crítica de los métodos empleados en el diseño estructural convencional y la integración de herramientas más representativas de la realidad física.

El presente trabajo cobra relevancia al utilizar procedimientos poco familiares para la práctica profesional actual de nuestro país. En este contexto, el uso de simulaciones computacionales mediante software especializado permite construir una base de datos técnica que supera las limitaciones de los modelos idealizados, ofreciendo una representación más cercana al comportamiento real de las edificaciones irregulares sometidas a acciones sísmicas severas.

Por otra parte, en el contexto ecuatoriano, la escasa disponibilidad de estudios aplicados sobre interacción suelo-estructura en edificaciones existentes constituye una brecha de los fundamentos teóricos y su transición a la práctica que debe ser abordada con urgencia. La generación de conocimiento local sobre el desempeño estructural bajo condiciones sísmicas propias del entorno geotécnico nacional permitirá orientar mejores prácticas de diseño y rehabilitación, reducir la vulnerabilidad urbana y optimizar los recursos estructurales mediante decisiones de ingeniería basadas en evidencia.

En definitiva, esta investigación no solo busca contrastar lo estipulado por la normativa con los resultados empíricos de simulación, sino también fundamentar una propuesta técnica que responda a la complejidad de los escenarios sísmicos contemporáneos, particularmente en estructuras de geometría irregular donde el comportamiento dinámico exige una visión más integral del fenómeno estructural.

1.2. Planteamiento del problema estructural

La práctica común en el análisis estructural mostrada en los últimos años en el Ecuador, ha sido asumir una base rígida como modelo de apoyo de la edificación. Esta simplificación, aunque útil para ciertos contextos, no refleja las condiciones reales del suelo, especialmente en entornos urbanos emplazados sobre estratos deformables. Ignorar la interacción suelo-estructura (ISE) puede derivar en estimaciones erróneas de desplazamientos, fuerzas internas y demandas sísmicas, lo que a su vez compromete la seguridad estructural y el desempeño esperado de las edificaciones.

Los estudios recientes revelan que al considerar la ISE en edificaciones de hormigón armado, los períodos de vibración pueden incrementarse hasta en un 46 %, con un aumento proporcional de las derivas y deformaciones, especialmente en estructuras ubicadas sobre suelos blandos (Quispillo, 2022). Esta diferencia no es menor: en situaciones de evento sísmico, tales variaciones implican que la edificación experimente demandas mayores a las previstas en modelos tradicionales. El fenómeno se ha observado en contextos urbanos diversos. Por ejemplo, en estudios realizados en

Ciudad de México, la ISE fue responsable de hasta un 54,8 % del desplazamiento total en azotea (Quispillo, 2022).

En Moquegua, Perú, región de alta actividad sísmica, los modelos estructurales que incorporan ISE evidencian mayores desplazamientos laterales y menores rigideces en comparación con modelos de base empotrada, afectando no solo la seguridad, sino también la funcionalidad y la vida útil de la edificación (Huaraya & Parra, 2025). A pesar de la existencia de normativa como la NEC-SE y la NTP E.030, que reconocen la influencia del suelo en la respuesta sísmica, la práctica profesional continúa minimizando su inclusión en el diseño estructural de proyectos de infraestructura educativa, hospitalaria y residencial.

Esta omisión es crítica si se considera que una proporción significativa de edificaciones en ciudades intermedias de Ecuador y Perú se levanta sobre suelos de tipo C y D, clasificados como suelos rígidos deformables y semiblandos, respectivamente (Aguilar & Rivas, 2017, como se citó en Quispillo, 2022). A pesar de ello, muchas de estas estructuras se diseñan sin modelar adecuadamente la flexibilidad del suelo, desestimando la alteración que este introduce sobre la demanda estructural.

Lo anterior evidencia una contradicción entre la teoría normativa y la práctica profesional. Mientras la NEC-15 y el ATC-40 insisten en el análisis no lineal para evaluación de desempeño, en la realidad de campo persiste el uso de simplificaciones inadecuadas. Por tanto, surge la necesidad de una investigación que confronte empíricamente ambas aproximaciones y cuantifique el impacto real de incorporar la ISE en el análisis estructural de edificaciones típicas, a través de modelos comparativos precisos, con base en el comportamiento sísmico de estructuras sometidas a diferentes condiciones de apoyo.

1.3. Objetivos

1.3.1. Objetivo general

Proponer procedimientos complementarios a los prescritos por las normas de diseño con el fin de lograr comportamientos adecuados en estructuras irregulares de hormigón, tomando en consideración los efectos de la interacción suelo-estructura.

1.3.2. Objetivos específicos

- Evaluar el desempeño sísmico de estructuras de hormigón con irregularidades, a través de simulaciones ante distintos eventos.
- Identificar si los requerimientos establecidos en la normativa son suficientes para lograr el correcto desempeño de las estructuras.
- Proponer el procedimiento de análisis estructural orientado a la evaluación del desempeño sísmico más adecuado de análisis de estructuras de hormigón armado, mediante la experimentación de diversas estructuras con irregulares en planta, con el fin de añadir criterios que no son tomados en consideración en la normativa.

1.4. Alcances y limitaciones del estudio

El presente trabajo se inscribe dentro de una línea investigativa técnico-analítica que busca evaluar el desempeño sísmico de edificaciones irregulares de hormigón armado a partir de comparaciones entre modelos con base rígida e interacción suelo-estructura (ISE). Su alcance se delimita al desarrollo de un conjunto de modelos estructurales representativos, sometidos a simulaciones no lineales bajo distintos escenarios de amenaza sísmica, conforme a lo establecido por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15) y documentos internacionales como el ASCE/SEI 41 y el ATC-40.

Uno de los principales aportes del estudio radica en demostrar la sensibilidad del comportamiento estructural ante la inclusión de la ISE en edificaciones con

irregularidades geométricas, mediante el uso de herramientas de modelación como OpenSees (Frank , Fenves, Scott, & Jeremic, 2000). En este sentido, se establecerá un sistema de comparación técnica entre desplazamientos máximos, derivas inter-piso, esfuerzos internos y períodos de vibración de cada uno de los modelos, con y sin flexibilidad en la base de cimentación. El análisis será ejecutado sobre una tipología estructural definida, bajo condiciones de carga gravitacional y sísmica representativas, permitiendo formular recomendaciones específicas para su incorporación en futuras revisiones normativas.

Sin embargo, la investigación se ve limitada por la imposibilidad de aplicar el estudio a edificaciones reales existentes debido a la ausencia de una base de datos pública de planos, características estructurales y estudios de suelos en el ámbito nacional. Por esta razón, los modelos empleados corresponden a configuraciones diseñadas específicamente para la investigación, a partir de criterios estructurales estandarizados. Esta limitación impone restricciones al alcance práctico inmediato de los resultados, aunque no compromete la validez técnica de las conclusiones, en tanto los modelos reproducen condiciones estructurales realistas y fundamentadas en experiencias previas de investigación (Quispillo Morocho, 2022; Huaraya & Parra, 2025).

Otro aspecto a considerar es que la evaluación se centrará en procedimientos no lineales estáticos (pushover), lo que implica prescindir de análisis dinámicos incrementales que, si bien aportan una aproximación más completa, exigen recursos computacionales y datos de entrada que sobrepasan los límites de esta investigación. Pese a ello, el análisis no lineal estático sigue siendo una herramienta robusta y ampliamente validada para fines comparativos y de diagnóstico de desempeño estructural (ATC-40, 1996; FEMA-440, 2005).

Finalmente, el estudio asume condiciones ideales en cuanto a la homogeneidad de materiales, conexiones estructurales sin degradación previa y condiciones de contorno

idealizadas. Tales supuestos constituyen una simplificación necesaria para centrar el análisis en la influencia directa del suelo sobre el comportamiento de la edificación.

1.5. Hipótesis técnica

La consideración explícita de la interacción suelo–estructura en el análisis sísmico de edificios irregulares de hormigón armado genera una respuesta estructural significativamente distinta (en términos de desplazamientos, derivas y nivel de desempeño) respecto al modelo convencional de base rígida, comprometiendo el cumplimiento normativo y la seguridad estructural prevista.

2. Capítulo II. Revisión bibliográfica y fundamentos teóricos

2.1. Estado del arte sobre evaluación sísmica de estructuras irregulares

En la tesis elaborada por Corral (2022), se desarrolló un estudio de riesgo sísmico enfocado en la evaluación estructural del edificio principal de la Universidad Católica de Santiago de Guayaquil (UCSG), una edificación con más de 50 años de antigüedad. El trabajo incorporó herramientas de simulación mediante ETABS y se basó en las directrices de la NEC-SE-RE para determinar el nivel de vulnerabilidad estructural. Se determinaron funciones de fragilidad para estimar el daño esperado ante distintos niveles de intensidad sísmica. Los resultados permitieron identificar zonas críticas de la edificación y la necesidad de aplicar medidas de rehabilitación estructural para cumplir con los criterios de desempeño exigidos por la normativa vigente.

Este análisis se vincula estrechamente con el presente estudio, ya que revela la importancia de considerar características estructurales preexistentes y condiciones particulares del emplazamiento al momento de evaluar el desempeño sísmico. Si bien el modelo utilizó una base rígida, los resultados obtenidos refuerzan la necesidad de incorporar la interacción suelo-estructura en futuras evaluaciones, especialmente en edificaciones con irregularidades geométricas y fundaciones asentadas sobre suelos blandos (Corral , 2022).

En el estudio de Aguiar y Serrano (2021) se realizó una evaluación de la peligrosidad sísmica del área urbana de Ambato, Ecuador, mediante un enfoque determinístico. El análisis consideró tres fallas geológicas ciegas (Ambato, Huachi y Totoras), utilizando seis modelos de predicción de movimiento fuerte, incluidos los de Zhao et al. (2016) y Campbell & Bozorgnia (2013). Se aplicaron métodos geofísicos y geotécnicos como MASW, perforaciones SPT, y análisis de velocidad de onda de corte (V_{s30}), permitiendo caracterizar perfiles de suelo tipo C, D y E. Posteriormente, se generaron espectros de aceleración horizontal en una malla de puntos espaciados cada 500 m. Los resultados derivaron en formas espectrales promedio (denominadas espectros 2020), las cuales se compararon con los espectros de diseño propuestos por la normativa ecuatoriana NEC-15, identificándose discrepancias importantes para suelos blandos, especialmente tipo E, donde se sugiere incrementar la plataforma de aceleración a 1.2 g.

Este trabajo representa un aporte técnico de alto valor para investigaciones que, como la presente, buscan incorporar la interacción suelo-estructura (ISS) en el análisis sísmico de edificaciones irregulares. La identificación de amplificaciones sísmicas en perfiles con períodos de vibración superiores a 0,6 s demuestra que el uso exclusivo de parámetros como V_{s30} o N60 puede ser insuficiente para predecir con precisión el comportamiento dinámico de una estructura, especialmente cuando está emplazada sobre suelos blandos con capacidad de amplificación significativa, lo cual refuerza la necesidad de integrar ISS en modelos estructurales avanzados (Aguiar & Serrano, 2021).

En el estudio de Orellana y Parra (2017), se evaluó el comportamiento sísmico de una edificación esencial de hormigón armado localizada en la ciudad de Cuenca, Ecuador. El edificio, de cuatro pisos y geometría simétrica, fue analizado mediante dos metodologías recomendadas por la Norma Ecuatoriana de la Construcción: el análisis estático no lineal (AENL) y el análisis dinámico no lineal (ADNL). Para ello, se modeló la estructura en condiciones representativas de construcciones antiguas, empleando el

software SAP2000. Se utilizó el método del espectro de capacidad (ATC 40) y la linealización equivalente (FEMA 440) para determinar el punto de desempeño estructural. Posteriormente, se aplicaron registros sísmicos sintéticos representativos de la región. Los resultados mostraron que, si bien la estructura no colapsó completamente, las vigas alcanzaron estados límites inaceptables, lo cual impide su funcionamiento post-sismo y evidencia una ductilidad global insuficiente.

La relevancia de este estudio radica en la implementación de metodologías modernas de evaluación estructural sobre edificaciones existentes. Sin embargo, su alcance se restringe a estructuras simétricas y no considera la interacción suelo-estructura ni la torsión en planta, factores determinantes en edificaciones irregulares. Los propios autores recomiendan replicar el análisis en zonas con condiciones geotécnicas distintas, como suelos blandos, para comprender mejor las variaciones en la respuesta estructural. En ese sentido, el estudio sirve como antecedente metodológico, pero evidencia la necesidad de integrar variables como la irregularidad geométrica y la respuesta del terreno en futuras investigaciones sobre evaluación sísmica.

En el estudio de García (García, 2025), se examinó la aplicación del diseño por desempeño sísmico (DPD) en estructuras de concreto, particularmente en edificaciones colombianas sometidas a condiciones sísmicas relevantes. El autor desarrolló un análisis comparativo entre métodos prescriptivos y el enfoque por desempeño, tomando como base tres casos reales: un edificio residencial en Bogotá, un hospital general en Cali y una torre de oficinas en San Francisco. En estos estudios, se implementaron herramientas como ETABS y SAP2000 para realizar análisis no lineales avanzados. Los resultados evidenciaron que el uso del DPD permitió no solo identificar elementos estructurales críticos, sino también aplicar refuerzos específicos que mejoraron la capacidad de respuesta ante eventos sísmicos. En particular, el caso del hospital de Cali demostró la efectividad del enfoque al garantizar la continuidad operativa postevento mediante la integración de estándares FEMA P-58.

El análisis presentado resulta particularmente pertinente para investigaciones centradas en estructuras irregulares, ya que los ejemplos abordados incluyen edificaciones con geometrías y funcionalidades diversas. La inclusión de edificaciones críticas como hospitales resalta la relevancia de evaluar tanto el comportamiento estructural como las implicaciones operativas posevento. Este enfoque permite no solo una mejor distribución de esfuerzos y refuerzos, sino también la anticipación de fallas específicas en estructuras con discontinuidades en planta o elevación, condición frecuente en edificaciones irregulares. Aunque el estudio no se enfocó de manera exclusiva en la interacción suelo-estructura, sí empleó análisis no lineales que incorporan efectos de flexibilidad y ductilidad material, herramientas fundamentales para abordar la respuesta sísmica de estructuras con irregularidades geométricas o de rigidez.

En el estudio de Ulcuango y Haro (2023), se evaluó el desempeño sísmico de un sistema dual de hormigón armado sometido a diferentes niveles de irregularidad torsional, mediante la construcción y análisis de tres arquetipos con niveles progresivos de IT (1.0, 1.2 y 1.4). La investigación, desarrollada en la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, implementó modelos no lineales calibrados con ensayos experimentales y ejecutó análisis estáticos y dinámicos incrementales (IDA) utilizando registros sísmicos de la base PEER. La modelación se llevó a cabo en SeismoStruct y OpenSees, aplicando elementos tipo fibra (infrmFB) con formulación basada en fuerzas. Se evaluaron derivas de piso y deformaciones unitarias como parámetros de demanda, elaborándose curvas de fragilidad para niveles de desempeño estructural: ocupación inmediata, seguridad de vida y prevención de colapso. Los resultados mostraron un aumento significativo en las sollicitaciones locales y globales con el incremento de la IT, y una mayor probabilidad de colapso estructural en modelos con $IT \geq 1.4$, que alcanzaron hasta un 31,60 % de probabilidad de colapso frente al sismo máximo considerado.

Este trabajo ofrece una referencia directa y metodológicamente robusta para investigaciones centradas en estructuras irregulares, al validar cómo pequeñas variaciones geométricas pueden amplificar sustancialmente la demanda sísmica. Si bien el estudio no aborda explícitamente la interacción suelo-estructura, la sofisticación de los modelos analíticos empleados, junto con la calibración experimental, permiten asumir una aproximación indirecta a condiciones de flexibilidad base, especialmente relevantes cuando se trasladan estos hallazgos a contextos de cimentaciones deformables o estructuras sobre suelos blandos, donde los efectos de torsión se ven amplificados por la interacción con el sustrato.

En el estudio de Huaraya y Parra (2025), se evaluó el desempeño sísmico de un centro educativo dual de tipo antiguo ubicado en la ciudad de Moquegua, Perú, utilizando el enfoque de análisis no lineal estático bajo la normativa técnica peruana E.030. Se modelaron dos condiciones de base: empotrada y flexible, sobre el módulo 2 de la institución educativa Nuestra Señora del Carmen, considerando la vulnerabilidad del sistema de albañilería confinada. Para ello, se emplearon modelos tridimensionales con elementos tipo hinge y fibra, integrando propiedades no lineales de materiales y detallando el comportamiento de las rótulas plásticas. La investigación incorporó el uso de tres metodologías para simular la interacción suelo-estructura mediante elementos tipo resorte (point spring y area spring) en zapatas, cimentación corrida y platea. Se analizó el comportamiento estructural a través de curvas de capacidad, rigidez, ductilidad y derivas, revelando que la inclusión de base flexible generó mayores desplazamientos y distorsiones, con irregularidades torsionales más marcadas y una reducción significativa en los márgenes de seguridad estructural.

La convergencia de evidencia académica confirma que las edificaciones con irregularidades geométricas presentan respuestas dinámicas significativamente alteradas cuando se incorpora la interacción suelo-estructura (ISS) en los modelos estructurales. Investigaciones como las de Corral (2022) y Aguiar y Serrano (2021)

destacan, desde diferentes enfoques, la relevancia de considerar tanto las condiciones de emplazamiento como la configuración estructural al momento de predecir el desempeño sísmico. La omisión de la flexibilidad del suelo puede ocultar vulnerabilidades críticas, incluso en edificaciones con aparente regularidad, especialmente si están localizadas sobre suelos blandos o presentan concentraciones de masa y rigidez en determinados niveles. En este sentido, el estudio de Huaraya y Parra (2025) constituye una referencia fundamental al incorporar explícitamente condiciones de cimentación flexible, demostrando un incremento notable en derivas, distorsiones y pérdidas de rigidez globales frente a modelos empotrados.

A esta línea de argumentación se suman estudios como los de García (2025), Ulcuango y Haro (2023), y Orellana y Parra (2017), que si bien no abordan directamente la ISS, revelan cómo las irregularidades, tanto en planta como en altura, modifican la distribución de demandas internas, reducen los márgenes de seguridad estructural y amplifican el riesgo de colapso en zonas críticas. La ausencia de ISS en sus modelaciones representa una limitación metodológica relevante, dado que en contextos de cimentaciones sobre estratos deformables, los efectos de torsión y desplazamientos laterales tienden a intensificarse. Estos hallazgos refuerzan la necesidad de avanzar hacia modelos analíticos integradores, capaces de capturar la interacción compleja entre geometría estructural, flexibilidad del terreno y dinámica sísmica, especialmente en edificaciones que no cumplen con criterios normativos de regularidad.

Este estudio ofrece una contribución directa al análisis de estructuras irregulares al incorporar explícitamente la interacción suelo-estructura mediante la modelación comparativa de condiciones de apoyo. La utilización de diferentes grados de libertad y formulaciones para simular la respuesta del terreno demuestra cómo la rigidez del sistema de cimentación influye en el comportamiento global ante cargas sísmicas.

2.2. Fundamentos del comportamiento sísmico en hormigón armado

2.2.1. Respuesta Dinámica Estructural ante Sismos

Comprender cómo responde una estructura frente a solicitaciones sísmicas supone atender al comportamiento dinámico de un sistema físico complejo, en el que interactúan variables mecánicas internas y estímulos externos de alta variabilidad. Esta respuesta no es uniforme ni lineal, sino que se ve condicionada por la relación entre masa, rigidez, amortiguamiento y modos de vibración, así como por la naturaleza específica del sismo. Desde el punto de vista ingenieril, estudiar estos factores es esencial para anticipar deformaciones, evaluar posibles daños y diseñar mecanismos de protección eficaces.

Tabla 1. Factores estructurales clave en la respuesta dinámica

Parámetro	Descripción técnica	Rol en la respuesta sísmica
Masa	Cantidad de materia contenida en la estructura	Define la magnitud de fuerzas inerciales
Rigidez	Relación entre carga aplicada y deformación resultante	Determina frecuencia natural y deformabilidad
Amortiguamiento	Capacidad para disipar energía oscilatoria	Reduce desplazamientos y aceleraciones
Modos de vibración	Formas naturales de oscilación estructural	Condicionan la amplificación dinámica y distribución de esfuerzos

Nota: Elaboración propia. Esta tabla resume los parámetros físicos estructurales que más inciden en la respuesta ante movimientos sísmicos, desde un enfoque dinámico.

La masa representa la resistencia de un cuerpo al cambio de velocidad, según la ley fundamental de la dinámica. En estructuras sometidas a aceleraciones sísmicas, esta propiedad se traduce directamente en fuerzas inerciales. Una masa mayor genera mayores demandas sísmicas, lo cual podría parecer negativo; sin embargo, esta misma

característica puede aprovecharse. El uso de amortiguadores de masa sintonizada (TMD) permite canalizar parte de la energía del movimiento hacia un dispositivo diseñado para oscilar en contrafase, logrando así reducir la amplitud de vibración de la estructura (Christie, et al., 2020). Hernández-Barrios et al. (2020) sostienen que este tipo de soluciones han demostrado efectividad especialmente en edificaciones altas y flexibles, donde los desplazamientos relativos son significativos.

Tabla 2. Efecto de la masa estructural sobre la dinámica sísmica

Característica de masa	Efecto directo sobre la estructura	Aplicaciones técnicas
Masa elevada	Aumenta fuerzas inerciales	Consideración en diseño sísmico
Masa controlada	Posibilita uso de TMD para control de vibración	Edificios altos, puentes

Nota: Elaboración propia. La masa no debe ser considerada solo como una carga pasiva, sino como un componente activo en estrategias de reducción de respuesta vibratoria.

2.2.2. Rigidez, Amortiguamiento y Modos de Vibración

La rigidez condiciona la frecuencia natural de oscilación del sistema. Modificaciones en este parámetro, ya sea por diseño o por daño estructural acumulado, alteran no solo la deformabilidad, sino también los modos de vibración. Estos últimos representan las formas características con que un sistema puede oscilar libremente, y su identificación es vital para evitar coincidencias desfavorables con las frecuencias predominantes del sismo. Según Kariuki et al. (2020), variaciones en la rigidez pueden desplazar los modos hacia zonas de mayor vulnerabilidad estructural.

El amortiguamiento, por su parte, permite disipar parte de la energía mecánica mediante fricción interna o a través de dispositivos especiales. Cuando el amortiguamiento es alto,

se reducen tanto los desplazamientos como las aceleraciones, lo que se traduce en menores exigencias para los elementos estructurales y no estructurales. Zhang y Li (2020) demuestran que materiales como el caucho de alta disipación, utilizado en apoyos sísmicos, tienen la capacidad de mejorar sustancialmente la respuesta dinámica de estructuras expuestas a sismos de gran intensidad.

Tabla 3. Influencia de rigidez, amortiguamiento y modos en la respuesta

Parámetro	Efecto estructural	Ejemplo de impacto
Rigidez	Modifica frecuencia natural y modos vibratorios	Pérdida de rigidez por daño reduce capacidad
Amortiguamiento	Disminuye aceleraciones y desplazamientos	Apoyos sísmicos con caucho de alta disipación
Modos de vibración	Determinan patrón de oscilación en distintos niveles	Coincidencia modal puede inducir resonancia

Nota: Elaboración propia. La combinación entre rigidez y amortiguamiento es determinante para evitar fenómenos destructivos como la resonancia estructural.

2.2.3. Influencia del Tipo de Excitación Sísmica

El contenido frecuencial del movimiento sísmico define en gran medida el tipo de respuesta estructural. Cuando la frecuencia dominante del sismo coincide con una de las frecuencias naturales de la estructura, se produce un fenómeno de resonancia que amplifica la respuesta de forma considerable. Christie et al. (2020) explican que este tipo de coincidencia espectral puede desencadenar daños severos incluso en estructuras que cumplen con los códigos de diseño.

La intensidad y duración del evento también juegan un rol determinante. Sismos prolongados o con múltiples pulsos de alta energía pueden inducir comportamientos no lineales, modificar los parámetros dinámicos y conducir a fallas progresivas. Gavras et

al. (2020) advierten que esta acumulación de daño puede no ser perceptible de inmediato, pero compromete la capacidad estructural residual ante réplicas o eventos posteriores. Por último, la dirección del movimiento influye particularmente en estructuras irregulares, donde las distribuciones asimétricas de masa o rigidez generan respuestas diferenciadas en función de la orientación del sismo (Núñez, Aguayo, & Herrera, 2020).

Tabla 4. Características sísmicas y su efecto sobre la estructura

Característica del sismo	Efecto dinámico sobre la estructura	Riesgos asociados
Frecuencia dominante	Posibilidad de la amplificación dinámica	Amplitud elevada de vibración
Alta intensidad	Induce deformaciones significativas	Riesgo de falla estructural
Larga duración	Acumulación de daño, degradación progresiva	Reducción de rigidez, colapso progresivo
Dirección variable	Activación de modos torsionales o irregulares	Fallos localizados por asimetría estructural

Nota: Elaboración propia. Las propiedades del sismo, más allá de su magnitud, deben ser consideradas en el diseño estructural, especialmente en zonas de alta sismicidad.

2.2.4. Irregularidades estructurales en planta y elevación

2.2.5. Clasificación normativa y su influencia en el comportamiento sísmico

La normativa sísmica vigente en distintas regiones del continente americano ha desarrollado criterios técnicos precisos para la clasificación de las irregularidades estructurales, tanto en planta como en elevación. La ASCE 7-16, junto con documentos técnicos como la FEMA P-2012 (2018), y normas nacionales como la NSR-10

(Colombia) o la E.030 (Perú), definen la irregularidad torsional como la condición en la que la deriva máxima en un entrepiso excede en al menos un 20 % la deriva promedio entre los extremos de dicho nivel. Cuando esta relación alcanza o supera el 1.4, se clasifica como irregularidad torsional extrema, una condición que demanda evaluaciones avanzadas mediante análisis dinámicos no lineales y restricciones de uso para edificaciones esenciales o en zonas de amenaza sísmica severa.

La Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS, 2015), aunque reconoce este tipo de irregularidad como parte del grupo de irregularidades horizontales, no impone restricciones adicionales para el caso de relaciones superiores a 1.4. Esta ausencia normativa puede conducir a subestimaciones en el diseño, especialmente en edificaciones con configuración no simétrica, donde la torsión es relevante. Como consecuencia, la respuesta dinámica se vuelve más compleja, los modos de vibración se alteran y los elementos estructurales enfrentan solicitaciones desiguales, afectando directamente la rigidez, ductilidad y capacidad de disipación de energía del sistema estructural.

2.2.6. Concentración de esfuerzos inducida por irregularidades

El efecto estructural más significativo asociado a las irregularidades en planta es la concentración de esfuerzos internos en zonas puntuales, fenómeno que incrementa la probabilidad de daño localizado y fallas progresivas. En el estudio de Ulcuango y Haro (2023), se identificó que al desplazar asimétricamente uno de los muros estructurales en un edificio de dieciséis niveles, el reparto de cortantes entre los muros cambió drásticamente. Con el aumento de la irregularidad torsional, se observó que un mismo muro absorbía hasta 1.74 veces más momento que su contraparte opuesta. Este fenómeno no solo modificó la distribución de esfuerzos, sino que también generó diferencias críticas en el desarrollo de deformaciones unitarias, principalmente en zonas de confinamiento y borde.

Los resultados obtenidos mediante modelos no lineales calibrados experimentalmente demostraron que las irregularidades en planta producen deformaciones diferenciales que afectan de forma directa la integridad del sistema. Las concentraciones de esfuerzo en elementos secundarios, como vigas de borde o columnas intermedias, son el resultado de una redistribución forzada de rigidez, derivada de la asimetría geométrica. La demanda sísmica se intensifica en dichos puntos, lo que justifica el uso de modelos tipo fibra con formulación basada en fuerzas, capaces de capturar el comportamiento inelástico local con mayor precisión.

2.2.7. Torsión estructural: amplificación y consecuencias dinámicas

La torsión estructural es una consecuencia directa de la irregularidad en planta, especialmente cuando existe un desfase entre el centro de masa y el centro de rigidez del sistema. Esta condición genera rotaciones adicionales que se superponen al desplazamiento lineal esperado, intensificando la demanda sísmica en elementos ubicados en las zonas más alejadas del eje torsional. En el caso de los modelos con $IT = 1.4$ analizados por Ulcuango y Haro (2023), se verificó un aumento de hasta el 31,60 % en la probabilidad de alcanzar el estado límite de colapso frente al sismo máximo considerado, mientras que en modelos con $IT = 1.0$ esta probabilidad fue de apenas 3,54 %, confirmando el impacto negativo de esta condición en el desempeño estructural.

La torsión también influye en el modo de vibración dominante, alterando la distribución de energía entre los grados de libertad del sistema. En estructuras con configuraciones simétricas, el movimiento principal es predominantemente traslacional. Sin embargo, ante una planta irregular, el sistema adopta componentes rotacionales que generan concentraciones dinámicas de energía difíciles de disipar. Esta condición se agrava cuando se combina con irregularidades en elevación, como discontinuidades de rigidez o cambios abruptos en la sección transversal, generando un efecto de acoplamiento dinámico que compromete la estabilidad global del edificio ante sollicitaciones sísmicas severas.

2.2.8. Métodos de análisis sísmico: LSP, LDP, NSP, NDP

La evaluación del comportamiento sísmico de una estructura puede abordarse mediante distintos procedimientos analíticos, seleccionados en función de la complejidad geométrica del sistema, el objetivo del análisis (diseño o diagnóstico), la intensidad esperada del evento sísmico y los requerimientos normativos vigentes. Los métodos comúnmente utilizados se clasifican en dos grandes categorías: lineales y no lineales, los cuales difieren en sus supuestos mecánicos, su capacidad predictiva y la naturaleza de los resultados obtenidos (Menjivar, de Paz, & Sunley, 2020).

El análisis estático lineal (LSP, por sus siglas en inglés: Linear Static Procedure) distribuye fuerzas laterales equivalentes a lo largo de la altura de la estructura, proporcionalmente a su masa y altura, considerando un espectro de diseño elástico reducido. La fuerza sísmica basal V se determina generalmente mediante la fórmula:

$$V = C_s \cdot W$$

donde C_s es el coeficiente sísmico y W el peso total de la estructura. Este método, aunque útil en estructuras regulares, resulta insuficiente para sistemas con irregularidades significativas.

Por su parte, el análisis dinámico lineal (LDP) modela la respuesta de la estructura frente a una excitación sísmica mediante un análisis modal espectral. Requiere la superposición de efectos modales (SRSS o CQC) y considera múltiples modos de vibración. La ecuación fundamental del sistema estructural multigrado de libertad es:

$$M\ddot{u}(t) + C\dot{u}(t) + Ku(t) = -M\ddot{u}_g(t)$$

donde M , C y K representan las matrices de masa, amortiguamiento y rigidez, respectivamente; $u(t)$ es el vector de desplazamientos relativos, y $\ddot{u}_g(t)$ la aceleración del suelo.

En escenarios donde se prevé un comportamiento inelástico significativo, se recurre al análisis estático no lineal (NSP), también conocido como *pushover*. Este método aplica cargas laterales incrementales hasta alcanzar el colapso, permitiendo identificar mecanismos de formación de rótulas plásticas y cuantificar la ductilidad estructural. La curva de capacidad obtenida se compara con la demanda sísmica a través del espectro de capacidad (ATC-40) o FEMA-440.

Finalmente, el análisis dinámico no lineal (NDP) constituye el procedimiento más realista y exigente computacionalmente. Simula en el dominio del tiempo la respuesta estructural frente a un registro sísmico representativo, integrando las ecuaciones del movimiento con comportamiento constitutivo no lineal. Permite observar desplazamientos, deformaciones, acumulación de daños y secuencia de fallas localizadas, siendo el más recomendable para estructuras irregulares o existentes con potencial de colapso parcial (Herrera, 2021).

Tabla 5. Comparación entre métodos de análisis sísmico

Método	Naturaleza	Modelo	No linealidad	Aplicaciones recomendadas	Requisitos	Limitaciones
LSP	Estático lineal	Fuerza lateral equivalente	No	Diseño preliminar de estructuras regulares	Espectro reducido, masa y altura	Inaplicable a estructuras irregulares o con modos superiores relevantes
LDP	Dinámico lineal	Análisis modal espectral	No	Diseño en estructuras medianamente complejas	Períodos modales, amortiguamiento, espectros	No capta deformaciones plásticas ni formación de rótulas
NSP	Estático no lineal	Carga lateral incremental	Sí	Evaluación de desempeño, identificación de puntos débiles	Curva de capacidad, rótulas plásticas	No considera efectos dinámicos, depende del patrón de carga
NDP	Dinámico no lineal	Integración paso a paso	Sí	Diagnóstico detallado, estructuras críticas o irregulares	Registros sísmicos, parámetros no lineales	Alta demanda computacional, sensibilidad al input sísmico

Nota. Elaboración propia. Estos métodos no son excluyentes entre sí, sino que forman parte de una progresión metodológica que permite aproximarse con diferentes niveles de precisión a la realidad física del comportamiento estructural. En el caso específico de edificaciones irregulares y su interacción con suelos blandos, solo los enfoques no lineales (NSP y NDP) permiten captar las complejidades dinámicas y las concentraciones de daño que los métodos lineales, por definición, subestiman.

La Escala de Richter, formalmente conocida como escala de magnitud local (ML), fue desarrollada en 1935 por Charles F. Richter como un método cuantitativo para medir la energía liberada por un sismo a partir del registro en un sismograma. Su formulación original fue pensada para sismos de baja a moderada magnitud, registrados en la región sur de California, con distancias epicentrales inferiores a 600 km. La magnitud ML se define como un logaritmo base 10 de la amplitud máxima del movimiento sísmico, corregida por la distancia epicentral:

$$ML = \log_{10}(A) - \log_{10}(A_0(\Delta))$$

donde A representa la amplitud máxima de la onda sísmica registrada (en micrómetros) y $A_0(\Delta)$ es una función de calibración que depende de la distancia Δ entre el sismógrafo y el epicentro. El carácter logarítmico de la escala implica que un incremento de una unidad corresponde a una liberación de energía aproximadamente 32 veces mayor.

Si bien la escala de Richter ha sido ampliamente superada por escalas modernas como la magnitud de momento (M_w) debido a sus limitaciones para medir terremotos de gran magnitud o aquellos registrados a grandes distancias, su utilidad persiste en contextos académicos e institucionales por su capacidad para transmitir de forma sencilla y rápida la severidad de un evento sísmico. En el ámbito del análisis estructural, su valor sirve como referencia inicial para estimar la intensidad del evento que puede afectar a una edificación, aunque no sea un parámetro de entrada directo en los modelos estructurales (Theurer, Velasco, Mora, Montenegro, & Cordova, 2017). En investigaciones sobre interacción suelo-estructura, como la presente, la magnitud Richter puede orientar la selección de escenarios sísmicos representativos y la calibración de registros históricos para simulaciones no lineales en estructuras irregulares.

2.2.9. Interacción suelo-estructura (ISS)

El comportamiento dinámico de una estructura no puede ser plenamente comprendido sin considerar las propiedades del medio que la soporta. La interacción suelo-estructura (ISS, por sus siglas en inglés) describe el fenómeno mediante el cual las características del terreno influyen en la respuesta sísmica de una edificación y viceversa. Este intercambio de energía entre la estructura y el suelo implica que ambos sistemas, tradicionalmente tratados de manera independiente, deben concebirse como un conjunto acoplado que responde en forma integrada frente a cargas dinámicas (Fernández, Fernández Lorenzo, & Cobelo Cristiá, 2023). Desde una perspectiva geotécnica, el suelo no actúa como una base rígida inerte, sino como un sistema elástico-deformable con capacidad de almacenar y disipar energía.

Los efectos de la ISS se manifiestan principalmente en el incremento del período fundamental de vibración, reducción de fuerzas internas en ciertos elementos y aumento de desplazamientos laterales y derivas de piso. Dichos efectos se amplifican en edificaciones asentadas sobre suelos blandos o en estructuras altas con baja rigidez basal. Estudios como el de Huaraya y Parra (2025) han demostrado que, al introducir flexibilidad en la base mediante modelación de cimentaciones deformables, las distorsiones globales de la edificación pueden superar los valores permitidos por la normativa, comprometiendo los niveles de desempeño estructural y la funcionalidad posevento. De este modo, la omisión de la ISS en el análisis sísmico, especialmente en edificaciones irregulares o críticas, puede derivar en una subestimación sistemática del riesgo estructural.

Para incorporar la interacción suelo-estructura en modelos estructurales, se recurre a representaciones mecánicas simplificadas del terreno mediante sistemas equivalentes de resortes lineales o no lineales. El modelo más utilizado es el de Winkler, en el cual la cimentación es apoyada sobre una serie de resortes verticales independientes que

simulan la rigidez del suelo en cada punto. La constante de rigidez k_s se determina generalmente a partir del módulo de balasto o mediante correlaciones con parámetros geotécnicos, como el módulo de elasticidad E_s y la presión admisible del terreno:

$$k_s = \frac{q}{\delta} \text{ o bien } k_s = \alpha \frac{E_s}{B}$$

Los modelos avanzados introducen resortes horizontales y rotacionales, aumentando los grados de libertad de la cimentación y permitiendo simular desplazamientos laterales y torsionales inducidos por el sismo. Para cimentaciones superficiales, como zapatas aisladas o losas de fundación, se puede emplear el modelo de resortes acoplados, que incorpora rigidez vertical k_v , horizontal k_h , rotacional k_θ y amortiguamiento correspondiente en cada dirección. En el dominio de la dinámica estructural, esta representación se incorpora en la matriz de rigidez global del sistema, modificando su espectro de respuesta y su comportamiento frente a cargas sísmicas transitorias.

En edificaciones irregulares, la ISS no solo amplifica la respuesta en zonas de concentración de masa o rigidez, sino que además puede introducir modos de vibración adicionales, tal como se ha señalado en investigaciones que destacan los efectos dinámicos de la interacción suelo-estructura sobre la respuesta global del sistema (Fernández, Fernández Lorenzo, & Cobelo Cristiá, 2023), o modificar la secuencia de formación de rótulas plásticas, alterando los mecanismos de colapso. Por ello, su consideración es indispensable en modelos no lineales tipo NSP y NDP, especialmente en simulaciones que buscan evaluar niveles de desempeño como ocupación inmediata, seguridad de vida o prevención de colapso.

2.3. Normativa técnica aplicable (NEC-15, ASCE-7, ASCE-41)

2.3.1. Principales requisitos para estructuras irregulares

Las estructuras irregulares presentan desafíos particulares frente a la acción sísmica, razón por la cual la normativa moderna establece disposiciones específicas para su análisis y diseño. En el caso ecuatoriano, la Norma Ecuatoriana de la Construcción

(NEC-15), en su capítulo “NEC-SE-DS”, define dos tipos de irregularidades: en planta y en elevación, con base en criterios geométricos, de rigidez, masa y discontinuidad. Entre los requisitos más relevantes se encuentra la exigencia de análisis dinámico modal para estructuras con irregularidad en planta mayor al 15 % o con discontinuidades torsionales extremas. La norma prohíbe expresamente el uso del método estático lineal (LSP) para edificaciones irregulares en zonas sísmicas de alto riesgo (Zonas 3 y 4), estableciendo la necesidad de incorporar modos superiores y acoplamientos torsionales en el análisis estructural.

La normativa ASCE/SEI 7-16, ampliamente utilizada como referencia internacional, introduce una clasificación detallada de irregularidades estructurales en su Tabla 12.3-1, especificando limitaciones para el uso de procedimientos simplificados. Para irregularidades severas, la norma obliga al empleo de análisis dinámico lineal o no lineal, y demanda que la relación entre los desplazamientos máximos torsionales y el desplazamiento promedio no supere ciertos umbrales, a fin de limitar distorsiones excesivas. Esta atención normativa a la configuración geométrica refleja el reconocimiento técnico de que la irregularidad amplifica efectos inerciales, produce concentración de esfuerzos y puede inducir mecanismos de colapso inesperados.

2.3.2. Enfoques de diseño frente a evaluación

Un aspecto central que distingue las normas ASCE-7 y ASCE-41 es su enfoque: mientras la primera se orienta al diseño de nuevas edificaciones, con base en fuerzas de corte equivalentes y factores de reducción por ductilidad, la segunda se centra en la evaluación de estructuras existentes mediante el concepto de desempeño. En la ASCE-7, la demanda sísmica se reduce por factores de comportamiento (R) que suponen un nivel de ductilidad inherente en el sistema estructural, lo cual puede llevar a subestimar las fuerzas reales si no se valida la capacidad inelástica del sistema. En cambio, ASCE-41 adopta un enfoque más riguroso, aplicando análisis no lineales que permiten

observar el desarrollo progresivo del daño y establecer si la estructura satisface niveles de desempeño específicos bajo escenarios de carga definidos.

La NEC-15, si bien está basada en el modelo prescriptivo del ASCE-7, reconoce la existencia de metodologías basadas en desempeño y permite su aplicación en proyectos especiales. No obstante, la carencia de lineamientos detallados para su implementación práctica limita su adopción generalizada. Por esta razón, investigaciones recientes promueven la incorporación de procedimientos como el análisis pushover, contemplado en ASCE-41 y FEMA 440, como herramienta válida para verificar el comportamiento de edificaciones irregulares, particularmente en procesos de rehabilitación estructural o revisión técnica posterior a eventos sísmicos.

2.3.3. Análisis por niveles de desempeño y espectros de respuesta

El enfoque por niveles de desempeño introducido por la ASCE-41 establece un marco sistemático para evaluar la capacidad estructural ante diferentes grados de sollicitación. Los niveles más comunes son: ocupación inmediata (IO), seguridad de vida (LS) y prevención de colapso (CP), cada uno asociado a una intensidad sísmica específica (frecuente, de diseño y máxima considerada). Para cada nivel se define una curva de capacidad estructural que se compara con un espectro de demanda, usualmente representado mediante un espectro de aceleración vs desplazamiento. Esta comparación permite determinar si la estructura satisface el desplazamiento objetivo sin exceder deformaciones admisibles o sin activar mecanismos frágiles.

En este contexto, el uso de espectros elásticos de diseño y espectros inelásticos de diseño ajustados, tales como los de tipo *reduced response spectrum* con coeficientes de reducción por ductilidad y sobrerresistencia, resulta insuficiente para el diagnóstico de edificaciones existentes con irregularidades. De ahí que la ASCE-41 y documentos técnicos como FEMA P-58 recomienden el uso de espectros de capacidad derivados del análisis estático no lineal, o bien el uso de registros acelerográficos reales para simulaciones dinámicas paso a paso. La incorporación de la interacción suelo-estructura

en estos modelos modifica la forma del espectro de respuesta efectivo, especialmente en suelos tipo D o E, extendiendo los períodos dominantes e incrementando la demanda de desplazamiento, lo cual refuerza la necesidad de adaptar los criterios normativos a las condiciones locales del emplazamiento.

Tabla 6. Comparación entre NEC-15, ASCE-7 y ASCE-41 en estructuras irregulares

Criterio	NEC-15	ASCE-7 (2016)	ASCE-41 (2017)
Enfoque normativo	Prescriptivo para diseño sísmico	Prescriptivo con énfasis en acción sísmica de diseño	Basado en niveles de desempeño y análisis no lineal
Aplicación principal	Diseño de edificaciones nuevas en Ecuador	Diseño de nuevas edificaciones en EE. UU. y adoptada internacionalmente	Evaluación y rehabilitación de estructuras existentes
Clasificación de irregularidades	Geométricas, de rigidez y de masa (en planta y elevación)	Tabla 12.3-1: cinco tipos de irregularidad en planta y elevación	Considera efectos por discontinuidades y se enfoca en su impacto en el desempeño
Método permitido para estructuras irregulares	Obliga análisis dinámico modal o no lineal	Obliga uso de análisis modal espectral o dinámico no lineal si hay irregularidad	Requiere análisis estático no lineal (NSP) o dinámico no lineal (NDP) según riesgo
Requisitos para torsión	Verificación obligatoria de desplazamientos torsionales	Cálculo y verificación del centro de rigidez y masa; límites de distorsión	Se analiza el efecto torsional a través de derivas en modelos no lineales
Tratamiento de la interacción suelo-estructura (ISS)	Consideración opcional y poco desarrollada	Requiere justificación si se omite en suelos tipo E o F	Puede incluirse mediante elementos elásticos o modelos de resorte con amortiguación

Instrumentación recomendada	Espectros de diseño elásticos (zona sísmica y tipo de suelo)	Espectros reducidos por ductilidad y sobrerresistencia	Espectros de capacidad, análisis de registros sísmicos reales
Niveles de desempeño estructural	No definidos explícitamente	No considerados formalmente	Ocupación inmediata (IO), seguridad de vida (LS) y prevención de colapso (CP)

Nota. Elaboración propia. Esta tabla permite visualizar cómo cada norma aborda las condiciones críticas en edificaciones irregulares. Mientras la NEC-15 mantiene un enfoque prescriptivo centrado en el cumplimiento geométrico y el tipo de análisis, la ASCE-7 introduce criterios más detallados sobre irregularidad y torsión, y la ASCE-41 avanza hacia una evaluación basada en comportamiento estructural, integrando variables como la degradación del material, la formación de rótulas y la respuesta no lineal dependiente del sismo.

2.3.4. Modelación y simulación estructural en ingeniería sísmica

La modelación computacional se ha consolidado como una herramienta indispensable en el análisis sísmico de edificaciones, particularmente cuando se requiere representar con fidelidad el comportamiento no lineal de estructuras irregulares sometidas a solicitaciones dinámicas complejas (Mesa, Álvarez, & Chávez Gómez, 2020). A través del uso de software especializado, es posible simular con precisión la interacción entre los componentes estructurales, las propiedades del material, las condiciones de apoyo y, en casos avanzados, los efectos del terreno mediante la incorporación de la interacción suelo–estructura.

Los procedimientos numéricos empleados permiten anticipar la respuesta estructural frente a distintos escenarios sísmicos, evaluar el nivel de desempeño esperado y validar soluciones de diseño o rehabilitación estructural. Para ello, resulta fundamental seleccionar herramientas que no solo admitan el modelado detallado de geometrías y cargas, sino que también permitan integrar no linealidades constitutivas, mecanismos de formación de daño y parámetros de rigidez variable en la cimentación (Prado, 2022). Adicionalmente, la correcta validación y calibración del modelo garantiza que los

resultados obtenidos no dependan exclusivamente de supuestos idealizados, sino que reflejen adecuadamente las condiciones reales de comportamiento de la estructura.

La presente tabla expone una comparación técnica entre los principales softwares utilizados en el modelado y análisis sísmico de estructuras. Se ha incluido tanto su enfoque operativo como sus capacidades específicas frente a acciones sísmicas, considerando además sus ventajas y limitaciones en entornos aplicados a estructuras irregulares.

Tabla 7. Herramientas de simulación estructural en análisis sísmico

Software	Enfoque principal	Capacidades sísmicas destacadas	Ventajas	Limitaciones
OpenSees	Análisis dinámico no lineal	Modelado con elementos tipo fibra, integración paso a paso, simulación ISS, materiales degradables	Alta flexibilidad, gratuito, precisión académica	Interfaz no gráfica, requiere conocimiento de programación
ETABS	Diseño estructural y análisis modal	Cálculo modal espectral, análisis pushover, generación de espectros y cargas sísmicas automáticas	Interfaz amigable, modelado rápido	Limitado en análisis no lineal complejo
SAP2000	Análisis estructural general	Modelado de estructuras irregulares, inclusión de resortes de cimentación, análisis dinámico lineal	Versátil para múltiples estructuras	Menor precisión para rótulas plásticas complejas

Nota. Elaboración propia. OpenSees, ETABS y SAP2000 representan herramientas con niveles diferenciados de complejidad. Su elección dependerá del grado de precisión requerido, la disponibilidad de datos geotécnicos y el tipo de análisis que se pretenda realizar (modal, pushover o dinámico no lineal).

Esta tabla resume las principales no linealidades consideradas en el análisis estructural avanzado, clasificándolas según su origen (geométrica, material, concentrada) y su

forma de representación computacional. Se incluye también la modelación de la interacción suelo-estructura mediante elementos de resorte.

Tabla 8. Representación de no linealidades y cimentaciones en modelos estructurales

Tipo de no linealidad	Descripción técnica	Modelo computacional típico	Software compatible
No linealidad geométrica	Considera grandes desplazamientos y rotaciones	Formulación P-Delta	ETABS, SAP2000, OpenSees
No linealidad material	Integra comportamiento histerético y daño progresivo	Modelo Mander, bilineal kinematic, constitutivo tipo fibra	OpenSees
No linealidad por rótulas plásticas	Modela concentraciones de deformación plástica localizadas en vigas y columnas	Asignación de rótulas según FEMA 356 o ASCE-41	ETABS, SAP2000, OpenSees
Cimentación flexible (ISS)	Simulación del terreno mediante resortes verticales, horizontales y rotacionales	Modelos tipo Winkler, Pasternak o elementos "Spring"	OpenSees, SAP2000

Nota. Elaboración propia. La adecuada representación de las no linealidades es crucial en edificaciones irregulares, donde la distribución inercial no uniforme puede inducir mecanismos de colapso anticipados. La inclusión de modelos de cimentación flexible es fundamental cuando se evalúan estructuras sobre suelos deformables.

