

**UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA**  
**ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**



**Análisis comparativo de metodologías para la interacción suelo-estructura  
en una edificación de 8 niveles en el distrito de Pimentel-Chiclayo**

**TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE  
INGENIERO CIVIL**

**AUTOR**

**Jose Fernando Cruzalegui Huaman**

**ASESOR**

**Atilio Ruben Lopez Carranza**

**<https://orcid.org/0000-0002-3631-2001>**

**Chiclayo, 2026**

**Análisis comparativo de metodologías para la interacción suelo-  
estructura en una edificación de 8 niveles en el distrito de  
Pimentel-Chiclayo**

PRESENTADA POR

**Jose Fernando Cruzalegui Huaman**

A la Facultad de Ingeniería de la  
Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo  
para optar el título de

**INGENIERO CIVIL**

APROBADA POR

Jose Alberto Acero Martines

PRESIDENTE

Anibal Teodoro Diaz Orrego

SECRETARIO

Atilio Ruben Lopez Carranza

VOCAL

## **Dedicatoria**

Esta investigación está dedicada en primer lugar a mi madre, María Concepción Huamán Huamán y mi hermano, Arthur Joseph Fernández Huamán, quienes gracias a sacrificios, consejos y apoyo durante toda mi vida pude tener perseverancia y responsabilidad para lograr mis objetivos y metas propuestas siempre con humildad y respeto.

Dedico esta investigación también a mi sobrino para poder ser un ejemplo de nunca rendirse y que todo lo que sueña durante su vida con esfuerzo y trabajo duro puede hacerse realidad.

## **Agradecimientos**

En primer lugar, agradezco a Dios por darme el valor para afrontar todos los obstáculos y poder salir adelante aprendiendo en cada paso que doy.

A mi mama, por su constante apoyo, cariño y sacrificio durante mi vida logrando así poder ser un gran profesional.

A mi hermano, gracias a su ejemplo y consejos para saber cómo ser un gran profesional y darme la motivación para elegir esta carrera que tantas enseñanzas me ha dado.

A mi abuelo ya que, aunque no está presente entre nosotros sé que siempre me ha estado apoyando y dándome fuerzas para ser un gran profesional y una mejor persona.

A mi asesor, Atilio Rubén López Carranza, por todo el apoyo, compromiso y consejos durante este proceso para realizar esta investigación y lograr ser un profesional de éxito.

A todos los amigos que logré conocer durante esta época donde sentí un apoyo mutuo y un valioso respaldo donde sabemos que estaremos siempre los unos para los otros.

Finalmente, gracias a mí mismo por saber salir adelante y de cada obstáculo presentado tomar una enseñanza para salir adelante y ser responsable durante toda mi vida.

# Análisis comparativo de metodologías para la interacción suelo-estructura en una edificación de 8 niveles en el distrito de Pimentel-Chiclayo

## INFORME DE ORIGINALIDAD

<b>16%</b>	<b>16%</b>	<b>3%</b>	<b>6%</b>
INDICE DE SIMILITUD	FUENTES DE INTERNET	PUBLICACIONES	TRABAJOS DEL ESTUDIANTE

## FUENTES PRIMARIAS

<b>1</b>	<b>hdl.handle.net</b> Fuente de Internet	<b>4%</b>
<b>2</b>	<b>repositorio.unc.edu.pe</b> Fuente de Internet	<b>2%</b>
<b>3</b>	<b>repositorio.ucv.edu.pe</b> Fuente de Internet	<b>1%</b>
<b>4</b>	<b>Submitted to Universidad Andina Nestor Caceres Velasquez</b> Trabajo del estudiante	<b>&lt;1%</b>
<b>5</b>	<b>repositorio.udh.edu.pe</b> Fuente de Internet	<b>&lt;1%</b>
<b>6</b>	<b>Submitted to Universidad Católica San Pablo</b> Trabajo del estudiante	<b>&lt;1%</b>
<b>7</b>	<b>www.repositorioacademico.usmp.edu.pe</b> Fuente de Internet	<b>&lt;1%</b>
<b>8</b>	<b>tesis.usat.edu.pe</b> Fuente de Internet	<b>&lt;1%</b>