La siguiente tabla describe las fases principales para validar y calibrar modelos estructurales en contextos de simulación sísmica. Cada etapa contempla objetivos técnicos específicos, variables a controlar y métodos usuales de ajuste, enfocados en lograr una representación realista del comportamiento estructural.

Tabla 9. Validación y calibración de modelos estructurales

Etapas del proceso	Objetivo técnico	Parámetros a verificar	Método de ajuste o comparación
Validación modal	Comparar modos propios con frecuencias naturales medidas (si se dispone)	Período fundamental, forma modal, masa efectiva	Comparación con datos in situ o literatura técnica

Verificación estática	Confirmar comportamiento ante cargas gravitacionales y laterales	Reacciones, desplazamientos, compatibilidad geométrica	Análisis estático previo y comparación con resultados
Calibración no lineal	Ajustar modelos a respuestas observadas o experimentales	Rigidez inicial, ductilidad, puntos de fluencia	Iteración sobre modelos de material o rótulas asignadas
Evaluación de desempeño	Comparar desplazamiento objetivo con curva de capacidad	Deriva, corte basal, secuencia de formación de rótulas	Método ATC-40, FEMA-440, espectros de capacidad

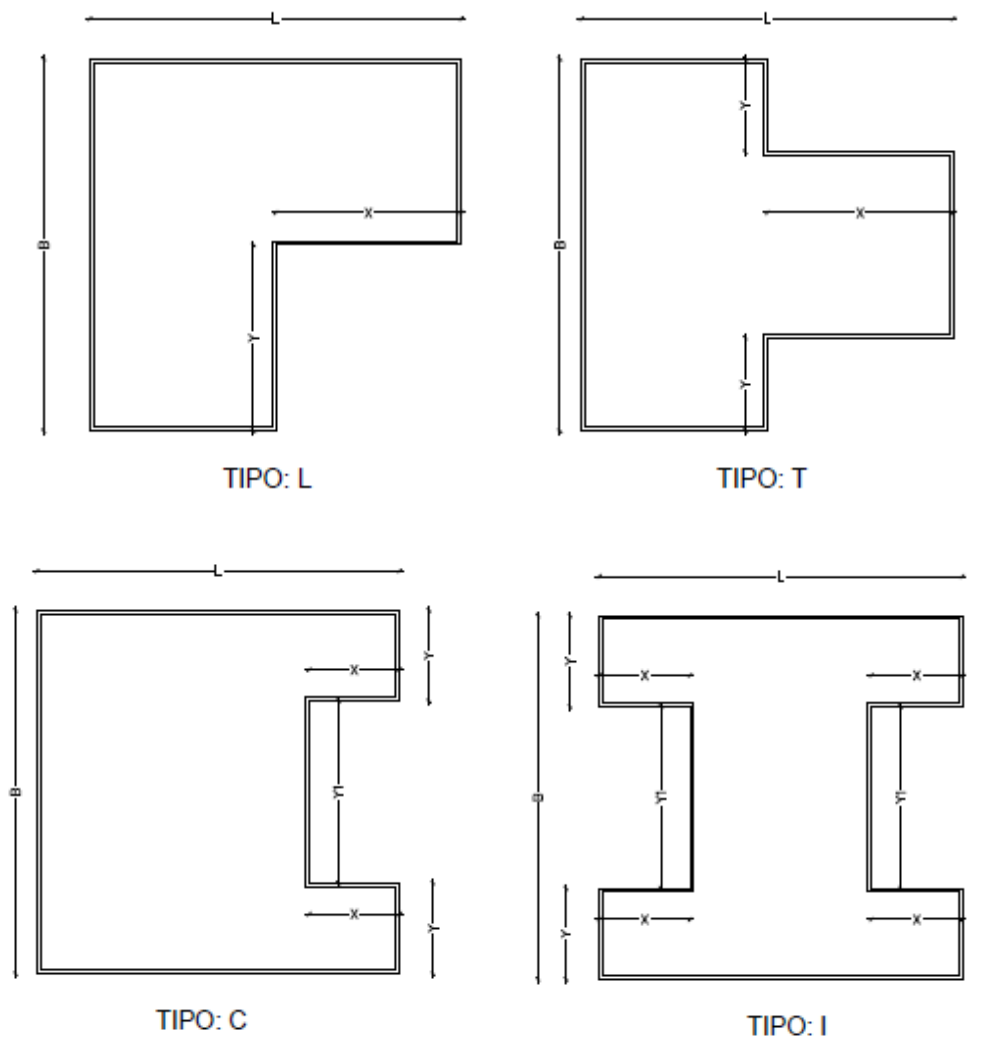
Nota. Elaboración propia. La calibración adecuada de los modelos permite reducir la incertidumbre en la predicción de la respuesta estructural. Su aplicación es particularmente relevante en modelos no lineales y en estudios que incluyen la interacción suelo-estructura, donde pequeños desajustes en los parámetros pueden alterar sustancialmente los resultados del análisis.

3. Capítulo III: Metodología

3.1. Arquetipo

El trabajo de investigación uso 360 modelos estructurales, cuyo sistema estructural usado son pórticos especiales resistentes a momento de hormigón armado, las estructuras son idealizadas en cuando al comportamiento de materiales y se clasificaron por irregularidad en planta como se puede visualizar en la Figura 1, presentando variaciones en longitudes de vanos y número de pisos.

Figura 1: Tipos de edificaciones irregulares



Nota: Elaboración propia

3.2. Ubicación de las estructuras

Los modelos estructurales fueron ubicados en la ciudad de Quito. No se definió un emplazamiento específico, dado que se realizaron variaciones en cuanto a los

parámetros de suelo considerados tanto para el análisis en base fija como para el análisis interacción suelo estructura (base flexible).

3.3. Características generales de las estructuras

Los edificios modelados fueron considerados como nuevos, las dimensiones de las secciones se mantuvieron uniformes en todos los niveles. Se definió un solo tipo de viga y de columna. Se estableció un tipo de armado específico para cada sección cumpliendo con los parámetros establecidos en la normativa NEC-15 y ACI 318. La Tabla 10 muestra la descripción de estos.

Tabla 10. Características generales de las estructuras

Características De Las Estructuras					
Estructura Tipo	Niveles	Columnas	As Columnas	Vigas	As Vigas
		cm	cm ²	cm	cm ²
Tipo L	4	60 x 60	40.71	40 x 50	22.11
	6	80 x 80	75.39	40 x 55	22.11
	8	100 x 100	106.43	40 x 60	27.99
Tipo T	4	60 x 60	40.71	40 x 50	22.11
	6	80 x 80	75.39	40 x 55	22.11
	8	100 x 100	106.43	40 x 60	27.99
Tipo C	4	60 x 60	40.71	40 x 50	22.11
	6	80 x 80	75.39	40 x 55	22.11
	8	100 x 100	106.43	40 x 60	27.99
Tipo H	4	60 x 60	40.71	40 x 50	22.11
	6	80 x 80	75.39	40 x 55	22.11
	8	100 x 100	106.43	40 x 60	27.99

Nota: Elaboración propia

3.4. Caracterización de los materiales

3.4.1. Hormigones

Se utilizaron hormigones estructurales ideales para los modelos propuestos en este trabajo, de acuerdo con las características de cada estructura: la Tabla 11 muestra los hormigones usados:

Tabla 11. Tipos de estructuras

f'c para elementos estructurales				
Estructura Tipo	Niveles	Columnas	Vigas	Cimentación
		Kgf/cm ²	Kgf/cm ²	Kgf/cm ²
Tipo L	4	240	240	240
	6	240	240	240
	8	240	240	240

	4	240	240	240
Tipo T	6	240	240	240
	8	240	240	240
	4	240	240	240
Tipo C	6	240	240	240
	8	240	240	240
	4	240	240	240
Tipo H	6	240	240	240
	8	240	240	240

Nota: Elaboración propia

3.4.1.1. Módulo de elasticidad del hormigón

Por el comportamiento de los materiales que existen en el país, no se puede utilizar el módulo de elasticidad que el ACI-318 establece, por lo que, considerando el trabajo de análisis del ACI-318 sobre el módulo de elasticidad de los hormigones de peso normal utilizados en Ecuador, que menciona las características de materiales de Quito, se puede concluir que la razón del módulo de elasticidad se complementa con la investigación local. En la Universidad Central del Ecuador se tiene que, para los agregados de la Mitad del Mundo y San Antonio, los valores secantes se encuentran entre 11,28 y 13,57 GPa, mientras que en la cantera de San Roque llega a aproximar 14,37 GPa, por lo que se comprueba el rango de 10 000 a 14 000 MPa para materiales de la región (ALEJANDRO, SANTIAGO, DAVID, & JAVIER, 2012). Adicional a esto, investigaciones en San Roque han mostrado que el uso de los agregados locales requiere de calibraciones contra un valor internacional, sustentando así el uso de 13 500 MPa como módulo de elasticidad representativo para el hormigón de Quito (Aguiar & Serrano, 2021).

$$E_c = 13500 * \sqrt{f'_c} \left[\frac{kgf}{cm^2} \right]$$

3.4.2. Acero

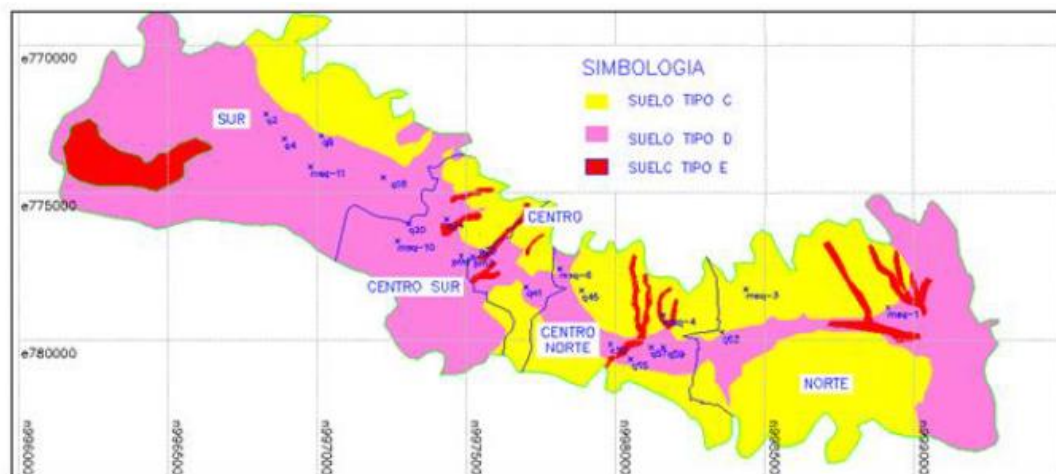
La armadura de refuerzo empleado para el hormigón fue del tipo ASTM A615M Gr. 60 [420] y grado A-42 de acuerdo con la norma INEN 102. Presento una tensión de fluencia mínima $f_y=420$ MPa y una resistencia a la tracción mínima de 420 MPa. El módulo de elasticidad considerado fue de 200000 MPa.

3.5. Características del suelo

La investigación realizada entre los años 2013 y 2017 en la ciudad de Quito con el objetivo de desarrollar espectros de respuesta sísmica representativos, considerando

condiciones geológicas, características del suelo y amenazas sísmicas asociadas a fallas inversas activas. El estudio se enfocó en 14 sitios estratégicos de los sectores Sur, Centro Sur, Centro Norte y Norte, mediante la ejecución de estudios geotécnicos a profundidades de mas de 30 metros han demostrado que existen 3 franjas de suelo en la ciudad clasificadas como tipo C,D y E (Aguiar R. , 2013).

Figura 2: Zonas del distrito metropolitano de Quito y la clasificación del suelo de acuerdo a la norma ecuatoriana de la construcción NEC-15



Nota: Tomado de microzonificación sísmica de quito (Aguiar R. , 2013)

Por tanto, se considera los siguientes tipos de suelo descritos en la Tabla 12, considerando que este tipo de suelo afectara tanto a espectros de diseño, espectros objetivo y análisis de parámetros ISS:

Tabla 12. Tipos de suelo

Tipo de suelo NEC-15	
TIPO	VS30 m/s
D	180
D	270
D	360
E	135
E	150
E	165

Nota: Elaboración propia

En total se emplearon 6 tipos de suelos sintéticos, con características no-homogéneas, los cuales fueron utilizados para la determinación de los parámetros asociados a la

interacción suelo estructura. Estos se muestran en las Tablas 13,14,15,16,17 y 18 a continuación.

Tabla 13. Estratos de suelo tipo D, Vs180 m/s

Profundidad Δz_i	Profundidad del estrato	Peso específico γ_s	Velocidad de onda v_{so}
[m]	[m]	[kN/m ³]	[m/s]
0.0			
1.0			
2.0			
3.0	6.00	17.00	160.00
4.0			
5.0			
6.0			
6.0			
7.0			
8.0			
9.0	7.00	18.00	175.00
10.0			
11.0			
12.0			
13.0			
13.0			
14.0			
15.0			
16.0			
17.0	9.00	18.00	190.00
18.0			
19.0			
20.0			
21.0			
22.0			
22.0			
23.0			
24.0			
25.0	6.00	18.50	200.00
26.0			
27.0			
28.0			
28.0			
29.0	2.00	19.00	230.00
30.0			

Nota: Elaboración propia

Además, se usaron parámetros medios para los suelos con velocidad de onda 180 m/s, como: cohesión: $C = 10 \text{ kN/m}^2$, ángulo de fricción interna: $\theta = 33^\circ$, cohesión no drenada $C_u = 2.5 \text{ kN/m}^2$, ángulo de fricción en condición crítica de deslizamiento $\theta_{cs} = 36^\circ$.

Tabla 14. Estratos de suelo tipo D, Vs270

Profundidad Δz_i	Profundidad del estrato	Peso específico γ_s	Velocidad de onda v_{so}
[m]	[m]	[kN/m ³]	[m/s]
0.0			
1.0			
2.0	5.00	18.00	220.00
3.0			
4.0			
5.0			
5.0			
6.0			
7.0			
8.0	7.00	18.50	250.00
9.0			
10.0			
11.0			
12.0			
12.0			
13.0			
14.0			
15.0			
16.0	8.00	19.00	280.00
17.0			
18.0			
19.0			
20.0			
20.0			
21.0			
22.0			
23.0	6.00	19.50	300.00
24.0			
25.0			
26.0			
26.0			
27.0			
28.0	4.00	20.00	320.00
29.0			
30.0			

Nota: Elaboración propia

Para los suelos con velocidad de onda de 270 m/s se consideraron parámetros promedio: cohesión: $C = 18\text{kN/m}^2$, ángulo de fricción interna: $\theta = 37^\circ$, cohesión no drenada $C_u = 2\text{kN/m}^2$, ángulo de fricción en condición crítica de deslizamiento $\theta_{cs} = 40^\circ$.

Tabla 15. Estratos de suelo tipo D, Vs360

Profundidad Δz_i	Profundidad del estrato	Peso específico γ_s	Velocidad de onda v_{so}
[m]	[m]	[kN/m ³]	[m/s]
0.0			
1.0			
2.0	4.00	19.00	320.00
3.0			
4.0			
4.0			
5.0			
6.0			
7.0	6.00	19.00	340.00
8.0			
9.0			
10.0			
10.0			
11.0			
12.0			
13.0			
14.0	8.00	20.00	360.00
15.0			
16.0			
17.0			
18.0			
18.0			
19.0			
20.0			
21.0	7.00	20.00	380.00
22.0			
23.0			
24.0			
25.0			
25.0			
26.0			
27.0	5.00	21.00	400.00
28.0			
29.0			

Nota: Elaboración propia

En el análisis se emplearon valores medios correspondientes a suelos con velocidad de onda de corte 360 m/s: cohesión: $C = 7 \text{ kN/m}^2$, ángulo de fricción interna: $\theta = 40^\circ$, cohesión no drenada $C_u = 1.75 \text{ kN/m}^2$, ángulo de fricción en condición crítica de deslizamiento $\theta_{cs} = 43^\circ$.

Tabla 16. Estratos de suelo tipo E, Vs135

Profundidad Δz_i	Profundidad del estrato	Peso específico γ_s	Velocidad de onda v_{so}
[m]	[m]	[kN/m ³]	[m/s]
0.0			
1.0			
2.0	5.00	15.80	120.00
3.0			
4.0			
5.0			
5.0			
6.0			
7.0			
8.0	7.00	16.20	130.00
9.0			
10.0			
11.0			
12.0			
12.0			
13.0			
14.0			
15.0	6.00	18.50	140.00
16.0			
17.0			
18.0			
18.0			
19.0			
20.0			
21.0	7.00	17.00	210.00
22.0			
23.0			
24.0			
25.0			
25.0			
26.0	5.00	17.00	250.00
27.0			

28.0
29.0
30.0

Nota: Elaboración propia

Los parámetros representativos para suelos con velocidad de onda de 135 m/s fueron: cohesión: $C = 30 \text{ kN/m}^2$, ángulo de fricción interna: $\theta = 15^\circ$, cohesión no drenada $C_u = 7.5 \text{ kN/m}^2$, ángulo de fricción en condición crítica de deslizamiento $\theta_{cs} = 18^\circ$.

Tabla 17. Estratos de suelo tipo E, Vs150

Profundidad Δz_i	Profundidad del estrato	Peso específico γ_s	Velocidad de onda v_{so}
[m]	[m]	[kN/m ³]	[m/s]
0.0			
1.0			
2.0			
3.0	6.00	17.30	100.00
4.0			
5.0			
6.0			
6.0			
7.0			
8.0			
9.0	7.00	17.50	145.00
10.0			
11.0			
12.0			
13.0			
13.0			
14.0			
15.0			
16.0			
17.0	9.00	18.50	180.00
18.0			
19.0			
20.0			
21.0			
22.0			
22.0			
23.0			
24.0	5.00	17.00	296.00
25.0			
26.0			
27.0			
27.0	3.00	17.00	412.00

28.0
29.0
30.0

Nota: Elaboración propia

Para los cálculos se usaron valores medios para suelos con velocidad de onda 150 m/s como: cohesión: $C = 30 \text{ kN/m}^2$, ángulo de fricción interna: $\theta = 15^\circ$, cohesión no drenada $C_u = 7.5 \text{ kN/m}^2$, ángulo de fricción en condición crítica de deslizamiento $\theta_{cs} = 18^\circ$.

Tabla 18. Estratos de suelo tipo E, Vs165

Profundidad Δz_i	Profundidad del estrato	Peso específico γ_s	Velocidad de onda v_{so}
[m]	[m]	[kN/m ³]	[m/s]
0.0			
1.0			
2.0	4.00	16.00	135.00
3.0			
4.0			
4.0			
5.0			
6.0			
7.0	6.00	16.50	160.00
8.0			
9.0			
10.0			
10.0			
11.0			
12.0			
13.0			
14.0			
15.0	10.00	17.30	170.00
16.0			
17.0			
18.0			
19.0			
20.0			
20.0			
21.0			
22.0			
23.0	6.00	17.50	180.00
24.0			
25.0			
26.0			

26.0			
27.0			
28.0	4.00	17.00	200.00
29.0			
30.0			

Nota: Elaboración propia

Finalmente se usaron parámetros representativos para suelos con velocidad de onda 165 m/s, los cuales fueron: cohesión: $C = 30 \text{ kN/m}^2$, ángulo de fricción interna: $\theta = 15^\circ$, cohesión no drenada $C_u = 7.5 \text{ kN/m}^2$, ángulo de fricción en condición crítica de deslizamiento $\theta_{cs} = 18^\circ$.

3.6. Consideraciones de diseño

Los modelos tridimensionales creados en OpenSeesPy, fueron desarrollados mediante diseños sísmo resistentes de acuerdo con los parámetros establecidos en la norma NEC-15. Dichos modelos fueron evaluados mediante procedimientos de análisis no lineal establecidos por el ASCE 41-17, con el fin de evaluar y determinar el nivel de seguridad de las estructuras irregulares.

Se tomó como muestra cinco tipos de edificaciones: la primera correspondió a una estructura regular y las siguientes cuatro presentaron irregularidades en planta (tipo L, tipo C, tipo I, tipo T). Estas edificaciones mostraron retrocesos excesivos en las esquenas y discontinuidades en el sistema de piso, condiciones que permitieron identificar posibles puntos de concentración de daño, incremento de demandas sobre los elementos estructurales, afectando su desempeño global.

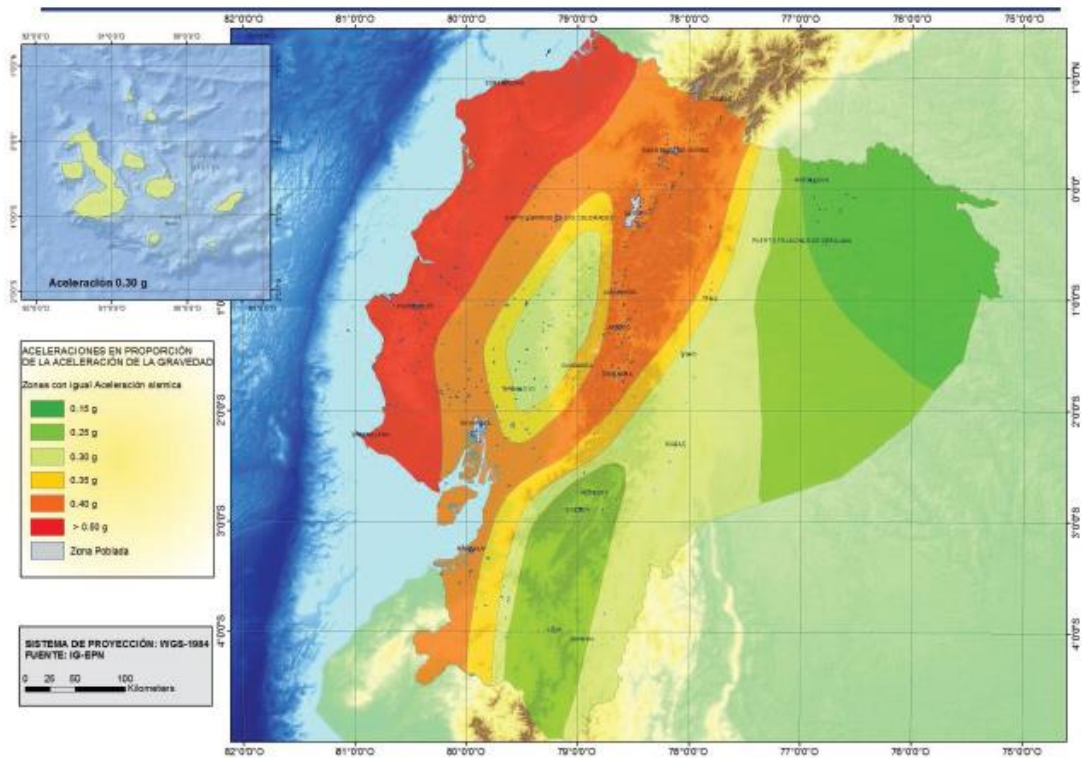
Una vez realizadas las simulaciones LSP, LDP y NSP y NDP, se buscó incrementar los criterios de la Interacción suelo estructura, considerando los parámetros establecidos por la norma ASCE 7-16 y ASCE 41-17, con el fin de identificar el comportamiento de las estructuras propuestas bajo esta nueva metodología de diseño, la cual no es mencionada en la norma ecuatoriana vigente.

3.6.1. Procedimientos lineales

3.6.1.1. Sismicidad de sitio

De acuerdo con la norma ecuatoriana se establecieron seis zonas sísmicas distribuidas en todo el país, por tanto, se escogió la provincia de Pichincha, donde la Quito se encontraba en la zona sísmica V, la cual tuvo un valor de 0.4 g, observable en la Tabla 19. En la Figura 3, se presenta el mapa de peligro sísmico para un período de retorno de 475 años, vigente en la norma ecuatoriana.

Figura 3: Zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona z



Nota: Tomado de (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2023)

Tabla 19. Valor del factor de zona z

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

Nota: Tomado de (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2023)

3.6.1.2. Coeficiente de perfil de suelo F_a , F_d , F_s

Se estableció que el parámetro F_a para suelos tipo D fue de 1.2 y para suelos tipo E de 1.0. Asimismo, se determinó que el parámetro F_d para suelos tipo D fue de 1.19 y para suelos tipo E de 1.6. Finalmente se eligió el parámetro F_s , cuyo valor fue de 1.28 para suelos tipo D y para suelos tipo E de 1.9. Estos parámetros se visualizan en las Tablas 20, 21 y 22, respectivamente.

Tabla 20. Fa: Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y Factor Z					
	I 0.15	II 0.25	III 0.3	IV 0.35	V 0.4	VI >=0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1	0.85
F	véase Tabla 2: Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.5.4					

Nota: Tomado de (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2023)

Tabla 21. Fd: amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y Factor Z					
	I 0.15	II 0.25	III 0.3	IV 0.35	V 0.4	VI >=0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	véase Tabla 2: Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.6.4					

Nota: Tomado de (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2023)

Tabla 22. Fs: comportamiento no lineal de los suelos

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y Factor Z					
	I 0.15	II 0.25	III 0.3	IV 0.35	V 0.4	VI >=0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.4
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	véase Tabla 2: Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.6.4					

Nota: Tomado de (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2023)

3.6.1.3. Espectro elástico de diseño

La norma ecuatoriana de la construcción divide en tres zonas al espectro, el cual se presenta como:

$$S_a = z * F_a * (1 + (\eta - 1) * \frac{T}{T_0}) \text{ para } 0 \leq T < T_0$$

$$Sa = \eta * z * Fa \text{ para } T_0 \leq T \leq Tc$$

$$Sa = \eta * z * Fa * \left(\frac{Tc}{T}\right)^r \text{ para } T > Tc$$

donde:

η : razón entre la aceleración espectral $Sa(T=0.1s)$. Toma el valor de

$\eta=1.8$: provincias de la Costa (excepto Esmeraldas)

$\eta=2.48$: provincias de la sierra, Esmeraldas y Galápagos

$\eta=2.60$: provincias del Oriente

Fa: Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto

Fd: coeficiente de amplificación del suelo

Fs: coeficiente de amplificación del suelo, considera comportamiento no lineal

Sa: Espectro de respuesta elástico de aceleraciones, depende del período o modo de la estructura

T: período fundamental de vibración de la estructura

T_0 : Período límite de vibración

$$T_0 = 0.1 * Fs * \frac{Fd}{Fa}$$

Tc: período límite de vibración

$$Tc = 0.55 * Fs * \frac{Fd}{Fa}$$

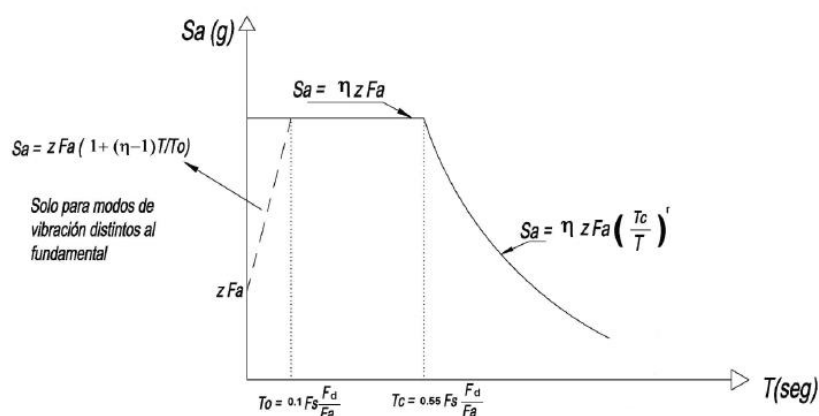
z: aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño

r: factor, depende de la ubicación geográfica

r=1 para todos los suelos excepto suelo E

r=1.5 para tipo de suelo E

Figura 4: Espectro elástico de aceleraciones



Nota: Tomado de (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2023)

3.6.1.4. Cortante basal de diseño V

$$V = \frac{I * Sa(Ta)}{R * \phi_p * \phi_e} * W$$

donde:

I: coeficiente de importancia

Sa(Ta): Espectro de diseño en aceleración

R: Factor de reducción de resistencia sísmica

ϕ_p , ϕ_e : coeficientes de configuración en planta y elevación

W: Carga sísmica reactiva

Ta: Período de vibración

3.6.2. Procedimientos no lineales

3.6.2.1. Consideraciones para NSP

Considerando los procedimientos propuestos por la norma americana ASCE 41-17, se establecen los siguientes criterios:

- Se crean modelos tridimensionales donde se considera: el comportamiento no lineal de los materiales tanto en hormigón como acero, usando el modelo de fibras.
- Las estructuras poseen la cantidad de acero de acuerdo a las solicitaciones de la norma NEC-15.
- La aplicación del 100% de la carga muerta
- Se aplica la carga lateral considerando el 100% de la carga
- Aplicación del método incremental controlado por desplazamiento, el cual toma objetivo máximo de desarrollo un desplazamiento del 3% de la altura total.
- Se obtiene la curva de capacidad y se evalúa para los distintos espectros objetivos.
- A nivel global la estructura se evalúa mediante el procedimiento C establecido en FEMA 440.
- A nivel local la estructura se evalúa mediante la evaluación de rotulas plásticas en elementos viga y columna

3.6.2.2. Consideraciones para NDP

Considerando los procedimientos propuestos por la norma americana ASCE 7 y ASCE 41-17, se establecen los siguientes criterios:

- Se crean modelos tridimensionales donde se considera: el comportamiento no lineal de los materiales tanto en hormigón como acero, usando el modelo de fibras.
- Las estructuras poseen la cantidad de acero de acuerdo a las solicitaciones de la norma NEC-15.
- La aplicación del 100% de la carga muerta
- Se seleccionan 11 registros sísmicos, con las denominaciones H1 para la dirección N-S y H2 para la dirección E-O, los cuales son tratados mediante los procedimientos del ASCE 7, capítulo 16.
 - Estructuras 4 Niveles:

Basado en los análisis lineales se toma como dato base el promedio de los valores del período fundamental, en este caso 0.6151 segundos, la Tabla 23 muestra los resultados obtenidos:

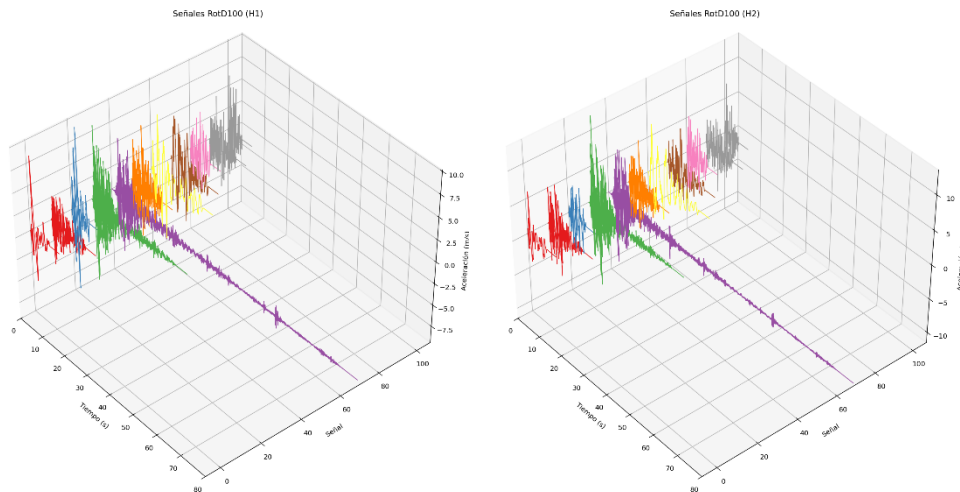
Tabla 23. Selección y escalamientos de sismos, estructuras 4 niveles

ANÁLISIS INDIVIDUAL			
ESTACIÓN	SUELO D FACTOR	ESTACIÓN	SUELO E FACTOR
RSN 953	1.2	RSN326	5.2
RSN 959	1.4	RSN334	3
RSN 960	1.6	RSN729	2
RSN 1045	2	RSN780	3.8
RSN 1048	1.4	RSN808	3
RSN 1054	1.8	RSN4100	1.2
RSN 4207	2.6	RSN4107	0.8
RSN 4210	2.6	RSN5117	4.2
RSN 4866	2	RSN5665	2
RSN 4875	1.8	RSN6959	1.6
RSN 4896	1.6	RSN8123	1.2
ANÁLISIS GRUPAL			
FACTOR	0.6	FACTOR	0.6

Nota: Elaboración propia

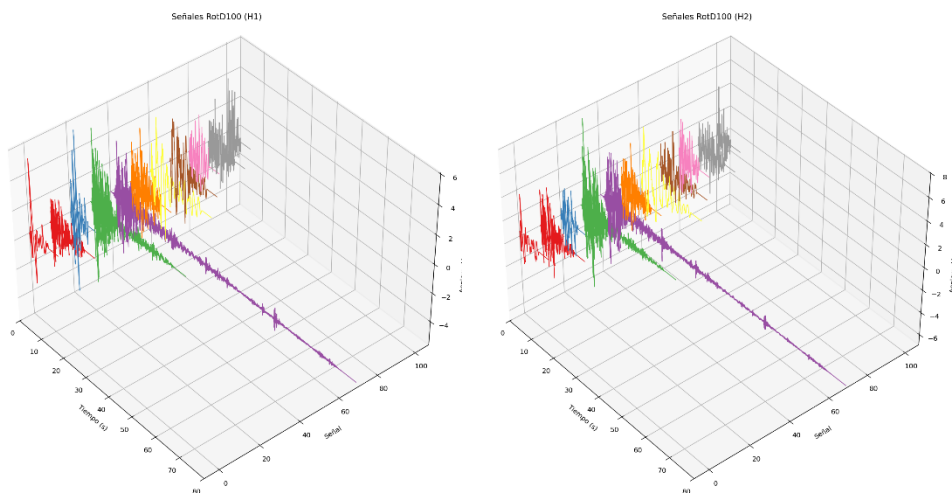
La representación de estas señales se muestra en las Figuras 5 y 6, donde se puede observar aceleraciones en el orden de hasta 10-8 [g] en el caso de suelo tipo D.

Figura 5: Señales sísmicas escaladas individualmente suelo tipo D, 4 niveles



Nota: Elaboración propia

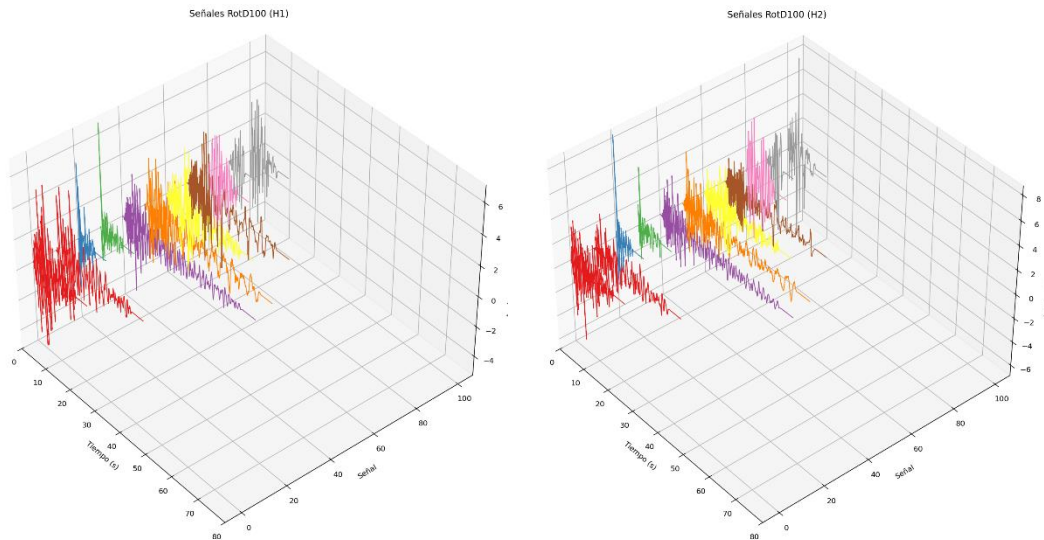
Figura 6: Señales sísmicas escalas en grupo suelo tipo D, 4 niveles



Nota: Elaboración propia

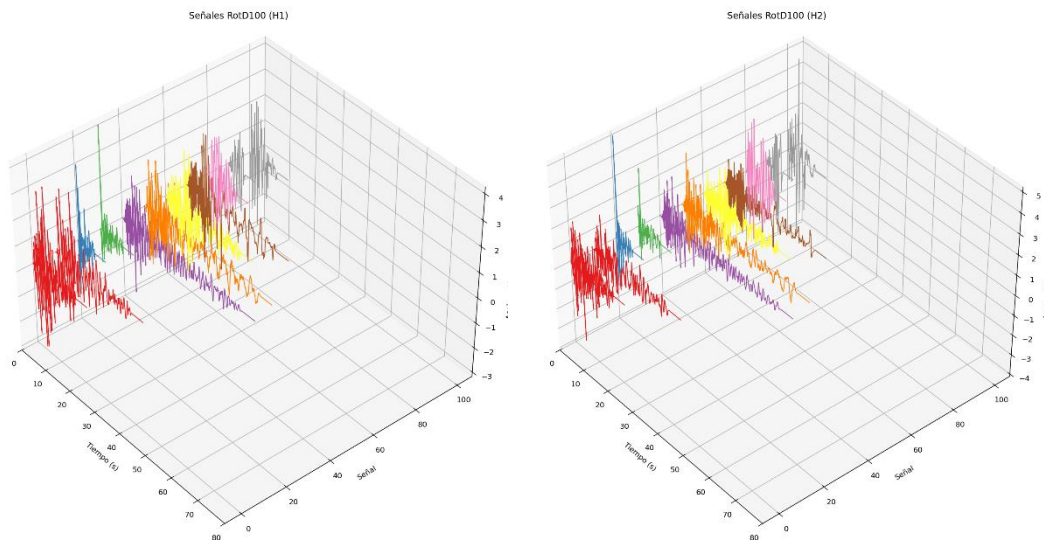
La representación de estas señales se muestra en las Figuras 7 y 8, donde se puede observar aceleraciones en el orden de hasta 8-6 [g] en el caso de suelo tipo E.

Figura 7: Señales sísmicas escalas individualmente suelo tipo E, 4 niveles



Nota: Elaboración propia

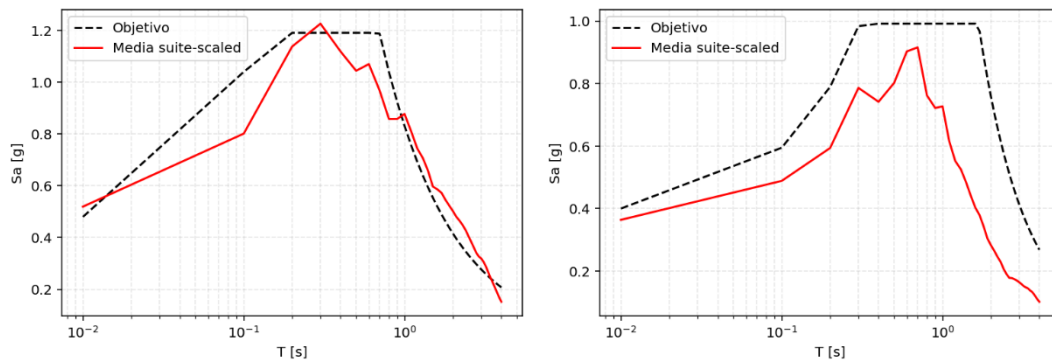
Figura 8: Señales sísmicas escalas en grupo suelo tipo E, 4 niveles



Nota: Elaboración propia

Mediante el promedio de los registros sísmicos se obtiene el espectro de aceleración promedio, el cual representa la respuesta de un oscilador de un grado de libertad, para compararlo con lo establecido en la norma ecuatoriana. En la Figura 9 se logra apreciar la correspondencia que existe.

Figura 9: Comparación espectro objetivo NEC-15 suelo D y E vs Espectro promedio de señales sísmicas, 4 niveles



Nota: Elaboración propia

- Estructuras 6 Niveles

Basado en los análisis lineales se tomó como dato base el promedio de los valores del período fundamental, en este caso 0.7933 segundos, la Tabla 24 muestra los resultados obtenidos:

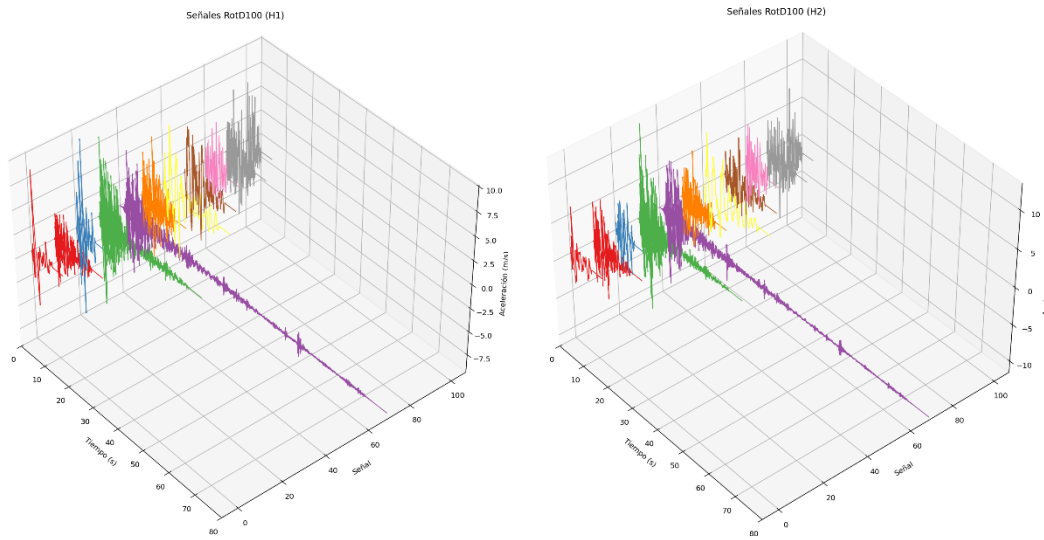
Tabla 24. Selección y escalamientos de sismos, estructuras 6 niveles

ANÁLISIS INDIVIDUAL			
ESTACIÓN	SUELO D FACTOR	ESTACIÓN	SUELO E FACTOR
RSN953	1.2	RSN326	5.4
RSN959	1.8	RSN334	3
RSN960	1.6	RSN729	2.4
RSN1045	2	RSN780	3.8
RSN1048	1.4	RSN808	3.4
RSN1054	1.8	RSN4100	1.4
RSN4207	2.6	RSN4107	1.2
RSN4210	2.6	RSN5117	4.2
RSN4866	2	RSN5665	2
RSN4875	1.8	RSN6959	2
RSN4896	1.6	RSN8123	1.2
ANÁLISIS GRUPAL			
FACTOR	0.6	FACTOR	0.80

Nota: Elaboración propia

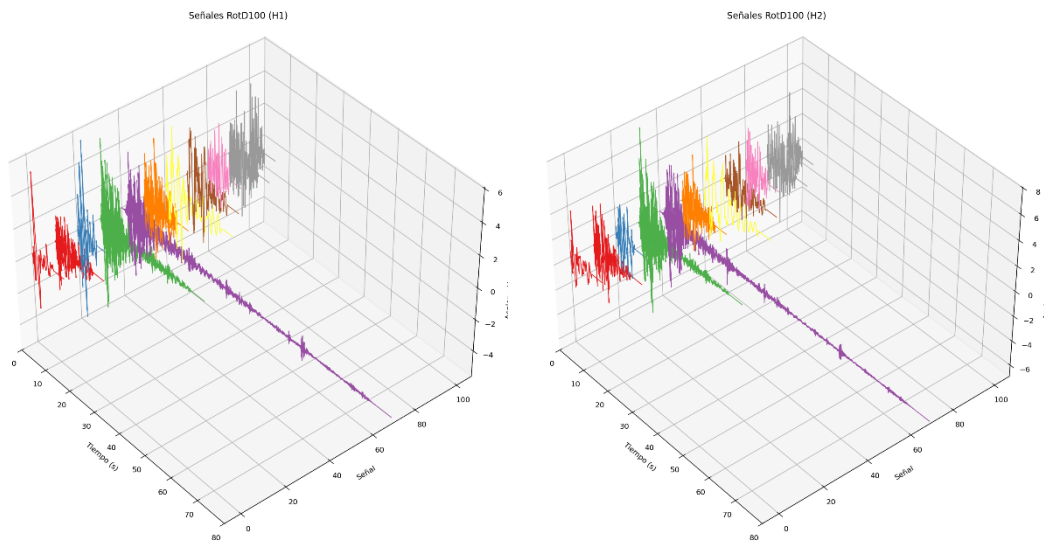
La representación de estas señales se muestra en las Figuras 10 y 11, donde se puede observar aceleraciones en el orden de hasta 10^{-6} [g] en el caso de suelo tipo D.

Figura 10: Señales sísmicas escaladas individualmente suelo tipo D, 6 niveles



Nota: Elaboración propia

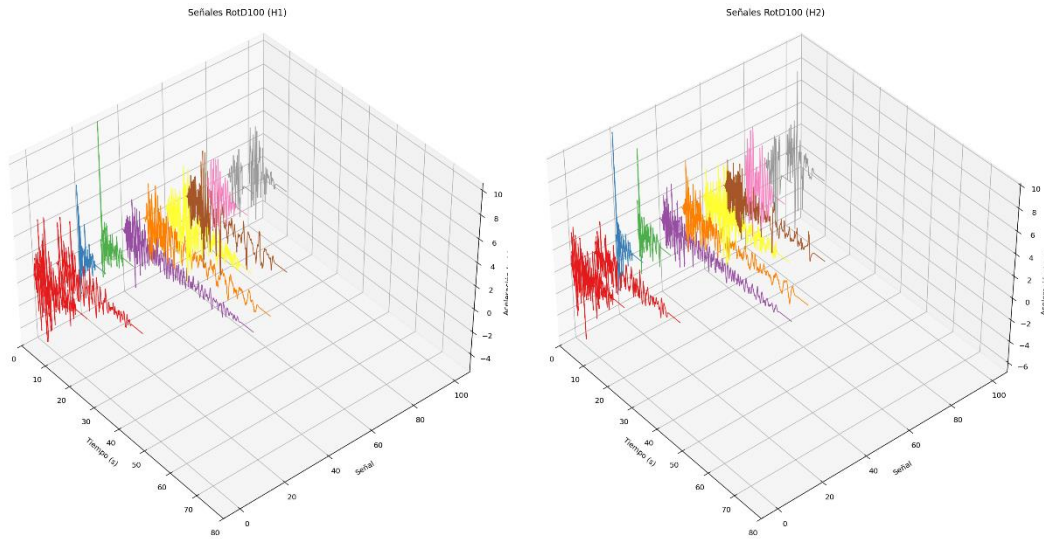
Figura 11: Señales sísmicas escaladas en grupo suelo tipo D, 6 niveles



Nota: Elaboración propia

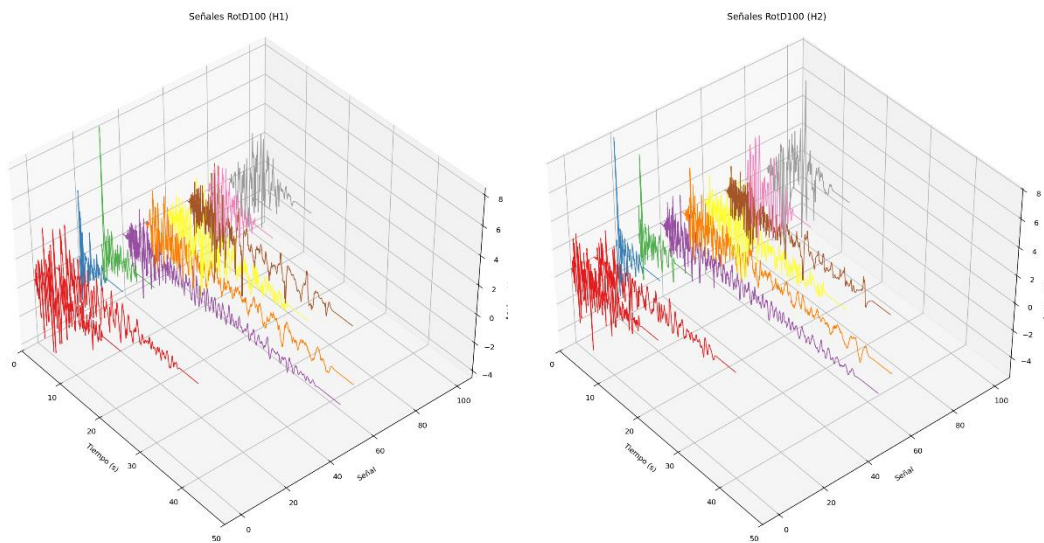
La representación de estas señales se muestra en las Figuras 12 y 13, donde se puede observar aceleraciones en el orden de hasta 10^{-8} [g] en el caso de suelo tipo E.

Figura 12: Señales escaladas individualmente suelo tipo E, 6 niveles



Nota: Elaboración propia

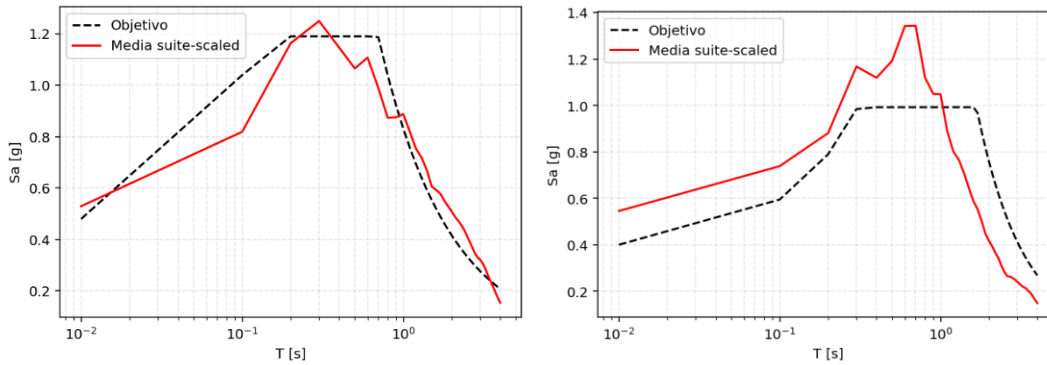
Figura 13: Señales sísmicas escaladas en grupo suelo tipo E, 6 niveles



Nota: Elaboración propia

En la Figura 14 se logra apreciar la correspondencia que existe entre el espectro de respuesta promedio y el espectro de la norma ecuatoriana para suelos tipo D y E.

Figura 14: Comparación espectro objetivo NEC-15 suelo D y E vs Espectro promedio de señales sísmicas, 6 niveles



Nota: Elaboración propia

○ Estructuras 8 Niveles

Basado en los análisis lineales se toma como dato base el promedio de los valores del período fundamental, en este caso 0.9824 segundos, la Tabla 25 muestra los resultados obtenidos:

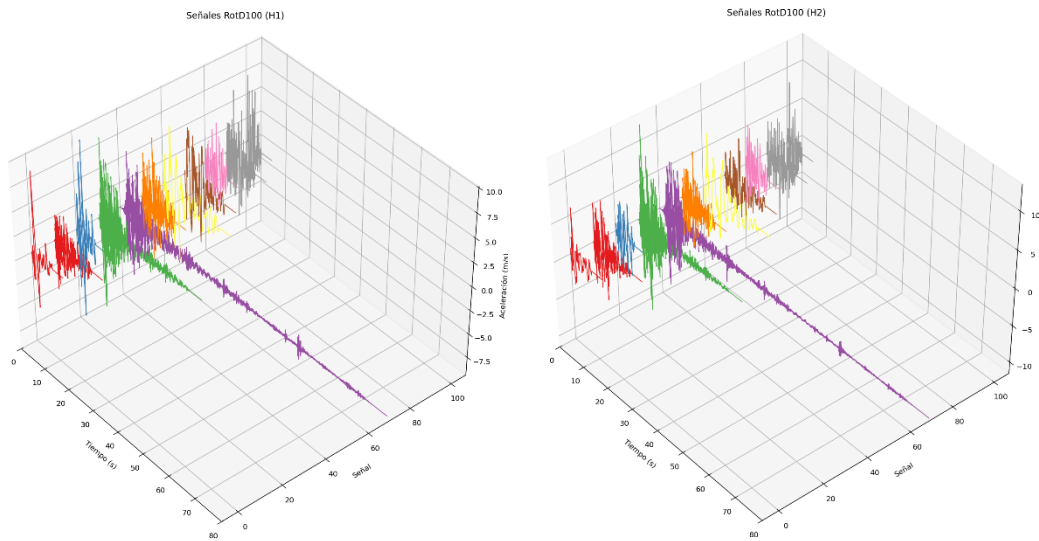
Tabla 25. Selección y escalamientos de sismos, estructuras 8 niveles

ANÁLISIS INDIVIDUAL			
ESTACIÓN	SUELO D FACTOR	ESTACIÓN	SUELO E FACTOR
RSN953	1.2	RSN326	6.8
RSN959	1.8	RSN334	3
RSN960	1.8	RSN729	2.4
RSN1045	2	RSN780	3.8
RSN1048	1.4	RSN808	3.6
RSN1054	1.8	RSN4100	2.2
RSN4207	2.6	RSN4107	1.6
RSN4210	2.6	RSN5117	8.6
RSN4866	2	RSN5665	2.6
RSN4875	1.8	RSN6959	2
RSN4896	1.6	RSN8123	1.2
ANÁLISIS GRUPAL			
FACTOR	0.6	FACTOR	0.80

Nota: Elaboración propia

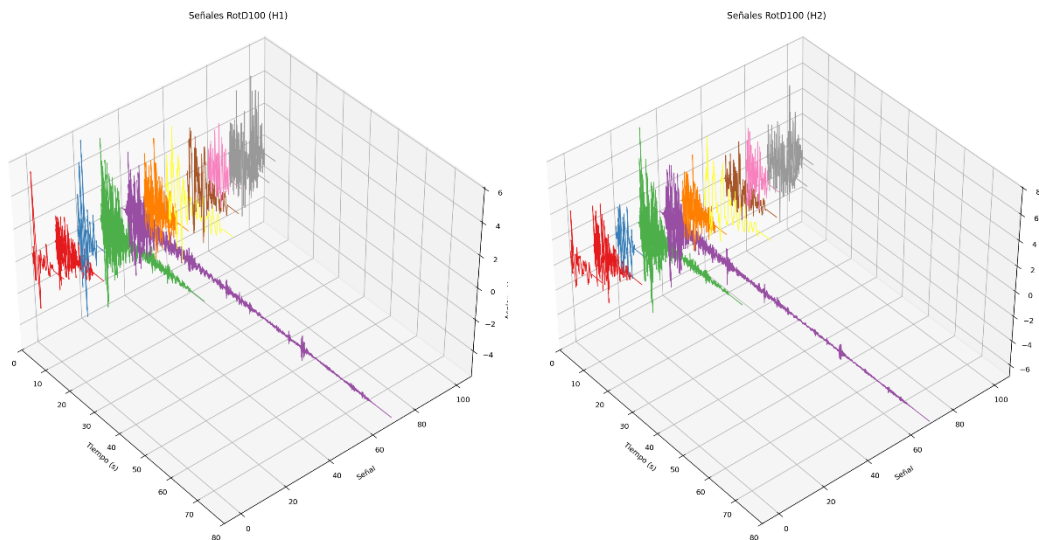
La representación de estas señales se muestra en las figuras 15 y 16, donde se puede observar aceleraciones en el orden de hasta 10^{-6} [g] en el caso de suelo tipo D.

Figura 15: Señales sísmicas escaladas individualmente suelo tipo D, 8 niveles



Nota: Elaboración propia

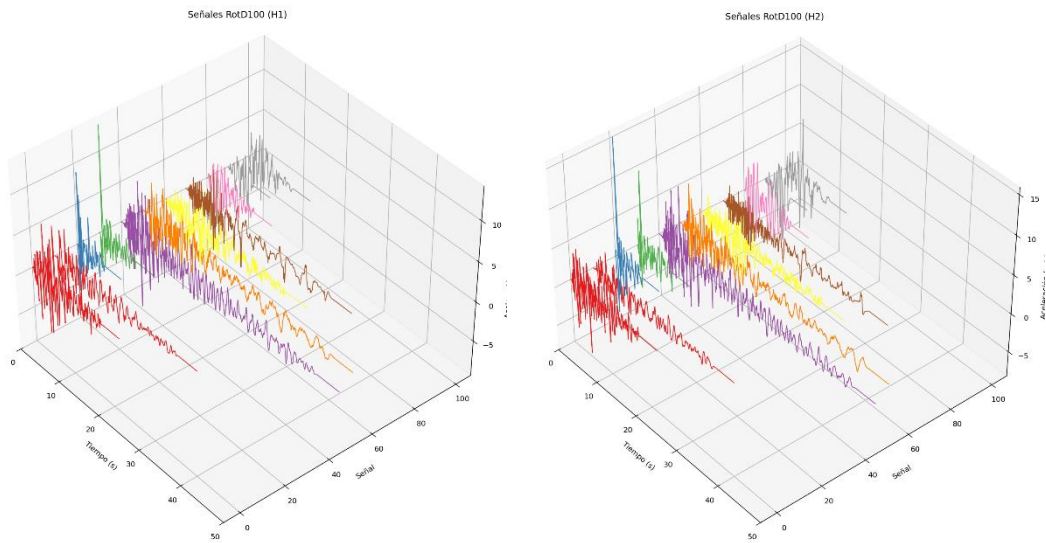
Figura 16: Señales sísmicas escaladas en grupo suelo tipo D, 8 niveles



Nota: Elaboración propia

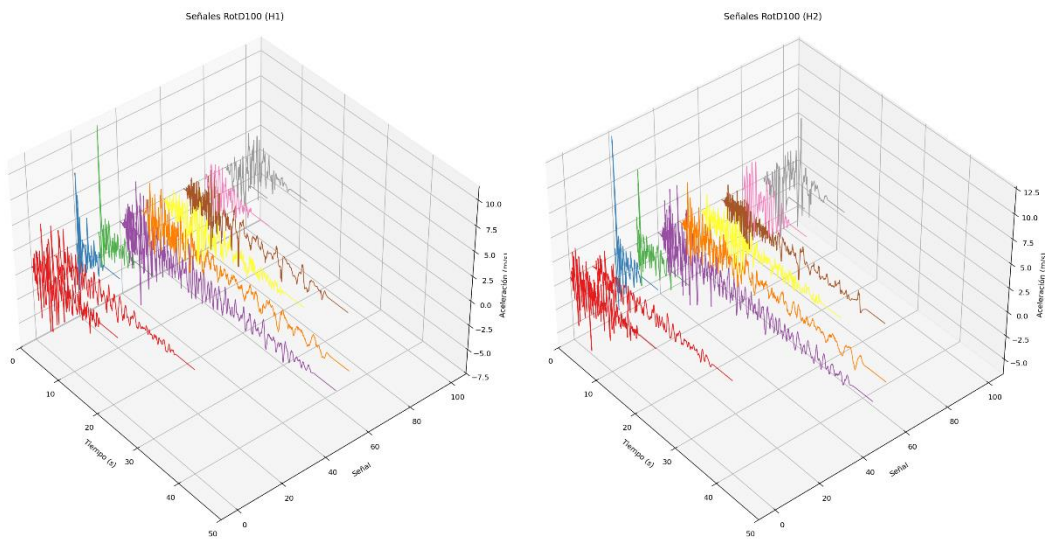
La representación de estas señales se muestra en las Figuras 17 y 18, donde se puede observar aceleraciones en el orden de hasta $15-10$ [g] en el caso de suelo tipo E.

Figura 17: Señales sísmicas escaladas individualmente suelo tipo E, 8 niveles



Nota: Elaboración propia

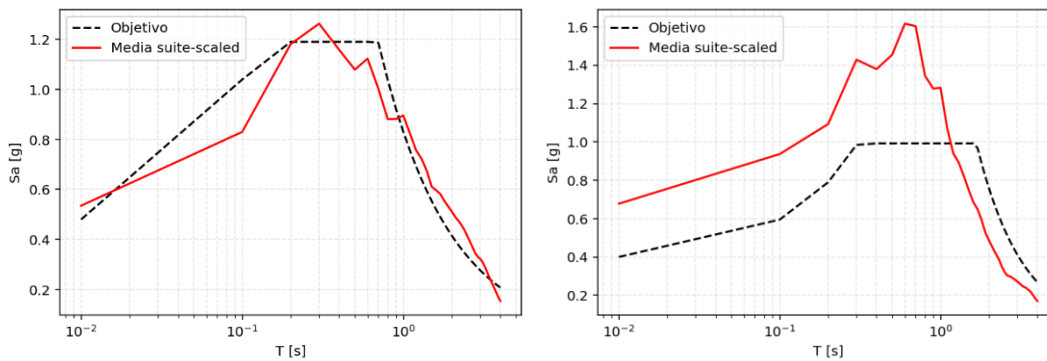
Figura 18: Señales sísmicas escaladas en grupo suelo tipo E, 8 niveles



Nota: Elaboración propia

La Figura 19 muestra la relación entre el espectro de respuesta promedio obtenido y el espectro de diseño definido por la norma ecuatoriana para suelos tipo D y E.

Figura 19: Comparación espectro objetivo NEC-15 suelo D y E vs Espectro promedio de señales sísmicas, 8 niveles



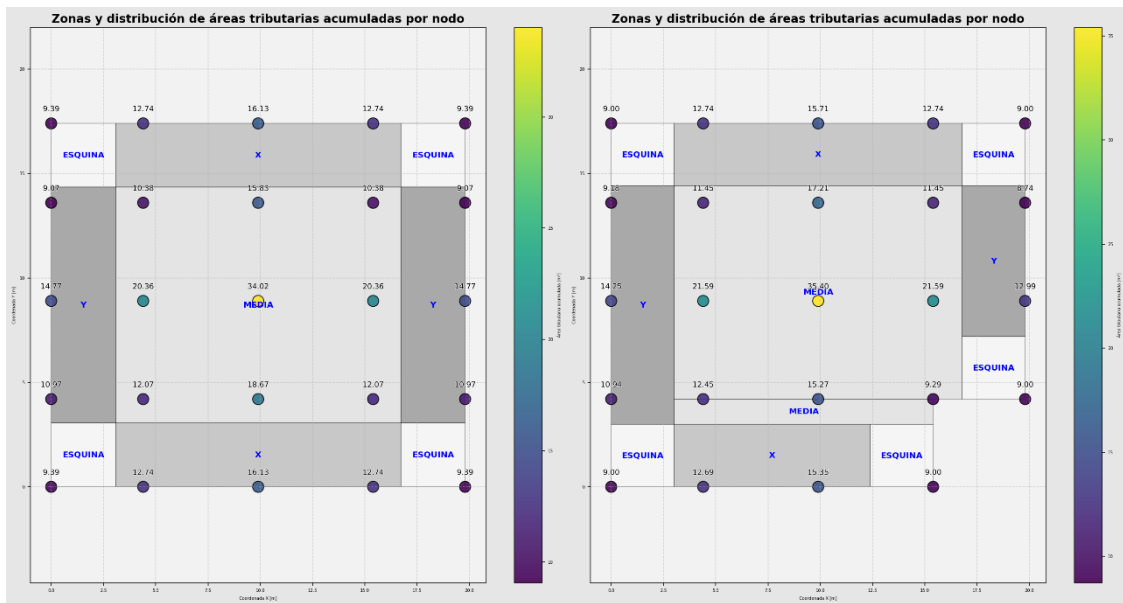
Nota: Elaboración propia

- El comportamiento de la estructura final se considera como el promedio de los valores máximos obtenidos del análisis de los 11 registros sísmicos.
- A nivel local la estructura se evalúa mediante la evaluación de rotulas plásticas en elementos viga y columna

3.6.3. Interacción suelo estructura

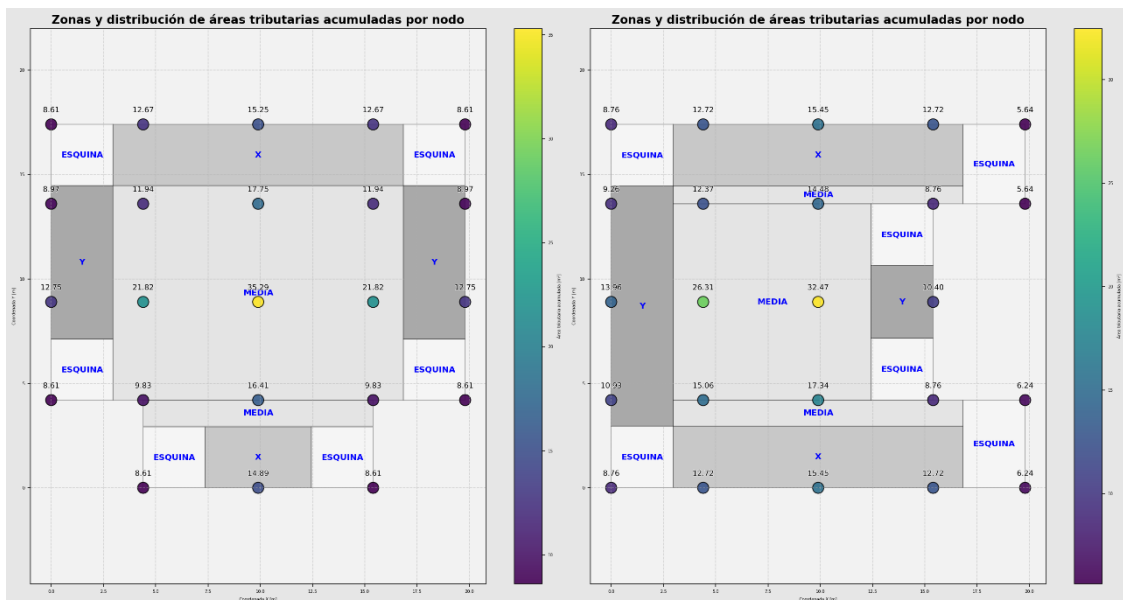
Se aplicó el sistema de embebido configurado por resortes con rigidez equivalente en direcciones horizontal y vertical. Para ello se creó una malla de resortes, con rigidez vertical normalizada. Dado que la literatura actual no establecía un procedimiento de identificación específico para estructuras irregulares, se definieron cuatro zonas de referencia: zona central, zona-x, zona-y y zona esquina, con el fin de facilitar su clasificación. Las Figuras 20,21 y 22 muestran un ejemplo de la zonificación usada.

Figura 20: Zonas de intensidad para edificios regulares y edificios tipo L



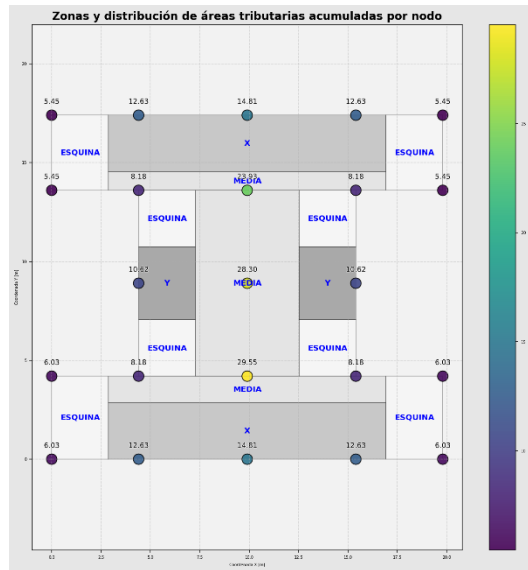
Nota: Elaboración propia

Figura 21: Zonas de intensidad para edificios tipo T y edificios tipo C



Nota: Elaboración propia

Figura 22: Zonas de intensidad para edificios tipo I



Nota: Elaboración propia

3.6.3.1. Fuerza lateral equivalente

Se tomó como base los parámetros establecidos en el ASCE 7, capítulo 19 y se los adapto a lo establecido en la norma NEC-15 de la siguiente manera:

Usando el capítulo 19.2 del ASCE 7, el cual estableció que las fuerzas laterales afectadas por ISS:

$$\tilde{V} = V - \Delta V \geq \alpha * V$$

$$\alpha = \begin{cases} 0.7 & \text{Para } R \leq 3 \\ 0.5 + \frac{R}{15} & \text{Para } 3 < R < 6 \\ 0.9 & \text{Para } R \geq 6 \end{cases}$$

donde:

\tilde{V} : Cortante por ISS

V: Cortante por base fija

ΔV : Variación del cortante por base flexible

α : coeficiente de reducción por efectos ISS

La variación del cortante por base flexible se representó como:

$$\Delta V = \left(C_s - \frac{\tilde{C}_s}{B_{SSI}} \right) * W$$

Donde:

ΔV : Variación del cortante por base flexible

C_s : Coeficiente sísmico

\bar{C}_s : Coeficiente sísmico afectado por efectos de base flexible

W : Masa reactiva

Para su aplicación en la realidad ecuatoriana se consideró que C_s , representó el coeficiente Basal sísmico del NEC; por tanto:

$$C_s = \frac{Sa(T) * I}{R * \phi_p * \phi_e} \text{ donde } T \text{ es el periodo en base fija}$$

$$\bar{C}_s = \frac{Sa(\tilde{T}) * I}{R * \phi_p * \phi_e} \text{ donde } T \text{ es el período en base flexible}$$

El factor de amortiguamiento generado por el sistema ISS se considera como:

$$B_{ssi} = \frac{4}{5.6 - \ln(100 * \beta_0)}$$

Donde:

β_0 : relación de amortiguamiento viscoso efectiva del sistema suelo-estructura, basada en la sección.

El amortiguamiento viscoso se calculó como la interacción entre la relación de amortiguamiento viscoso efectiva relacionada con la interacción cimentación-suelo β_f y relación de amortiguamiento viscoso efectiva de la estructura, tomada como 5% β y la relación de alargamiento del período efectivo.

$$\beta_0 = \beta_f + \frac{\beta}{\left(\frac{\tilde{T}}{T}\right)_{eff}^2} \leq 0.2$$

$$\left(\frac{\tilde{T}}{T}\right)_{eff} = \left\{ 1 + \frac{1}{\mu} * \left[\left(\frac{\tilde{T}}{T}\right)^2 - 1 \right] \right\}^{0.5}$$

El amortiguamiento viscoso efectivo relacionada con la interacción se definió como:

$$\beta_f = \left[\frac{\left(\frac{\tilde{T}}{T}\right)^2 - 1}{\left(\frac{\tilde{T}}{T}\right)^2} \right] * \beta_s + \beta_{rd}$$

Tabla 26. Soil Hysteretic Damping Ratio, β_s

Site Class	$\frac{S_{DS}}{2.5} = 0$	$\frac{S_{DS}}{2.5} = 0.1$	$\frac{S_{DS}}{2.5} = 0.4$	$\frac{S_{DS}}{2.5} \geq 0.8$
C	0.01	0.01	0.03	0.05
D	0.01	0.02	0.07	0.15
E	0.01	0.05	0.20	b
F	b	b	b	b

Nota: Elaboración propia tomado de ASCE 7-16

$$\beta_{rd} = \frac{1}{\left(\frac{\tilde{T}}{T_y}\right)^2} * \beta_y + \frac{1}{\left(\frac{\tilde{T}}{T_{xx}}\right)^2} * \beta_{xx}$$

3.6.3.2. Espectro modificado

Para el cálculo del espectro modificado se realizó una comparación detallada entre las expresiones espectrales de la norma ecuatoriana NEC-15 y la norma estadounidense ASCE 7. El análisis evidenció que el espectro se obtuvo mediante la división del parámetro Bssi (factor de interacción suelo-estructura), para cada ecuación del espectro, lo que permitió establecer las siguientes formulaciones espectrales modificadas:

$$S_a = z \cdot F_a \cdot \left[\left(\frac{\eta}{\beta_{ssi}} - 1 \right) \cdot \left(\frac{T}{T_0} \right) + 1 \right] \text{ para } T < T_0$$

$$S_a = \frac{(\eta \cdot z \cdot F_a)}{\beta_{ssi}} \text{ para } T \geq T_0 < T_C$$

$$S_a = \frac{(\eta \cdot z \cdot F_a)}{\beta_{ssi}} \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)^r \text{ para } T \geq T_C$$

3.6.3.3. Cálculo de parámetros del suelo

Tomando las ecuaciones originales del documento Soil-Structure Interaction for Building Structures, NIST GCR 12-917-21 (2012), el cual fue adoptado por el ASCE como referencia principal, se estableció el sistema de modelamiento del suelo, correspondiendo en este caso al tipo embebido. Se consideró una losa de cimentación para todas las edificaciones, con espesores de 55 cm para las edificaciones de cuatro niveles, 65 cm para las edificaciones de seis niveles y 75 cm para las edificaciones de ocho niveles. El documento no menciona lineamientos específicos respecto al

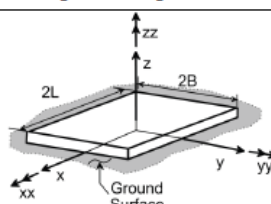
tratamiento de las estructuras irregulares y tampoco propuso un procedimiento definido para su análisis. En consecuencia, se optó por realizar secciones equivalentes para cada planta de cimentación, conservando la relación L/B, donde L corresponde a la longitud en el sentido x y B a la longitud en el sentido y. Dichas dimensiones fueron determinadas a partir de la inercia polar. Finalmente, se calcularon las propiedades geométricas de cada planta de cimentación para las configuraciones irregulares tipo L, C, T e I, obteniendo sus valores en sección equivalente y todos los parámetros de interacción suelo estructura.

Figura 23. Soluciones elásticas para la rigidez estática de zapatas rígidas en la superficie del terreno

Table 2-2a Elastic Solutions for Static Stiffness of Rigid Footings at the Ground Surface		
Degree of Freedom	Pais and Kausel (1988)	Gazetas (1991); Mylonakis et al. (2006)
Translation along z-axis	$K_{z, nr} = \frac{GB}{1-\nu} \left[3.1 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.75} + 1.6 \right]$	$K_{z, nr} = \frac{2GL}{1-\nu} \left[0.73 + 1.54 \left(\frac{B}{L} \right)^{0.75} \right]$
Translation along y-axis	$K_{y, nr} = \frac{GB}{2-\nu} \left[6.8 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 0.8 \left(\frac{L}{B} \right) + 1.6 \right]$	$K_{y, nr} = \frac{2GL}{2-\nu} \left[2 + 2.5 \left(\frac{B}{L} \right)^{0.85} \right]$
Translation along x-axis	$K_{x, nr} = \frac{GB}{2-\nu} \left[6.8 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 2.4 \right]$	$K_{x, nr} = K_{y, nr} - \frac{0.2}{0.75-\nu} GL \left(1 - \frac{B}{L} \right)$
Torsion about z-axis	$K_{\omega, nr} = GB^3 \left[4.25 \left(\frac{L}{B} \right)^{2.45} + 4.06 \right]$	$K_{\omega, nr} = GJ_i^{0.75} \left[4 + 11 \left(1 - \frac{B}{L} \right)^{10} \right]$
Rocking about y-axis	$K_{\theta_y, nr} = \frac{GB^3}{1-\nu} \left[3.73 \left(\frac{L}{B} \right)^{2.4} + 0.27 \right]$	$K_{\theta_y, nr} = \frac{G}{1-\nu} (I_y)^{0.75} \left[3 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.15} \right]$
Rocking about x-axis	$K_{\theta_x, nr} = \frac{GB^3}{1-\nu} \left[3.2 \left(\frac{L}{B} \right) + 0.8 \right]$	$K_{\theta_x, nr} = \frac{G}{1-\nu} (I_x)^{0.75} \left(\frac{L}{B} \right)^{0.25} \left[2.4 + 0.5 \left(\frac{B}{L} \right) \right]$

Notes:

Axes should be oriented such that $L \geq B$.
 I_i = area moment of inertia of soil-foundation contact,
i denotes which axis to take the surface around.
 $J_z = I_x + I_y$ polar moment of inertia of soil-foundation contact surface.
G = shear modulus (reduced for large strain effects, e.g., Table 2-1).



Nota: Tomado de (NIST National Institute of Standards and Technology, 2012).

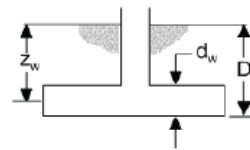
Figura 24. Modificadores de rigidez dinámica y razones de amortiguamiento por radiación para zapatas rígidas (adaptado de Pais y Kausel, 1988)

Degree of Freedom	Surface Stiffness Modifiers	Radiation Damping
Translation along z-axis	$\alpha_z = 1.0 - \frac{\left(\frac{0.4 + \frac{0.2}{L/B}}{10} \right) a_0^2}{\left(\frac{1 + 3(L/B - 1)}{10} \right) + a_0^2}$	$\beta_z = \left[\frac{4\psi(L/B)}{(K_{z,soil}/GB)} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_z} \right]$
Translation along y-axis	$\alpha_y = 1.0$	$\beta_y = \left[\frac{4(L/B)}{(K_{y,soil}/GB)} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_y} \right]$
Translation along x-axis	$\alpha_x = 1.0$	$\beta_x = \left[\frac{4(L/B)}{(K_{x,soil}/GB)} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_x} \right]$
Torsion about z-axis	$\alpha_{\omega} = 1.0 - \frac{\left(\frac{0.33 - 0.03\sqrt{L/B - 1}}{0.8} \right) a_0^2}{\left(\frac{1 + 0.33(L/B - 1)}{0.8} \right) + a_0^2}$	$\beta_{\omega} = \left[\frac{(4/3) \left[(L/B)^3 + (L/B) \right] a_0^2}{(K_{\omega,soil}/GB^3) \left[\left(\frac{1.4}{1 + 3(L/B - 1)^{0.7}} \right) + a_0^2 \right]} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_{\omega}} \right]$
Rocking about y-axis	$\alpha_{\theta y} = 1.0 - \frac{0.55a_0^2}{\left(\frac{0.6 + \frac{1.4}{(L/B)^2}}{1} \right) + a_0^2}$	$\beta_{\theta y} = \left[\frac{(4\psi/3)(L/B)^3 a_0^2}{\left(\frac{K_{\theta y,soil}}{GB^3} \right) \left[\left(\frac{1.8}{1 + 1.75(L/B - 1)} \right) + a_0^2 \right]} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_{\theta y}} \right]$
Rocking about x-axis	$\alpha_{\theta x} = 1.0 - \frac{\left(\frac{0.55 + 0.01\sqrt{L/B - 1}}{2.4 - \frac{0.4}{(L/B)^2}} \right) a_0^2}{\left(\frac{2.4 - \frac{0.4}{(L/B)^2}}{1} \right) + a_0^2}$	$\beta_{\theta x} = \left[\frac{(4\psi/3)(L/B) a_0^2}{(K_{\theta x,soil}/GB^3) \left[\left(\frac{2.2 - \frac{0.4}{(L/B)^2}}{1} \right) + a_0^2 \right]} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_{\theta x}} \right]$
Notes:	Orient axes such that $L \geq B$. Soil hysteretic damping, β_s , is additive to foundation radiation damping, β . $\alpha_0 = \omega B / V_s$; $\psi = \sqrt{2(1-\nu)/(1-2\nu)}$; $\psi \leq 2.5$	

Nota: Tomado de (NIST National Institute of Standards and Technology, 2012).

Figura 25. Factores de corrección por empotramiento para la rigidez estática de zapatas rígidas

Degree of Freedom	Pais and Kausel (1988)	Gazetas (1991); Mylonakis et al. (2006)
Translation along z-axis	$\eta_z = \left[1.0 + \left(0.25 + \frac{0.25}{L/B} \right) \left(\frac{D}{B} \right)^{0.8} \right]$	$\eta_z = \left[1 + \frac{D}{21B} \left(1 + 1.3 \frac{B}{L} \right) \right] \left[1 + 0.2 \left(\frac{A_w}{4BL} \right)^{2/3} \right]$
Translation along y-axis	$\eta_y = \left[1.0 + \left(0.33 + \frac{1.34}{1 + L/B} \right) \left(\frac{D}{B} \right)^{0.8} \right]$	$\eta_y = \left[1 + 0.15 \sqrt{\frac{D}{B}} \right] \left[1 + 0.52 \left(\frac{z_w A_w}{BL^2} \right)^{0.4} \right]$
Translation along x-axis	$\eta_x \approx \eta_y$	Same equation as for η_y , but A_w term changes for $B \neq L$
Torsion about z-axis	$\eta_{\omega} = \left[1 + \left(1.3 + \frac{1.32}{L/B} \right) \left(\frac{D}{B} \right)^{0.9} \right]$	$\eta_{\omega} = 1 + 1.4 \left(1 + \frac{B}{L} \right) \left(\frac{d_w}{B} \right)^{0.9}$
Rocking about y-axis	$\eta_{\theta y} = \left[1.0 + \frac{D}{B} + \left(\frac{1.6}{0.35 + (L/B)^4} \right) \left(\frac{D}{B} \right)^2 \right]$	$\eta_{\theta y} = 1 + 0.92 \left(\frac{d_w}{B} \right)^{0.6} \left[1.5 + \left(\frac{d_w}{D} \right)^{1.9} \left(\frac{B}{L} \right)^{-0.6} \right]$
Rocking about x-axis	$\eta_{\theta x} = \left[1.0 + \frac{D}{B} + \left(\frac{1.6}{0.35 + L/B} \right) \left(\frac{D}{B} \right)^2 \right]$	$\eta_{\theta x} = 1 + 1.26 \frac{d_w}{B} \left[1 + \frac{d_w}{B} \left(\frac{d_w}{D} \right)^{-0.2} \sqrt{\frac{B}{L}} \right]$
Notes:	d_w = height of effective side wall contact (may be less than total foundation height) z_w = depth to centroid of effective sidewall contact A_w = sidewall-solid contact area, for constant effective contact height, d_w , along perimeter. For each degree of freedom, calculate $K_{emb} = \eta K_{soil}$ Coupling Terms: $K_{emb,\omega} = \left(\frac{D}{3} \right) K_{emb,x}$ $K_{emb,\theta y} = \left(\frac{D}{3} \right) K_{emb,y}$	



Nota: Tomado de (NIST National Institute of Standards and Technology, 2012).

Figura 26. Modificadores de rigidez dinámica y razones de amortiguamiento por radiación para zapatas empotradas (adaptado de Pais y Kausel, 1988)

Degree of Freedom	Radiation Damping
Translation along z-axis	$\beta_z = \left[\frac{4[\psi(L/B) + (D/B)(1+L/B)]}{(K_{z,emb}/GB)} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_z} \right]$
Translation along y-axis	$\beta_y = \left[\frac{4[L/B + (D/B)(1+\psi L/B)]}{(K_{y,emb}/GB)} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_y} \right]$
Translation along x-axis	$\beta_x = \left[\frac{4[L/B + (D/B)(\psi + L/B)]}{(K_{x,emb}/GB)} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_x} \right]$
Torsion about z-axis	$\beta_{\theta_z} = \left[\frac{(4/3)[3(L/B)(D/B) + \psi(L/B)^3(D/B) + 3(L/B)^2(D/B) + \psi(D/B) + (L/B)^3 + (L/B)] a_0^2}{\left(\frac{K_{\theta_z,emb}}{GB^3} \right) \left[\left(\frac{1.4}{1+3(L/B-1)^{0.7}} \right) + a_0^2 \right]} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_{\theta_z}} \right]$
Rocking about y-axis	$\beta_{\theta_y} = \left[\frac{(4/3) \left[\left(\frac{L}{B} \right)^3 \left(\frac{D}{B} \right) + \psi \left(\frac{D}{B} \right) \left(\frac{L}{B} \right) + \left(\frac{D}{B} \right)^3 + 3 \left(\frac{D}{B} \right) \left(\frac{L}{B} \right)^2 + \psi \left(\frac{L}{B} \right)^3 \right] a_0^2 + \left(\frac{4}{3} \right) \left(\frac{L}{B} + \psi \right) \left(\frac{D}{B} \right)^3}{\left(\frac{K_{\theta_y,emb}}{GB^3} \right) \left[\left(\frac{1.8}{1+1.75(L/B-1)} \right) + a_0^2 \right]} + \left(\frac{K_{\theta_y,emb}}{GB^3} \right)} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_{\theta_y}} \right]$
Rocking about x-axis	$\beta_{\theta_x} = \left[\frac{(4/3) \left[\left(\frac{D}{B} \right) + \left(\frac{D}{B} \right)^3 + \psi \left(\frac{L}{B} \right) \left(\frac{D}{B} \right)^3 + 3 \left(\frac{D}{B} \right) \left(\frac{L}{B} \right) + \psi \left(\frac{L}{B} \right)^3 \right] a_0^2 + \left(\frac{4}{3} \right) \left(\psi \frac{L}{B} + 1 \right) \left(\frac{D}{B} \right)^3}{\left(\frac{K_{\theta_x,emb}}{GB^3} \right) \left[\left(\frac{1.8}{1+1.75(L/B-1)} \right) + a_0^2 \right]} + \left(\frac{K_{\theta_x,emb}}{GB^3} \right)} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_{\theta_x}} \right]$
Notes:	Soil hysteretic damping, β_s , is additive to foundation radiation damping, β . $\alpha_{emb} = \alpha_{sur}$; from Table 2-3a $a_0 = \omega B / V_s$; $\psi = \sqrt{2(1-\nu)/(1-2\nu)}$; $\nu \leq 2.5$

Nota: Tomado de (NIST National Institute of Standards and Technology, 2012).

4. Capítulo IV: Implementación De Los Modelos

4.1. Tipos de estructura y cargas consideradas

Se considera que los modelos tridimensionales serán considerados como de uso residencial, con el cual tomamos del NEC-SE-CG y tomamos un valor de carga viva de 200 kgf/cm².

Tabla 27. Tipos de estructura y cargas consideradas

Cargas en estructuras				
Estructura Tipo	Niveles	Uso	Carga muerta	Carga viva
			Losa Kgf/cm ²	Losa Kgf/cm ²
Tipo L	4	Residencial	269	200
	6	Residencial	269	200
	8	Residencial	269	200
Tipo T	4	Residencial	269	200
	6	Residencial	269	200
	8	Residencial	269	200
Tipo C	4	Residencial	269	200
	6	Residencial	269	200
	8	Residencial	269	200
Tipo H	4	Residencial	269	200
	6	Residencial	269	200
	8	Residencial	269	200

Nota: Elaboración propia, tomado de NEC-SEC-CG

4.2. Espectros NEC

4.2.1. Espectro para análisis

A continuación, se presentan los espectros generados de acuerdo al tipo de suelo, obtenidos siguiendo los parámetros de la norma NEC-SE-DS.

Suelo tipo D: se considera un R=6 para todas las estructuras, la Tabla 28 muestra los parámetros usados. La Figura 27 muestra la representación del espectro correspondiente.

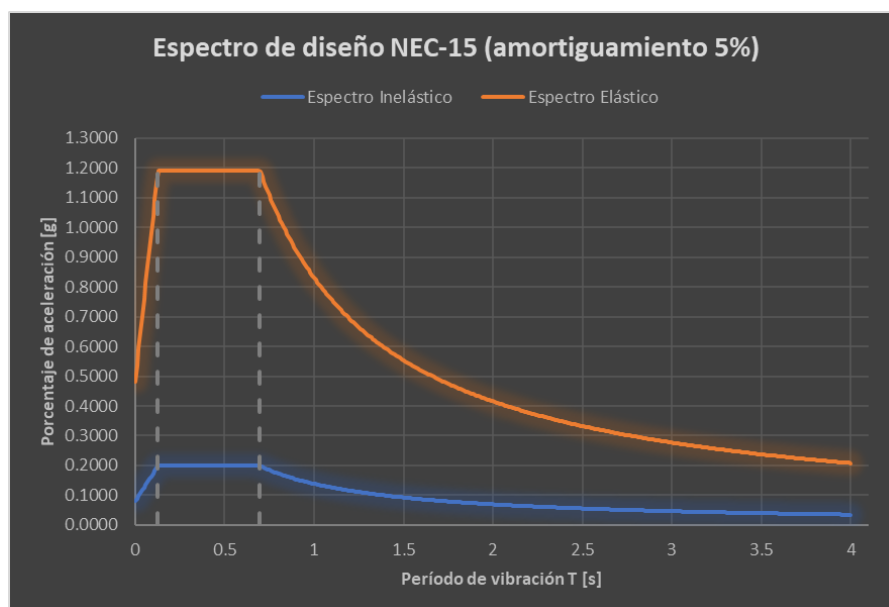
Tabla 28. Espectros generados suelo tipo D

Parámetros	Valores	Referencia
Factor de Importancia (I)	1	Tabla 6, Sec. 4.1 Tabla 16, Sec.
Factor de reducción de respuesta (R)	6	6.3.4
Relación de amplificación espectral n	2.48	Sec 3.3.1
Zona sísmica	V	Fig1, Sec. 3.1.1
Tipo de Suelo	D	Tabla 2, Sec 3.2.1

Factor de zona (z)	0.4	Tabla 1, Sec. 3.3.1
Factor de sitio (Fa)	1.2	Tabla 3, Sec.3.2.2.a
Factor de sitio (Fd)	1.19	Tabla 4, Sec.3.2.2.a
Factor de comportamiento inelástico del suelo (Fs)	1.28	Tabla 5, Sec.3.2.2.a
Período crítico Tc	0.70	Sec.3.3.1
Factor en el espectro para diseño elástico (r)	1	Sec.3.3.1
Aceleración espectral (Sa)	1.1904	Sec.3.3.1
Factor de irregularidad en planta (ϕ_p)	1	Tabla 13, Sec.5.2.3
Factor de irregularidad en elevación (ϕ_e)	1	Tabla 14, Sec.5.2.3

Nota: Elaboración propia

Figura 27. Espectro de diseño NEC-15 (amortiguamiento 5%)



Nota: Elaboración propia

Suelo tipo E: se considera un $R=6$ para todas las estructuras. La Tabla 29 muestra los parámetros usados y la Figura 28 muestra su representación.

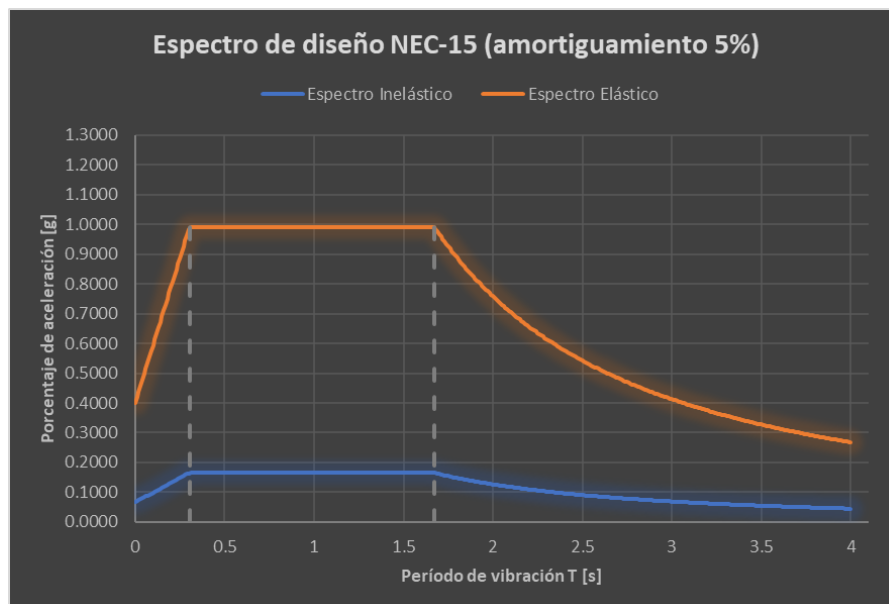
Tabla 29. Espectros generados suelo tipo E

Parámetros	Valores	Referencia
Factor de Importancia (I)	1	Tabla 6, Sec. 4.1
Factor de reducción de respuesta (R)	6	Tabla 16, Sec. 6.3.4
Relación de amplificación espectral n	2.48	Sec 3.3.1
Zona sísmica	V	Fig1, Sec. 3.1.1

Tipo de Suelo	E	Tabla 2, Sec 3.2.1
Factor de zona (z)	0.4	Tabla 1, Sec. 3.3.1
Factor de sitio (Fa)	1	Tabla 3, Sec.3.2.2.a
Factor de sitio (Fd)	1.6	Tabla 4, Sec.3.2.2.a
Factor de comportamiento inelástico del suelo (Fs)	1.9	Tabla 5, Sec.3.2.2.a
Período crítico Tc	1.67	Sec.3.3.1
Factor en el espectro para diseño elástico (r)	1.5	Sec.3.3.1
Aceleración espectral (Sa)	0.9920	Sec.3.3.1
Factor de irregularidad en planta (ϕ_p)	1	Tabla 13, Sec.5.2.3
Factor de irregularidad en elevación (ϕ_e)	1	Tabla 14, Sec.5.2.3

Nota: Elaboración propia

Figura 28. Espectro de diseño NEC-15 (amortiguamiento 5%)



Nota: Elaboración propia

4.2.2. Espectros objetivo para análisis no lineal

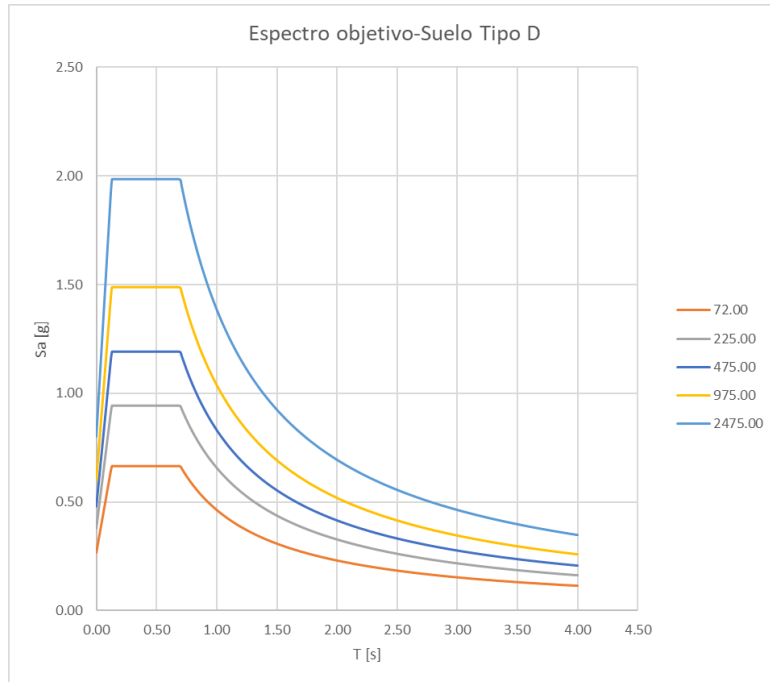
Tabla 30. Factor construcción espectro objetivo

Factor Construcción Espectro Objetivo						
SISMO	P_DISEÑO		t	T_máximo	a_máximo	F
	%	decimal	años	años	m/s	
FRECUENTE	50.00	0.50	50.00	72	2.19	0.56
OCASIONAL	20.00	0.20	50.00	224	3.11	0.79
RARO	10.00	0.10	50.00	475	3.92	1.00
	5.00	0.05	50.00	975	4.90	1.25

MUY RARO	2.00	0.02	50.00	2475	6.55	1.67
----------	------	------	-------	------	------	------

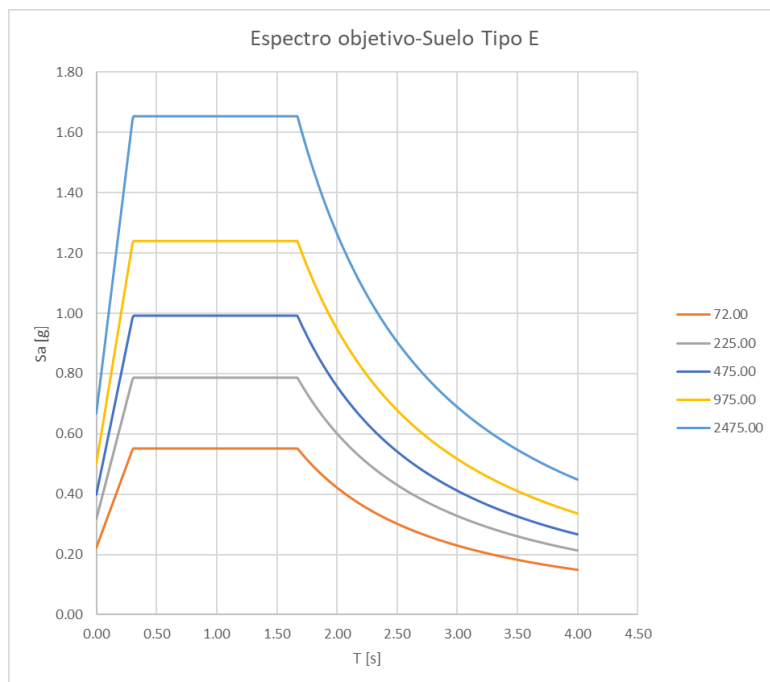
Nota: Elaboración propia

Figura 29. Espectro objetivo-suelo Tipo D



Nota: Elaboración propia

Figura 30. Espectro objetivo-suelo Tipo E



Nota: Elaboración propia

4.3. Simulación en OpenSeesPy

OpenSeesPy es un conjunto de librerías para el análisis sísmico, la cual se aprovecha con el siguiente esquema de creación para cada tipo de análisis:

4.3.1. Análisis lineal

- Importación de librerías.
- Lectura y configuración del sistema de unidades, se elige el sistema MKS.
- Definición de parámetros geométricos globales: incluyen longitud y número de vanos en cada las direcciones x y y, altura y número total de niveles.
- Especificación de propiedades mecánicas de los materiales: módulos de elasticidad, coeficientes de Poisson y densidades de hormigón y acero.
- Ingreso de dimensiones de secciones viga y columna y cálculos de las propiedades geométricas.
- Generación de sistema de coordenadas y nodos.
- Cálculo de áreas tributarias para nodos, y centro de masas.
- Asignación de cargas nodales para análisis modal.
- Creación de diafragmas rígidos y condiciones de borde.
- Definición de transformadas geométricas.
- Creación de elementos (viga, columnas).
- Para los casos con ISS, se usó una malla de resortes, con comportamiento lineal
- Ejecución del análisis modal de la estructura.
- Obtención de la matriz de masas y obtención del centro de rigidez.
- Ejecución del análisis por estados de carga.
- Ejecución del análisis dinámico.