## Índice

<b>Resumen .....</b>	<b>18</b>
<b>Abstract .....</b>	<b>19</b>
<b>Introducción.....</b>	<b>20</b>
<b>Revisión De Literatura.....</b>	<b>23</b>
<b>Materiales y Métodos .....</b>	<b>100</b>
<b>Resultados y discusión.....</b>	<b>205</b>
<b>Conclusiones .....</b>	<b>244</b>
<b>Recomendaciones .....</b>	<b>248</b>
<b>Referencias .....</b>	<b>249</b>
<b>Anexos .....</b>	<b>253</b>

## Lista de Tablas

TABLA I.....	48
TABLA II.....	51
TABLA III.....	51
TABLA IV.....	54
TABLA V.....	59
TABLA VI.....	68
TABLA VII.....	71
TABLA VIII.....	72
TABLA IX.....	72
TABLA X.....	76
TABLA XI.....	77
TABLA XII.....	77
TABLA XIII.....	79
TABLA XIV.....	91
TABLA XV.....	91
TABLA XVI.....	92
TABLA XVII.....	92
TABLA XVIII.....	93
TABLA XIX.....	94
TABLA XX.....	94
TABLA XXI.....	95
TABLA XXII.....	97
TABLA XXIII.....	104
TABLA XXIV.....	106
TABLA XXV.....	108
TABLA XXVI.....	112
TABLA XXVII.....	117
TABLA XXVIII.....	122
TABLA XXIX.....	123
TABLA XXX.....	123
TABLA XXXI.....	124
TABLA XXXII.....	127
TABLA XXXIII.....	128
TABLA XXXIV.....	128
TABLA XXXV.....	129
TABLA XXXVI.....	130
TABLA XXXVII.....	130
TABLA XXXVIII.....	131
TABLA XXXIX.....	131
TABLA XL.....	132
TABLA XLI.....	133
TABLA XLII.....	133
TABLA XLIII.....	134
TABLA XLIV.....	134
TABLA XLV.....	135
TABLA XLVI.....	135
TABLA XLVII.....	135
TABLA XLVIII.....	136
TABLA XLIX.....	146

TABLA L.....	146
TABLA LI .....	147
TABLA LII.....	148
TABLA LIII.....	148
TABLA LIV .....	149
TABLA LV .....	150
TABLA LVI.....	151
TABLA LVII .....	152
TABLA LVIII.....	152
TABLA LIX .....	153
TABLA LX.....	153
TABLA LXI .....	155
TABLA LXII .....	155
TABLA LXIII.....	155
TABLA LXIV.....	156
TABLA LXV .....	156
TABLA LXVI.....	156
TABLA LXVII .....	157
TABLA LXVIII.....	157
TABLA LXIX.....	158
TABLA LXX.....	160
TABLA LXXI.....	161
TABLA LXXII .....	161
TABLA LXXIII.....	163
TABLA LXXIV.....	166
TABLA LXXV .....	166
TABLA LXXVI.....	167
TABLA LXXVII .....	167
TABLA LXXVIII.....	168
TABLA LXXIX.....	169
TABLA LXXX.....	169
TABLA LXXXI.....	170
TABLA LXXXII .....	170
TABLA LXXXIII .....	171
TABLA LXXXIV .....	171
TABLA LXXXV .....	171
TABLA LXXXVI.....	171
TABLA LXXXVII .....	172
TABLA LXXXVIII.....	174
TABLA LXXXIX.....	175
TABLA XC.....	205
TABLA XCI .....	206
TABLA XCII.....	206
TABLA XCIII.....	207
TABLA XCIV .....	209
TABLA XCV.....	210
TABLA XCVI.....	210
TABLA XCVII.....	210
TABLA XCVIII.....	211
TABLA XCIX .....	212
TABLA C .....	212