4.3.2. Análisis NSP

- Importación de librerías.
- Lectura y configuración del sistema de unidades, se elige el sistema MKS.
- Definición de parámetros geométricos globales: incluyen longitud y número de vanos en cada las direcciones x y y, altura y número total de niveles.
- Especificación de propiedades mecánicas de los materiales: módulos de elasticidad, coeficientes de Poisson y densidades de hormigón y acero.
- Ingreso de dimensiones de secciones viga y columna y cálculos de las propiedades geométricas.

- Generación de sistema de coordenadas y nodos.
- Cálculo de áreas tributarias para nodos, y centro de masas.
- Asignación de cargas nodales para análisis modal.
- Creación de diafragmas rígidos y condiciones de borde.
- Definición de transformadas geométricas.
- Creación de elementos (viga, columnas).
- Para los casos con ISS, se usó una malla de resortes, con comportamiento no lineal de carácter monotónico, sin degradación cíclica.
- Ejecución del análisis modal de la estructura.
- Obtención de la matriz de masas.
- Ejecución del análisis por estados de carga, 100% de carga muerta
- Aplicación de cargas laterales.
- Análisis push over, se extraen fuerzas internas y se evalúan estado de cada elemento.
- Obtención de curva de capacidad y punto de desempeño.

4.3.3. Análisis NDP

- Importación de librerías.
- Lectura y configuración del sistema de unidades, se elige el sistema MKS.
- Definición de parámetros geométricos globales: incluyen longitud y número de vanos en cada las direcciones x y y, altura y número total de niveles.
- Especificación de propiedades mecánicas de los materiales: módulos de elasticidad, coeficientes de Poisson y densidades de hormigón y acero.
- Ingreso de dimensiones de secciones viga y columna y cálculos de las propiedades geométricas.
- Generación de sistema de coordenadas y nodos.
- Cálculo de áreas tributarias para nodos, y centro de masas.
- Asignación de cargas nodales para análisis modal.
- Creación de diafragmas rígidos y condiciones de borde.
- Definición de transformadas geométricas.
- Creación de elementos (viga, columnas).
- Para los casos con ISS, se usó una malla de resortes, con comportamiento no lineal con degradación cíclica, se usan las funciones QzSimple y TzSimple.
- Análisis modal de la estructura.
- Obtención de la matriz de masas.
- Análisis por estados de carga, 100% de carga muerta.

- Análisis dinámico a través de 11 registros sísmicos.

5. Capítulo V: Análisis de Resultados

5.1. Resultados análisis lineal vs resortes lineales para interacción suelo estructura

Los parámetros de interés son: desplazamiento por nivel, derivas inter-piso, períodos, participación modal de la masa, cortantes y fuerzas internas en los elementos. Cabe recalcar que los resultados presentados son de carácter demostrativos, dado que la investigación se desarrolló sobre la base de perfiles de suelos sintéticos, empleados con fines exploratorios y de validación metodológica.

5.1.1. Variable período con resortes lineales

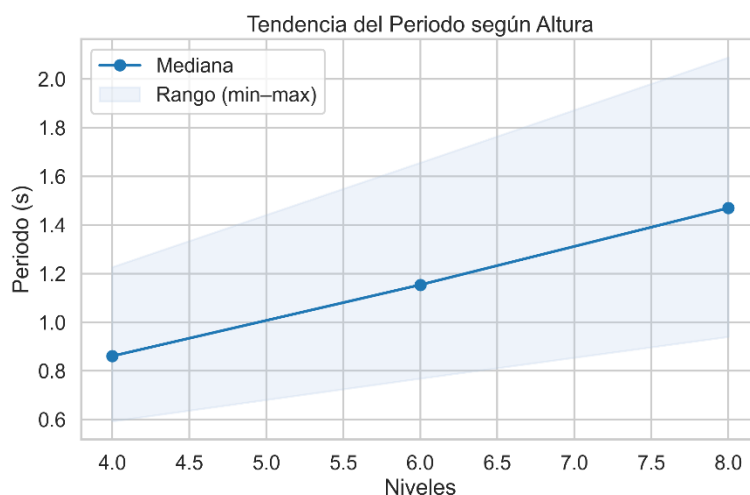
Al agrupar los resultados y analizar la tendencia en altura se observa aumento sistemático del período, consistente ya que a mayor altura mayor flexibilidad, ver Figura 31, se puede visualizar en la Tabla 31 como la mayoría de parámetros estadísticos aumentan con relación a la altura con excepción del coeficiente de variación el cual se mostró estable en torno a 0.22 y 0.24, indicando proporciones similares entre configuraciones. Por tanto, podemos afirmar que las estructuras más altas presentan mayor sensibilidad a las condiciones de borde y suelo.

Tabla 31. Parámetros estadísticos del período en función de la altura

NIVELES	Media	Mediana	Desviación	Mínimo	Máximo	Rango	Coef_var
4	0.882507	0.860802	0.194102	0.592595	1.226672	0.634077	0.219943
6	1.177926	1.153998	0.274419	0.768392	1.656146	0.887754	0.232968
8	1.484196	1.469982	0.356693	0.939979	2.089255	1.149277	0.240327

Nota: Elaboración propia

Figura 31. Tendencia de período estructural en función de la altura



Nota: Elaboración propia

La Tabla 32 muestra la variación que existe entre los períodos de base fija vs los modelos con interacción suelo estructura. Se observa que para ambos casos tanto para suelos tipo E y D existen incrementos significativos en el período estructural, mostrando dos tendencias en los modelos realizados, para suelos D a mayor velocidad mayor rigidez de suelo y menor es el radio calculado, mientras que en suelos E a mayor velocidad existe mayor rigidez del suelo, pero el radio aumenta, demostrando la variabilidad que se puede obtener en la interacción suelo estructura. Este comportamiento se explica por la sensibilidad a parámetros tabulados en el ASCE como: v_s : velocidad de onda de corte ponderada y el G : módulo de cortante, expresados en términos de propiedades medidas en el rango de pequeñas deformaciones unitarias.

Tabla 32. Comparación entre modelos base fija vs base flexible

NIVEL ES	ESTRUCTURA	SUELO_B ASE	SUELO_VARI ANTE	T_BASE_FIJA	T_BASE_FLEX	Delta_T	Ratio_T
4	0	D	D_VS180	0.62714	0.848317	0.221177	1.352676
4	0	D	D_VS270	0.62714	0.836649	0.209509	1.334071
4	0	D	D_VS360	0.62714	0.823737	0.196597	1.313482
4	0	E	E_VS135	0.62714	0.959871	0.332732	1.530554
4	0	E	E_VS150	0.62714	1.058264	0.431124	1.687445
4	0	E	E_VS165	0.62714	1.139752	0.512612	1.817381
4	1	D	D_VS180	0.627647	0.861609	0.233963	1.372761

4	1	D	D_VS270	0.627647	0.849062	0.2214 15	1.3527 7
4	1	D	D_VS360	0.627647	0.83509	0.2074 43	1.3305 1
4	1	E	E_VS135	0.627647	0.981072	0.3534 25	1.5630 95
4	1	E	E_VS150	0.627647	1.092016	0.4643 7	1.7398 58
4	1	E	E_VS165	0.627647	1.171914	0.5442 67	1.8671 55
4	2	D	D_VS180	0.628555	0.873243	0.2446 89	1.3892 88
4	2	D	D_VS270	0.628555	0.859995	0.2314 4	1.3682 1
4	2	D	D_VS360	0.628555	0.845597	0.2170 43	1.3453 04
4	2	E	E_VS135	0.628555	0.996801	0.3682 46	1.5858 62
4	2	E	E_VS150	0.628555	1.106883	0.4783 29	1.7609 98
4	2	E	E_VS165	0.628555	1.19337	0.5648 16	1.8985 94
4	3	D	D_VS180	0.611021	0.863508	0.2524 87	1.4132 22
4	3	D	D_VS270	0.611021	0.850418	0.2393 97	1.3917 99
4	3	D	D_VS360	0.611021	0.83575	0.2247 29	1.3677 93
4	3	E	E_VS135	0.611021	0.98658	0.3755 59	1.6146 42
4	3	E	E_VS150	0.611021	1.096558	0.4855 37	1.7946 33
4	3	E	E_VS165	0.611021	1.181352	0.5703 32	1.9334 09
4	4	D	D_VS180	0.592595	0.88158	0.2889 85	1.4876 61
4	4	D	D_VS270	0.592595	0.867779	0.2751 85	1.4643 73
4	4	D	D_VS360	0.592595	0.852397	0.2598 02	1.4384 14
4	4	E	E_VS135	0.592595	1.01142	0.4188 25	1.7067 64
4	4	E	E_VS150	0.592595	1.139116	0.5465 22	1.9222 52
4	4	E	E_VS165	0.592595	1.226672	0.6340 77	2.0700 01
6	0	D	D_VS180	0.805974	1.129228	0.3232 54	1.4010 73
6	0	D	D_VS270	0.805974	1.114277	0.3083 03	1.3825 23
6	0	D	D_VS360	0.805974	1.097415	0.2914 41	1.3616 01
6	0	E	E_VS135	0.805974	1.28212	0.4761 46	1.5907 71
6	0	E	E_VS150	0.805974	1.421927	0.6159 53	1.7642 34
6	0	E	E_VS165	0.805974	1.524901	0.7189 27	1.8919 98
6	1	D	D_VS180	0.807335	1.154541	0.3472 06	1.4300 64

6	1	D	D_VS270	0.807335	1.138777	0.3314 42	1.4105 38
6	1	D	D_VS360	0.807335	1.119799	0.3124 63	1.3870 31
6	1	E	E_VS135	0.807335	1.31944	0.5121 05	1.6343 15
6	1	E	E_VS150	0.807335	1.477582	0.6702 46	1.8301 96
6	1	E	E_VS165	0.807335	1.579368	0.7720 33	1.9562 73
6	2	D	D_VS180	0.809366	1.169795	0.3604 29	1.4453 22
6	2	D	D_VS270	0.809366	1.153455	0.3440 89	1.4251 34
6	2	D	D_VS360	0.809366	1.134569	0.3252 03	1.4017 99
6	2	E	E_VS135	0.809366	1.339557	0.5301 91	1.6550 69
6	2	E	E_VS150	0.809366	1.493359	0.6839 93	1.8450 98
6	2	E	E_VS165	0.809366	1.603217	0.7938 51	1.9808 31
6	3	D	D_VS180	0.788405	1.158651	0.3702 46	1.4696 14
6	3	D	D_VS270	0.788405	1.14205	0.3536 46	1.4485 59
6	3	D	D_VS360	0.788405	1.12325	0.3348 45	1.4247 13
6	3	E	E_VS135	0.788405	1.325991	0.5375 86	1.6818 66
6	3	E	E_VS150	0.788405	1.478389	0.6899 85	1.8751 66
6	3	E	E_VS165	0.788405	1.588402	0.7999 97	2.0147 03
6	4	D	D_VS180	0.768392	1.191013	0.4226 21	1.5500 07
6	4	D	D_VS270	0.768392	1.173042	0.4046 49	1.5266 18
6	4	D	D_VS360	0.768392	1.151786	0.3833 93	1.4989 55
6	4	E	E_VS135	0.768392	1.374383	0.6059 9	1.7886 47
6	4	E	E_VS150	0.768392	1.541675	0.7732 82	2.0063 64
6	4	E	E_VS165	0.768392	1.656146	0.8877 54	2.1553 39
8	0	D	D_VS180	0.978051	1.424479	0.4464 29	1.4564 47
8	0	D	D_VS270	0.978051	1.407026	0.4289 75	1.4386 02
8	0	D	D_VS360	0.978051	1.386068	0.4080 17	1.4171 73
8	0	E	E_VS135	1.062408	1.614053	0.5516 45	1.5192 4
8	0	E	E_VS150	1.062408	1.787907	0.7254 98	1.6828 81
8	0	E	E_VS165	1.062408	1.919671	0.8572 62	1.8069 05
8	1	D	D_VS180	0.980286	1.467584	0.4872 98	1.4970 98

8	1	D	D_VS270	0.980286	1.448994	0.4687 08	1.4781 34
8	1	D	D_VS360	0.980286	1.425261	0.4449 75	1.4539 23
8	1	E	E_VS135	0.980286	1.674584	0.6942 98	1.7082 6
8	1	E	E_VS150	0.980286	1.867319	0.8870 33	1.9048 72
8	1	E	E_VS165	0.980286	1.993837	1.0135 51	2.0339 34
8	2	D	D_VS180	0.98342	1.485207	0.5017 86	1.5102 46
8	2	D	D_VS270	0.98342	1.465683	0.4822 62	1.4903 93
8	2	D	D_VS360	0.98342	1.441812	0.4583 92	1.4661 2
8	2	E	E_VS135	0.98342	1.697665	0.7142 44	1.7262 86
8	2	E	E_VS150	0.98342	1.889678	0.9062 58	1.9215 36
8	2	E	E_VS165	0.98342	2.027317	1.0438 97	2.0614 96
8	3	D	D_VS180	0.960215	1.472381	0.5121 66	1.5333 87
8	3	D	D_VS270	0.960215	1.451736	0.4915 21	1.5118 86
8	3	D	D_VS360	0.960215	1.428157	0.4679 42	1.4873 31
8	3	E	E_VS135	0.960215	1.678798	0.7185 83	1.7483 56
8	3	E	E_VS150	0.960215	1.865697	0.9054 82	1.943
8	3	E	E_VS165	0.960215	2.003328	1.0431 13	2.0863 32
8	4	D	D_VS180	0.939979	1.521484	0.5815 05	1.6186 37
8	4	D	D_VS270	0.939979	1.500482	0.5605 03	1.5962 93
8	4	D	D_VS360	0.939979	1.475079	0.5351	1.5692 68
8	4	E	E_VS135	0.939979	1.745727	0.8057 48	1.8571 98
8	4	E	E_VS150	0.939979	1.943313	1.0033 34	2.0674 01
8	4	E	E_VS165	0.939979	2.089255	1.1492 77	2.2226 62

Nota: Elaboración propia

La Tabla 33 agrupa los modelos por tipo estructura, considerando la estructura 0 como una restructura regular, y la 4 como la estructura tipo I anteriormente descrita. Se observa que a medida que aumentan la altura y la irregularidad de piso, también crece la sensibilidad de condiciones geométricas y de borde, reflejada en las desviaciones estándar superiores y rangos más amplios respecto de la estructura 0. Los estadísticos de forma muestran que la distribución de períodos es prácticamente simétrica

(skewness) cercano a cero, pero con curtosis negativa, lo que indica una dispersión más amplia y menos concentración respecto a la media.

Tabla 33. Parámetros estadísticos del período estructural por tipo de configuración

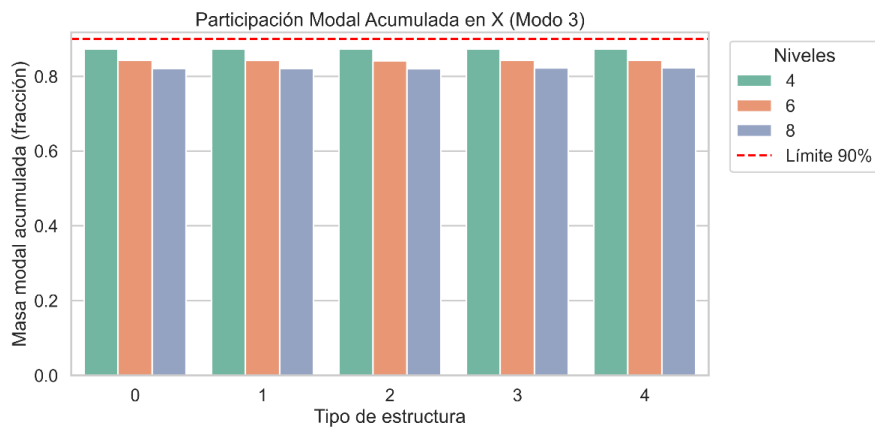
NIVEL S	ESTRUCTUR A	Medi a	Median a	Mínim o	Máxim o	Desviació n	Skewnes s	Curtosi s
4	0	0.865	0.842	0.627	1.140	0.184	0.052	-0.865
4	1	0.881	0.855	0.628	1.172	0.197	0.064	-0.900
4	2	0.892	0.867	0.629	1.193	0.204	0.047	-0.885
4	3	0.880	0.857	0.611	1.181	0.206	0.003	-0.888
4	4	0.896	0.875	0.593	1.227	0.230	-0.053	-0.876
6	0	1.148	1.122	0.806	1.525	0.260	-0.036	-0.884
6	1	1.176	1.147	0.807	1.579	0.281	-0.031	-0.910
6	2	1.189	1.162	0.809	1.603	0.288	-0.057	-0.896
6	3	1.174	1.150	0.788	1.588	0.290	-0.096	-0.884
6	4	1.203	1.182	0.768	1.656	0.323	-0.156	-0.888
8	0	1.447	1.416	0.978	1.920	0.325	-0.063	-0.787
8	1	1.480	1.458	0.980	1.994	0.369	-0.181	-0.882
8	2	1.497	1.475	0.983	2.027	0.379	-0.184	-0.867
8	3	1.478	1.462	0.960	2.003	0.379	-0.228	-0.849
8	4	1.519	1.511	0.940	2.089	0.419	-0.301	-0.834

Nota: Elaboración propia

5.1.2. Variable participación modal

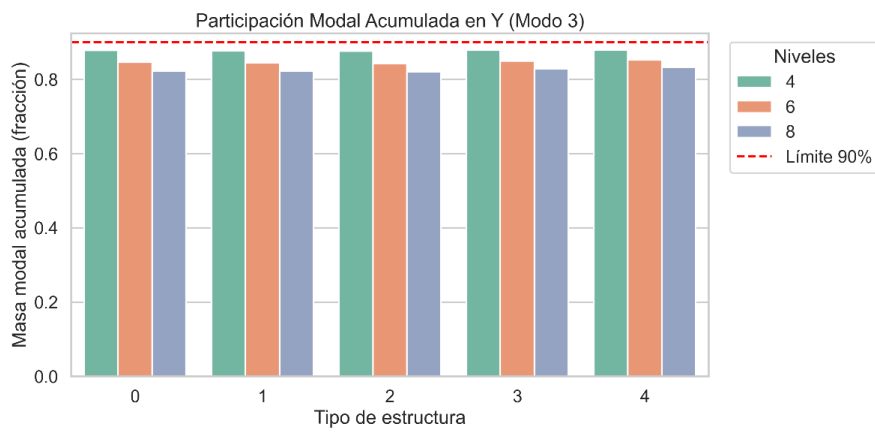
Se toma como referencia el modo 3 de cada estructura, de donde se extraen la participación de la masa en porcentaje acumulada en las direcciones X, Y y Z. Los resultados se sintetizan mediante gráfico de barras en las Figuras 32, 33 y 34, que muestran el promedio por tipo de estructura y número de niveles. El análisis revela que son pocas las estructuras que llegan a cumplir con el umbral normativo de 90% de participación de la masa modal acumulada, lo que evidencia que no existe un dominio completo en los tres primeros modos, pese a ser los que suelen concentrar la mayor contribución dinámica.

Figura 32. Participación Masa Modal acumulada X (modelo lineal)



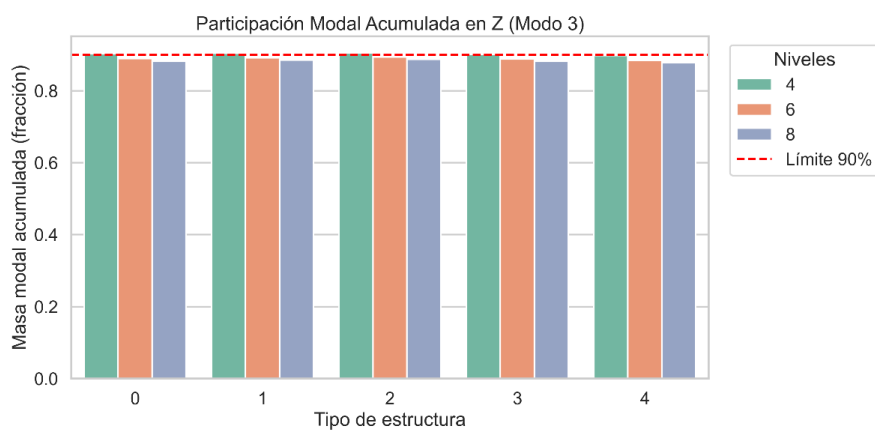
Nota: Elaboración propia

Figura 33. Participación Masa Modal acumulada Y (modelo lineal)



Nota: Elaboración propia

Figura 34. Participación Masa Modal acumulada Z (modelo lineal)



Nota: Elaboración propia

5.1.3. Variable desplazamiento y derivas

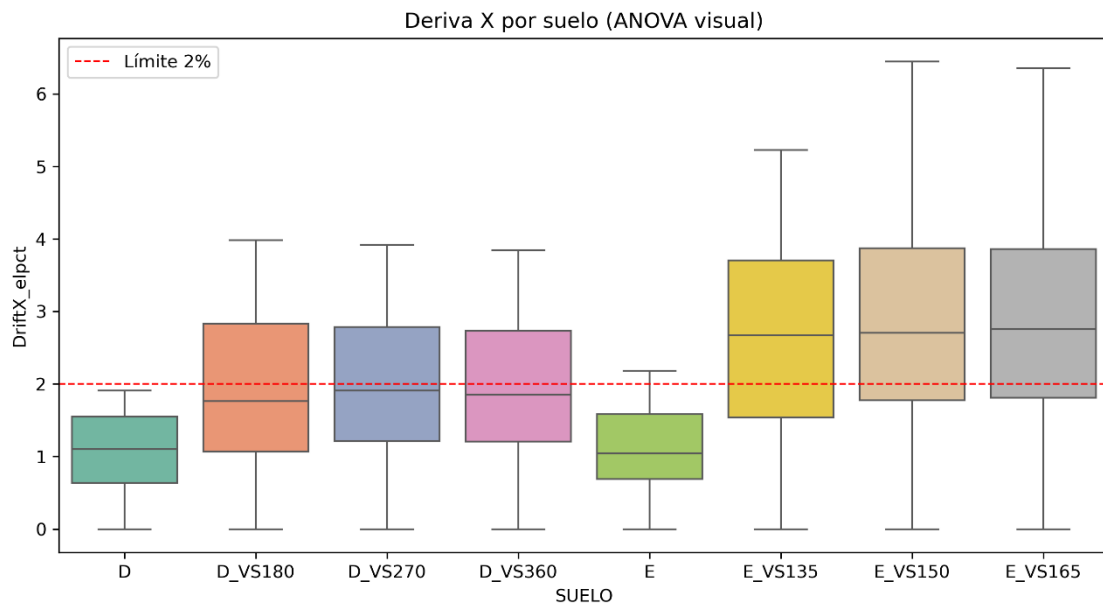
El análisis estadístico de derivas, desplazamientos y cortantes, evidencia que el tipo de suelo, el número de niveles y a tipología estructural son factores determinantes en la respuesta sísmica. La Tabla 34 muestra como el tipo de suelo afecta a las derivas en el análisis sísmico tanto en sentido X como Y. En él se puede ver que los suelos envolventes expresados en la norma como D y E son más rígidos manteniendo derivas medias de alrededor de 1.03-1.1%, con variabilidad moderada (CV en el rango de 0.56-0.62), presentando valores por debajo del límite permitido por la norma. Al añadir la interacción suelo estructura muestra que las variantes de suelo D, presentan medias cercanas al 2%, con máximos que pasan el límite permisivo. Las variantes del suelo E suelos blandos presentan una media de alrededor de 2.5% con máximos de hasta 6.4% y alta dispersión. Patrón que se evidencia tanto en el sentido X como Y, evidenciando la vulnerabilidad de los suelos.

Tabla 34. Parámetros estadísticos deriva, por tipo de suelo

SENTIDO X						
SUELO	mean	median	min	max	std	cv
D	1.023522	1.104126	0	1.911835	0.571339	0.558208
D_VS180	1.890581	1.766131	0	3.983007	1.144198	0.605209
D_VS270	1.917922	1.910535	0	3.917626	1.124079	0.586092
D_VS360	1.882331	1.849626	0	3.844587	1.100937	0.584879
E	1.062803	1.044983	0	2.185069	0.622582	0.585793
E_VS135	2.561701	2.670749	0	5.228817	1.5427	0.602217
E_VS150	2.838535	2.70791	0	6.447927	1.786821	0.629487
E_VS165	2.831564	2.755652	0	6.356881	1.773032	0.626167
SENTIDO Y						
SUELO	mean	median	min	max	std	cv
D	0.962991	1.036207	0	1.784952	0.54075	0.561532
D_VS180	1.785771	1.681189	0	3.907508	1.188128	0.66533
D_VS270	1.940353	1.936087	0	3.860375	1.129712	0.58222
D_VS360	1.922139	1.90104	0	3.796521	1.119017	0.582173
E	0.988138	0.999941	0	2.046848	0.613595	0.620961
E_VS135	2.57528	2.743773	0	5.154217	1.532831	0.595209
E_VS150	2.829089	2.809381	0	6.305626	1.741942	0.615725
E_VS165	2.850507	2.801839	0	6.300021	1.754131	0.615375

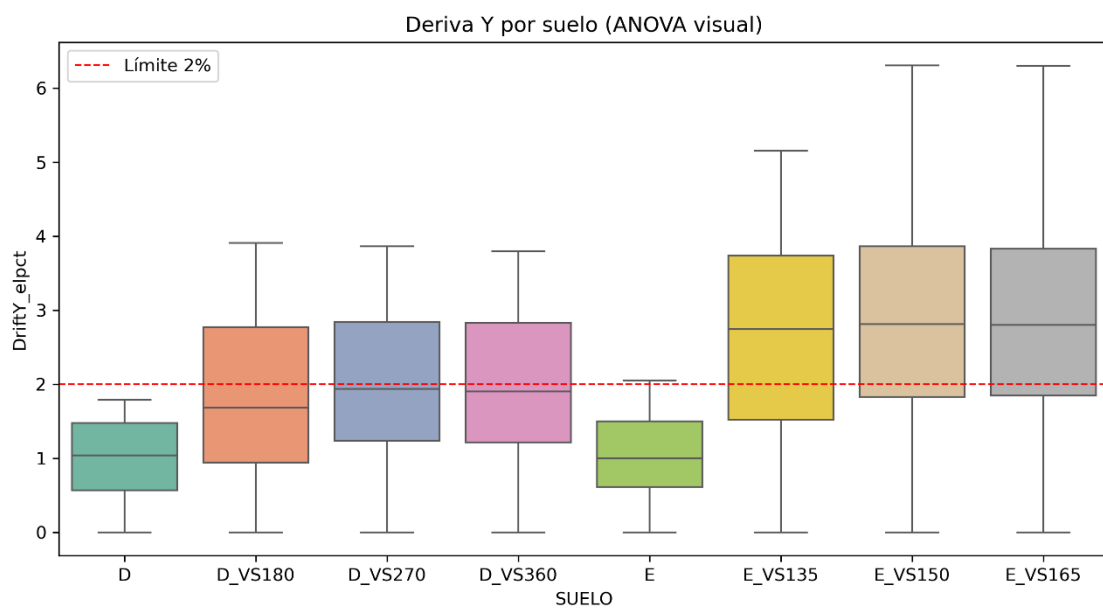
Nota: Elaboración propia

Figura 35. Parámetros estadísticos deriva X, por tipo de suelo



Nota: Elaboración propia

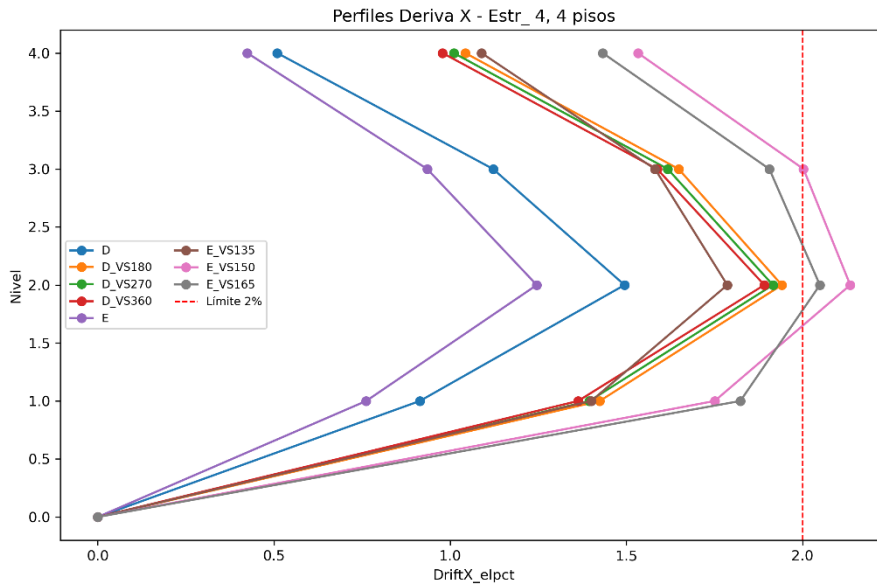
Figura 36. Parámetros estadísticos deriva Y, por tipo de suelo



Nota: Elaboración propia

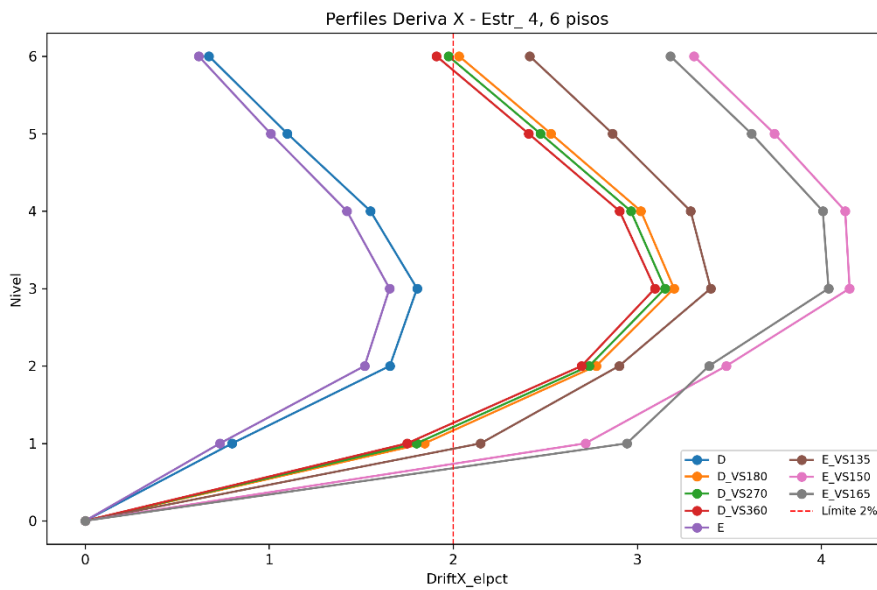
Las figuras 37,38 y 39 muestran la comparación de derivas para 4, 6 y 8 niveles respectivamente con todas sus variaciones de suelo. Se ha seleccionado la estructura más desfavorable para su presentación.

Figura 37. Perfiles de deriva sentido X, estructura 4, 4 niveles



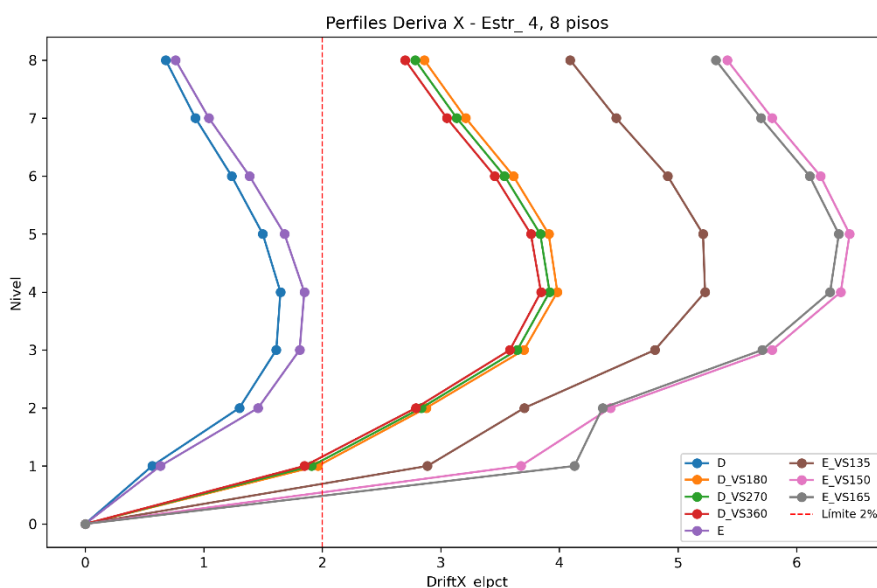
Nota: Elaboración propia

Figura 38. Perfiles de deriva sentido X, estructura 4, 6 niveles



Nota: Elaboración propia

Figura 39. Perfiles de deriva sentido X, estructura 4, 8 niveles



Nota: Elaboración propia

Al analizar los resultados por número de niveles se puede evidenciar que la estructuras crecen en desplazamientos y derivas de acuerdo al número de niveles, teniendo medias por debajo del límite normativo del 2%, pero con máximos que superan el umbral, la Tabla 35 muestra las respuestas encontradas para ambos sentidos.

Tabla 35. Parámetros estadísticos deriva, por tipo de niveles

SENTIDO X						
NIVELES	mean	median	min	max	std	cv
4	1.122405	1.303686	0	2.174758	0.686031	0.611215
6	1.841462	1.702742	0	4.1539	1.165825	0.633097
8	2.613473	2.598962	0	6.447927	1.652452	0.632282
SENTIDO Y						
NIVELES	mean	median	min	max	std	cv
4	1.123111	1.302906	0	3.67417	0.726324	0.646707
6	1.789439	1.642863	0	4.072106	1.183658	0.661469
8	2.6103	2.622347	0	6.305626	1.645215	0.630278

Nota: Elaboración propia

El análisis por tipología estructural evidencia diferencias significativas marcadas de acuerdo al tipo de irregularidad, las tipologías 0 y 1 presentan configuraciones más rígidas, con derivas contenidas y menor dispersión en los datos. Las tipologías 2, 3 y 4

muestran mayor flexibilidad estructural visible en su deriva media de 2.1% y con desviaciones estándar más altas, lo que refleja mayor flexibilidad y vulnerabilidad estructural, presentando mayores demandas sísmicas. La Tabla 36 muestra esos parámetros.

Tabla 36. Parámetros estadísticos deriva, por tipo tipología

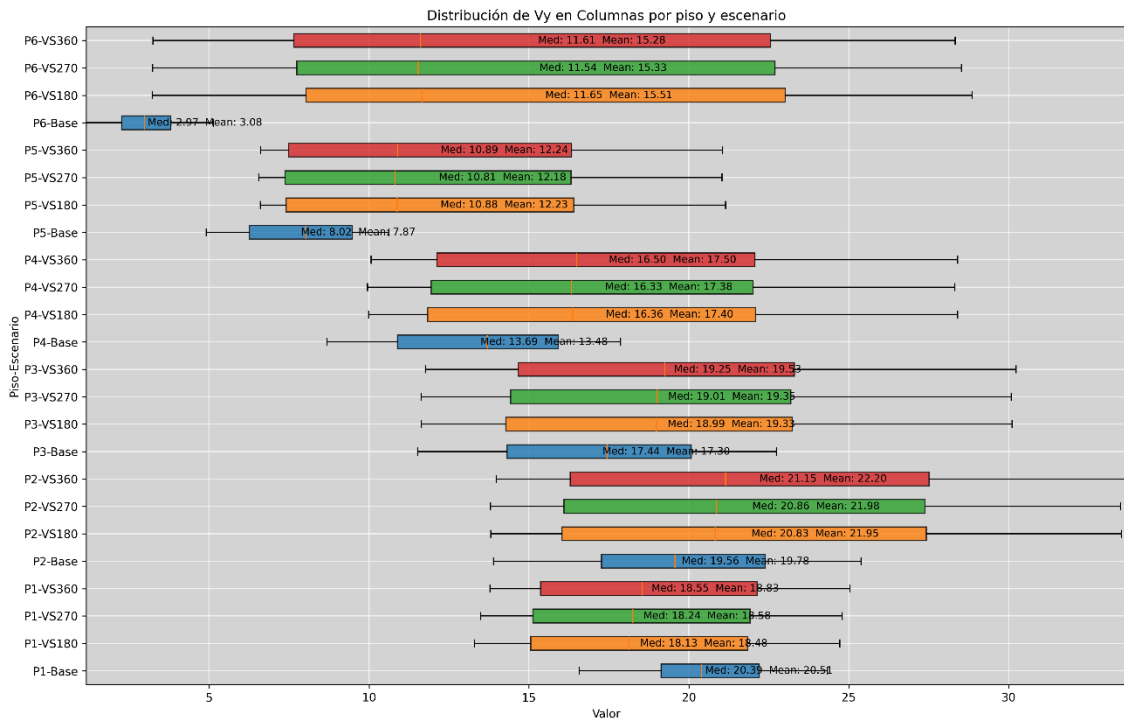
SENTIDO X						
ESTRUCTURA_ID	mean	median	min	max	std	cv
0	1.578703	1.464143	0	4.209993	1.008645	0.638908
1	1.7884	1.661757	0	4.884113	1.171662	0.655145
2	2.176613	1.84557	0	6.160078	1.581202	0.726451
3	2.167105	1.822684	0	6.025939	1.550661	0.715545
4	2.294778	1.909701	0	6.447927	1.676863	0.73073
SENTIDO Y						
ESTRUCTURA_ID	mean	median	min	max	std	cv
0	1.529251	1.460651	0	4.154273	1.01821	0.665822
1	1.78256	1.631762	0	4.904248	1.188874	0.666947
2	2.188401	1.822251	0	6.305626	1.639785	0.749308
3	2.245003	1.978971	0	5.948155	1.5798	0.703696
4	2.199763	1.936087	0	5.929813	1.607574	0.730794

Nota: Elaboración propia

5.1.4. Fuerzas internas en los elementos

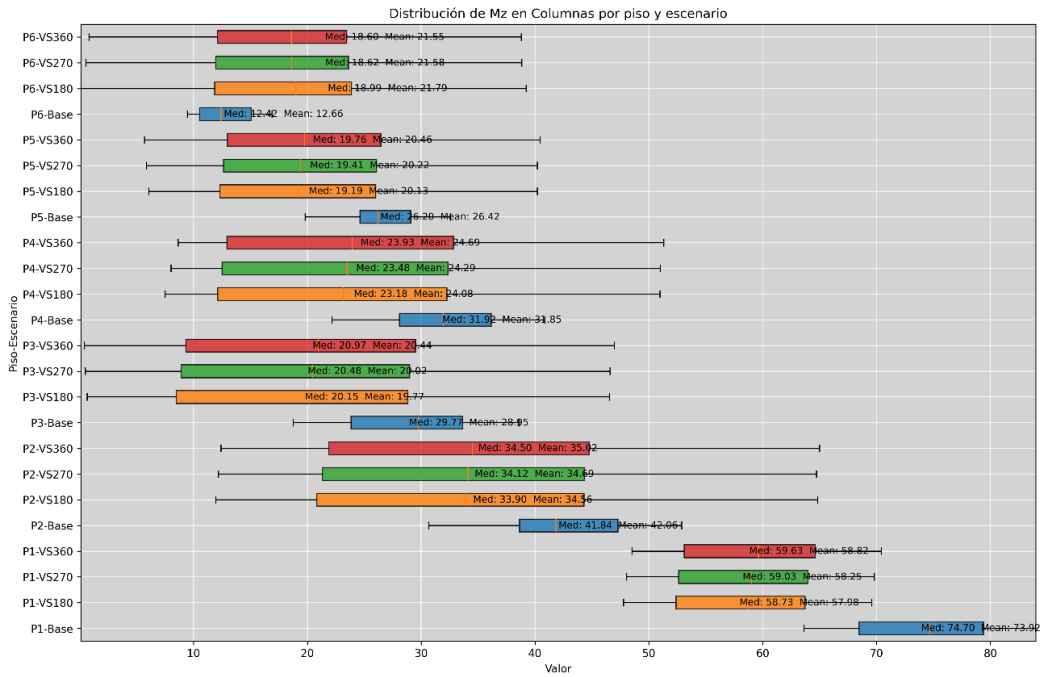
Como se pudo evidenciar existe un incremento de demandas sísmicas para las estructuras, para ilustrar este comportamiento se recurrió a diagramas de cajas, los cuales permiten representar la distribución y el esfuerzo máximo de las fuerzas internas por piso y por elemento. Dado el elevado número de resultados obtenidos se seleccionaron únicamente seis gráficos representativos.

Figura 40. Distribución del cortante Vy en columnas, 6NVVL_D_ESTR_2



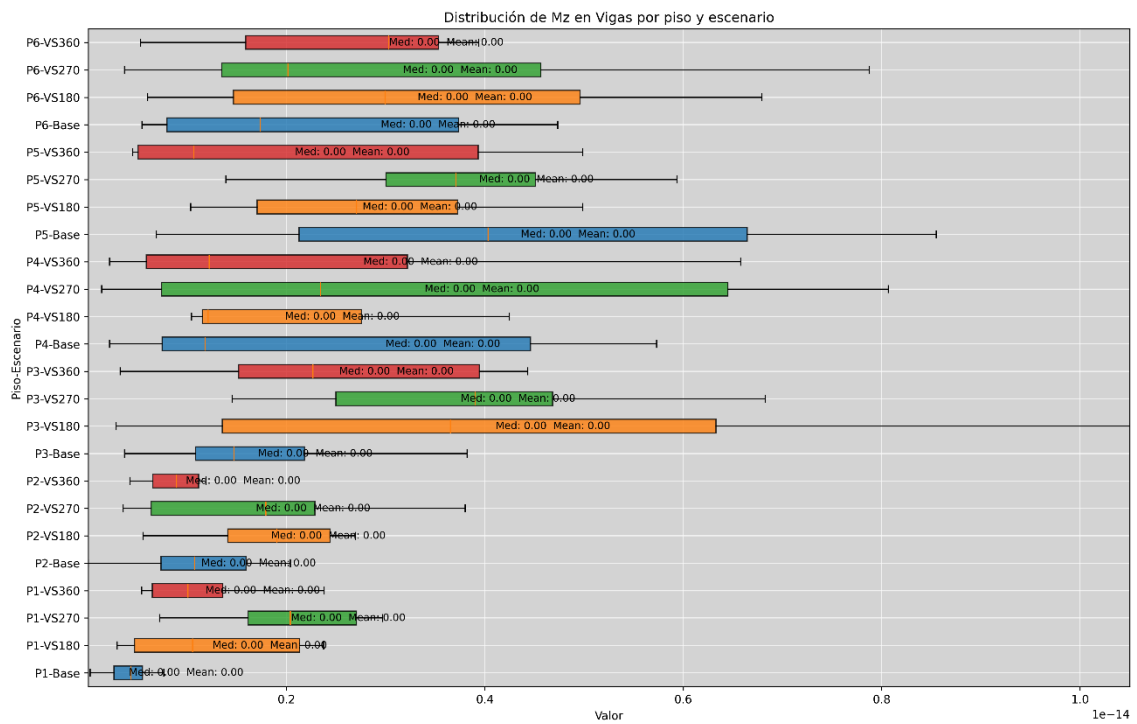
Nota: Elaboración propia

Figura 41. Distribución del momento Mz en columnas, 6NVVL_D_ESTR_2



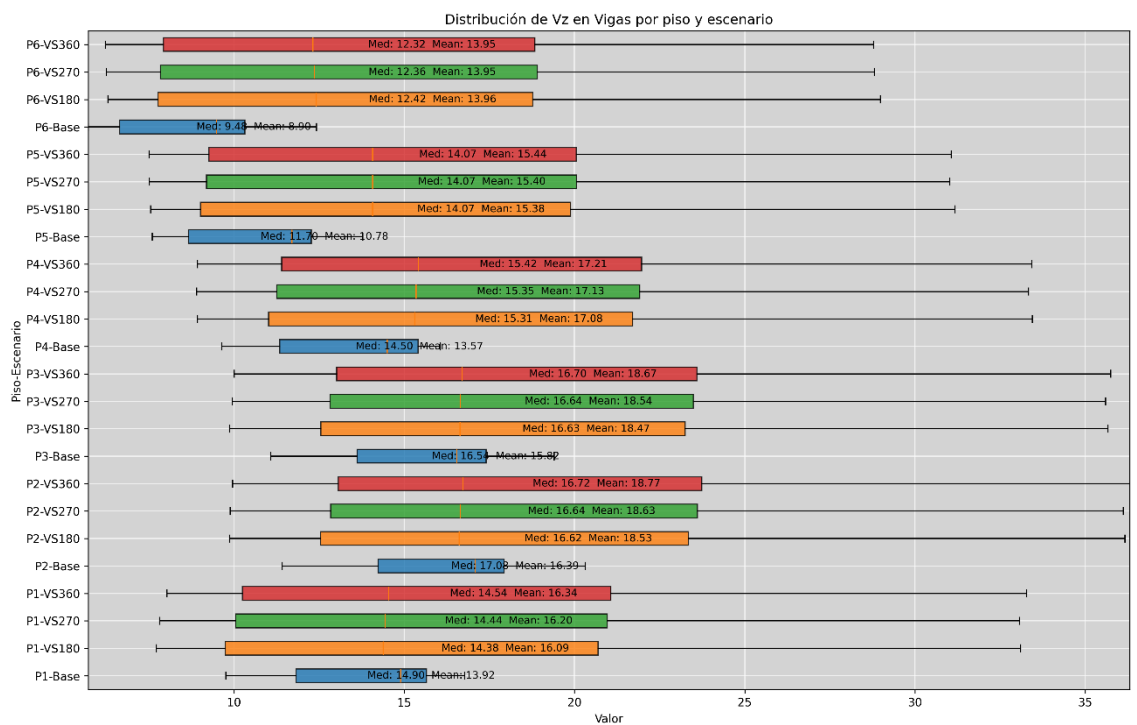
Nota: Elaboración propia

Figura 42. Distribución del cortante Vy en vigas, 6NVVL_D_ESTR_2



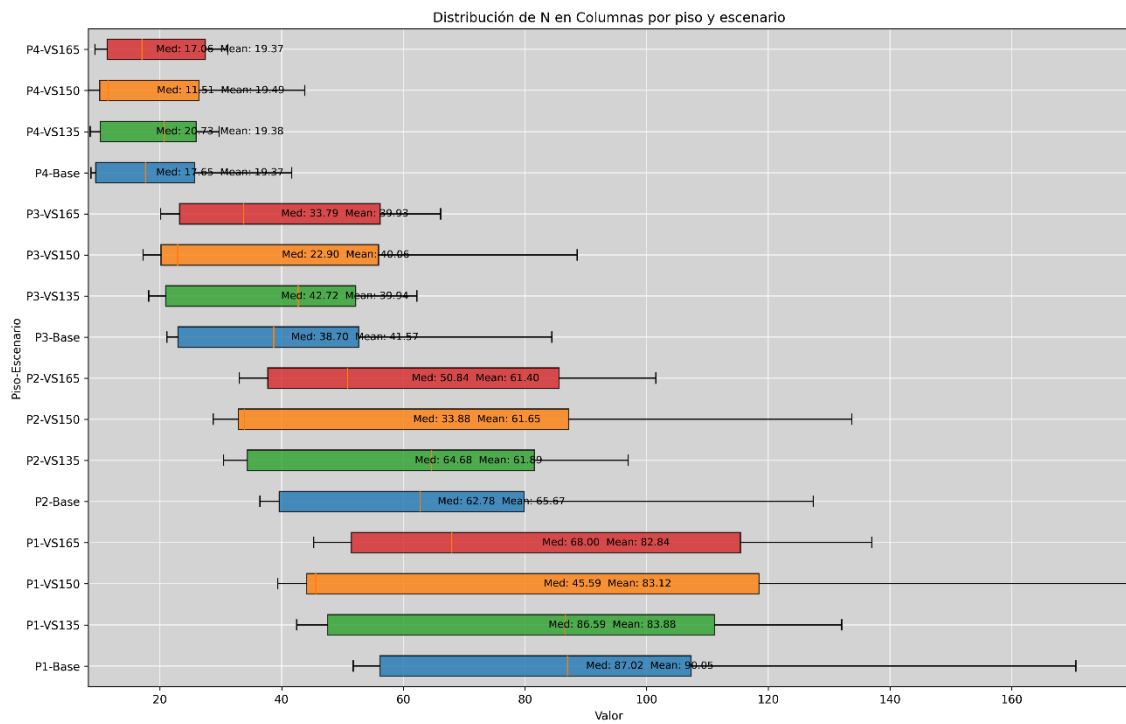
Nota: Elaboración propia

Figura 43. Distribución del cortante Vz en vigas, 6NVVL_D_ESTR_2



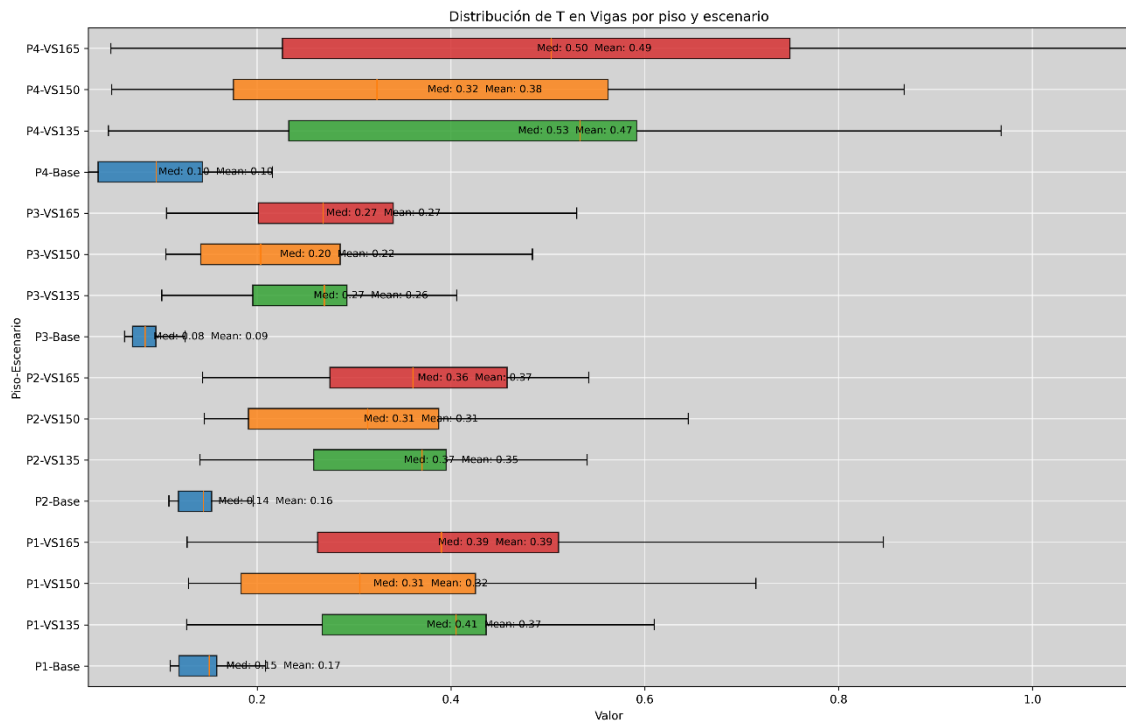
Nota: Elaboración propia

Figura 44. Distribución del axial N en columnas, 4NVVL_E_ESTR_4



Nota: Elaboración propia

Figura 45. Distribución del momento torsor T en columnas, 4NVVL_E_ESTR_4



Nota: Elaboración propia

5.2. Resultados análisis no lineal NSP vs resortes no lineales monotónicos

Para la comparación de modelos se definió como punto de desempeño el instante en que el elemento alcanza el estado límite denominado LS. A partir de este criterio se filtraron resultados y se realizaron los análisis correspondientes.