TABLA CI.....	213
TABLA CII.....	214
TABLA CIII.....	216
TABLA CIV.....	216
TABLA CV.....	217
TABLA CVI.....	218
TABLA CVII.....	218
TABLA CVIII.....	220
TABLA CIX.....	221
TABLA CX.....	221
TABLA CXI.....	222
TABLA CXII.....	223
TABLA CXIII.....	223
TABLA CXIV.....	224
TABLA CXV.....	224
TABLA CXVI.....	225
TABLA CXVII.....	226
TABLA CXVIII.....	226
TABLA CXIX.....	227
TABLA CXX.....	228
TABLA CXXI.....	229
TABLA CXXII.....	229
TABLA CXXIII.....	230
TABLA CXXIV.....	230
TABLA CXXV.....	231
TABLA CXXVI.....	232
TABLA CXXVII.....	253

## Lista de Figuras

Fig. 1. Modificación del movimiento por interacción inercial [25] .....	34
Fig. 2. Ajuste del movimiento debido a la interacción cinemática [25] .....	35
Fig. 3. Ilustración del movimiento en la relación del campo libre con la interacción inercial y la interacción cinemática [23] .....	36
Fig. 4. Modelo continuo por elementos finitos para análisis directo de la ISE [24] .....	38
Fig. 5. Análisis de ISE mediante enfoque de subestructura [24] .....	39
Fig. 6. Mecanismo de interacción entre el suelo y la platea [28]. .....	41
Fig. 7. Procedimiento de cálculo para zapatas aisladas [29]. .....	42
Fig. 8. Grafica representativa de trabajo de modelo de Winkler [17].....	43
Fig. 9. Esquema de cálculo correspondiente al modelo [29].....	49
Fig. 10. Marco referencial de valores de largo y ancho [24].....	55
Fig. 11. Esquema para el desarrollo del modelo Paternak [17].....	57
Fig. 12. Envoltente de presión en a) arena, b) arcillas blandas y medias, c) arcilla firme [36].....	75
Fig. 13. Asentamiento diferencial [37].....	79
Fig. 14. Microzonificación geotécnica del distrito de Pimentel [46] .....	88
Fig. 15. Cuadro Normativo de la Zonificación Urbana Residencial del Distrito de Pimentel [47].....	90
Fig. 16. Zonificación sísmica del Perú [48]. .....	91
Fig. 17. Flujograma de procesos para el desarrollo de la investigación.....	110
Fig. 18. Realización de ensayo SPT sobre terreno de edificación.....	111
Fig. 19. Muestras obtenidas durante ensayo SPT. ....	111
Fig. 20. Pesaje de taras para colocar la muestra. ....	112
Fig. 21. Pesaje de muestra húmeda con la tara. ....	112
Fig. 22. Colocación de muestras en el horno durante 24 horas. ....	113
Fig. 23. Pesaje de muestras secas con la tara. ....	113
Fig. 24. Toma de muestras representativas del ensayo de contenido de humedad. ....	114
Fig. 25. Saturación de muestras representativas.....	114
Fig. 26. Muestras lavadas y secadas en el horno preparadas para tamizaje .....	114
Fig. 27. Preparación de tamices para colocar cada muestra. ....	115
Fig. 28. Muestras retenidas en cada tamiz listas para pesar. ....	115
Fig. 29. Trituración y tamizaje de las muestras a través de la malla N° 40.....	115
Fig. 30. Muestras tamizadas y almacenadas en recipientes para saturar. ....	116
Fig. 31. Saturación de muestras para dejarlas en reposo. ....	116
Fig. 32. Pesaje de muestras húmedas para determinar límites. ....	116
Fig. 33. Pesaje de muestras secas para determinar límites. ....	117
Fig. 34. Pesaje de las fiolas sin contenido.....	117
Fig. 35. Pesaje de muestras para colocar en las fiolas.....	118
Fig. 36. Pesaje de fiolas con agua. ....	118
Fig. 37. Pesaje de fiola con el contenido luego de 24 horas de reposo. ....	118
Fig. 38. Pesaje de la muestra antes de la parafina. ....	119
Fig. 39. Pesaje de la muestra con la parafina. ....	119
Fig. 40. Pesaje de muestras representativas.....	120
Fig. 41. Muestras colocadas en los recipientes y agitadas durante 1 hora. ....	120
Fig. 42. Pesaje de vasos de precipitado. ....	120
Fig. 43. Contenido filtrado a los vasos de precipitado. ....	120
Fig. 44. Pesaje de vasos luego de secado en el horno. ....	121
Fig. 45. Colocación de muestra en maquina uniaxial.....	121
Fig. 46. Registro de datos luego de rotura de muestra. ....	121
Fig. 47. Asignación de propiedades de los materiales.....	124
Fig. 48. Vista en planta de techo de sótano, piso 1 y pisos típicos de la edificación.....	125

Fig. 49. Asignación de cargas sobre losa.....	125
Fig. 50. Definición de masa sísmica en x con excentricidad del 5%. ....	126
Fig. 51. Definición de masa sísmica en y con excentricidad del 5%. ....	126
Fig. 52. Modelado de edificación con base empotrada. ....	126
Fig. 53. Modelado estructural discretizado. ....	127
Fig. 54. Asignación de coeficientes sísmicos en ambos sentidos al modelado en ETABS. ....	132
Fig. 55. Espectro de pseudo aceleraciones x-x. ....	136
Fig. 56. Espectro de pseudo aceleraciones y-y. ....	137
Fig. 57. Espectro x-x sin gravedad ingresado en ETABS. ....	138
Fig. 58. Espectro y-y sin gravedad ingresado en ETABS. ....	138
Fig. 59. Creación de sismos dinámicos considerando el espectro de aceleraciones.....	139
Fig. 60. Creación de casos no lineales considerando excentricidad de masas en sentido x-x. ....	139
Fig. 61. Creación de casos no lineales considerando excentricidad de masas en sentido y-y. ....	140
Fig. 62. Creación de casos modales para el sentido x-x. ....	140
Fig. 63. Creación de casos modales para el sentido y-y. ....	140
Fig. 64. Creación de casos espectrales considerando la masa con excentricidad para sentido x-x. ....	141
Fig. 65. Creación de casos espectrales considerando la masa con excentricidad para sentido y-y. ....	141
Fig. 66. Creación de combinaciones para considerar la envolvente de momentos. ....	142
Fig. 67. Filtración de ruido componente EO sismo Ancash 1970. ....	142
Fig. 68. Filtración de ruido componente NS sismo Ancash 1970. ....	142
Fig. 69. Filtración de ruido componente EO sismo Lima 1966. ....	143
Fig. 70. Filtración de ruido componente NS sismo Lima 1966.....	143
Fig. 71. Filtración de ruido componente EO sismo Pisco 2007. ....	143
Fig. 72. Filtración de ruido componente NS sismo Pisco 2007. ....	143
Fig. 73. Escalado de ambas componentes para R=1. ....	144
Fig. 74. Ingreso de componente EO de cada sismo en ETABS.....	144
Fig. 75. Ingreso de componente NS de cada sismo en ETABS.....	144
Fig. 76. Creación de casos de análisis para sismo Ancash 1970. ....	145
Fig. 77. Creación de casos de análisis para sismo Lima 1966.....	145
Fig. 78. Creación de casos de análisis para sismo Pisco 2007. ....	145
Fig. 79. Platea dibujada y discretizada en ETABS. ....	147
Fig. 80. Asignación de coeficiente vertical de balasto a la platea en el modelado. ....	150
Fig. 81. Verificación de resortes de área asignados al modelado. ....	151
Fig. 82. Asignación de resortes de tipo spring al modelado estructural metodología Barkan.....	154
Fig. 83. Asignación de coeficientes de rigidez al modelado estructural metodología Barkan. ....	154
Fig. 84. Creación de link para asignar coeficientes de rigidez en el modelado Norma Rusa.....	158
Fig. 85. Asignación de rigideces y amortiguamiento Norma Rusa. ....	159
Fig. 86. Creación de resortes de área incluyendo el link con las rigideces y amortiguamiento Norma Rusa.....	159
Fig. 87. Espectro base empotrada vs interacción cinemática x-x. ....	164
Fig. 88. Espectro base empotrada vs interacción cinemática y-y. ....	164
Fig. 89. Espectro base empotrada vs interacción cinemática x-x en el primer segundo. ....	165
Fig. 90. Espectro base empotrada vs interacción cinemática y-y en el primer segundo. ....	165
Fig. 91. Comparación espectro base empotrada, interacción cinemática y espectro amortiguamiento 5.5 % x-x. ....	172
Fig. 92. Comparación espectro base empotrada, interacción cinemática y espectro amortiguamiento 5.5 % y-y. ....	173
Fig. 93. Comparación de espectros en el primer segundo x-x.....	173
Fig. 94. Comparación de espectros en el primer segundo y-y.....	173
Fig. 95. Asignación de nuevos coeficientes sísmicos al modelado. ....	174
Fig. 96. Asignación de nuevo espectro x-x al modelado estructural. ....	176