5.2.1. Variable período con resortes no lineales

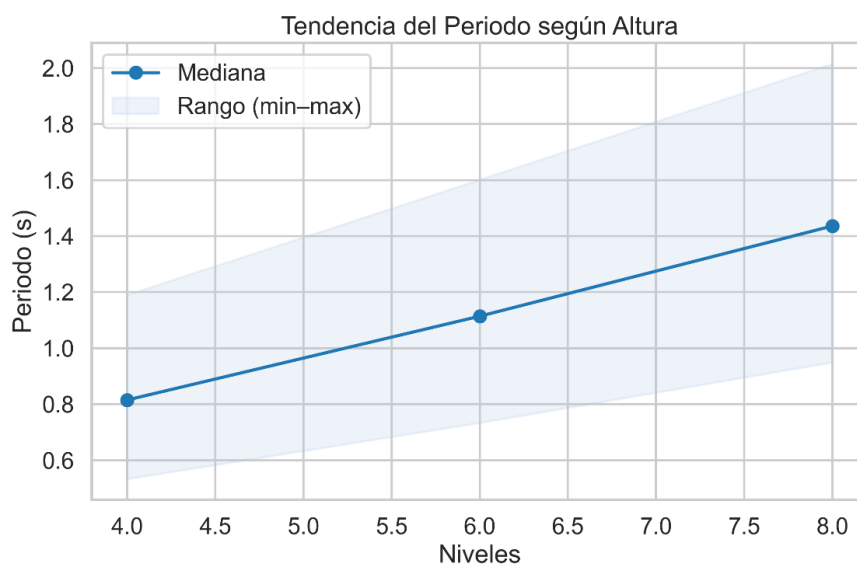
El análisis por altura muestra un incremento progresivo de los períodos, reflejando mayor flexibilidad en edificios de gran altura, los coeficientes de variación entre 0.22 y 0.24 demuestra que la dispersión disminuye. La Tabla 37 muestra estos parámetros. La Figura 46 demuestra la tendencia creciente entre períodos y niveles de la estructura.

Tabla 37. Parámetros estadísticos del período en función de la altura

NIVELES	Media	Mediana	Desviación	Mínimo	Máximo	Rango	Coef_Var
4	0.834752	0.81498	0.201942	0.533252	1.18985	0.656598	0.241919
6	1.134694	1.114105	0.26739	0.733471	1.60131	0.867839	0.235649
8	1.448648	1.436175	0.329289	0.949551	2.01544	1.065889	0.227308

Nota: Elaboración propia

Figura 46. Tendencia de período estructural en función de la altura



Nota: Elaboración propia

Mediante la comparación entre modelos de base fija y base flexible evidencia un incremento significativo en los períodos estructurales. Obteniendo radios de incremento de hasta 2.23, duplicando los períodos de base fija. Este comportamiento confirma que la flexibilidad de la base es un factor determinante en la respuesta dinámica. La Tabla 38 muestra estos datos.

Tabla 38. Comparación entre modelos base fija vs base flexible

NIVLE	ESTRUCTU	SUELO_BA	SUELO_VARIA	T_BASE_FI	T_BASE_FL	Delta_	Ratio_
S	RA	SE	NTE	JA	EX	T	T
4	0	D	D_VS180	0.565	0.802	0.237	1.419
4	0	D	D_VS270	0.565	0.790	0.225	1.398
4	0	D	D_VS360	0.565	0.776	0.211	1.374
4	0	E	E_VS135	0.565	0.917	0.352	1.623
4	0	E	E_VS150	0.565	1.014	0.450	1.796
4	0	E	E_VS165	0.565	1.102	0.537	1.950
4	1	D	D_VS180	0.565	0.816	0.251	1.443
4	1	D	D_VS270	0.565	0.803	0.238	1.420
4	1	D	D_VS360	0.565	0.788	0.223	1.394
4	1	E	E_VS135	0.565	0.939	0.374	1.661
4	1	E	E_VS150	0.565	1.048	0.483	1.854
4	1	E	E_VS165	0.565	1.134	0.569	2.006
4	2	D	D_VS180	0.566	0.828	0.262	1.463
4	2	D	D_VS270	0.566	0.814	0.248	1.438
4	2	D	D_VS360	0.566	0.799	0.233	1.412
4	2	E	E_VS135	0.566	0.955	0.389	1.687
4	2	E	E_VS150	0.566	1.063	0.497	1.878
4	2	E	E_VS165	0.566	1.155	0.590	2.042
4	3	D	D_VS180	0.550	0.819	0.269	1.489
4	3	D	D_VS270	0.550	0.806	0.255	1.464
4	3	D	D_VS360	0.550	0.790	0.240	1.437
4	3	E	E_VS135	0.550	0.945	0.395	1.718
4	3	E	E_VS150	0.550	1.053	0.503	1.915
4	3	E	E_VS165	0.550	1.144	0.594	2.080
4	4	D	D_VS180	0.533	0.838	0.305	1.571
4	4	D	D_VS270	0.533	0.824	0.290	1.544
4	4	D	D_VS360	0.533	0.808	0.274	1.515
4	4	E	E_VS135	0.533	0.976	0.443	1.830
4	4	E	E_VS150	0.533	1.096	0.563	2.055
4	4	E	E_VS165	0.533	1.190	0.657	2.231
6	0	D	D_VS180	0.770	1.091	0.321	1.416
6	0	D	D_VS270	0.770	1.076	0.306	1.397
6	0	D	D_VS360	0.770	1.060	0.289	1.376
6	0	E	E_VS135	0.770	1.240	0.470	1.610

6	0	E	E_VS150	0.770	1.369	0.598	1.776
6	0	E	E_VS165	0.770	1.478	0.708	1.919
6	1	D	D_VS180	0.771	1.115	0.343	1.445
6	1	D	D_VS270	0.771	1.099	0.328	1.425
6	1	D	D_VS360	0.771	1.081	0.309	1.401
6	1	E	E_VS135	0.771	1.274	0.503	1.652
6	1	E	E_VS150	0.771	1.417	0.646	1.837
6	1	E	E_VS165	0.771	1.527	0.755	1.979
6	2	D	D_VS180	0.773	1.129	0.357	1.461
6	2	D	D_VS270	0.773	1.114	0.341	1.441
6	2	D	D_VS360	0.773	1.095	0.322	1.417
6	2	E	E_VS135	0.773	1.294	0.521	1.674
6	2	E	E_VS150	0.773	1.434	0.661	1.855
6	2	E	E_VS165	0.773	1.551	0.778	2.007
6	3	D	D_VS180	0.753	1.119	0.366	1.486
6	3	D	D_VS270	0.753	1.103	0.350	1.464
6	3	D	D_VS360	0.753	1.084	0.331	1.440
6	3	E	E_VS135	0.753	1.281	0.528	1.701
6	3	E	E_VS150	0.753	1.420	0.667	1.886
6	3	E	E_VS165	0.753	1.538	0.785	2.042
6	4	D	D_VS180	0.733	1.149	0.416	1.567
6	4	D	D_VS270	0.733	1.132	0.398	1.543
6	4	D	D_VS360	0.733	1.111	0.378	1.515
6	4	E	E_VS135	0.733	1.327	0.593	1.809
6	4	E	E_VS150	0.733	1.477	0.743	2.013
6	4	E	E_VS165	0.733	1.601	0.868	2.183
8	0	D	D_VS180	0.990	1.399	0.409	1.413
8	0	D	D_VS270	0.990	1.383	0.393	1.397
8	0	D	D_VS360	0.990	1.363	0.374	1.378
8	0	E	E_VS135	0.990	1.574	0.585	1.591
8	0	E	E_VS150	0.990	1.725	0.735	1.743
8	0	E	E_VS165	0.990	1.863	0.873	1.882
8	1	D	D_VS180	0.991	1.434	0.443	1.447
8	1	D	D_VS270	0.991	1.417	0.426	1.430
8	1	D	D_VS360	0.991	1.395	0.404	1.408
8	1	E	E_VS135	0.991	1.624	0.633	1.638
8	1	E	E_VS150	0.991	1.789	0.797	1.804
8	1	E	E_VS165	0.991	1.924	0.932	1.941
8	2	D	D_VS180	0.993	1.451	0.458	1.461
8	2	D	D_VS270	0.993	1.434	0.440	1.443
8	2	D	D_VS360	0.993	1.412	0.418	1.421
8	2	E	E_VS135	0.993	1.646	0.652	1.656
8	2	E	E_VS150	0.993	1.809	0.815	1.821
8	2	E	E_VS165	0.993	1.954	0.961	1.967
8	3	D	D_VS180	0.971	1.439	0.468	1.482
8	3	D	D_VS270	0.971	1.421	0.450	1.463

8	3	D	D_VS360	0.971	1.399	0.428	1.441
8	3	E	E_VS135	0.971	1.630	0.660	1.679
8	3	E	E_VS150	0.971	1.791	0.820	1.845
8	3	E	E_VS165	0.971	1.937	0.967	1.996
8	4	D	D_VS180	0.950	1.481	0.532	1.560
8	4	D	D_VS270	0.950	1.462	0.512	1.539
8	4	D	D_VS360	0.950	1.438	0.489	1.515
8	4	E	E_VS135	0.950	1.689	0.739	1.778
8	4	E	E_VS150	0.950	1.858	0.908	1.957
8	4	E	E_VS165	0.950	2.015	1.066	2.123

Nota: Elaboración propia

El análisis de variabilidad por tipología nos permite identificar que la estructura 4 presenta los la media más alta en cuanto a períodos fundamentales y coeficientes de variación más altos lo que determina una estructura con menos rigidez. Las estructuras 1,2,3 muestran un comportamiento intermedio, con diferencias menores entre ellas.

Tabla 39. Parámetros estadísticos del período estructural por tipo de configuración

NIVEL	ESTRUCTUR	Medi	Median	Mínim	Máxim	Desviació	Skewnes	Curtosi
S	A	a	a	o	o	n	s	s
4	0	0.816	0.796	0.565	1.102	0.193	0.005	-0.851
4	1	0.832	0.809	0.565	1.134	0.205	0.010	-0.885
4	2	0.843	0.821	0.566	1.155	0.212	-0.007	-0.868
4	3	0.832	0.812	0.550	1.144	0.214	-0.047	-0.870
4	4	0.850	0.831	0.533	1.190	0.238	-0.102	-0.879
6	0	1.107	1.084	0.770	1.478	0.255	-0.056	-0.852
6	1	1.132	1.107	0.771	1.527	0.273	-0.059	-0.875
6	2	1.145	1.122	0.773	1.551	0.281	-0.081	-0.862
6	3	1.131	1.111	0.753	1.538	0.283	-0.117	-0.851
6	4	1.158	1.141	0.733	1.601	0.314	-0.178	-0.851
8	0	1.411	1.391	0.990	1.863	0.313	-0.135	-0.811
8	1	1.446	1.425	0.991	1.924	0.337	-0.162	-0.844
8	2	1.462	1.443	0.993	1.954	0.346	-0.172	-0.825
8	3	1.445	1.430	0.971	1.937	0.348	-0.207	-0.812
8	4	1.480	1.471	0.950	2.015	0.385	-0.277	-0.799

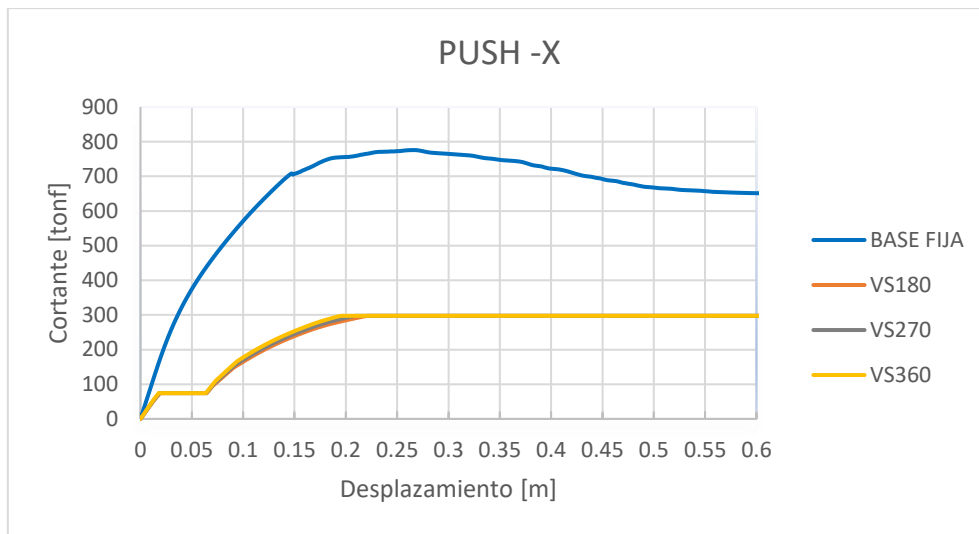
Nota: Elaboración propia

5.2.2. Curvas de capacidad

Se evidencia una reducción en la curva de capacidad de la estructura, esto debido al aporte de rigidez del suelo no lineal monotónico y que el nivel cero presenta desplazamientos. Se aclara que todas las estructuras se desplazan un valor de $0.04 * altura\ total$.

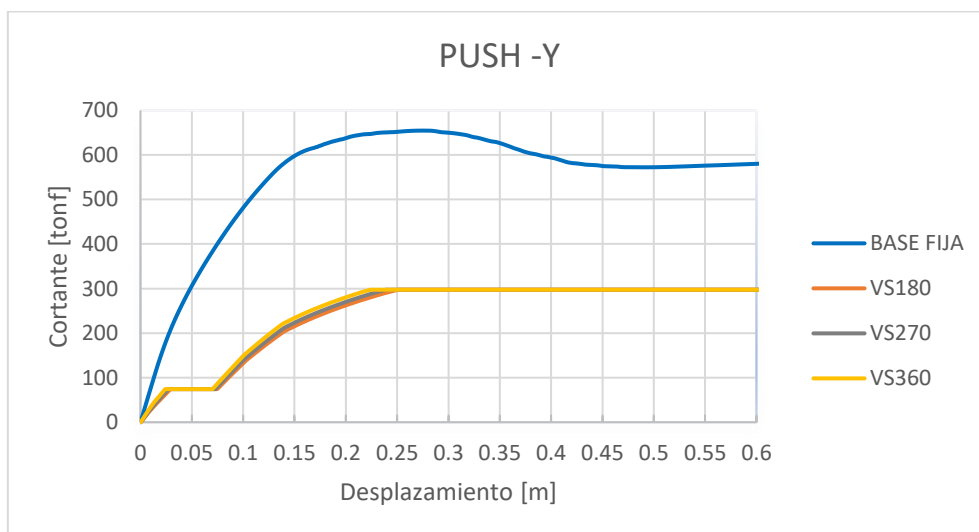
Las Figuras 47 y 48 muestran las curvas cortante vs desplazamiento en el sentido X y Y de la estructura 6NVL_D_ESTR_4 con sus variantes de suelo. En ellas se evidencia la reducción del cortante de la estructura en los modelos con interacción suelo estructura, esto debido a que la respuesta de la estructura cambia, ahora la base flexible permite deformaciones adicionales que absorben parte de la energía, reduciendo la rigidez efectiva del sistema y redistribuyendo esfuerzos.

Figura 47. Curva de capacidad para suelos D modelos base fija y flexible sentido X



Nota: Elaboración propia

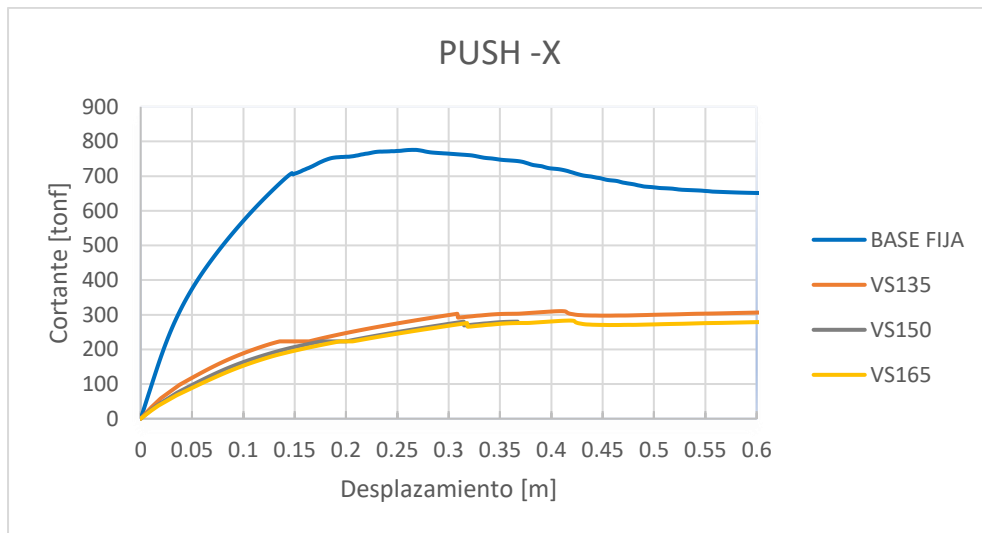
Figura 48. Curva de capacidad para suelos D modelos base fija y flexible sentido Y



Nota: Elaboración propia

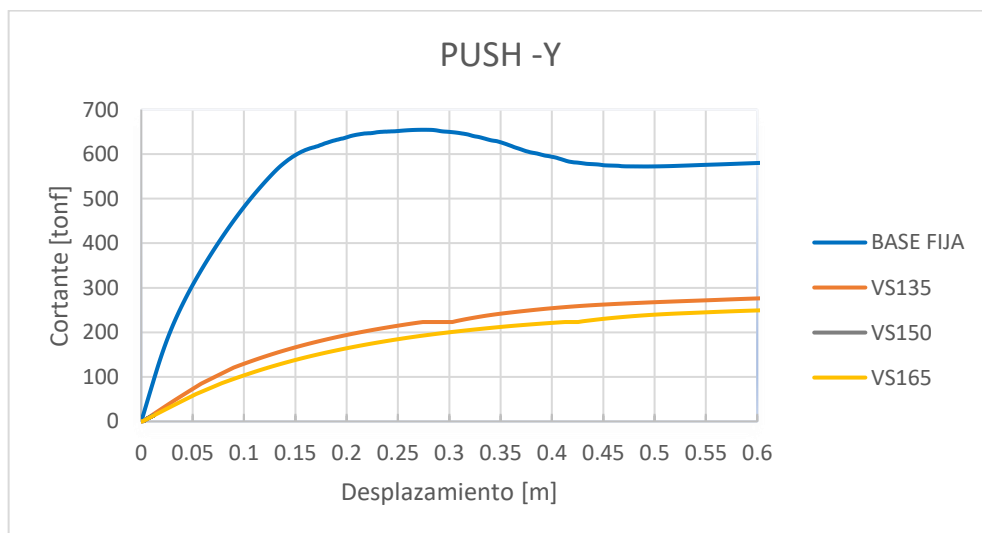
Las Figuras 49 y 50 muestran las curvas cortante vs desplazamiento en el sentido X y Y de la estructura 6NVL_E_ESTR_4. La respuesta para suelos tipo E, presenta curvas con mayor desplazamiento en el tope, permitiendo visualizar curvas completas como el modelo de base fija. La reducción del cortante también es evidente.

Figura 49. Curva de capacidad para suelos E modelos base fija y flexible sentido X



Nota: Elaboración propia

Figura 50. Curva de capacidad para suelos E modelos base fija y flexible sentido Y



Nota: Elaboración propia

Se han presentado el caso para suelo D y E mostrando una mayor reducción de cortante en suelos D, debido a la mayor rigidez del suelo, por tanto, mayor aporte de resistencia durante el modelado.

5.2.3. Curvas demostrativas de resortes

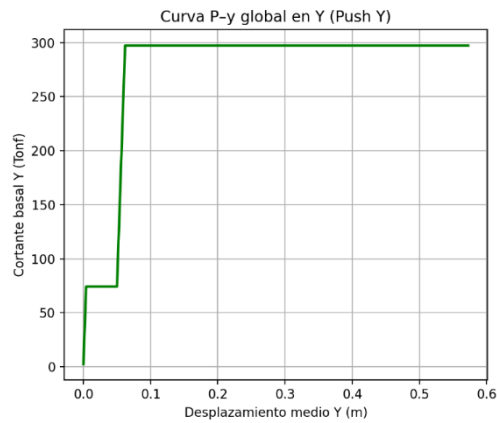
Para demostrar el comportamiento del suelo de carácter monotónico se selecciona el caso de 6NVL_D_VS360_ESTR_4. Las Figuras 51 y 52 muestran el comportamiento del resorte durante el análisis NSP en sentido X y Y. Los cuales presentan rigidez inicial elevada, seguida de una transición suave hacia una meseta de cortante basal cercano a 300 toneladas, la respuesta indica una rigidez intermedia y una capacidad estable sin degradación post-cedencia.

Figura 51. Respuesta lateral del resorte no lineal monotónico



Nota: Elaboración propia

Figura 52. Respuesta lateral del resorte no lineal monotónico



Nota: Elaboración propia

La respuesta de los resortes en vertical se visualiza en las Figuras 53 y 54, las cuales describen el comportamiento de la estructura, el cual se describe como un resorte con rigidez inicial elevada la cual tiene una transición suave hasta su meseta. Indicando un comportamiento monotónico controlado.

Figura 53. Respuesta vertical del resorte no lineal monotónico

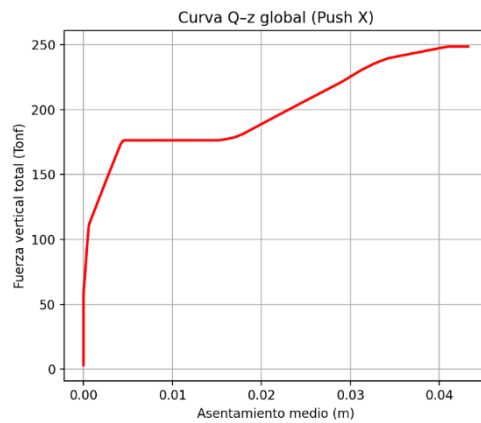
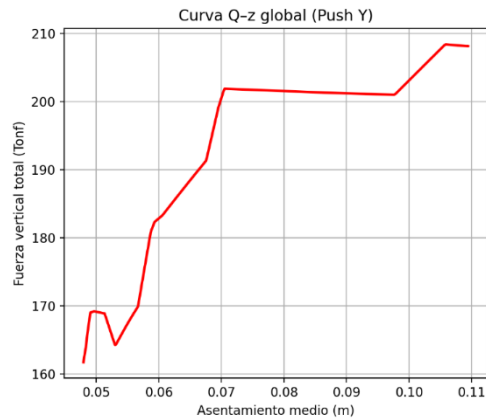


Figura 54. Respuesta vertical del resorte no lineal monotónico



Nota: Elaboración propia

5.3. Resultados análisis no lineal NDP vs resortes no lineales con degradación cíclica.

5.3.1. Variable período

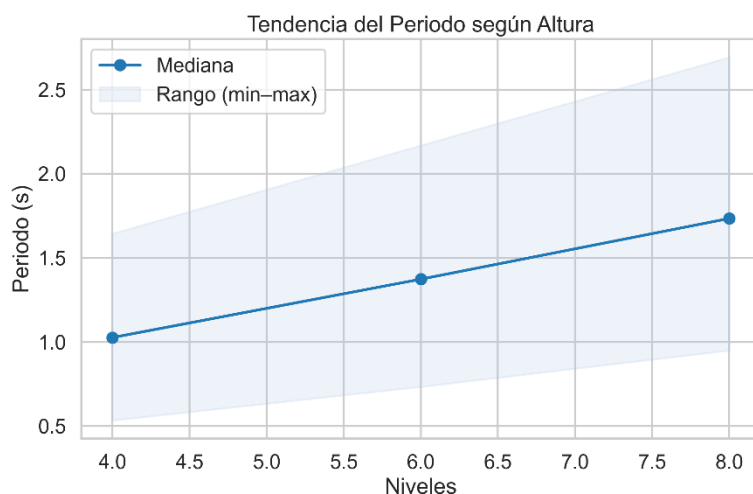
Al analizar la tendencia en altura se observa aumento sistemático de la media del período en el rango de 1.03 hasta 1.74, consistente ya que a mayor altura mayor flexibilidad, ver Figura 55, se puede visualizar en la Tabla 40 como la mayoría de parámetros estadísticos aumentan con relación a la altura con excepción del coeficiente de variación el cual se mostró estable en torno a 0.30 y 0.33, pero reflejando mayor dispersión, también se puede evidenciar un incremento en los valores en comparación a los resortes lineales.

Tabla 40. Parámetros estadísticos del período en función de la altura

NIVELES	Media	Mediana	Desviación	Mínimo	Máximo	rango	coef_var
4	1.034619	1.02638	0.345517	0.533252	1.64367	1.110418	0.333956
6	1.391495	1.37335	0.442035	0.733471	2.16833	1.434859	0.317669
8	1.744975	1.73448	0.533705	0.949551	2.69243	1.742879	0.305853

Nota: Elaboración propia

Figura 55. Tendencia de período estructural en función de la altura



Nota: Elaboración propia

La Tabla 41 muestra la variación que existe entre los períodos de base fija vs los modelos con interacción suelo estructura. Se observa que para ambos casos tanto para suelos tipo E y D existen incrementos significativos en el período estructural. Ahora el rango de incrementos se presenta entre 1.7 a 2.9 veces.

Tabla 41. Comparación entre modelos base fija vs base flexible

NIVEL ES	ESTRUCT URA	SUELO_B ASE	SUELO_VARI ANTE	T_BASE_F IJA	T_BASE_F LEX	Delta _T	Ratio _T
4	0	D	D_VS180	0.565	1.008	0.443	1.784
4	0	D	D_VS270	0.565	0.988	0.423	1.748
4	0	D	D_VS360	0.565	0.964	0.399	1.707
4	0	E	E_VS135	0.565	1.197	0.632	2.119
4	0	E	E_VS150	0.565	1.322	0.757	2.341
4	0	E	E_VS165	0.565	1.502	0.938	2.660
4	1	D	D_VS180	0.565	1.029	0.463	1.820
4	1	D	D_VS270	0.565	0.988	0.422	1.747
4	1	D	D_VS360	0.565	0.964	0.399	1.705
4	1	E	E_VS135	0.565	1.226	0.661	2.169
4	1	E	E_VS150	0.565	1.360	0.795	2.406
4	1	E	E_VS165	0.565	1.543	0.977	2.729
4	2	D	D_VS180	0.629	0.873	0.245	1.389
4	2	D	D_VS270	0.629	0.860	0.231	1.368
4	2	D	D_VS360	0.629	0.846	0.217	1.345
4	2	E	E_VS135	0.566	1.255	0.689	2.217

4	2	E	E_VS150	0.566	1.392	0.826	2.459
4	2	E	E_VS165	0.566	1.582	1.016	2.795
4	3	D	D_VS180	0.550	1.048	0.498	1.905
4	3	D	D_VS270	0.550	1.025	0.475	1.864
4	3	D	D_VS360	0.550	0.999	0.448	1.815
4	3	E	E_VS135	0.550	1.244	0.694	2.262
4	3	E	E_VS150	0.550	1.386	0.836	2.520
4	3	E	E_VS165	0.550	1.569	1.019	2.852
4	4	D	D_VS180	0.533	1.079	0.546	2.024
4	4	D	D_VS270	0.533	1.055	0.522	1.979
4	4	D	D_VS360	0.533	1.027	0.494	1.927
4	4	E	E_VS135	0.533	1.298	0.764	2.433
4	4	E	E_VS150	0.533	1.491	0.958	2.796
4	4	E	E_VS165	0.533	1.644	1.110	3.082
6	0	D	D_VS180	0.770	1.335	0.565	1.733
6	0	D	D_VS270	0.770	1.312	0.541	1.703
6	0	D	D_VS360	0.770	1.284	0.513	1.666
6	0	E	E_VS135	0.770	1.577	0.807	2.047
6	0	E	E_VS150	0.770	1.736	0.965	2.253
6	0	E	E_VS165	0.770	1.968	1.198	2.555
6	1	D	D_VS180	0.771	1.366	0.595	1.771
6	1	D	D_VS270	0.771	1.342	0.570	1.740
6	1	D	D_VS360	0.771	1.312	0.540	1.701
6	1	E	E_VS135	0.771	1.618	0.847	2.098
6	1	E	E_VS150	0.771	1.788	1.017	2.319
6	1	E	E_VS165	0.771	2.027	1.256	2.628
6	2	D	D_VS180	0.773	1.394	0.621	1.803
6	2	D	D_VS270	0.773	1.368	0.595	1.770
6	2	D	D_VS360	0.773	1.338	0.565	1.731
6	2	E	E_VS135	0.773	1.655	0.882	2.142
6	2	E	E_VS150	0.773	1.826	1.054	2.363
6	2	E	E_VS165	0.773	2.074	1.301	2.683
6	3	D	D_VS180	0.753	1.391	0.638	1.847
6	3	D	D_VS270	0.753	1.365	0.612	1.813
6	3	D	D_VS360	0.753	1.334	0.581	1.771
6	3	E	E_VS135	0.753	1.657	0.904	2.200
6	3	E	E_VS150	0.753	1.862	1.108	2.472
6	3	E	E_VS165	0.753	2.086	1.333	2.770
6	4	D	D_VS180	0.733	1.440	0.706	1.963
6	4	D	D_VS270	0.733	1.412	0.679	1.925
6	4	D	D_VS360	0.733	1.379	0.645	1.879
6	4	E	E_VS135	0.733	1.720	0.986	2.345
6	4	E	E_VS150	0.733	1.925	1.191	2.624
6	4	E	E_VS165	0.733	2.168	1.435	2.956
8	0	D	D_VS180	0.990	1.676	0.687	1.694
8	0	D	D_VS270	0.990	1.651	0.661	1.668

8	0	D	D_VS360	0.990	1.618	0.629	1.635
8	0	E	E_VS135	0.990	1.964	0.974	1.984
8	0	E	E_VS150	0.990	2.149	1.159	2.172
8	0	E	E_VS165	0.990	2.441	1.451	2.467
8	1	D	D_VS180	0.991	1.718	0.727	1.733
8	1	D	D_VS270	0.991	1.691	0.700	1.706
8	1	D	D_VS360	0.991	1.657	0.666	1.671
8	1	E	E_VS135	0.991	2.019	1.028	2.037
8	1	E	E_VS150	0.991	2.216	1.225	2.236
8	1	E	E_VS165	0.991	2.511	1.519	2.533
8	2	D	D_VS180	0.993	1.751	0.757	1.762
8	2	D	D_VS270	0.993	1.723	0.729	1.734
8	2	D	D_VS360	0.993	1.688	0.694	1.699
8	2	E	E_VS135	0.993	2.062	1.069	2.076
8	2	E	E_VS150	0.993	2.261	1.267	2.276
8	2	E	E_VS165	0.993	2.571	1.578	2.588
8	3	D	D_VS180	0.971	1.748	0.777	1.800
8	3	D	D_VS270	0.971	1.719	0.748	1.771
8	3	D	D_VS360	0.971	1.683	0.712	1.734
8	3	E	E_VS135	0.971	2.063	1.092	2.125
8	3	E	E_VS150	0.971	2.295	1.324	2.364
8	3	E	E_VS165	0.971	2.587	1.616	2.665
8	4	D	D_VS180	0.950	1.815	0.865	1.911
8	4	D	D_VS270	0.950	1.784	0.835	1.879
8	4	D	D_VS360	0.950	1.746	0.796	1.839
8	4	E	E_VS135	0.950	2.150	1.200	2.264
8	4	E	E_VS150	0.950	2.362	1.412	2.487
8	4	E	E_VS165	0.950	2.692	1.743	2.835

Nota: Elaboración propia

El análisis de variabilidad por tipología muestra un incremento progresivo de la media del período y de la dispersión conforme aumenta la altura. Se observan desviaciones estándar superiores al 0.4 en seis niveles y 0.61 en 8 niveles, reflejando un comportamiento heterogéneo, es decir comportamientos diversos y menos uniformes. La distribución estadística se mantiene relativamente simétrica. La Tabla 42 muestra esta información de manera detallada.

Tabla 42. Parámetros estadísticos del período estructural por tipo de configuración

NIVELES	ESTRUCTURA	Media	Mediana	Mínimo	Máximo	Desviación	Skewness	Curtosis
4	0	1.013843	0.997669	0.564892	1.50245	0.332451	-0.15042	-0.73436
4	1	1.029966	1.008149	0.565259	1.54272	0.348137	-0.10272	-0.79745
4	2	1.000246	0.866619	0.56597	1.58215	0.367051	0.507456	-1.15611

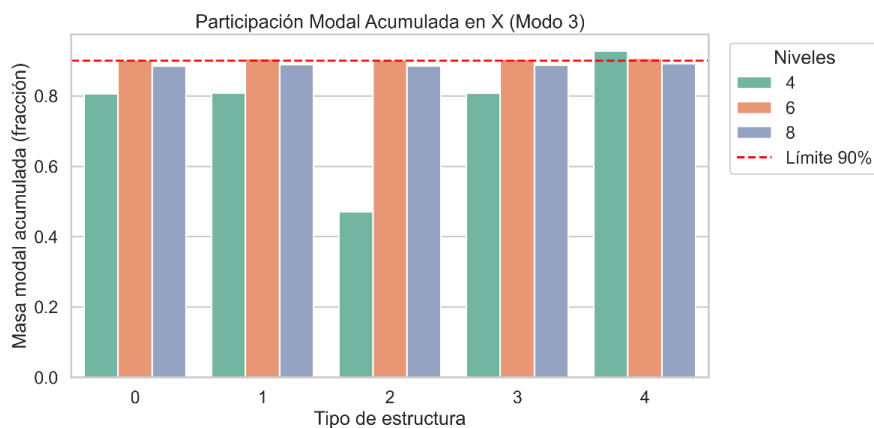
4	3	1.046401	1.036625	0.550111	1.56867	0.363079	-0.21931	-0.74449
4	4	1.082641	1.067385	0.533252	1.64367	0.402729	-0.2249	-0.84304
6	0	1.344025	1.323595	0.770351	1.9679	0.424236	-0.15545	-0.72331
6	1	1.37449	1.35392	0.771358	2.02695	0.445467	-0.16356	-0.73132
6	2	1.400057	1.380875	0.772876	2.07377	0.461732	-0.18152	-0.73048
6	3	1.400126	1.378165	0.753087	2.08642	0.477005	-0.18205	-0.78032
6	4	1.43878	1.42577	0.733471	2.16833	0.513664	-0.24808	-0.76132
8	0	1.684772	1.66355	0.989614	2.44089	0.512288	-0.16746	-0.68655
8	1	1.724284	1.70449	0.991261	2.51068	0.538204	-0.19197	-0.70753
8	2	1.755343	1.73692	0.993495	2.57137	0.558317	-0.20061	-0.69636
8	3	1.754526	1.733455	0.970827	2.58696	0.575036	-0.19964	-0.7332
8	4	1.805952	1.799425	0.949551	2.69243	0.619176	-0.279	-0.69507

Nota: Elaboración propia

5.3.2. Variable participación modal

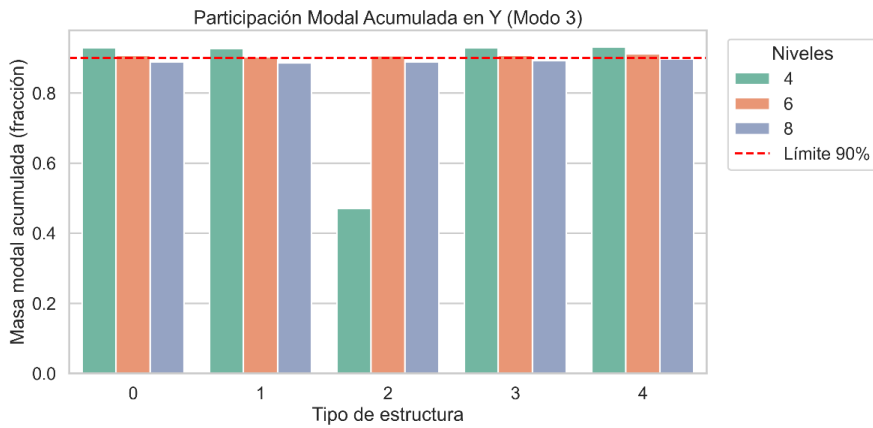
Los resultados se sintetizan mediante gráfico de barras en las Figuras 56, 57 y 58, que muestran el promedio por tipo de estructura y número de niveles. El análisis revela una mayor participación de la masa tanto para los sentidos X y Y, los modelos aumentan considerablemente en el cumplimiento de la participación de la masa en los sentidos X y Y, pero no Z.

Figura 56. Participación Masa Modal acumulada X (modelo lineal)



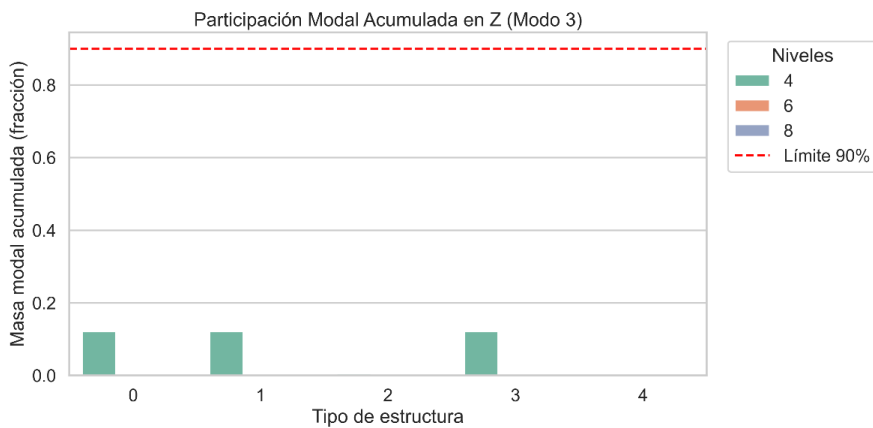
Nota: Elaboración propia

Figura 57. Participación Masa Modal acumulada Y (modelo lineal)



Nota: Elaboración propia

Figura 58. Participación Masa Modal acumulada Z (modelo lineal)



Nota: Elaboración propia

5.3.3. Variable desplazamiento y derivas

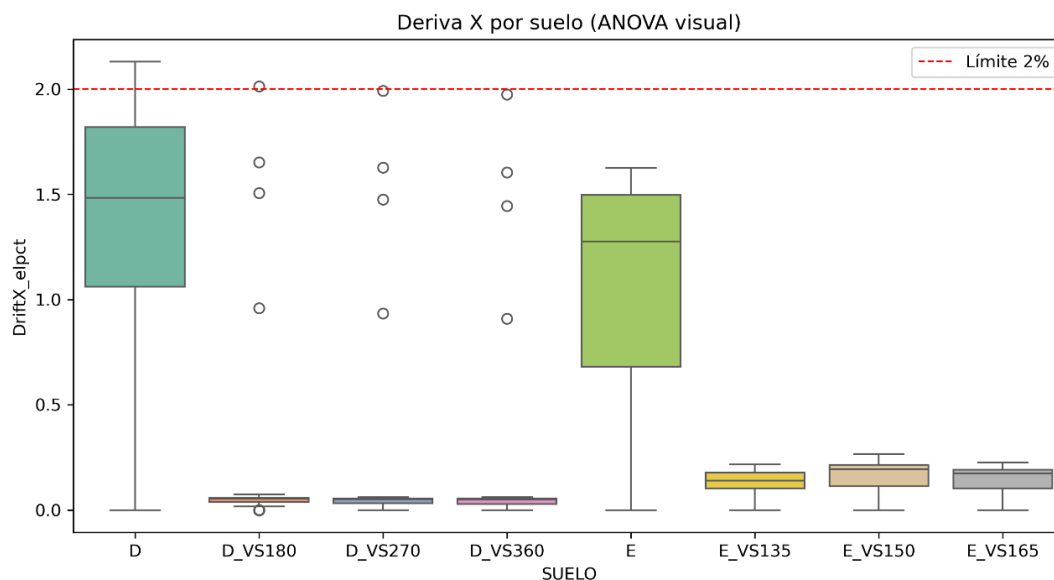
El análisis estadístico de derivas, desplazamientos y cortantes, evidencia un comportamiento contrario al modelo de resortes lineales, ahora los suelos normativos D y E (base fija) presentan medias y máximos elevados comparados con los modelos con suelos no lineales, esto debido que la no linealidad del suelo con degradación cíclica aporta una aparente atenuación en las demandas sísmicas. Las medias en los suelos intermedios D muestran valores bajos de aproximadamente 0.09% pero con coeficientes de variación muy altos, debido a valores máximos extremos. Los suelos blandos presentan medias entre 0.12% y 0.15% con coeficientes de variación pequeños, haciendo la respuesta más homogénea también con valores máximos críticos. Ver Tabla 43.

Tabla 43. Parámetros estadísticos deriva, por tipo de suelo

SENTIDO X						
SUELO	mean	median	min	max	std	cv
D	1.311987	1.48272	0	2.129903	0.643925	0.490801
D_VS180	0.099274	0.052195	0	2.012198	0.296825	2.989953
D_VS270	0.095863	0.049994	0	1.992317	0.29259	3.052186
D_VS360	0.093787	0.048295	0	1.974168	0.288499	3.076115
E	1.0486	1.275795	0	1.625873	0.547564	0.522186
E_VS135	0.126827	0.139786	0	0.216304	0.068297	0.538503
E_VS150	0.157263	0.193012	0	0.26587	0.082602	0.525248
E_VS165	0.140992	0.172983	0	0.225196	0.072777	0.516179
SENTIDO Y						
SUELO	mean	median	min	max	std	cv
D	1.288921	1.563278	0	1.973373	0.635017	0.492673
D_VS180	0.094769	0.046613	0	1.945717	0.28966	3.056475
D_VS270	0.092473	0.046236	0	1.92359	0.284935	3.081284
D_VS360	0.09079	0.045924	0	1.90104	0.27996	3.08358
E	1.039007	1.336603	0	1.642478	0.532592	0.512597
E_VS135	0.129793	0.154596	0	0.19976	0.065192	0.502277
E_VS150	0.155363	0.189941	0	0.280725	0.08226	0.529472
E_VS165	0.146088	0.184337	0	0.247831	0.076668	0.524809

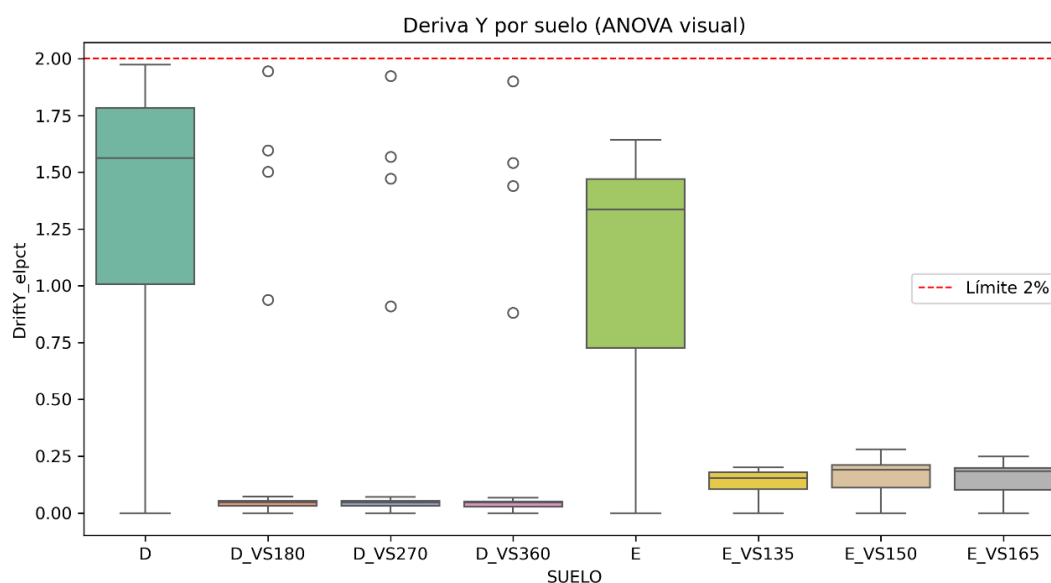
Nota: Elaboración propia

Figura 59. Parámetros estadísticos por deriva X, por tipo de suelo



Nota: Elaboración propia

Figura 60. Parámetros estadísticos por deriva Y, por tipo de suelo



Nota: Elaboración propia

El análisis por niveles evidencia un incremento progresivo de las derivas medias conforme aumenta la altura, alcanzando valores de 0.43% en dirección X y 0.4% en dirección Y. La presencia de desviaciones estándar y coeficientes de variación altos refleja alta dispersión en los datos. La Tabla 44 muestra los parámetros estadísticos por niveles.

Tabla 44. Parámetros estadísticos deriva, por niveles

SENTIDO X						
NIVELES	mean	median	min	max	std	cv
4	0.327079	0.114663	0	2.012198	0.475534	1.453879
6	0.364207	0.070601	0	1.625873	0.551995	1.515607
8	0.431774	0.122826	0	2.129903	0.651969	1.509977
SENTIDO Y						
NIVELES	mean	median	min	max	std	cv
4	0.317522	0.116082	0	1.945717	0.444315	1.399322
6	0.38911	0.076133	0	1.785996	0.591578	1.520338
8	0.406809	0.11168	0	1.973373	0.616609	1.515719

Nota: Elaboración propia

A través de la tipología se logra identificar que la estructura tipo 2 concentra mayores derivas medias (0.46 y 0.47 para sentido X y Y respectivamente), con desviaciones superiores a 0.64, lo que refleja mayor vulnerabilidad sísmica. La alta dispersión relativa en las demás tipologías refleja comportamientos diversos dentro de cada grupo. La Tabla 45 muestra el comportamiento de las derivas por tipología.

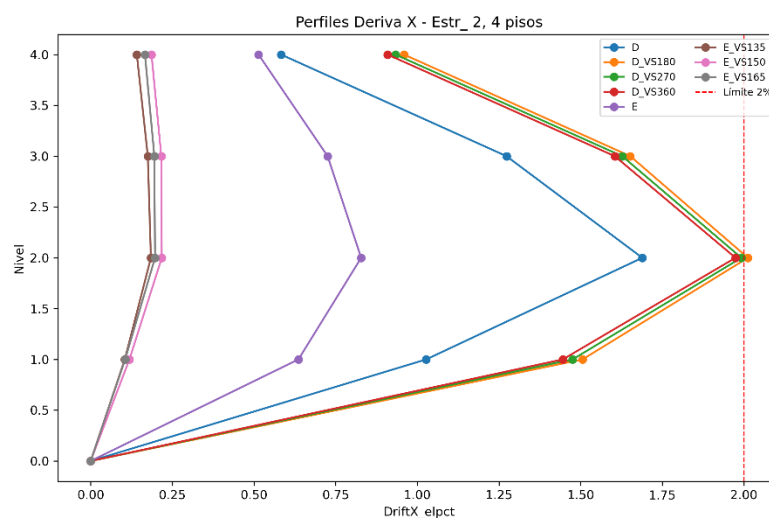
Tabla 45. Parámetros estadísticos deriva, por tipología

SENTIDO X						
ESTRUCTURA_ID	mean	median	min	max	std	cv
0	0.381366	0.08899	0	2.129903	0.605976	1.58896
1	0.366983	0.087411	0	2.023036	0.571926	1.558452
2	0.470776	0.1534	0	2.022306	0.640903	1.361378
3	0.358629	0.086503	0	1.960557	0.556512	1.551774
4	0.343867	0.086374	0	1.838334	0.526133	1.530049
SENTIDO Y						
ESTRUCTURA_ID	mean	median	min	max	std	cv
0	0.362437	0.091385	0	1.973373	0.568855	1.569528
1	0.360227	0.092094	0	1.910168	0.559707	1.553762
2	0.467226	0.163734	0	1.945717	0.623598	1.334683
3	0.357091	0.089441	0	1.895668	0.557094	1.560091
4	0.351272	0.088529	0	1.907688	0.545708	1.553518

Nota: Elaboración propia

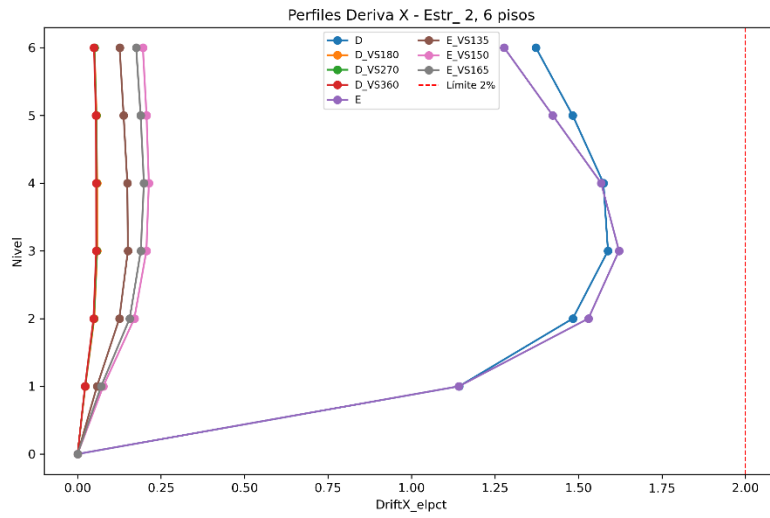
Las Figuras 61,62 y 63 muestran las derivas de piso de la estructura más desfavorables para todas sus variantes de suelo.

Figura 61. Perfiles de deriva sentido X, estructura 2, 4 niveles



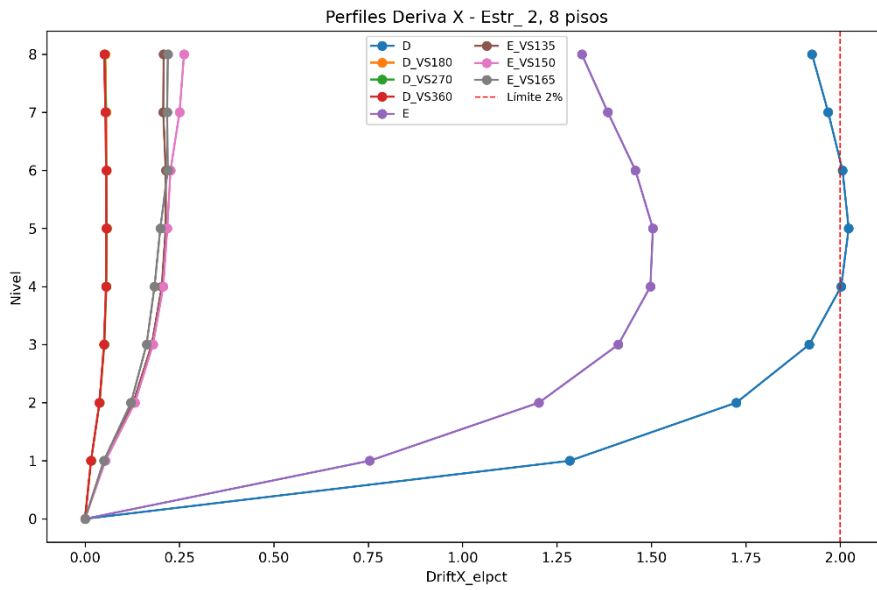
Nota: Elaboración propia

Figura 62. Perfiles de deriva sentido X, estructura 2, 6 niveles



Nota: Elaboración propia

Figura 63. Perfiles de deriva sentido X, estructura 2, 8 niveles

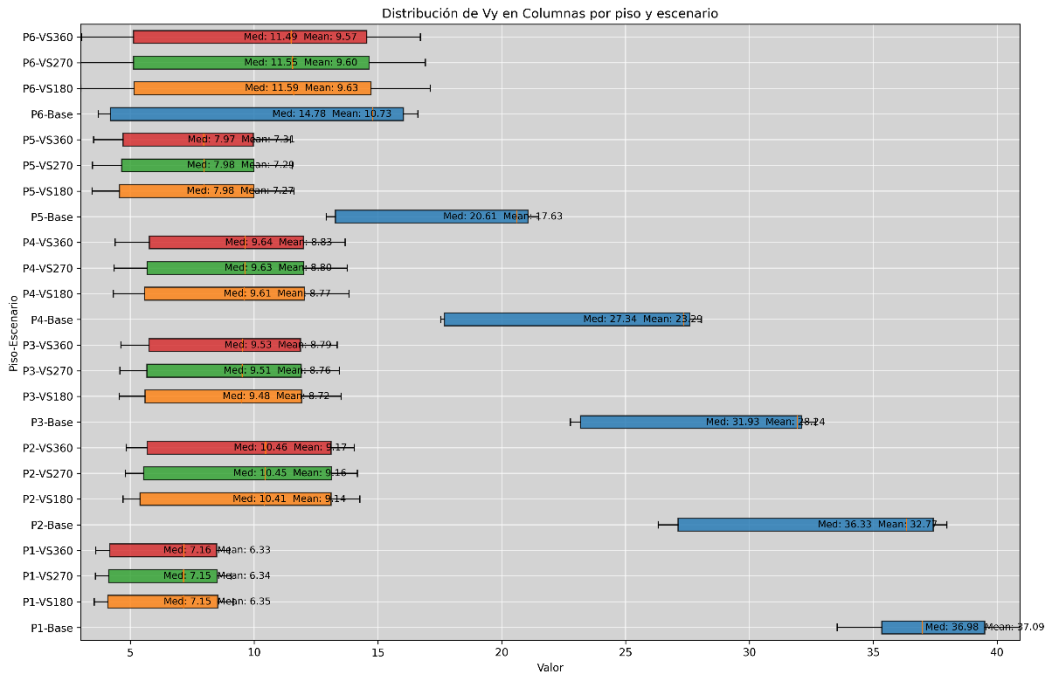


Nota: Elaboración propia

5.3.4. Variable fuerzas internas en los elementos

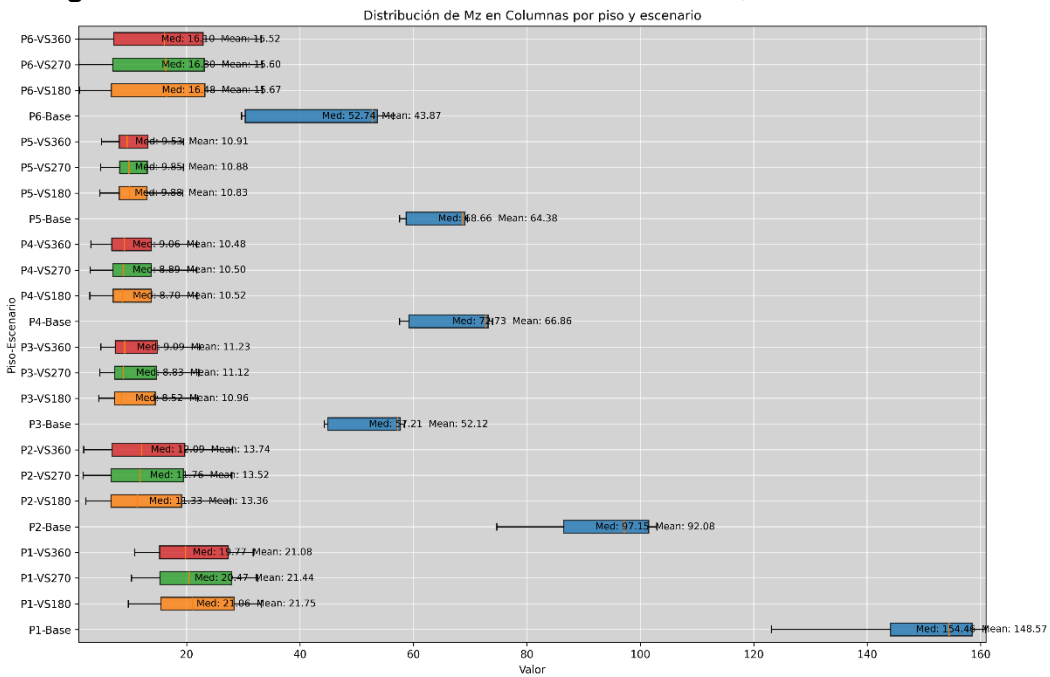
Como se ha evidenciado el aporte del suelo reduce las demandas sísmicas lo cual también se ve reflejado en las fuerzas internas, a continuación, se presenta una pequeña extracción demostrativa de los resultados encontrados.

Figura 64. Distribución del cortante Vy en columnas, 6NVVL_D_ESTR_2



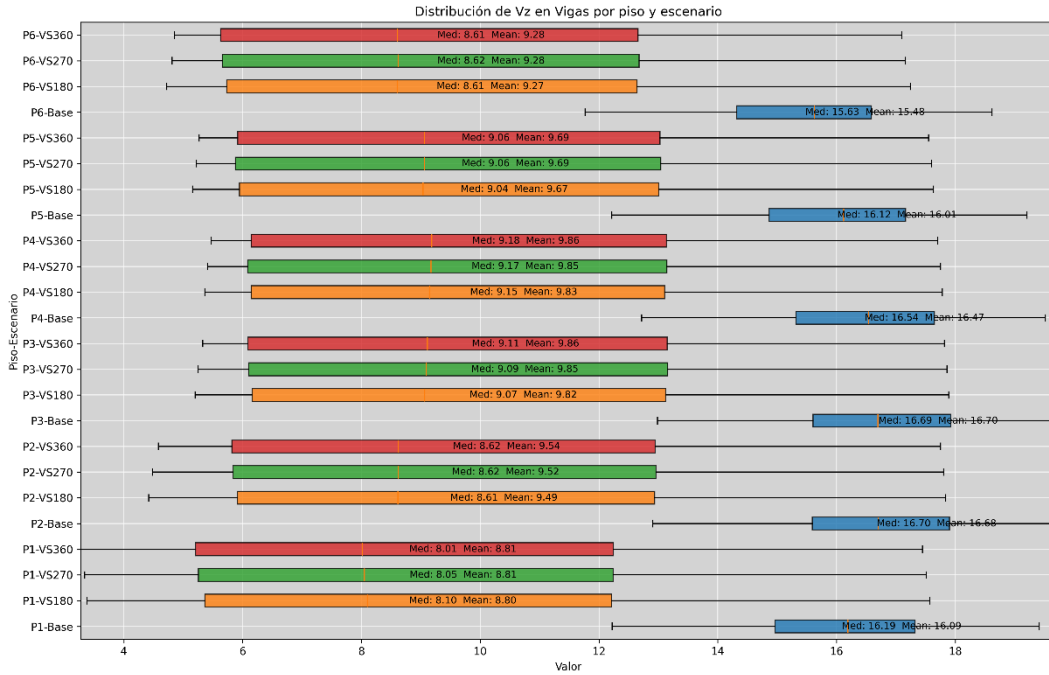
Nota: Elaboración propia

Figura 65. Distribución del momento Mz en columnas, 6NVVL_D_ESTR_2



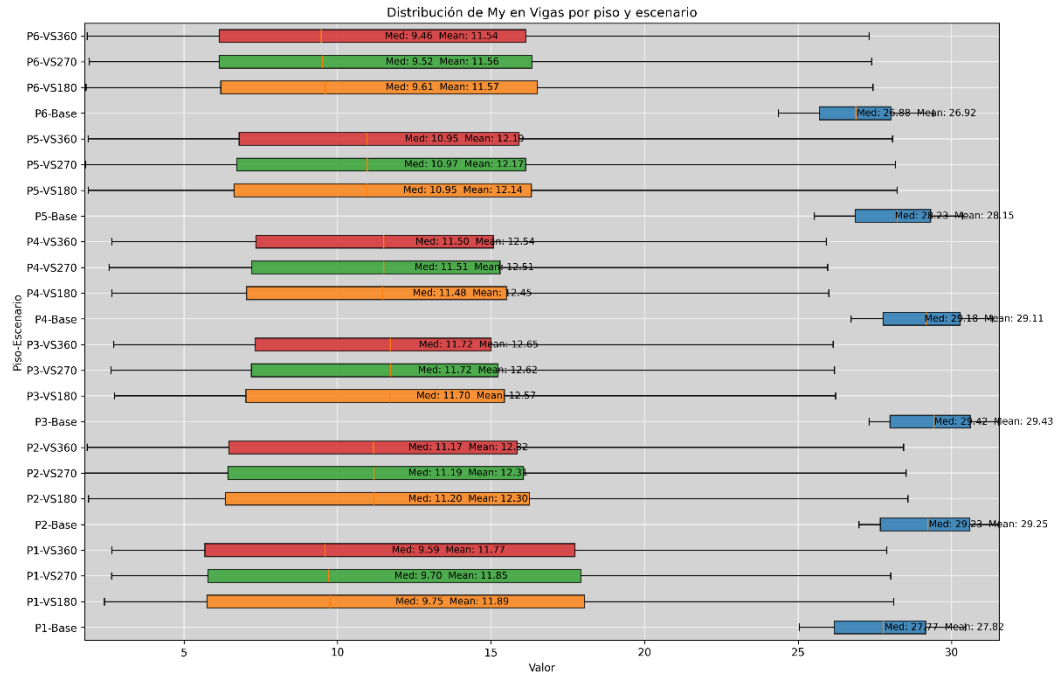
Nota: Elaboración propia

Figura 66. Distribución del cortante Vz en vigas, 6NVVL_D_ESTR_2



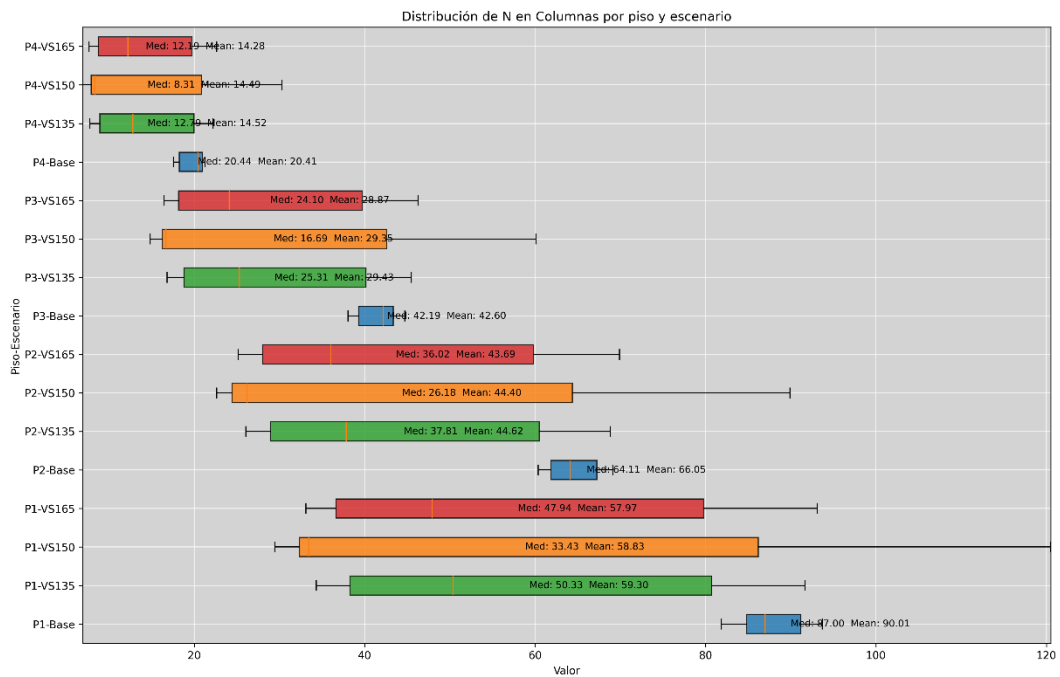
Nota: Elaboración propia

Figura 67. Distribución del momento Mz en vigas, 6NVVL_D_ESTR_2



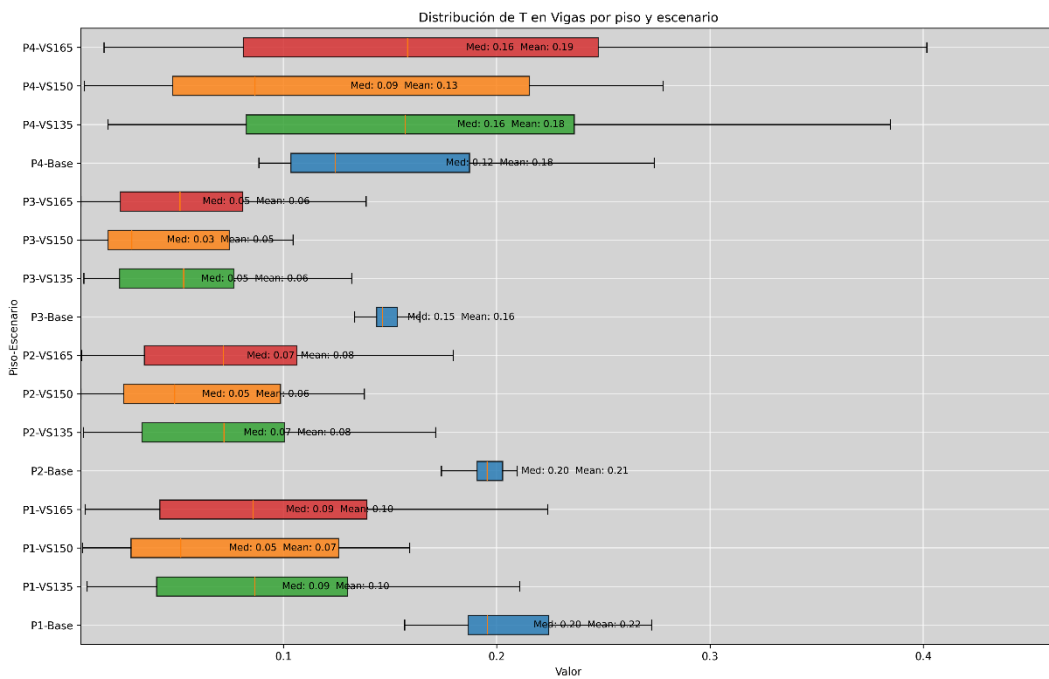
Nota: Elaboración propia

Figura 68. Distribución del Axial N en columnas, 4NVVL_E_ESTR_0



Nota: Elaboración propia

Figura 69. Distribución del momento torsor T en vigas, 4NVVL_E_ESTR_0



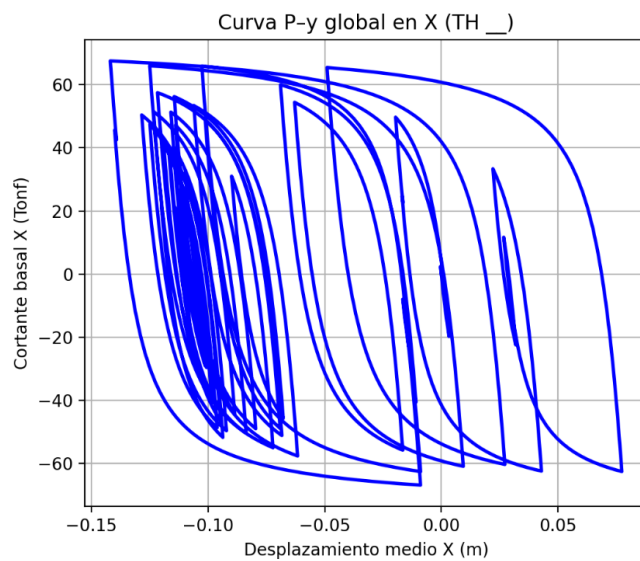
Nota: Elaboración propia

5.3.5. Curvas demostrativas de resortes

Con el fin de mostrar el comportamiento del suelo ante la acción de los registros sísmicos en dos direcciones se procede a presentar el aporte global de malla de resortes, para ciertos casos. Con ello se puede apreciar el comportamiento cíclico del suelo y su influencia en la respuesta estructural.

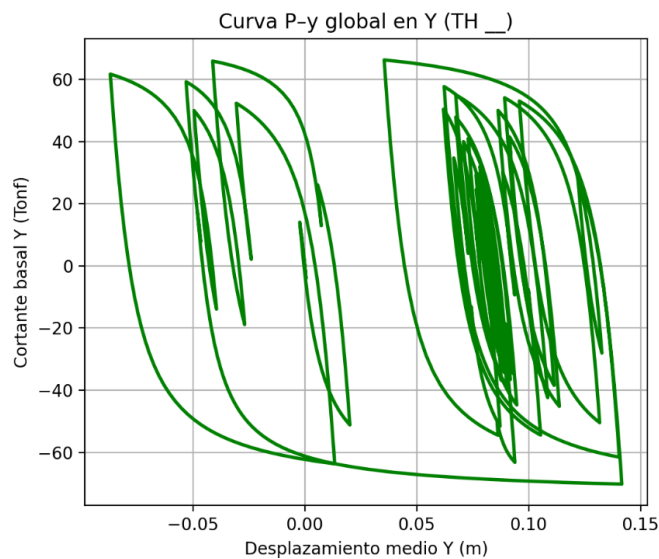
Las Figuras 70 y 71 muestran el comportamiento del suelo en sentido X y Y durante la excitación sísmica del registro, presentando las variables fuerza Cortante vs Desplazamiento.

Figura 70. Curva de respuesta lateral ante señal sísmica, sentido X



Nota: Elaboración propia

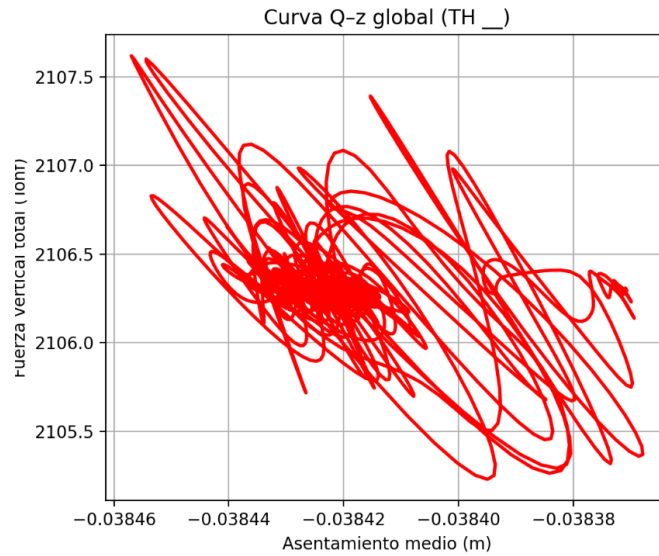
Figura 71. Curva de respuesta lateral ante señal sísmica, sentido Y



Nota: Elaboración propia

Al sumar el aporte de cada resorte en cuanto a la fuerza vertical y asentamiento se obtiene la curva: "Fuerza vertical vs Asentamiento", la cual refleja la pérdida de rigidez del suelo a lo largo de los ciclos. Ver Figura 72.

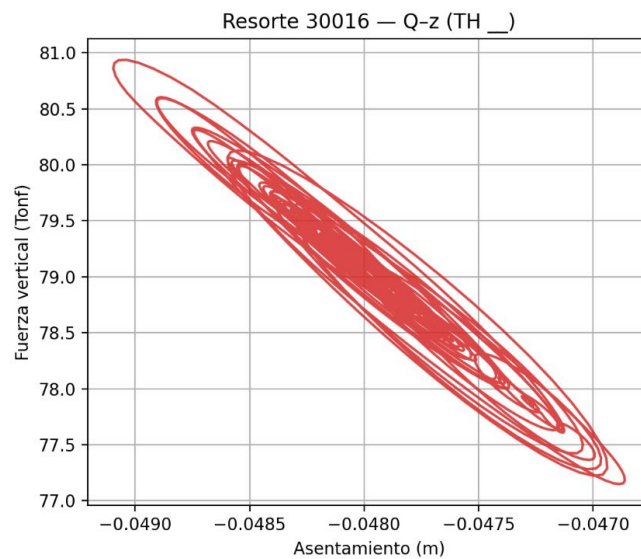
Figura 72. Curva de respuesta global vertical ante señal sísmica



Nota: Elaboración propia

La respuesta individual está representada por la Figura 73, evidencia un comportamiento cíclico caracterizado por bucles de histéresis con pérdida progresiva de rigidez

Figura 73. Curva de respuesta individual vertical ante señal sísmica



Nota: Elaboración propia

6. Capítulo VI: Conclusiones

- Las estructuras irregulares presentaron dos comportamientos distintos respecto a su desempeño, de acuerdo a la metodología de simulación usada, las estructuras de base fija presentan un buen desempeño tanto en análisis lineal como no lineal con valores por debajo del límite permisible de 2%, los modelos de base flexible presentan una variación, dependiendo de la forma en cómo se modela la rigidez del suelo. El modelo de análisis lineal presento aumentos en derivas superando el límite permitido, la Tabla 35 muestra los parámetros completos, para estructuras de 4 pisos tenemos valores de 2.17 en sentido X y 3.67 en sentido Y, para estructuras de 6 pisos valores de 4.15 y 4.07 para sentido X y Y respectivamente. Finalmente, los edificios de 8 pisos presentan valores de 6.44 para sentido X y 6.30 para sentido Y.
- El incremento de fuerzas mostrado en el apartado 5.1.4 muestran que las estructuras diseñadas con los parámetros actuales de la norma NEC 15 no son suficientes para cumplir las demandas de la interacción suelo estructura. Llevando al profesional a un proceso iterativo para un correcto dimensionamiento de elementos.
- Los modelos de suelo no lineal presentan una característica contraria a los modelos lineales, bajando las demandas de desplazamiento, derivas y fuerzas internas en los elementos. Pero dado el alto costo computacional, selección y escalamientos de sismos, la incertidumbre existente en cuanto a parámetros de suelo usados como: v_s :velocidad de onda de corte ponderada y el G : módulo de cortante, expresados en términos de propiedades medidas en el rango de pequeñas deformaciones unitarias, los cuales se obtuvieron mediante interpolación lineal, de tablas establecidas en el capítulo 19 del ASCE (no existen valores reales para los suelos existentes en el país), hacen que este método de análisis sea de difícil aplicación en el país.
- Se propone la siguiente metodología para diseño sismorresistente tanto para análisis de modelado con base rígida como base flexible:
 - Análisis de tipología de estructuras: definir si la estructura presenta irregularidades en planta, elevación, excentricidades y variabilidad de rigideces de piso.

- Elegir qué tipo de desempeño se espera de la estructura, de acuerdo con FEMA 356, los niveles de desempeño estructural se definen mediante límites de deriva, siendo del 4% para prevención de colapso, 2% para seguridad de vida y 1% para ocupación inmediata (Federal Emergency Management Agency, 2000)
- Selección de sistema resistente, durante la investigación los pórticos especiales a momento de hormigón presentaron un buen desempeño en estructuras de 4 pisos con derivas límites de diseño de 1.5%, en casos de edificaciones de mayor altura es necesario evaluar el uso de otro sistema estructural.
- Predimensionamiento de elementos con la condición de cumplir el límite de deriva elegido.
- En estructuras irregulares es necesario la verificación del desempeño a nivel de elemento mediante el uso de análisis NSP, ya que durante la investigación se mostraron zonas de concentración de daño en las zonas de corte de las losas y esquinas.
- Los análisis NDP, presentan una manera más real de cómo se comporta la estructura, pero es necesario tener un seleccionado minucioso en cuanto a la sección y escalamiento de sismos.
- Selección de tipo de cimentación adecuada para la estructura.
- Al aplicar la interacción suelo estructura es necesario obtener parámetros como velocidad de onda de corte, módulo de corte, peso específico, ángulo de fricción, cohesión, para cada estrato, ya que cada uno aporta características específicas del suelo.
- Se calculan los resortes equivalentes mediante la formulación de Pais y Kausel.
- Selección del tipo de suelo que se quiere simular, lineal o no lineal: monotónico o con degradación cíclica.

7. Capítulo VII: Recomendaciones

- Se recomienda el uso de estudio de suelos especializados, con el fin de obtener una exploración del suelo de al menos treinta metros de profundidad, y parámetros del suelo para cada estrato. En la realidad ecuatoriana este tipo de estudios del suelo no se realizan debido al alto costo que conllevaría.

- Para la aplicación de la interacción suelo estructura para suelos F, es necesario usar ensayos no lineales para la obtención de parámetros del suelo.
- Para la aplicación análisis NDP, es necesario tener un estudio de desagregación sísmica para de la zona de la implantación del proyecto con el fin de realizar una adecuada selección de sismos. Para el caso de suelos tipo E, la información puede ser escasa.

8. Capítulo VIII: Referencias

- Aguiar, F. R., & Serrano, M. P. (2021). Seismic hazard assessment of the urban area of Ambato, Ecuador, in deterministic form. *Boletín Geológico*, 48(2), 131-145. doi:<https://doi.org/10.32685/0120-1425/bol.geol.48.2.2021.594>
- Aguiar, R. (2013). *MICROZONIFICACIÓN SÍSMICA DE QUITO*. Retrieved from https://www.google.com/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&source=web&cd=&cad=rja&uact=8&ved=2ahUKEwjwL2NsKaPAxUmQTABHXEjBUkQFnoECBUQAQ&url=https%3A%2F%2Fwww.researchgate.net%2Fprofile%2FRoberto-Aguiar%2Fpublication%2F277305703_Microzonificacion_Sismica_de_Quito%2F
- ALEJANDRO, M. E., SANTIAGO, O. C., DAVID, R. N., & JAVIER, R. B. (2012). *MÓDULO ESTÁTICO DE ELASTICIDAD DEL HORMIGÓN, EN BASE A SU RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN: $f_c = 21$ y 28 MPa, FABRICADO CON MATERIALES DE LA MINA DE GUAYLLABAMBA-PICHINCHA Y CEMENTO SELVALEGRE*. Retrieved from <https://www.google.com/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&source=web&cd=&cad=rja&uact=8&ved=2ahUKEwj-k97UvKaPAxUfQjABHeIVeYoQFnoECB4QAQ&url=https%3A%2F%2Fwww.dspace.uce.edu.ec%2Fentities%2Fpublication%2F86f53a4a-3d61-4fb3-9125-804a83de6c43&usg=AOvVaw3A5ITUVYq3uhS2Z>
- Christie, M., Sun, S., Deng, L., Ning, D., Du, H., Zhang, S., & Li, W. (2020). The variable resonance magnetorheological pendulum tuned mass damper: Mathematical modelling and seismic experimental studies. *Journal of Intelligent Material Systems and Structures*, 31, 263 - 276. doi:<https://doi.org/10.1177/1045389X19888799>

- Corral, P. K. (2022). Estudio de riesgo sísmico, evaluación y rehabilitación del edificio principal de la UCSG. *Trabajo de titulación, Universidad Católica de Santiago de Guayaquil*. Obtenido de <http://repositorio.ucsg.edu.ec/handle/3317/20018?locale=en>
- Federal Emergency Management Agency. (2000). *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, FEMA 356. Washington, D.C.
- Fernández, L. A., Fernández Lorenzo, I. N., & Cobelo Cristiá, W. D. (2023). Influencia de la interacción suelo-estructura estática en edificios de 100 metros de altura. *Ingeniería y Desarrollo*, 41(2). Retrieved from http://www.scielo.org.co/scielo.php?pid=S0122-34612023000200060&script=sci_arttext
- Frank, M., Fenves, G. L., Scott, M. H., & Jeremic, B. (11 de 2000). Open system for earthquake engineering simulation (OpenSees). *Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA*.
- García, L. A. (2025). Evaluación y aplicación del diseño por desempeño en estructuras de concreto en Colombia: un enfoque comparativo. *Universidad Cooperativa de Colombia*. Obtenido de <https://repository.ucc.edu.co/entities/publication/be565b02-c838-4ef9-9b71-bf3e84fa6492>
- Gavras, A., Kutter, B., Hakhamaneshi, M., Gajan, S., Tsatsis, A., Sharma, K., . . . Gazetas, G. (2020). Database of rocking shallow foundation performance: Dynamic shaking. *Earthquake Spectra*, 36, 960-982. doi:<https://doi.org/10.1177/8755293019891727>
- Hernández-Barrios, H., Huergo, I., Arce-León, C., & Patlán, C. (2020). Unified Shear-Flexural Model for Vibration Control of Buildings Using Passive Dynamic Absorbers. *Shock and Vibration*, 2020, 1-25. doi:<https://doi.org/10.1155/2020/8810482>
- Herrera, G. J. (2021). Evaluación del comportamiento sísmico Edificio City Star mediante un análisis estático no Lineal. Obtenido de <https://repositorio.uniandes.edu.co/items/86bb7dab-4bce-47ed-b170-3f97c59b0e86>
- Huaraya Canllahui, J. R., & Parra Pari, B. W. (2025). Evaluación por desempeño basado en análisis no lineal estático de un centro educativo antiguo dual en la ciudad de

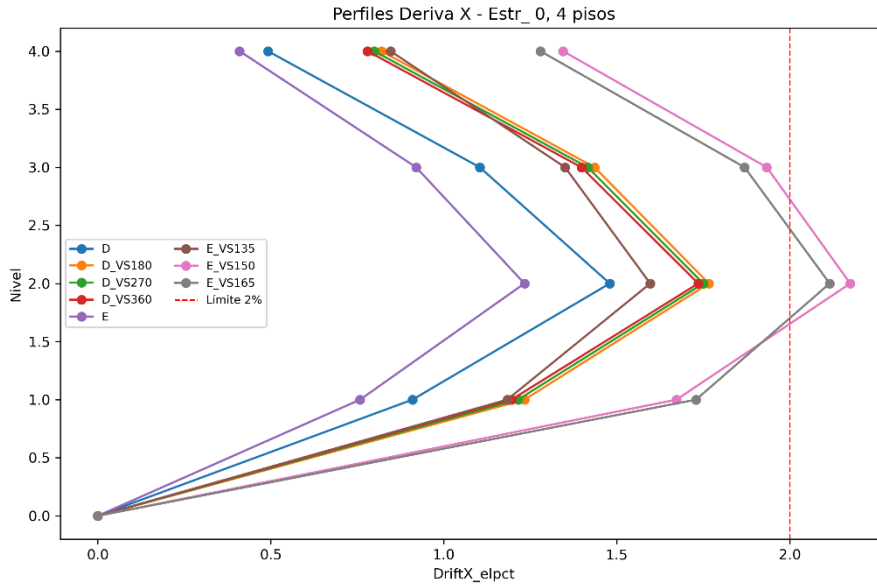
- Moquegua 2024. *Universidad José Carlos Mariátegui*. Obtenido de <http://repositorio.ujcm.edu.pe/handle/20.500.12819/3581>
- Huaraya, C. J., & Parra, P. B. (2025). Evaluación por desempeño basado en análisis no lineal estático de un centro educativo antiguo dual en la ciudad de Moquegua 2024. *Tesis de pregrado, Universidad José Carlos Mariátegui*. Obtenido de https://repositorio.ujcm.edu.pe/bitstream/handle/20.500.12819/3581/Juan-Beder_tesis_titulo_2025.pdf?sequence=1&isAllowed=y
- Kariuki, K., Heen, T., Kaasa, L., & Kaynia, A. (2020). Performance of a linear solution for approximating nonlinear response of reinforced concrete structures subjected to earthquake shaking. *XI International Conference on Structural Dynamics*. doi:<https://doi.org/10.47964/1120.9266.19338>
- Menjivar, M. A., de Paz, J. H., & Sunley, S. (2020). Lineamientos para la evaluación de la vulnerabilidad y readecuación estructural. Retrieved from <https://srt.snet.gob.sv/tallerdivulgacion/Amenaza/LINEAMIENTOS%20PARA%20OLA%20EVALUACION%20DE%20LA%20VULNERABILIDAD%20Y%20READECUACION%20ESTRUCTURAL.pdf>
- Mesa, L. M., Álvarez, P. J., & Chávez Gómez, J. H. (2020). Evaluación del factor de seguridad en taludes de terraplenes carreteros altos ante carga sísmica. *Ingeniería sísmica*, 103, 1-17. Retrieved from https://www.scielo.org.mx/scielo.php?pid=S0185-092X2020000200001&script=sci_arttext
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2023). *NEC-SE-DS: Peligro Sísmico, diseño sísmico resistente parte 1*. Retrieved from <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/2023/03/2.-NEC-SE-DS-Peligro-Sismico-parte-1.pdf>
- NIST National Institute of Standards and Technology. (2012). *Soil-Structure Interaction for Building Structures NIST GCR 12-917-21*. Retrieved from <https://www.google.com/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&source=web&cd=&cad=rja&uact=8&ved=2ahUKEwj87fjNsqaPAxUqSTABHfRXJBEQFnoECAoQAQ&url=https%3A%2F%2Fwww.nehrp.gov%2Fpdf%2Fnistgcr12-917-21.pdf&usg=AOvVaw1UAfZdJeJ3qCSZqTA7xd4u&opi=89978449>
- Núñez, E., Aguayo, C., & Herrera, R. (2020). Assessment of the Seismic Behavior of Selective Storage Racks Subjected to Chilean Earthquakes. *Metals*. doi:<https://doi.org/10.3390/met10070855>

- Orellana Román, G. A., & Parra Mora, J. L. (2017). Evaluación de desempeño sísmico de un edificio esencial aporticado de hormigón armado según la Norma Ecuatoriana de Construcción (NEC-SE-RE, 2015). *Trabajo de titulación, Universidad de Cuenca*. Obtenido de <https://dspace.ucuenca.edu.ec/items/3fa69b98-2e91-4c17-947b-3f78c4601082>
- Prado, M. R. (2022). Modelado y simulación de amortiguadores magnetorreológicos para la reducción de la respuesta sísmica de estructuras mediante simulink. *TECNIA*, 32(2), 36-46. Obtenido de <https://dialnet.unirioja.es/servlet/articulo?codigo=9389124>
- Quispillo, M. K. (2022). Análisis comparativo de la respuesta estructural y del nivel de desempeño de una edificación de hormigón armado, considerando dos opciones: base rígida e interacción suelo-estructura. *Tesis de pregrado, Universidad Técnica de Ambato*. Obtenido de <https://repositorio.uta.edu.ec/items/5070ed47-ff8c-47de-96bd-d49cf56e0c92>
- Theurer, M. M., Velasco, G., Mora, C., Montenegro, M., & Cordova, J. (2017). Terremotos mayores a 6.5 en escala Richter ocurridos en Ecuador desde 1900 hasta 1970. *Ingeniería*, 21(2), 55-64. Retrieved from <https://www.redalyc.org/journal/467/46753192005/html/>
- Ulcuango, D., & Haro, A. G. (2023). Evaluación del desempeño sísmico de un sistema dual de hormigón armado con diferentes niveles de irregularidad torsional. *Revista Politécnica*, 53(1), 83-98. Obtenido de https://revistapolitecnica.epn.edu.ec/ojs2/index.php/revista_politecnica2/article/view/1625
- Zhang, Y., & Li, J. (2020). Effect of Material Characteristics of High Damping Rubber Bearings on Aseismic Behaviors of a Two-Span Simply Supported Beam Bridge. *Advances in Materials Science and Engineering*, 1-8. doi:<https://doi.org/10.1155/2020/9231382>