Fig. 97. Asignación de nuevo espectro y-y al modelado estructural. ....	176
Fig. 98. Asignación de nuevo espectro a los casos de sismo dinámico. ....	177
Fig. 99. Asignación de nuevo espectro a los sismos en y considerando la excentricidad. ....	177
Fig. 100. Asignación de nuevo espectro a los sismos en y considerando la excentricidad. ....	177
Fig. 101. Asignación de valores de rigidez al modelado estructural. ....	178
Fig. 102. Resortes de tipo joint asignados a la platea. ....	178
Fig. 103. Creación de partes individuales. ....	179
Fig. 104. Creación de materiales con sus propiedades. ....	180
Fig. 105. Asignación de propiedades de los materiales. ....	180
Fig. 106. Creación de secciones para los materiales. ....	180
Fig. 107. Mallado de las partes individuales. ....	181
Fig. 108. Creación de instancia final con el mallado final. ....	181
Fig. 109. Generación del step para analizar la carga. ....	182
Fig. 110. Generación de constraints. ....	182
Fig. 111. Aplicación de constraints al ensamblaje. ....	182
Fig. 112. Aplicación de las condiciones de borde con las restricciones. ....	183
Fig. 113. Creación de carga distribuida del peso de la edificación. ....	183
Fig. 114. Modelado final con restricciones en la base y carga distribuida. ....	183
Fig. 115. Verificación de presiones modelo empotrado. ....	184
Fig. 116. Momento 1-1 para diseño de aceros en X-X por modelo empotrado. ....	185
Fig. 117. Diseño de acero negativo modelo empotrado sentido x-x. ....	185
Fig. 118. Diseño de acero negativo modelo empotrado sentido x-x. ....	185
Fig. 119. Diseño de acero positivo modelo empotrado sentido x-x. ....	185
Fig. 120. Momento 2-2 para diseño de aceros en Y-Y por modelo empotrado. ....	185
Fig. 121. Diseño de acero negativo modelo empotrado sentido y-y. ....	186
Fig. 122. Diseño de acero negativo modelo empotrado sentido y-y. ....	186
Fig. 123. Diseño de acero positivo modelo empotrado sentido y-y. ....	186
Fig. 124. Verificación de presiones modelo Winkler. ....	187
Fig. 125. Momento 1-1 para diseño de aceros en x-x por metodología Winkler. ....	187
Fig. 126. Diseño de acero negativo método Winkler sentido x-x. ....	187
Fig. 127. Diseño de acero negativo método de Winkler sentido x-x. ....	188
Fig. 128. Diseño de acero positivo método de Winkler sentido x-x. ....	188
Fig. 129. Momento 2-2 para diseño de aceros en y-y por metodología Winkler. ....	188
Fig. 130. Diseño de acero negativo método Winkler sentido y-y. ....	188
Fig. 131. Diseño de acero negativo método Winkler sentido y-y. ....	189
Fig. 132. Diseño de acero positivo método Winkler sentido y-y. ....	189
Fig. 133. Verificación de presiones método Barkan. ....	189
Fig. 134. Momento 1-1 para diseño de aceros en x-x por metodología Barkan. ....	190
Fig. 135. Diseño de acero negativo método Barkan sentido x-x. ....	190
Fig. 136. Diseño de acero negativo método Barkan sentido x-x. ....	190
Fig. 137. Diseño de acero positivo método Barkan sentido x-x. ....	191
Fig. 138. Momento 2-2 para diseño de aceros en y-y por metodología Barkan. ....	191
Fig. 139. Diseño de acero negativo método Barkan sentido y-y. ....	191
Fig. 140. Diseño de acero negativo método Barkan sentido y-y. ....	191
Fig. 141. Diseño de acero positivo método Barkan sentido y-y. ....	192
Fig. 142. Verificación de presiones método Norma Rusa. ....	192
Fig. 143. Momento 1-1 para diseño de aceros en x-x por metodología Norma Rusa. ....	193
Fig. 144. Diseño de acero negativo método Norma Rusa sentido x-x. ....	193
Fig. 145. Diseño de acero negativo método Norma Rusa sentido x-x. ....	193
Fig. 146. Diseño de acero positivo método Norma Rusa sentido x-x. ....	193
Fig. 147. Momento 2-2 para diseño de aceros en y-y por metodología Norma Rusa. ....	194