9. Capítulo IX: Anexos

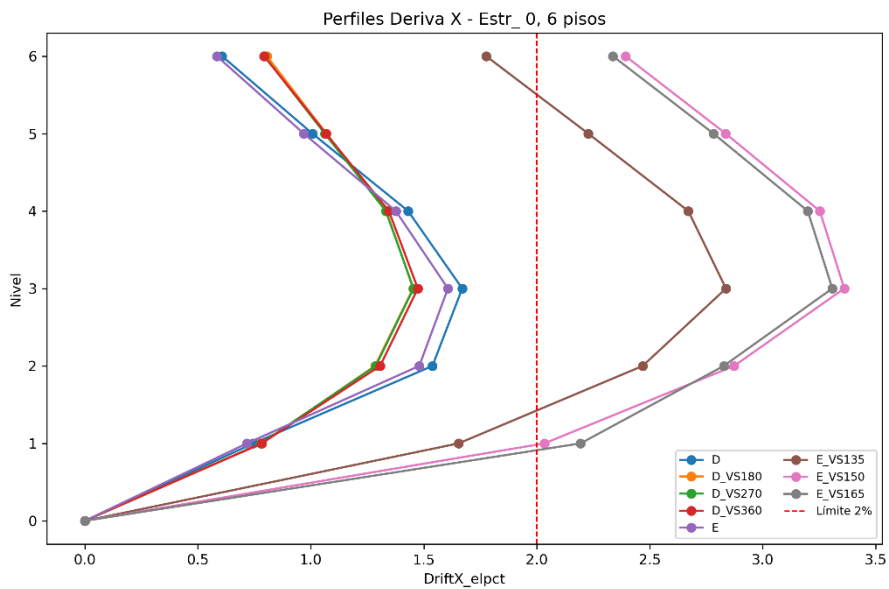
- Derivas Análisis Lineal

Figura 74. Perfiles de deriva X, estructura 0, 4 niveles



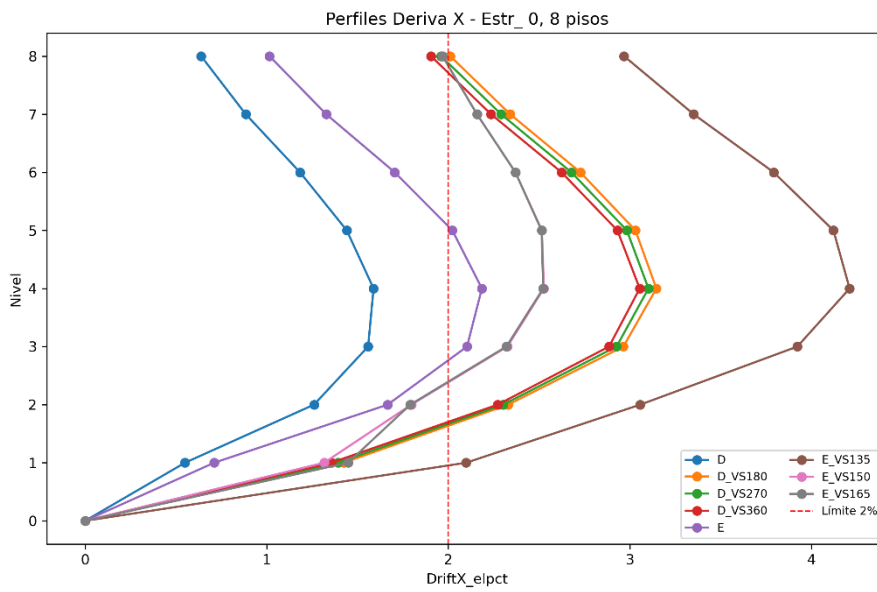
Nota: Elaboración propia

Figura 75. Perfiles de deriva X, estructura 0, 6 niveles



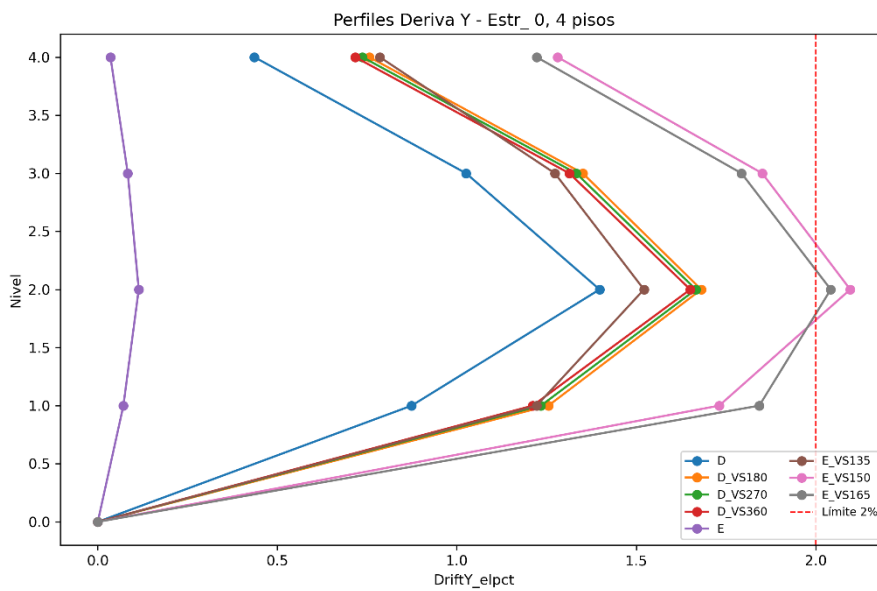
Nota: Elaboración propia

Figura 76. Perfiles de deriva X, estructura 0, 8 niveles



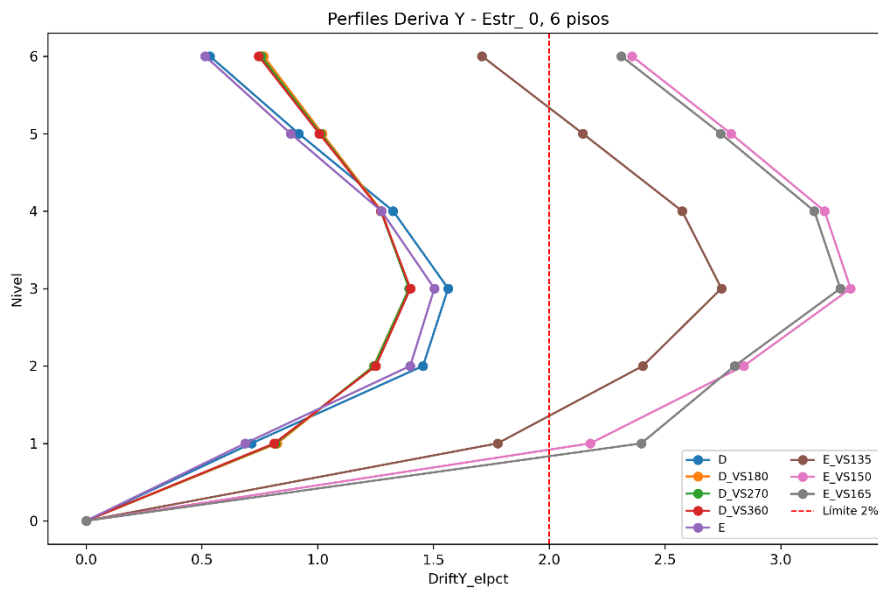
Nota: Elaboración propia

Figura 77. Perfiles de deriva Y, estructura 0, 4 niveles



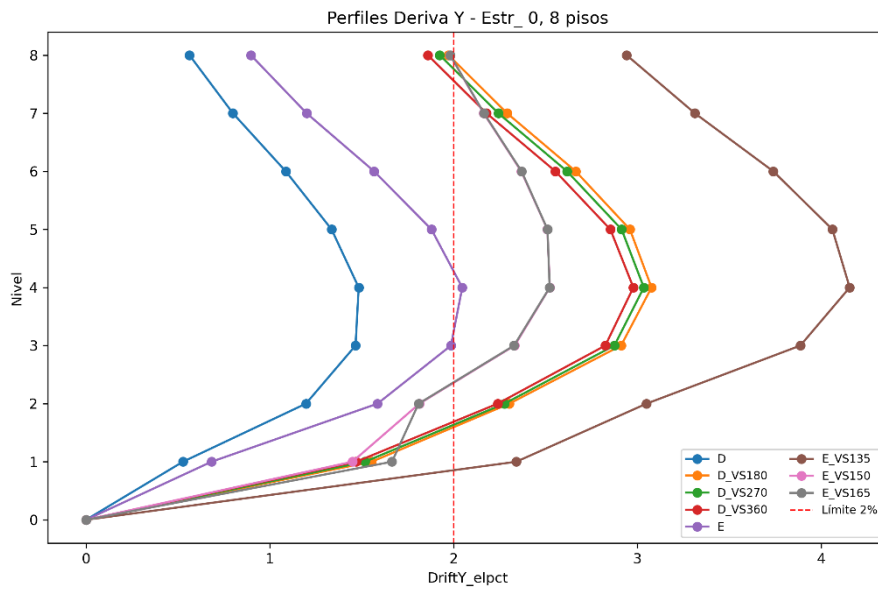
Nota: Elaboración propia

Figura 78. Perfiles de deriva Y, estructura 0, 6 niveles



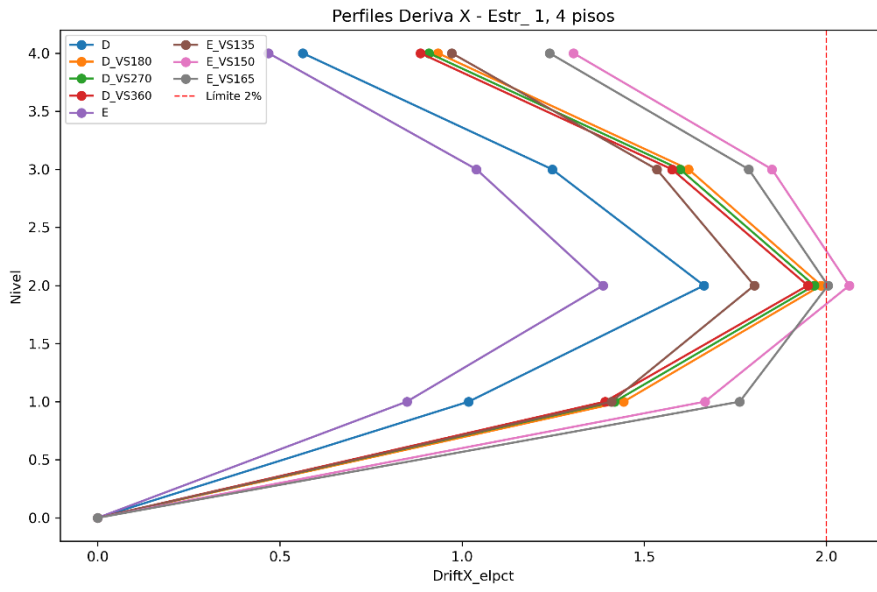
Nota: Elaboración propia

Figura 79. Perfiles de deriva Y, estructura 0, 8 niveles



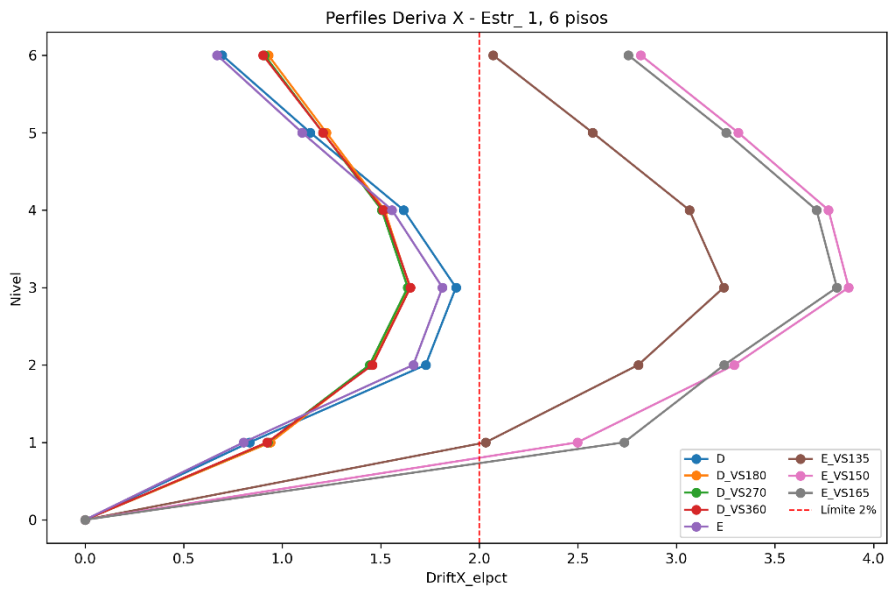
Nota: Elaboración propia

Figura 80. Perfiles de deriva X, estructura 1, 4 niveles



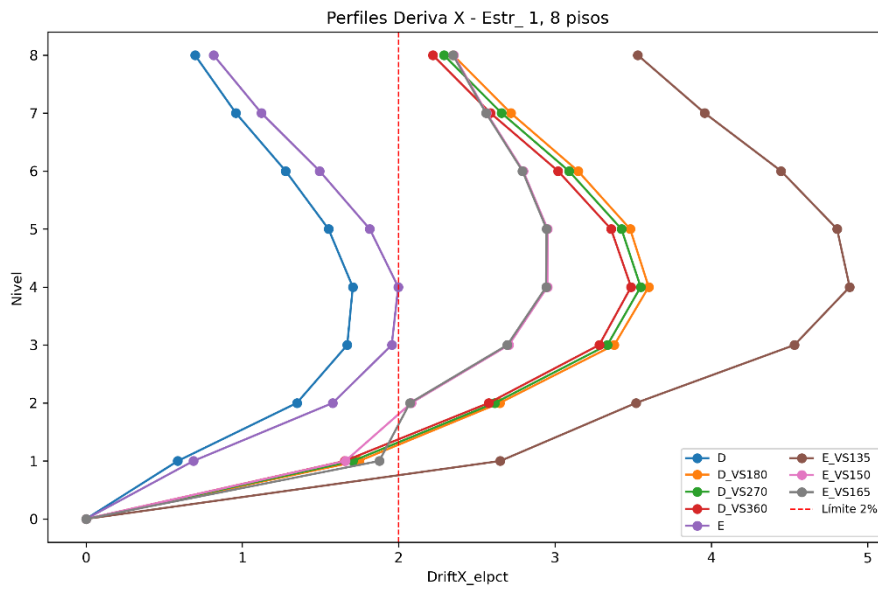
Nota: Elaboración propia

Figura 81. Perfiles de deriva X, estructura 1, 6 niveles



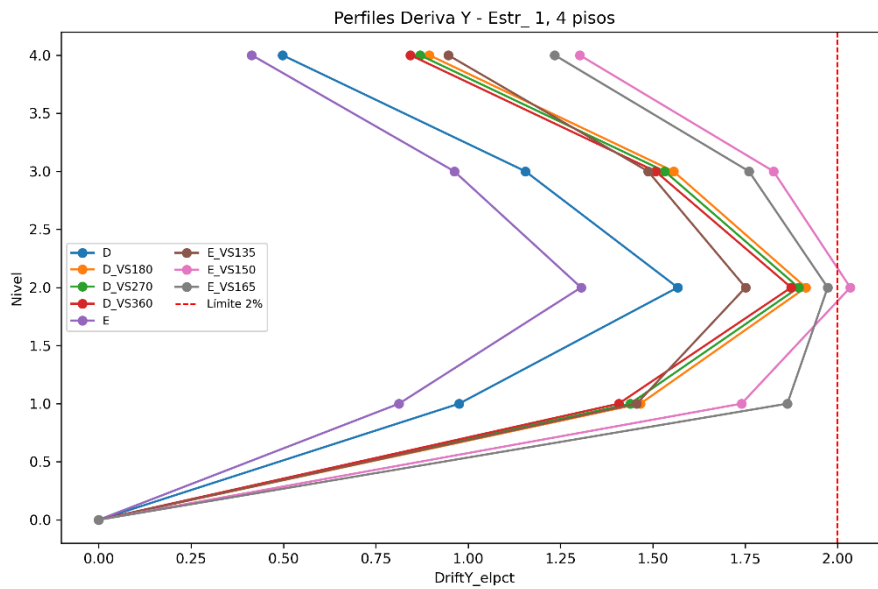
Nota: Elaboración propia

Figura 82. Perfiles de deriva X, estructura 1, 8 niveles



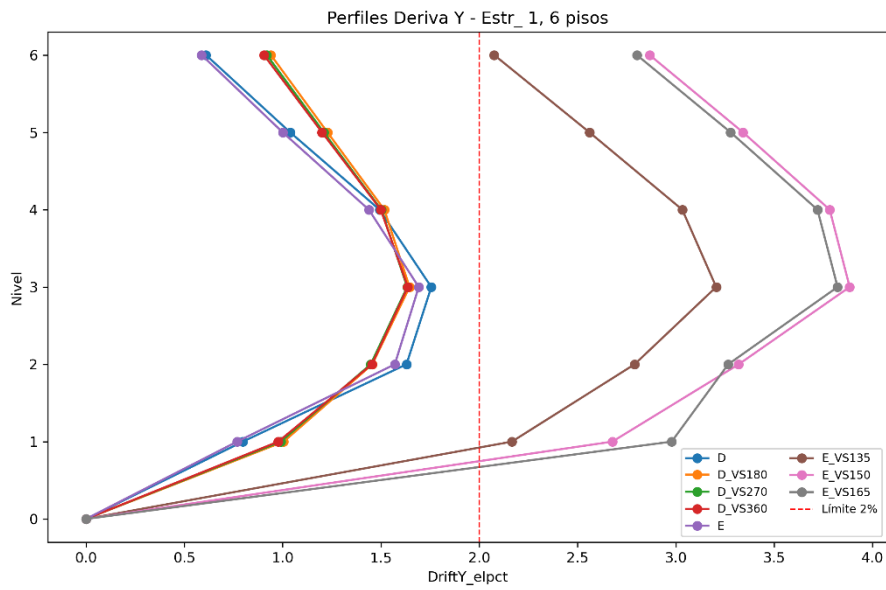
Nota: Elaboración propia

Figura 83. Perfiles de deriva Y, estructura 1, 4 niveles



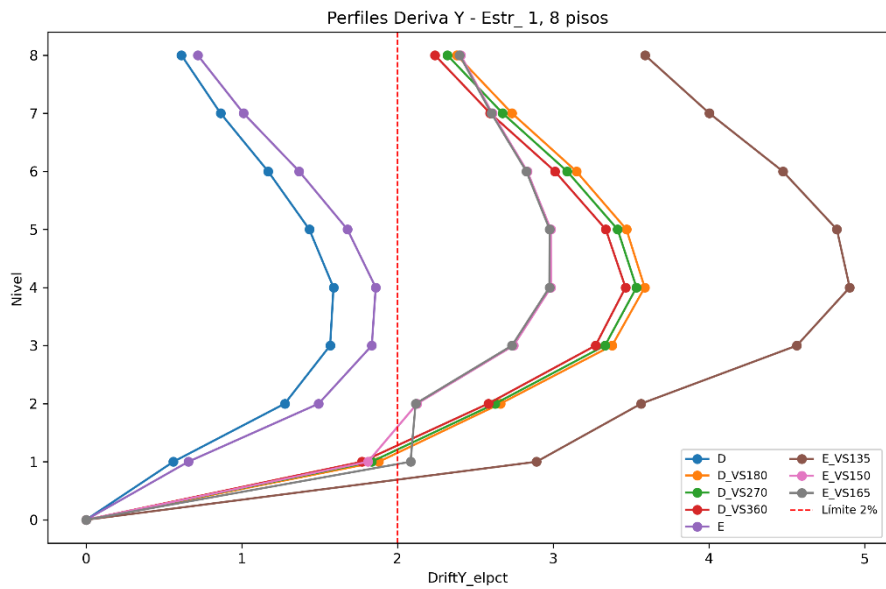
Nota: Elaboración propia

Figura 84. Perfiles de deriva Y, estructura 1, 6 niveles



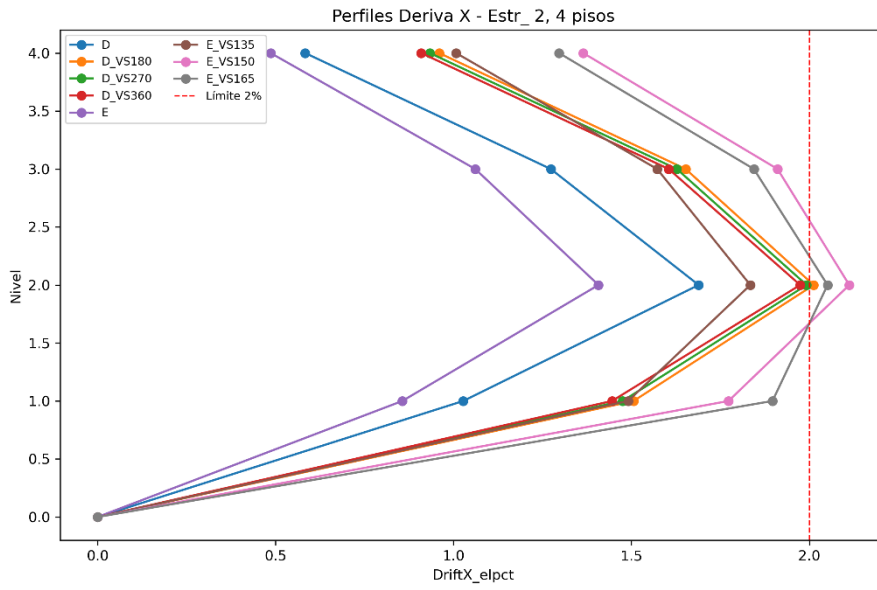
Nota: Elaboración propia

Figura 85. Perfiles de deriva Y, estructura 1, 8 niveles



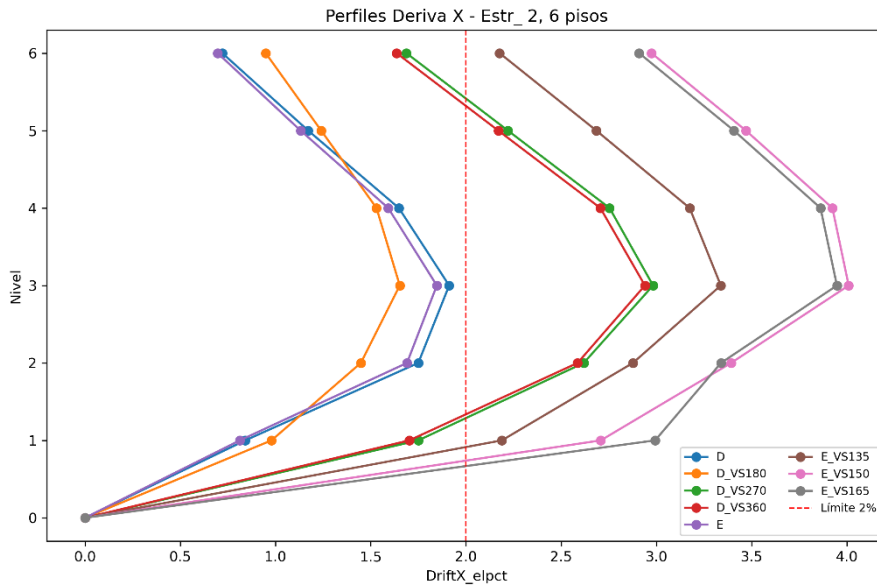
Nota: Elaboración propia

Figura 86. Perfiles de deriva X, estructura 2, 4 niveles



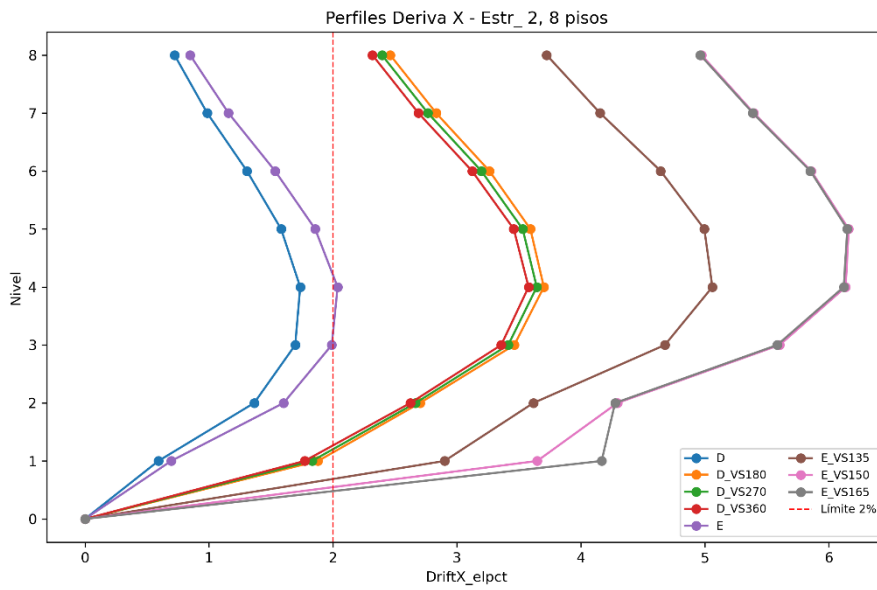
Nota: Elaboración propia

Figura 87. Perfiles de deriva X, estructura 2, 6 niveles



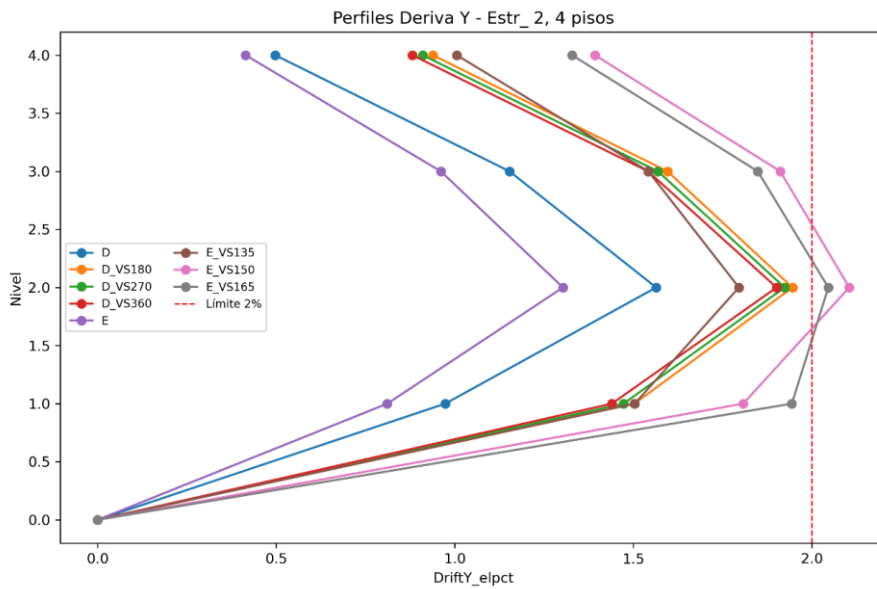
Nota: Elaboración propia

Figura 88. Perfiles de deriva X, estructura 2, 8 niveles



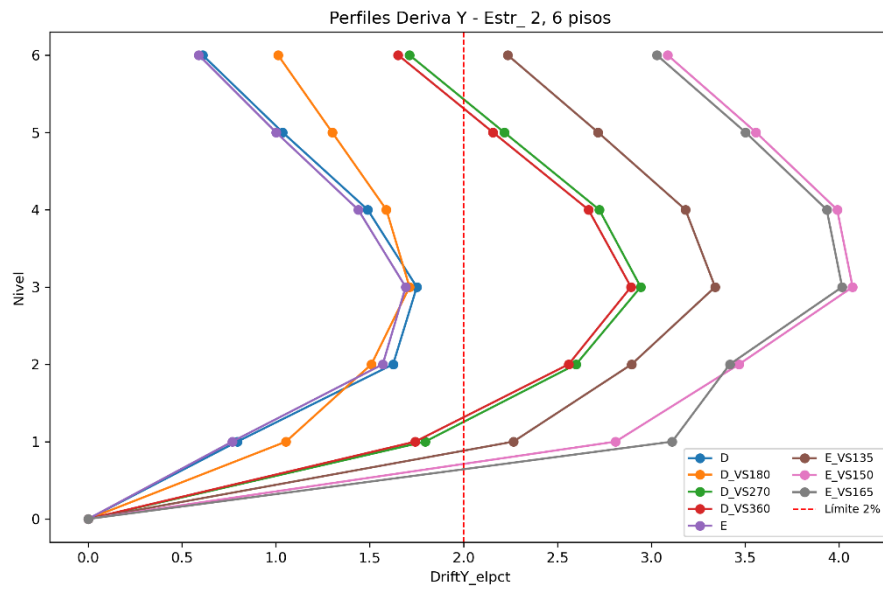
Nota: Elaboración propia

Figura 89. Perfiles de deriva Y, estructura 2, 4 niveles



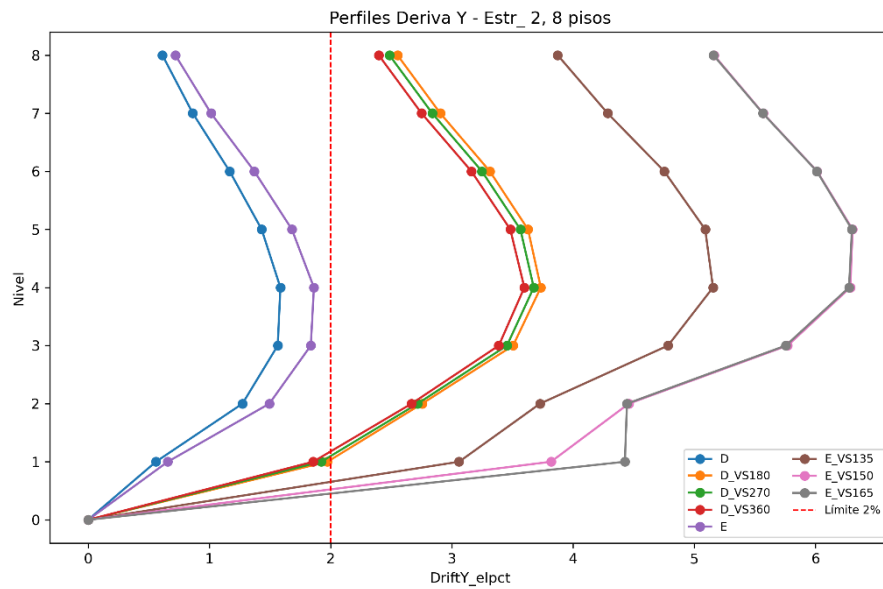
Nota: Elaboración propia

Figura 90. Perfiles de deriva Y, estructura 2, 6 niveles



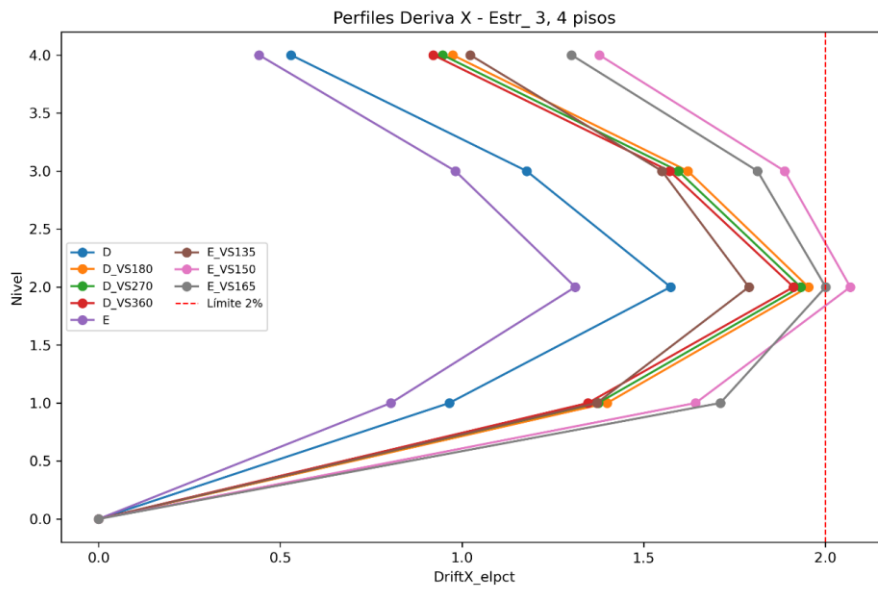
Nota: Elaboración propia

Figura 91. Perfiles de deriva Y, estructura 2, 8 niveles



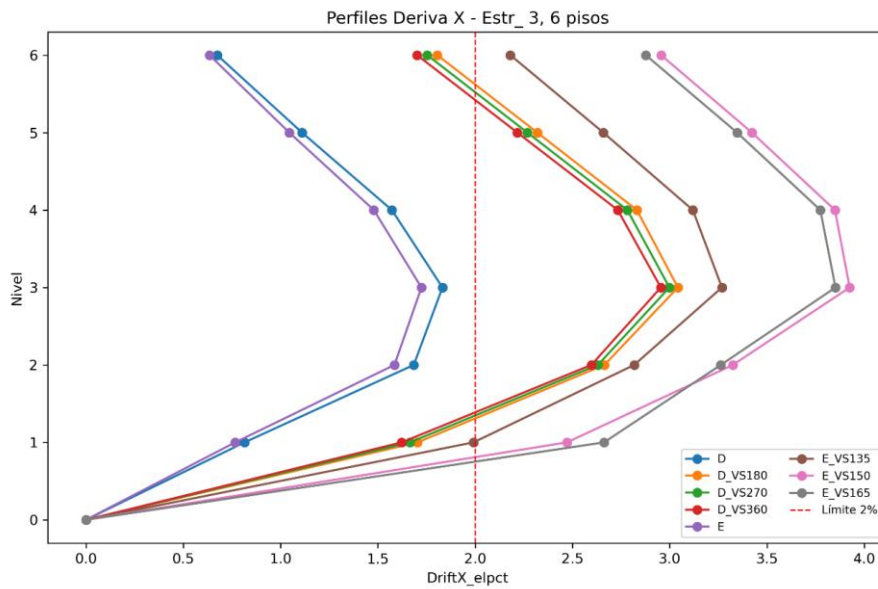
Nota: Elaboración propia

Figura 92. Perfiles de deriva X, estructura 3, 4 niveles



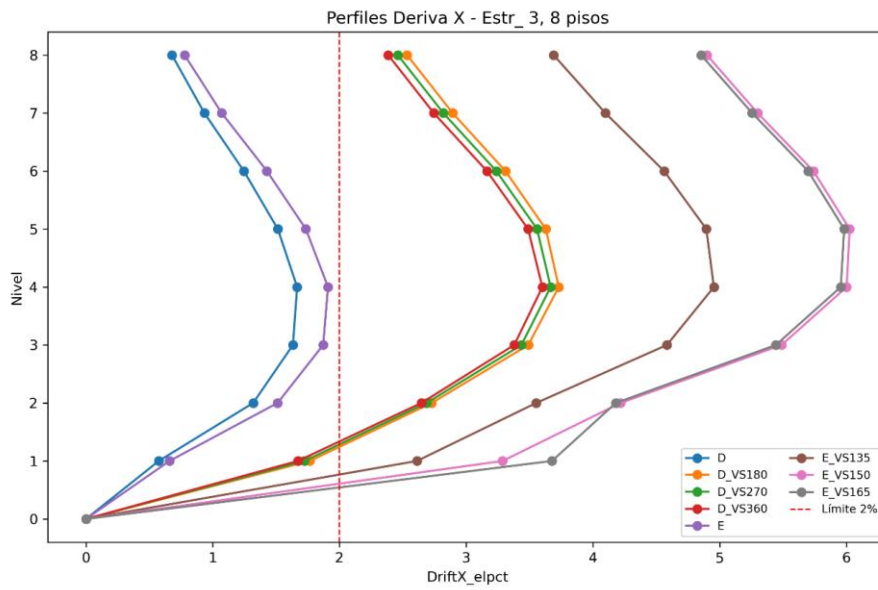
Nota: Elaboración propia

Figura 93. Perfiles de deriva X, estructura 3, 6 niveles



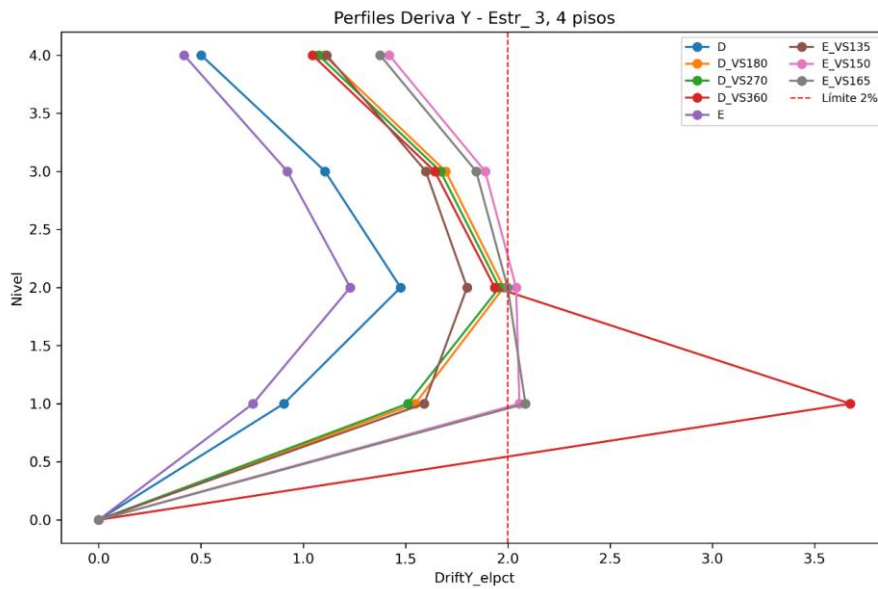
Nota: Elaboración propia

Figura 94. Perfiles de deriva X, estructura 3, 8 niveles



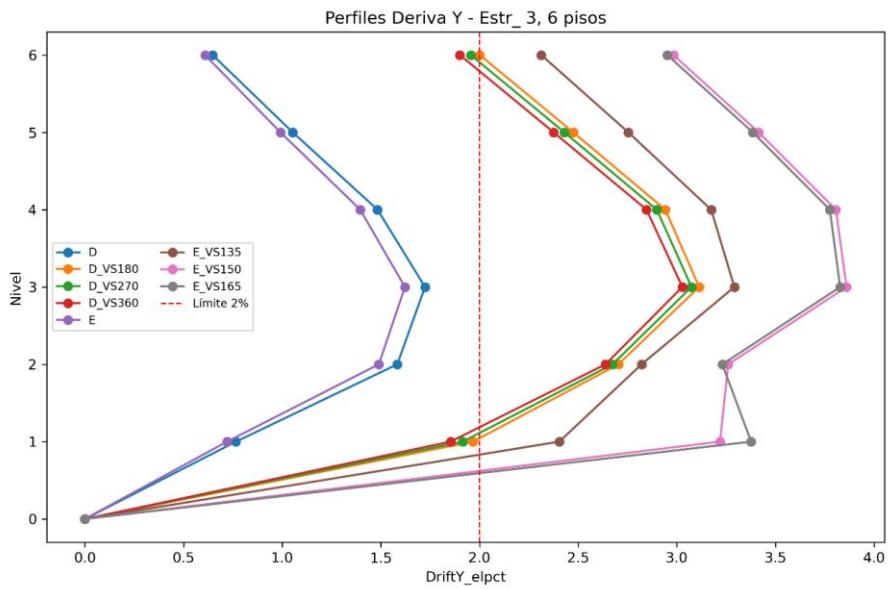
Nota: Elaboración propia

Figura 95. Perfiles de deriva Y, estructura 3, 4 niveles



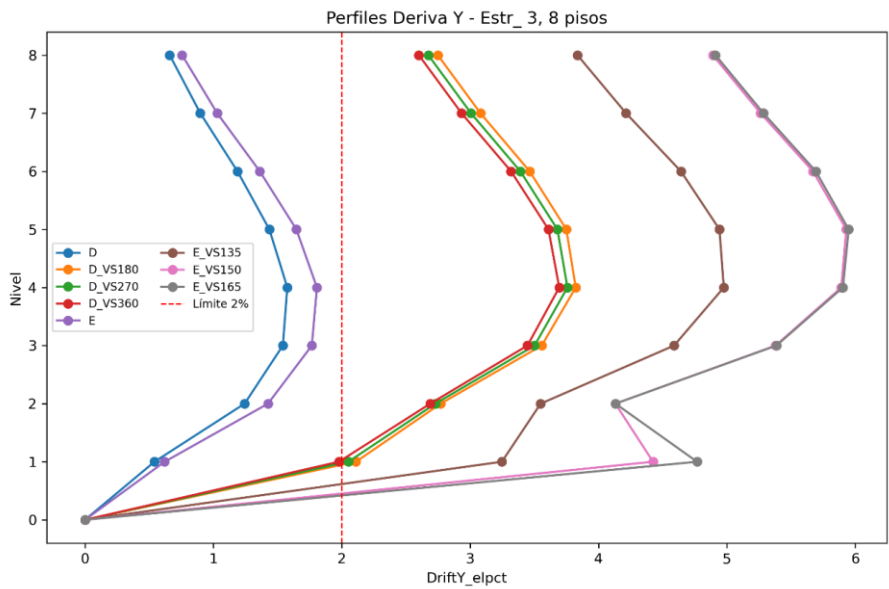
Nota: Elaboración propia

Figura 96. Perfiles de deriva Y, estructura 3, 6 niveles



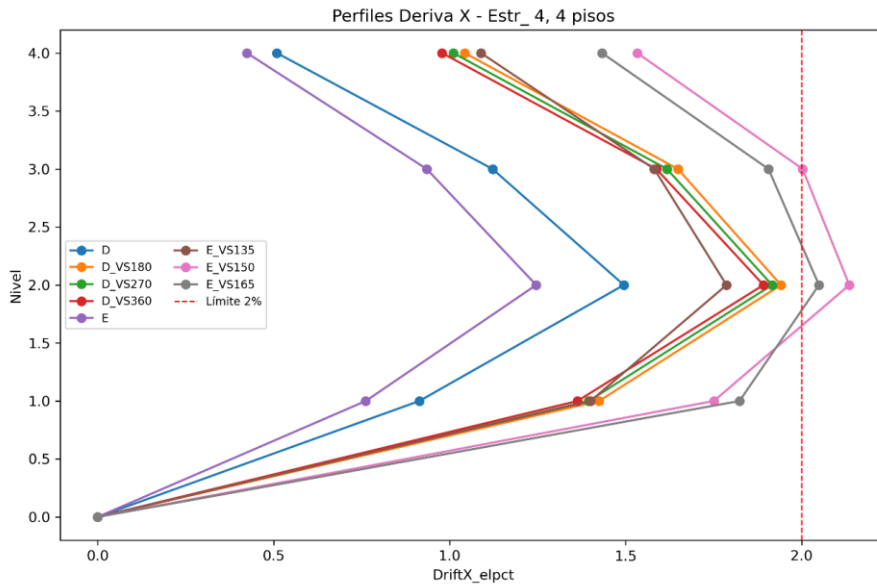
Nota: Elaboración propia

Figura 97. Perfiles de deriva Y, estructura 3, 8 niveles



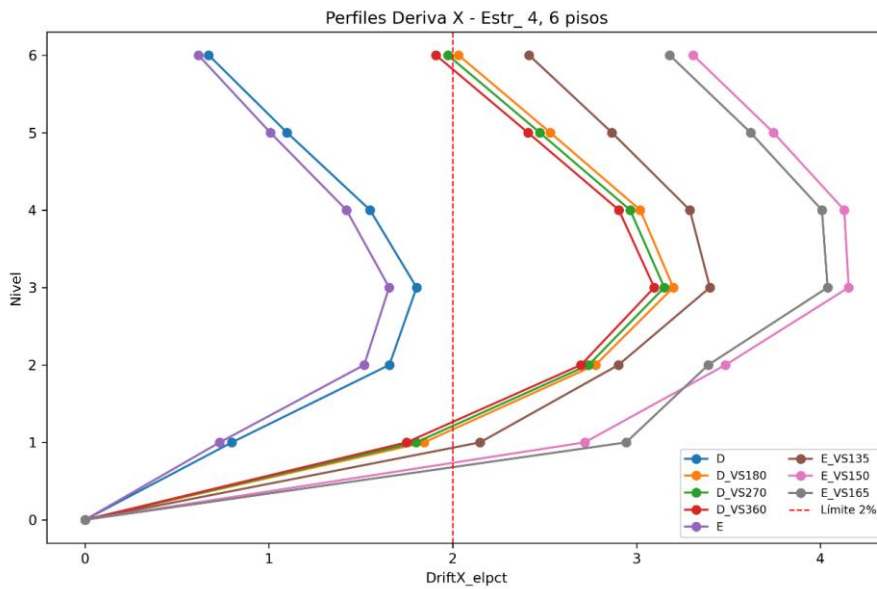
Nota: Elaboración propia

Figura 98. Perfiles de deriva X, estructura 4, 4 niveles



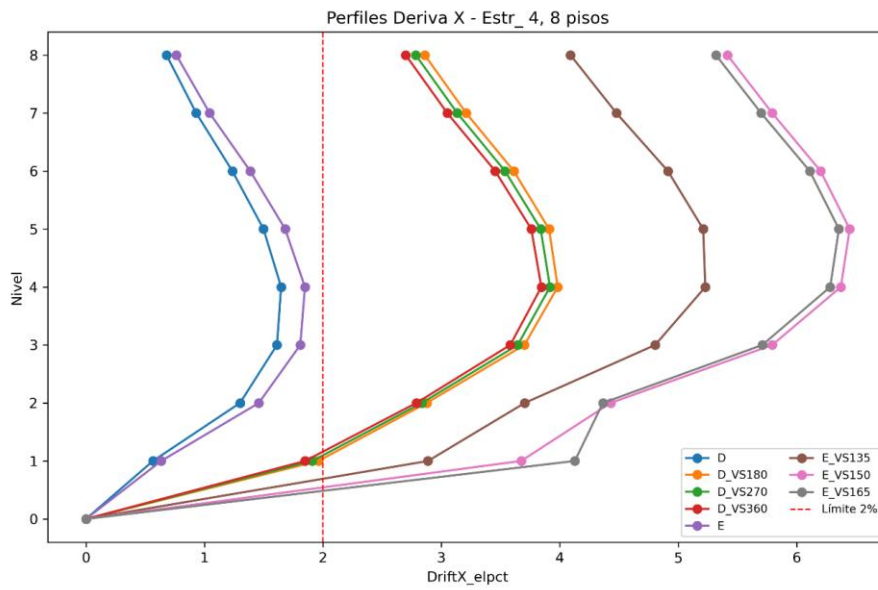
Nota: Elaboración propia

Figura 99. Perfiles de deriva X, estructura 4, 6 niveles



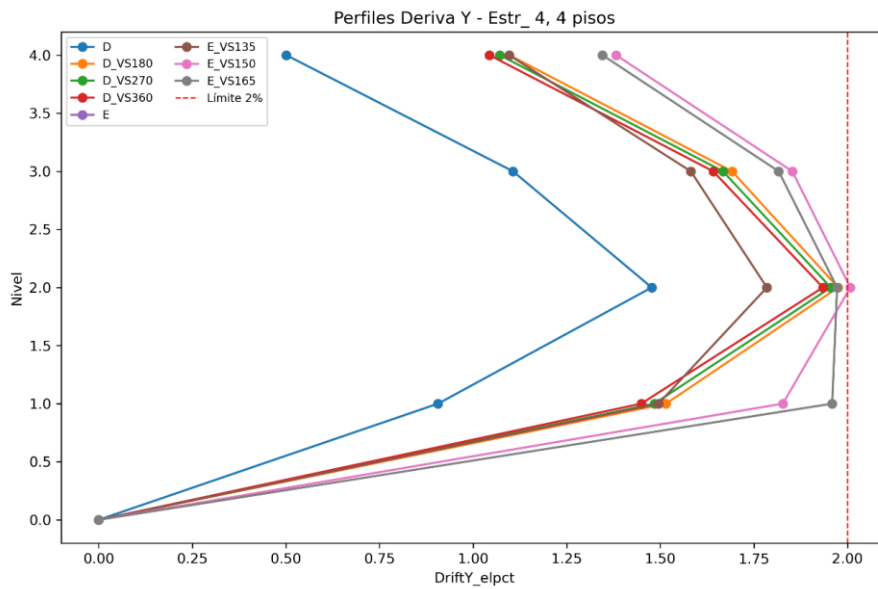
Nota: Elaboración propia

Figura 100. Perfiles de deriva X, estructura 4, 8 niveles



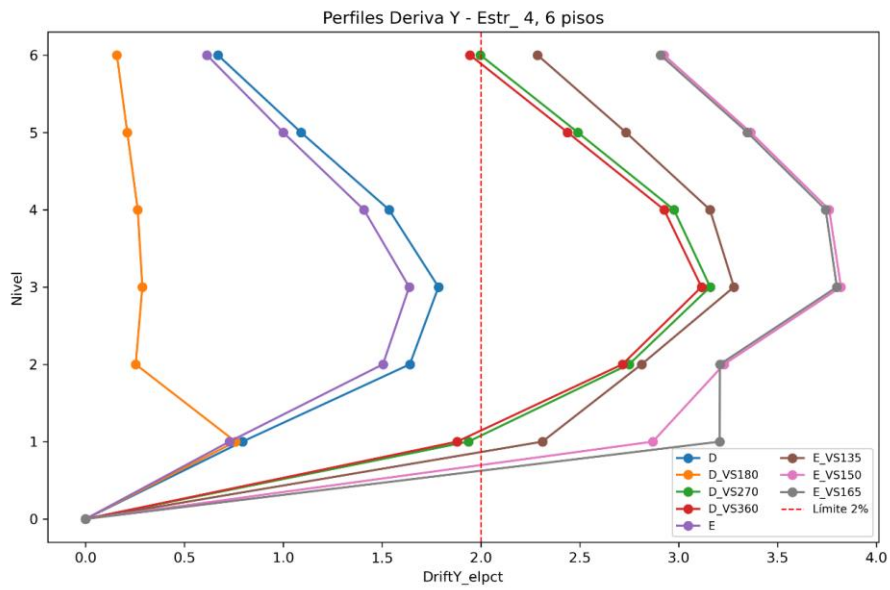
Nota: Elaboración propia

Figura 101. Perfiles de deriva Y, estructura 4, 4 niveles



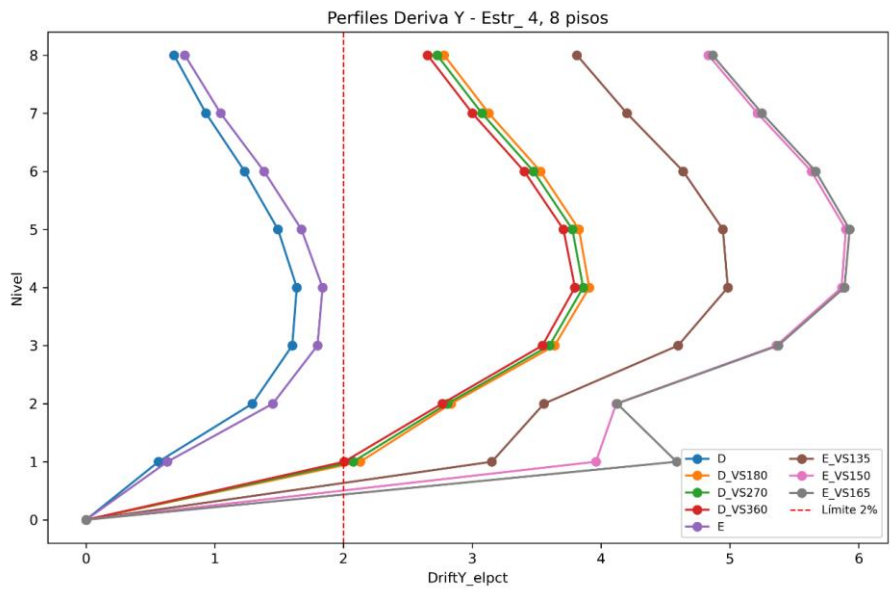
Nota: Elaboración propia

Figura 102. Perfiles de deriva Y, estructura 4, 6 niveles



Nota: Elaboración propia

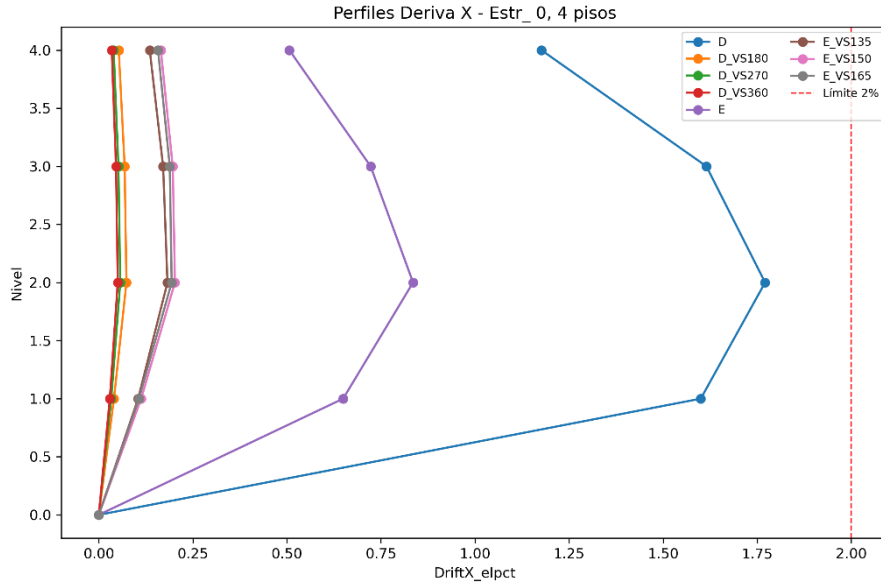
Figura 103. Perfiles de deriva Y, estructura 4, 8 niveles