Fig. 148. Diseño de acero negativo método Norma Rusa sentido y-y.....	194
Fig. 149. Diseño de acero negativo método Norma Rusa sentido y-y.....	194
Fig. 150. Diseño de acero positivo método Norma Rusa sentido y-y. ....	194
Fig. 151. Verificación de presiones método ASCE. ....	195
Fig. 152. Momento 1-1 para diseño de aceros en x-x por metodología ASCE. ....	195
Fig. 153. Diseño de acero negativo método ASCE sentido x-x. ....	196
Fig. 154. Diseño de acero negativo método ASCE sentido x-x. ....	196
Fig. 155. Diseño de acero positivo método ASCE sentido x-x. ....	196
Fig. 156. Momento 2-2 para diseño de aceros en y-y por metodología ASCE. ....	196
Fig. 157. Diseño de acero negativo método ASCE sentido y-y.....	197
Fig. 158. Diseño de acero negativo método ASCE sentido y-y.....	197
Fig. 159. Diseño de acero positivo método ASCE sentido y-y.....	197
Fig. 160. Verificación de presiones por diseño de aceros de 1” con ABAQUS. ....	198
Fig. 161. Verificación de presiones por diseño de aceros de 3/4” con ABAQUS. ....	198
Fig. 162. Verificación de presiones por diseño de aceros de 5/8” con ABAQUS. ....	199
Fig. 163. Definición de materiales en SAFE.....	199
Fig. 164. Cargas de servicio para verificar presiones.....	200
Fig. 165. Verificación de presiones en platea modelo empotrado. ....	200
Fig. 166. Verificación de presiones en platea modelo Winkler.....	200
Fig. 167. Verificación de presiones en platea modelo Norma Rusa. ....	201
Fig. 168. Verificación de presiones en platea modelo Barkan.....	201
Fig. 169. Verificación de presiones en platea modelo ASCE. ....	201
Fig. 170. Ingreso de diámetros de varillas para diseño de plateas.....	202
Fig. 171. Diseño de plateas por método de elementos finitos. ....	202
Fig. 172. Verificación de esfuerzos por diseño de elementos finitos en platea modelo empotrado. ...	203
Fig. 173. Verificación de esfuerzos por diseño de elementos finitos platea Winkler. ....	203
Fig. 174. Verificación de esfuerzos por diseño de elementos finitos platea Norma Rusa. ....	204
Fig. 175. Verificación de esfuerzos por diseño de elementos finitos platea ASCE. ....	204
Fig. 176. Verificación de esfuerzos por diseño de elementos finitos platea Barkan.....	205
Fig. 177. Comparación de coeficientes de rigidez traslacional. ....	208
Fig. 178. Comparación de coeficientes de rigidez rotacional.....	208
Fig. 179. Comparación de coeficientes de amortiguamiento traslacional. ....	208
Fig. 180. Comparación de coeficientes de amortiguamiento rotacional. ....	209
Fig. 181. Variación porcentual de cortante estática en el primer piso. ....	213
Fig. 182. Desplazamientos máximos por sismo estático en dirección X-X.....	214
Fig. 183. Variación porcentual desplazamientos ultimo nivel SEX.....	214
Fig. 184. Desplazamientos máximos por sismo estático en dirección Y-Y. ....	215
Fig. 185. Variación porcentual desplazamientos ultimo nivel SEY.....	215
Fig. 186. Derivas estáticas en el sentido X-X. ....	216
Fig. 187. Derivas estáticas en el sentido Y-Y.....	217
Fig. 188. Variación porcentual de cortante dinámica en el primer piso. ....	218
Fig. 189. Desplazamientos máximos por sismo dinámico en dirección X-X.....	219
Fig. 190. Variación porcentual desplazamientos ultimo nivel SDX.....	219
Fig. 191. Desplazamientos máximos por sismo dinámico en dirección Y-Y.....	220
Fig. 192. Variación porcentual desplazamientos ultimo nivel SDY. ....	220
Fig. 193. Derivas dinámicas en el sentido X-X.....	221
Fig. 194. Derivas dinámicas en el sentido Y-Y.....	222
Fig. 195. Comparación de cortantes por metodologías dirección X-X. ....	223
Fig. 196. Comparación de cortantes por metodologías dirección Y-Y. ....	224
Fig. 197. Comparación de derivas por piso por cada metodología sismo Ancash X-X. ....	225
Fig. 198. Comparación de derivas por piso por cada metodología sismo Ancash Y-Y. ....	225