Nota: Elaboración propia

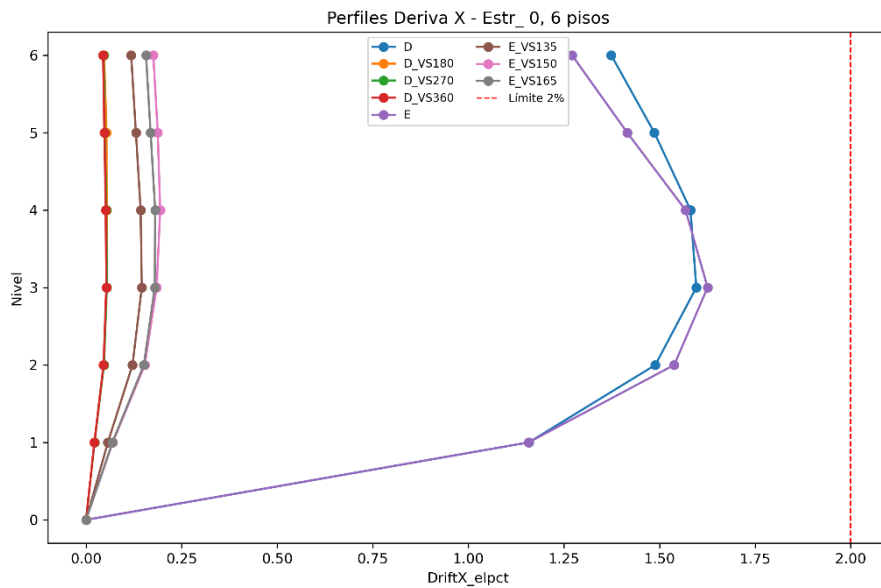
- Derivas Análisis NDP

Figura 104. Perfiles de deriva X, NDP, estructura 0, 4 niveles



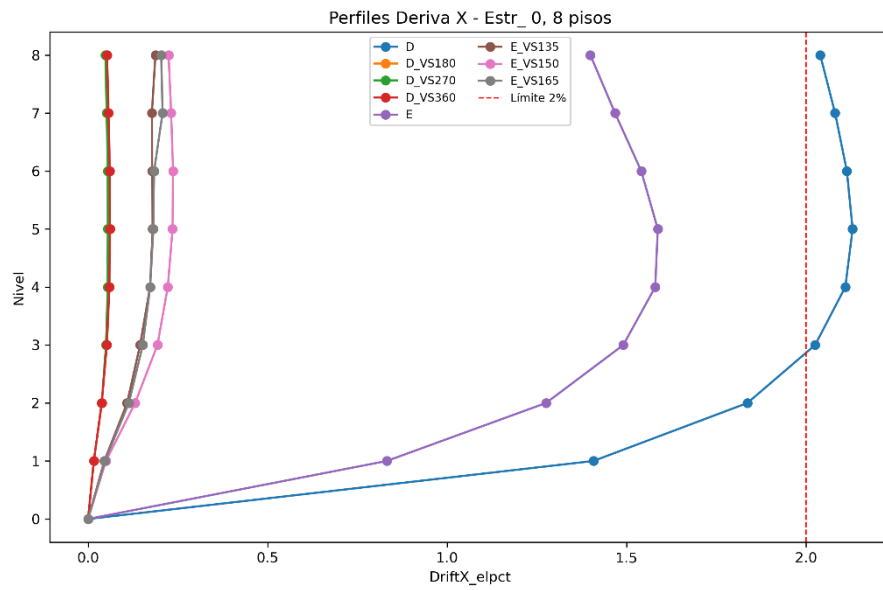
Nota: Elaboración propia

Figura 105. Perfiles de deriva X, NDP, estructura 0, 6 niveles



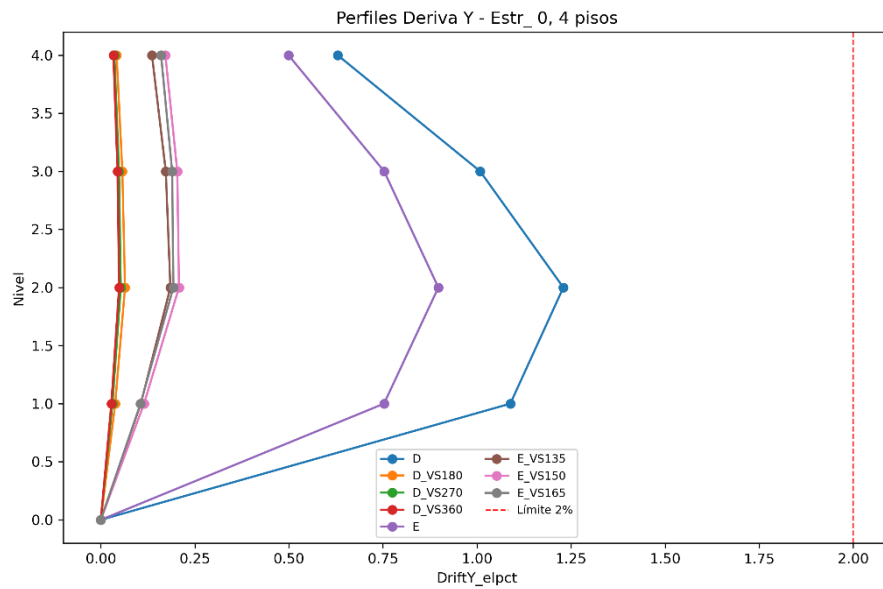
Nota: Elaboración propia

Figura 106. Perfiles de deriva X, NDP, estructura 0, 8 niveles



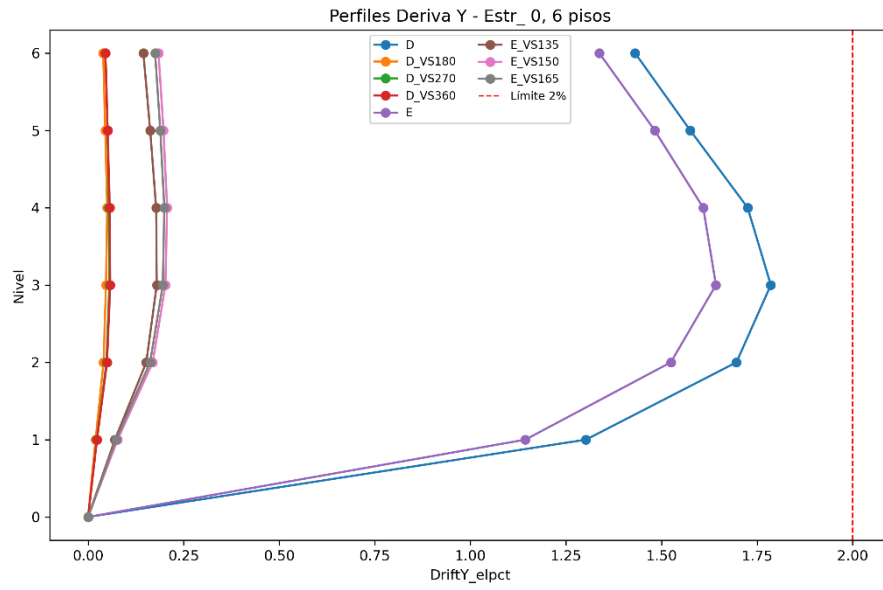
Nota: Elaboración propia

Figura 107. Perfiles de deriva Y, NDP, estructura 0, 4 niveles



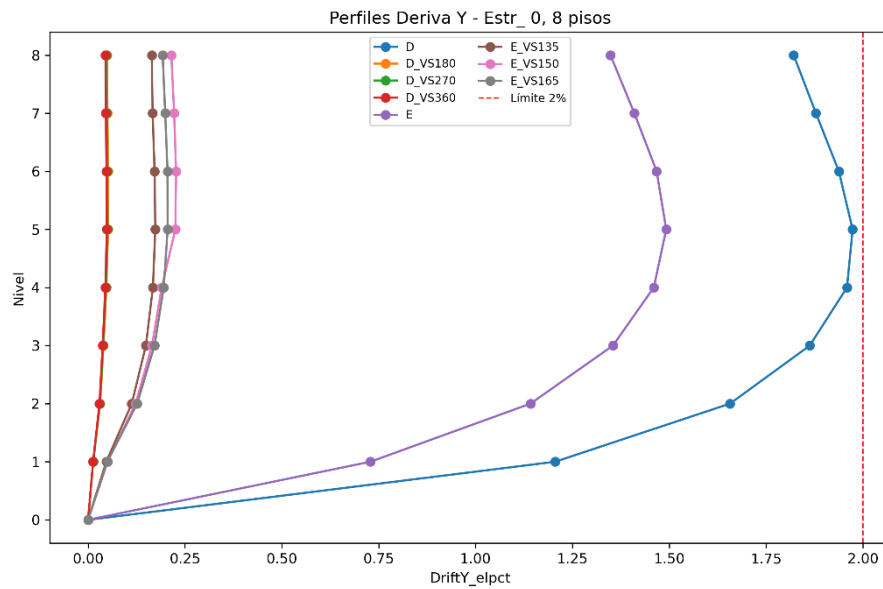
Nota: Elaboración propia

Figura 108. Perfiles de deriva Y, NDP, estructura 0, 6 niveles



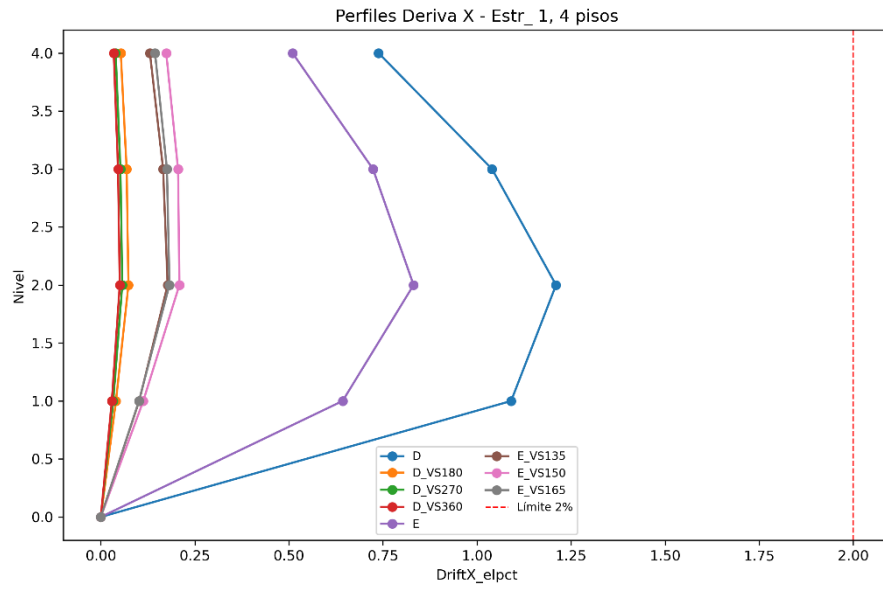
Nota: Elaboración propia

Figura 109. Perfiles de deriva Y, NDP, estructura 0, 8 niveles



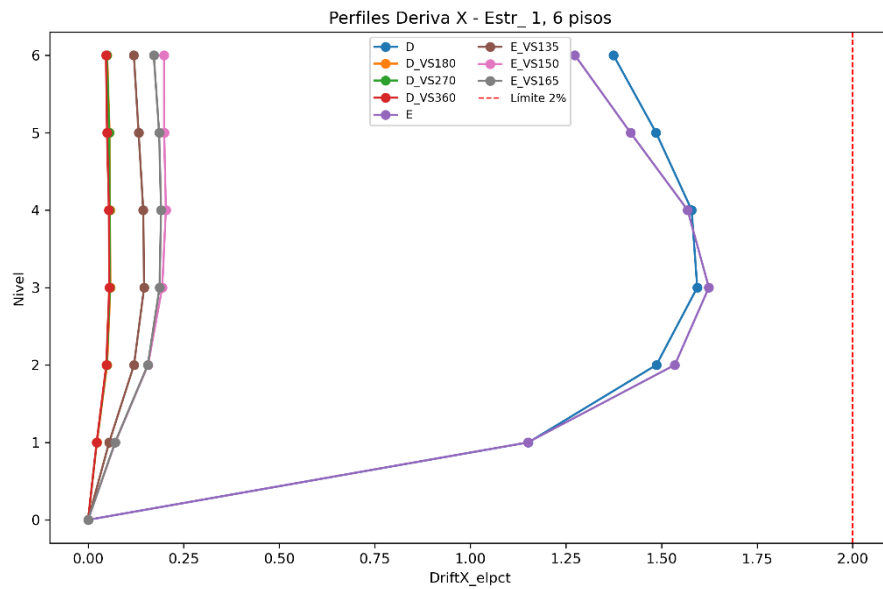
Nota: Elaboración propia

Figura 110. Perfiles de deriva X, NDP, estructura 1, 4 niveles



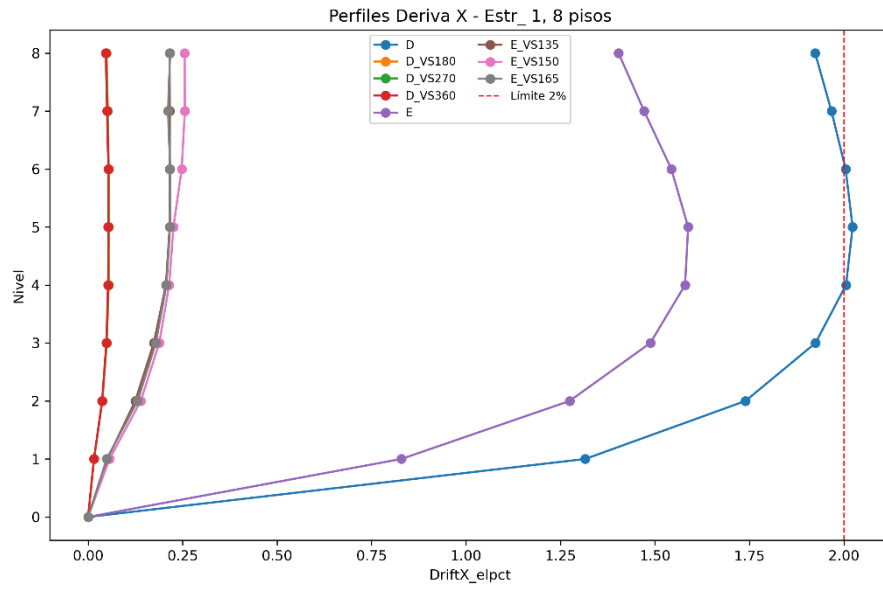
Nota: Elaboración propia

Figura 111. Perfiles de deriva X, NDP, estructura 1, 6 niveles



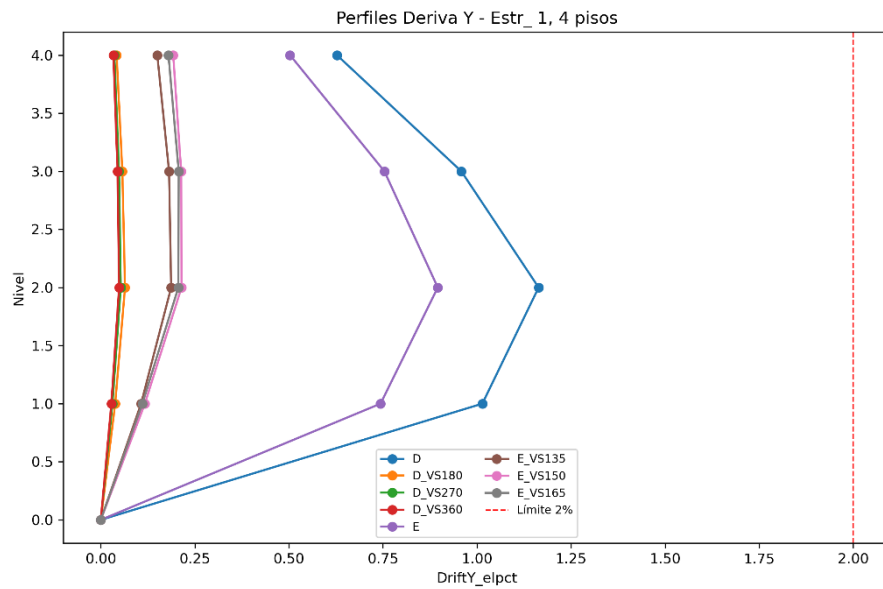
Nota: Elaboración propia

Figura 112. Perfiles de deriva X, NDP, estructura 1, 8 niveles



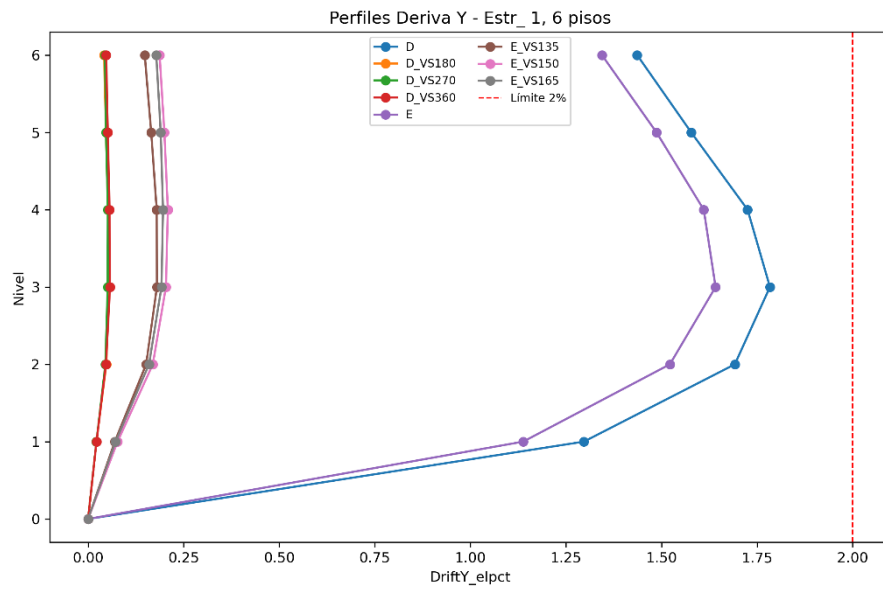
Nota: Elaboración propia

Figura 113. Perfiles de deriva Y, NDP, estructura 1, 4 niveles



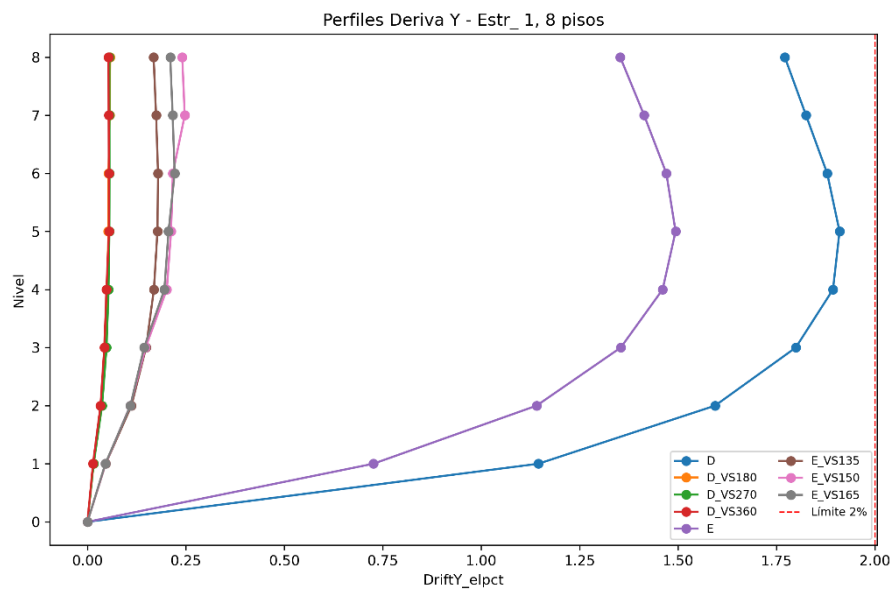
Nota: Elaboración propia

Figura 114. Perfiles de deriva Y, NDP, estructura 1, 6 niveles



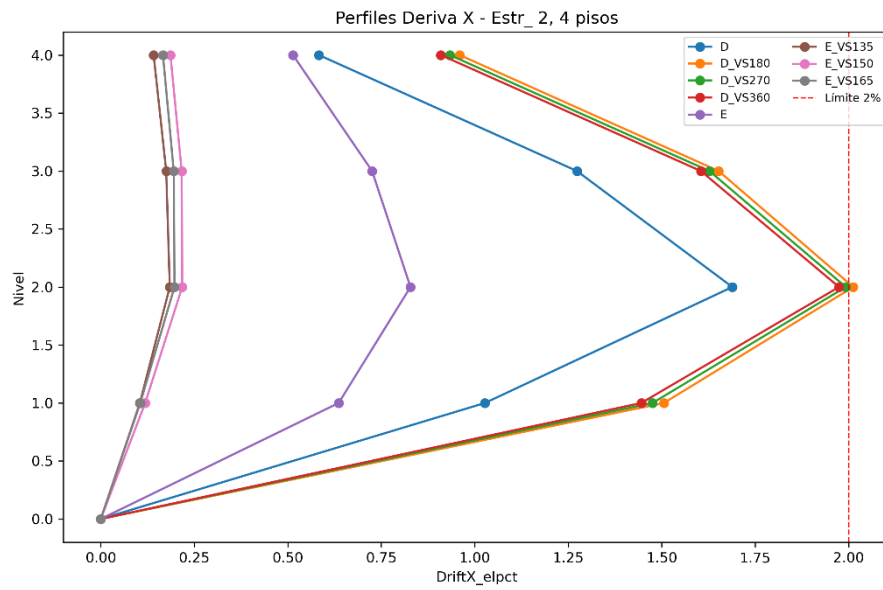
Nota: Elaboración propia

Figura 115. Perfiles de deriva Y, NDP, estructura 1, 8 niveles



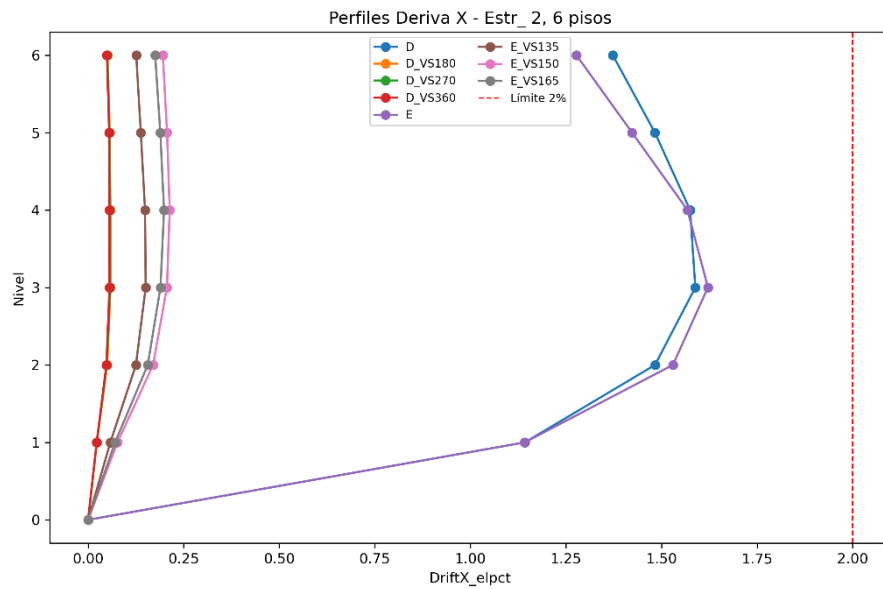
Nota: Elaboración propia

Figura 116. Perfiles de deriva X, NDP, estructura 2, 4 niveles



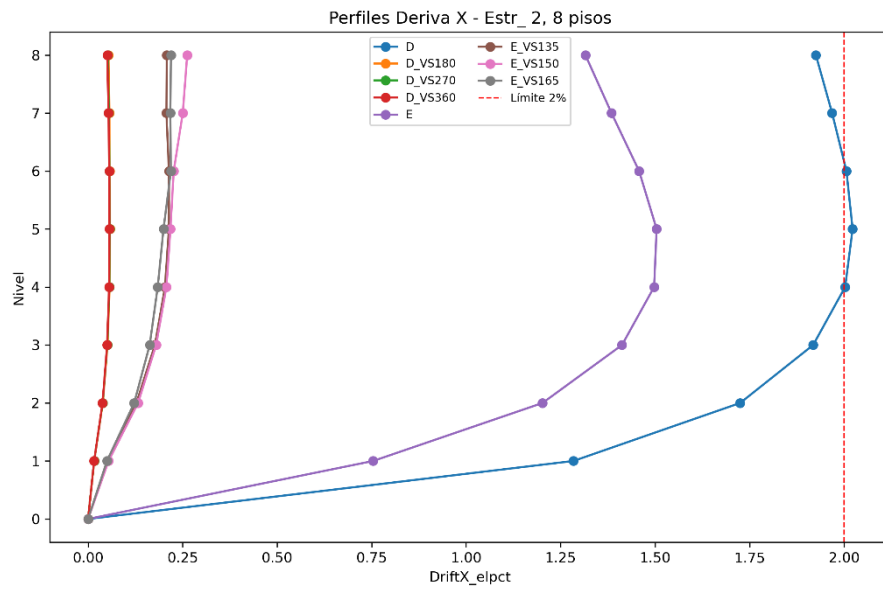
Nota: Elaboración propia

Figura 117. Perfiles de deriva X, NDP, estructura 2, 6 niveles



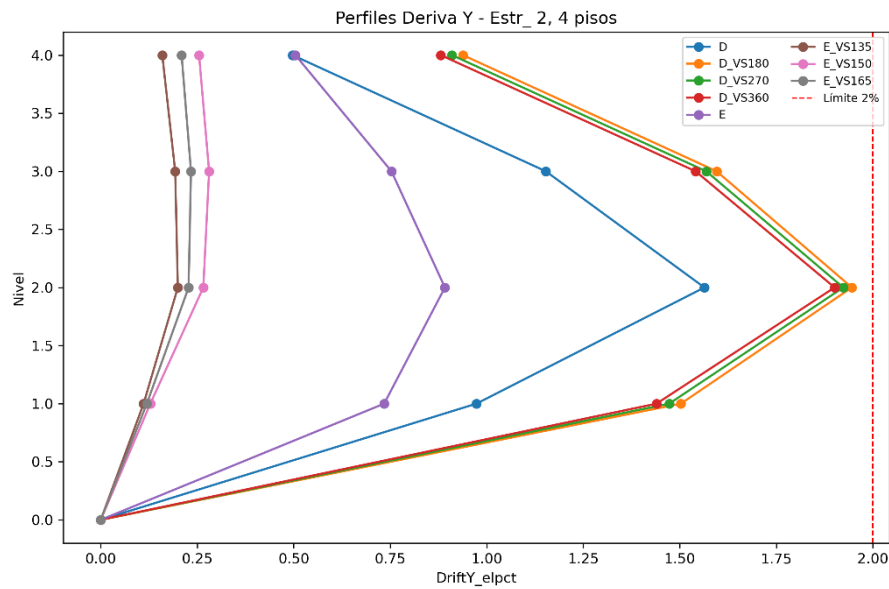
Nota: Elaboración propia

Figura 118. Perfiles de deriva X, NDP, estructura 2, 8 niveles



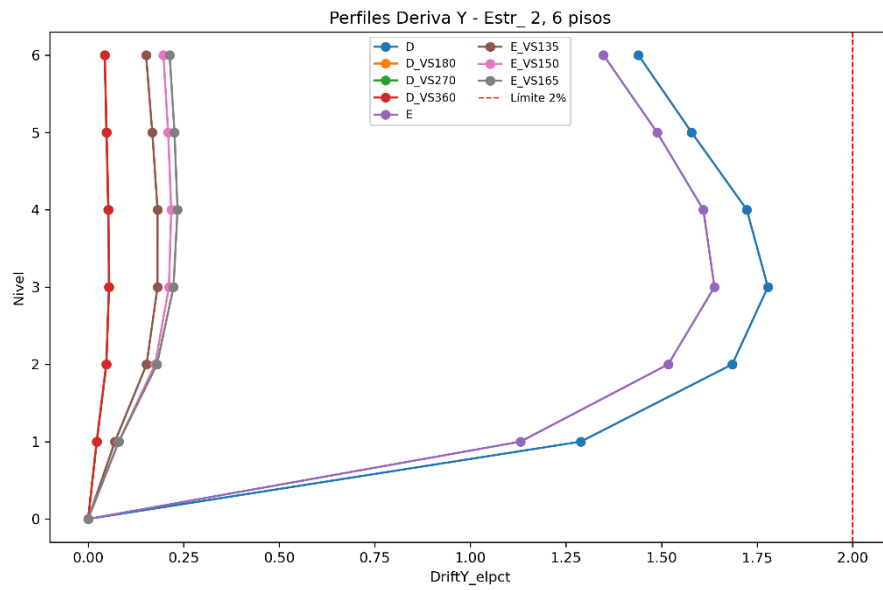
Nota: Elaboración propia

Figura 119. Perfiles de deriva Y, NDP, estructura 2, 4 niveles



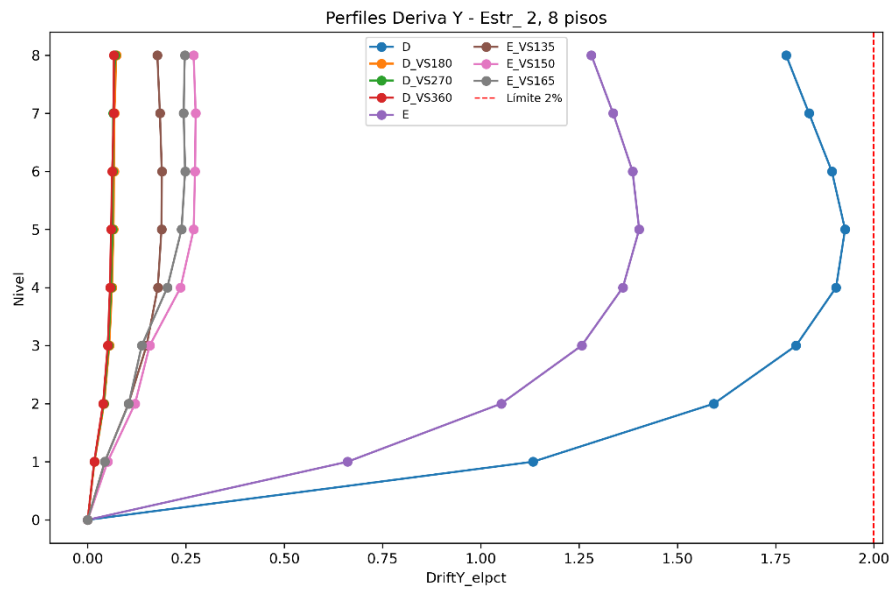
Nota: Elaboración propia

Figura 120. Perfiles de deriva Y, NDP, estructura 2, 6 niveles



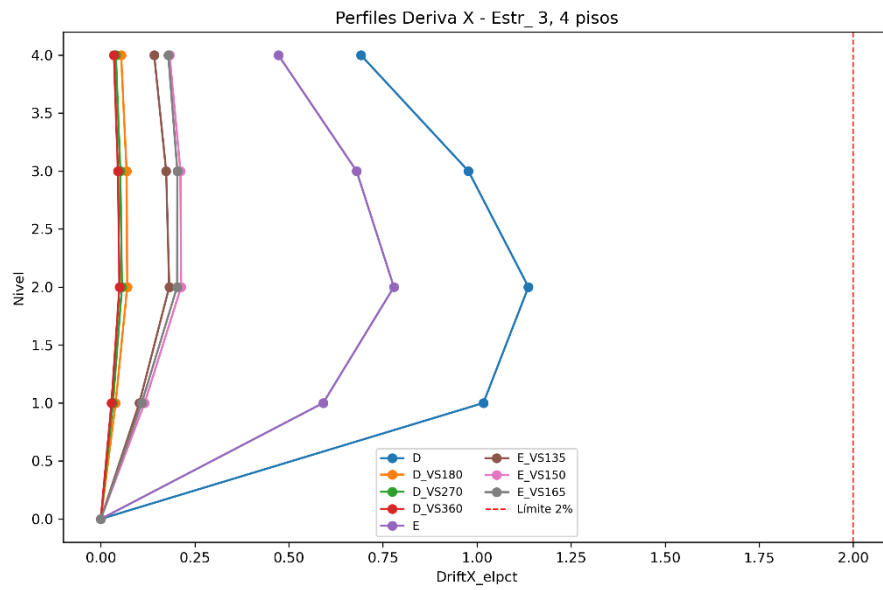
Nota: Elaboración propia

Figura 121. Perfiles de deriva Y, NDP, estructura 2, 8 niveles



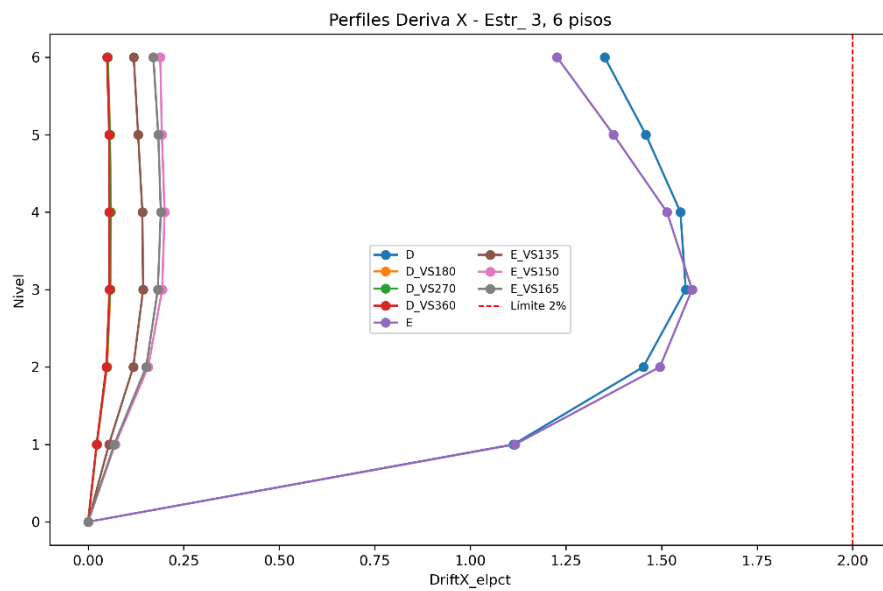
Nota: Elaboración propia

Figura 122. Perfiles de deriva X, NDP, estructura 3, 4 niveles



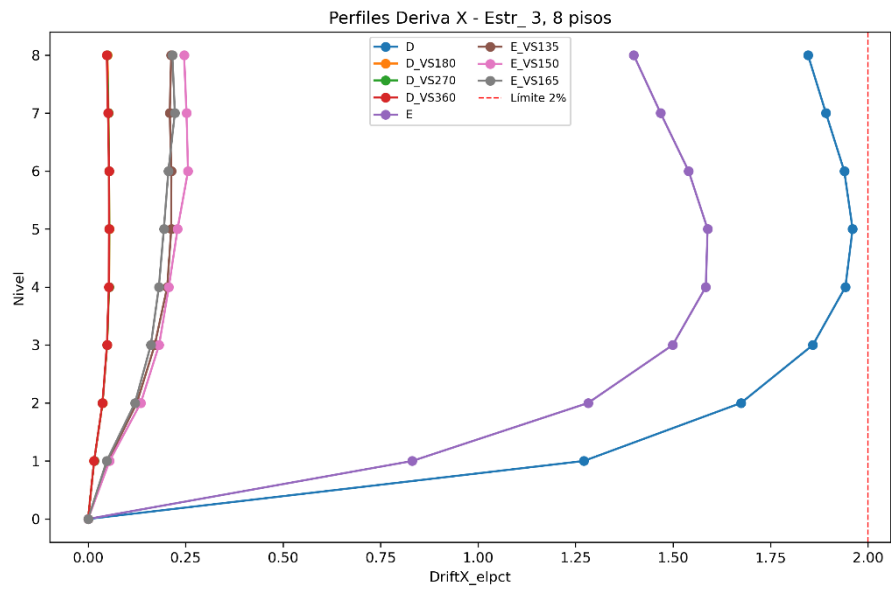
Nota: Elaboración propia

Figura 123. Perfiles de deriva X, NDP, estructura 3, 6 niveles



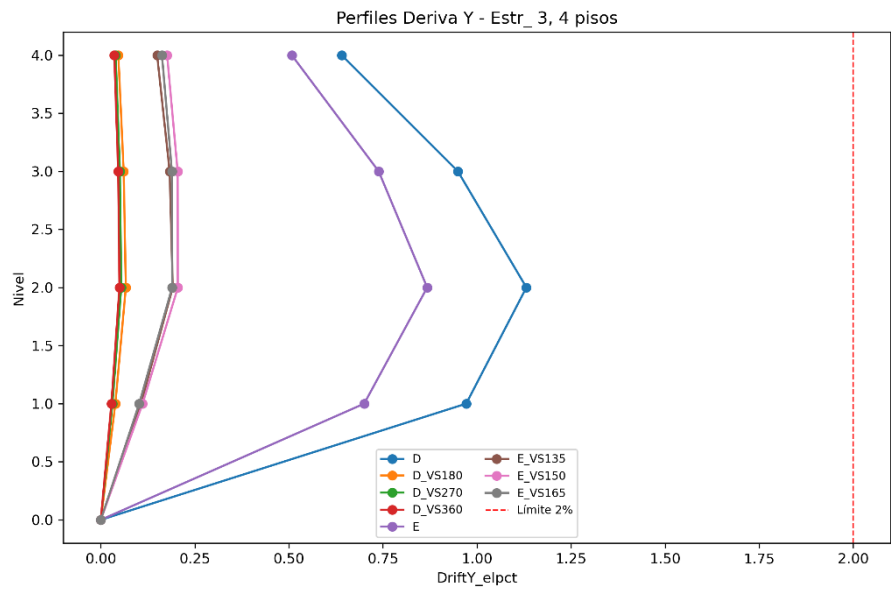
Nota: Elaboración propia

Figura 124. Perfiles de deriva X, NDP, estructura 3, 8 niveles



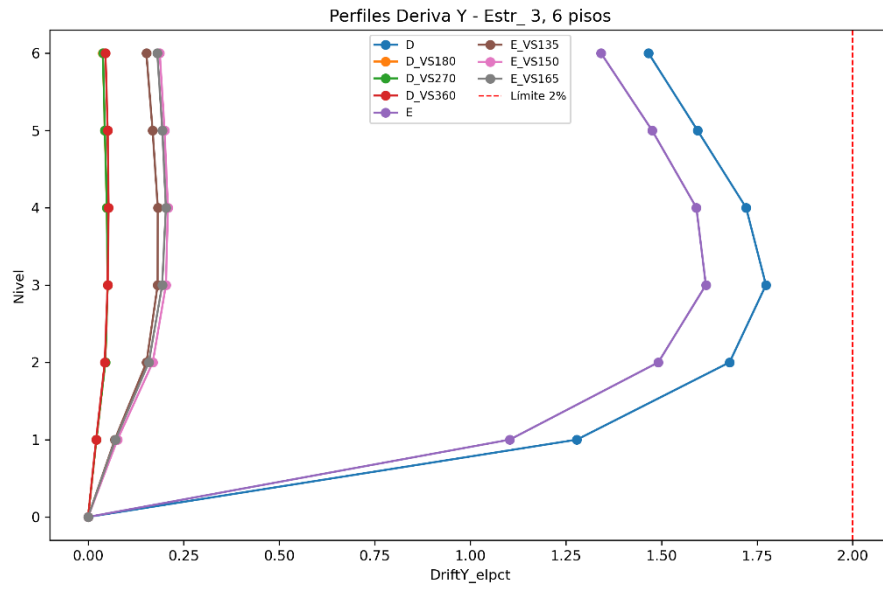
Nota: Elaboración propia

Figura 125. Perfiles de deriva Y, NDP, estructura 3, 4 niveles



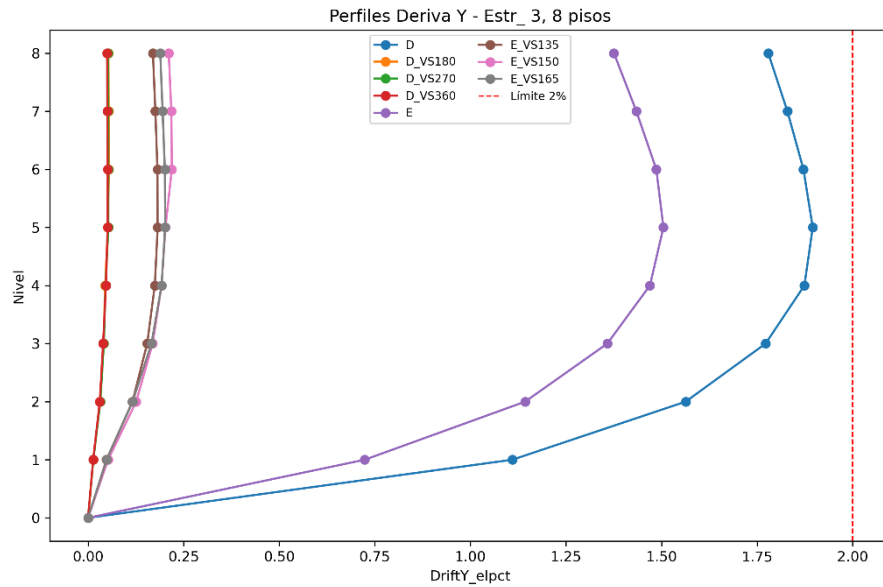
Nota: Elaboración propia

Figura 126. Perfiles de deriva Y, NDP, estructura 3, 6 niveles



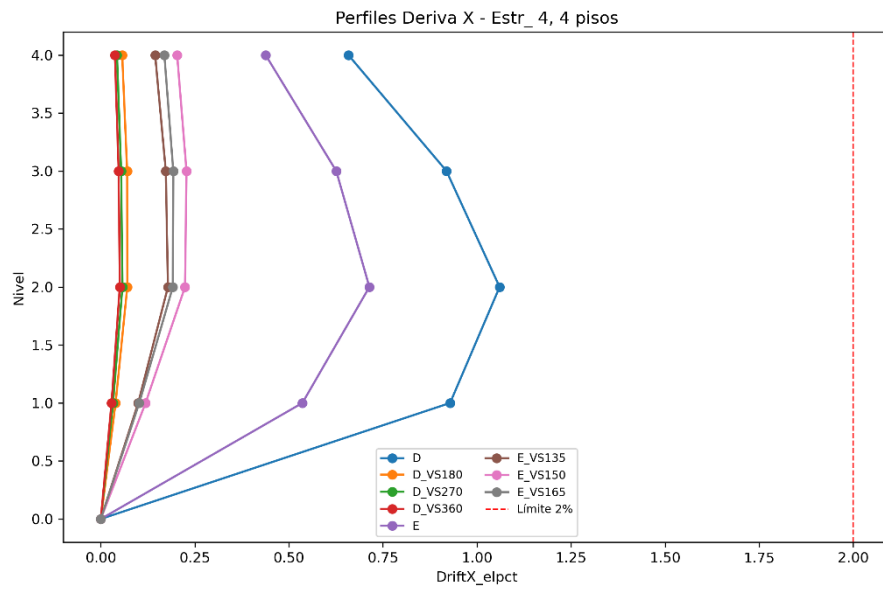
Nota: Elaboración propia

Figura 127. Perfiles de deriva Y, NDP, estructura 3, 8 niveles



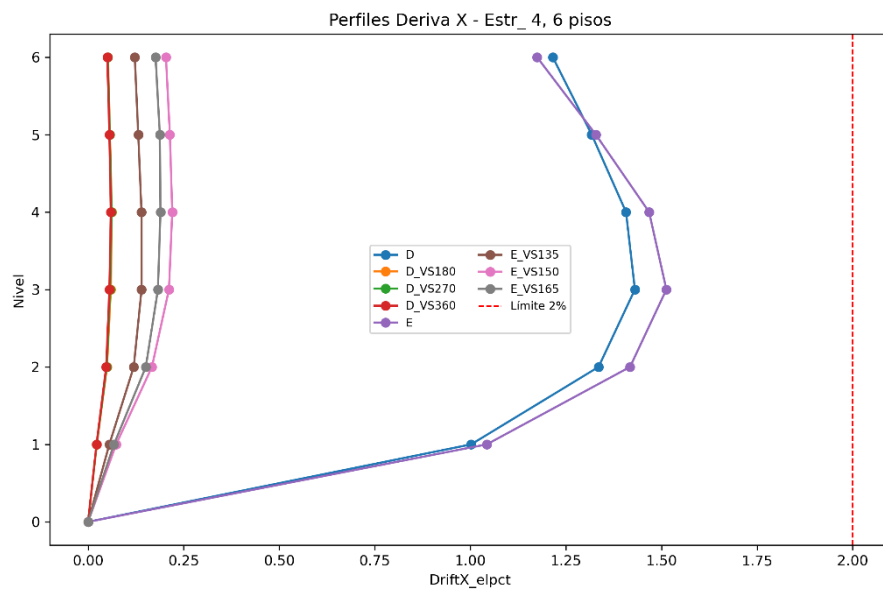
Nota: Elaboración propia

Figura 128. Perfiles de deriva X, NDP, estructura 4, 4 niveles



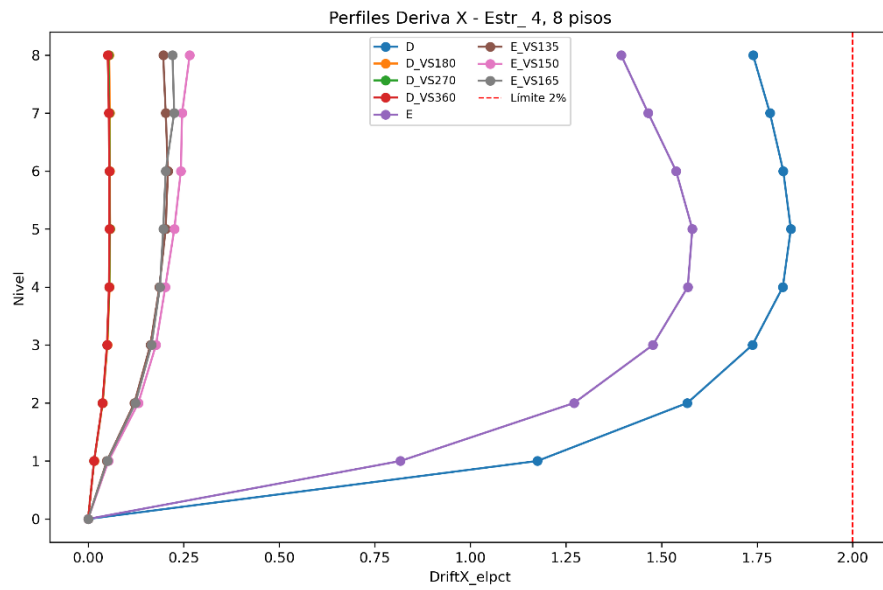
Nota: Elaboración propia

Figura 129. Perfiles de deriva X, NDP, estructura 4, 6 niveles



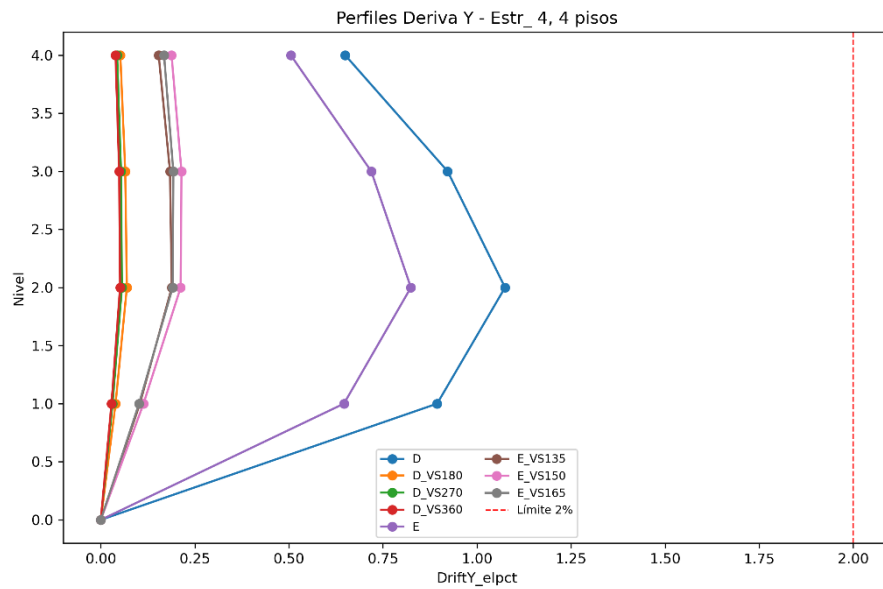
Nota: Elaboración propia

Figura 130. Perfiles de deriva X, NDP, estructura 4, 8 niveles



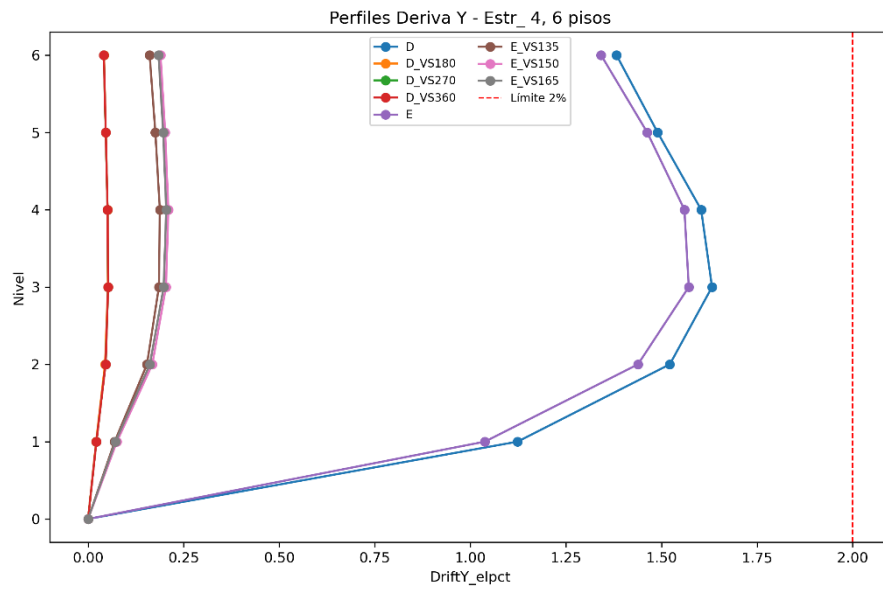
Nota: Elaboración propia

Figura 131. Perfiles de deriva Y, NDP, estructura 4, 4 niveles



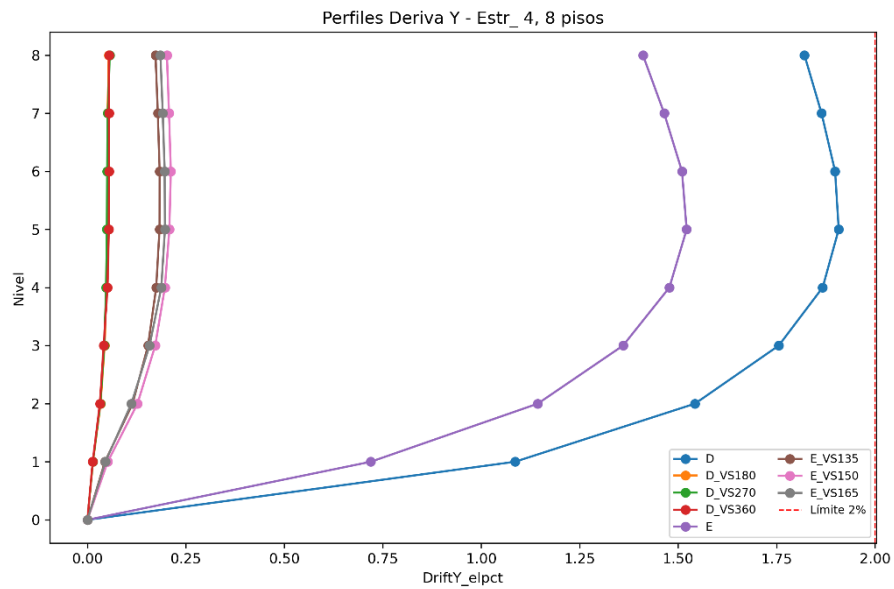
Nota: Elaboración propia

Figura 132. Perfiles de deriva X, NDP, estructura 4, 6 niveles



Nota: Elaboración propia

Figura 133. Perfiles de deriva X, NDP, estructura 4, 8 niveles



Nota: Elaboración propia