Fig. 199. Comparación de derivas por piso por cada metodología sismo Lima X-X.....	226
Fig. 200. Comparación de derivas por piso por cada metodología sismo Lima Y-Y.....	227
Fig. 201. Comparación de derivas por piso por cada metodología sismo Pisco X-X. ....	227
Fig. 202. Comparación de derivas por piso por cada metodología sismo Pisco Y-Y. ....	228

## Lista de Ecuaciones

(1) .....	43
(2) .....	43
(3) .....	43
(4) .....	44
(5) .....	44
(6) .....	44
(7) .....	44
(8) .....	44
(9) .....	45
(10) .....	45
(11) .....	45
(12) .....	45
(13) .....	45
(14) .....	45
(15) .....	45
(16) .....	45
(17) .....	45
(18) .....	46
(19) .....	46
(20) .....	46
(21) .....	46
(22) .....	46
(23) .....	46
(24) .....	46
(25) .....	46
(26) .....	47
(27) .....	47
(28) .....	47
(29) .....	47
(30) .....	47
(31) .....	47
(32) .....	49
(33) .....	50
(34) .....	50
(35) .....	52
(36) .....	52
(37) .....	52
(38) .....	52
(39) .....	52
(40) .....	52
(41) .....	52
(42) .....	52
(43) .....	53
(44) .....	53
(45) .....	53

(46)	53
(47)	53
(48)	53
(49)	53
(50)	53
(51)	53
(52)	54
(53)	54
(54)	55
(55)	55
(56)	55
(57)	55
(58)	55
(59)	55
(60)	55
(61)	55
(62)	55
(63)	55
(64)	55
(65)	55
(66)	56
(67)	56
(68)	56
(69)	56
(70)	56
(71)	56
(72)	56
(73)	56
(74)	56
(75)	56
(76)	56
(77)	57
(78)	58
(79)	58
(80)	58
(81)	58
(82)	58
(83)	58
(84)	58
(85)	58
(86)	58
(87)	58
(88)	58
(89)	58
(90)	58
(91)	59
(92)	60

(93) .....	60
(94) .....	61
(95) .....	62
(96) .....	63
(97) .....	63
(98) .....	64
(99) .....	64
(100) .....	64
(101) .....	64
(102) .....	64
(103) .....	65
(104) .....	65
(105) .....	65
(106) .....	65
(107) .....	65
(108) .....	65
(109) .....	65
(110) .....	66
(111) .....	66
(112) .....	66
(113) .....	66
(114) .....	66
(115) .....	66
(116) .....	67
(117) .....	67
(118) .....	67
(119) .....	67
(120) .....	67
(121) .....	68
(122) .....	68
(123) .....	69
(124) .....	70
(125) .....	70
(126) .....	70
(127) .....	70
(128) .....	71
(129) .....	71
(130) .....	71
(131) .....	71
(132) .....	71
(133) .....	71
(134) .....	71
(135) .....	72
(136) .....	73
(137) .....	74
(138) .....	74
(139) .....	74

(140) .....	75
(141) .....	75
(142) .....	75
(143) .....	77
(144) .....	77
(145) .....	80
(146) .....	81
(147) .....	82
(148) .....	83
(149) .....	83
(150) .....	84
(151) .....	85
(152) .....	85
(153) .....	86
(154) .....	93
(155) .....	93
(156) .....	93
(157) .....	96
(158) .....	96
(159) .....	96
(160) .....	96
(161) .....	96
(162) .....	97
(163) .....	99
(164) .....	99
(165) .....	99
(166) .....	99
(167) .....	99
(168) .....	100

## Resumen

En la presente investigación se llevó a cabo un análisis comparativo entre diversas metodologías de la interacción suelo estructura en una edificación de ocho niveles. Por lo cual como objetivos se tuvo: describir las características físicas y mecánicas del suelo donde se realizara la edificación mediante ensayos de laboratorio, diseñar la cimentación de la edificación aplicando las metodologías de ISE frente a un diseño con apoyo convencional, aplicar la metodología Winkler, implementar la metodología de D.D. Barkan – O.A. Savinov, utilizar el método de elementos finitos mediante el software Abaqus, desarrollar la metodología Norma Rusa SNIP 2.02.05-87 y realizar la metodología ASCE/SEI 41-17 para analizar la ISE, evaluar el comportamiento sísmico estático y dinámico de la edificación utilizando las metodologías a comparar y realizar un análisis comparativo a partir de los resultados por cada metodología para determinar cuál es más conservadora y cual es más crítica. La investigación realizada es de tipo prospectiva y cuantitativa, con un nivel explicativo y diseño no experimental. Se tuvo como población todas las viviendas multifamiliares de 8 pisos ubicadas en el distrito de Pimentel, tomando como muestra una futura edificación de 8 niveles que estará ubicada en Pimentel. Las metodologías se desarrollaron mediante fórmulas teóricas para determinar los coeficientes de rigidez y se realizaron estudios de suelo para determinar la capacidad portante. Para la comparación y el diseño de la cimentación se hicieron modelados estructurales mediante el software Etabs para cada metodología y el modelo empotrado además del programa Abaqus para el análisis por elementos finitos. Los resultados indicaron que del análisis comparativo realizado entre diferentes metodologías de ISE, se encontró que el modelo Winkler fue el más crítico ya que mostró un aumento del 36.42% en el periodo fundamental, indicando mayor flexibilidad, mientras que el ASCE presentó un incremento más moderado de 6.01%, reflejando un comportamiento más conservador. Los estudios de suelo de Pimentel mostraron una capacidad portante de 1.73 kg/cm<sup>2</sup> y un ángulo de fricción de 38.22°. En el análisis sísmico, el ASCE presentó una reducción del 5.25% en la cortante basal en X y un aumento de 26.31% en desplazamientos en Y, mientras que el Winkler mostró una reducción de 36.53% en cortantes y un aumento de 42% en desplazamientos, mientras que en derivas todos los métodos estuvieron por debajo de los límites permitidos a excepción de Winkler que sobrepaso este límite. Para las fuerzas internas el ASCE aumentó un 8.19% en la fuerza axial, mientras que Winkler mostró una disminución del 25.30%.

**Palabras clave:** Interacción suelo estructura, análisis comparativo, comportamiento sísmico, metodologías.

### Abstract

In this research, a comparative analysis was conducted between various soil-structure interaction (SSI) methodologies in an eight-story building. The objectives were: to describe the physical and mechanical characteristics of the soil where the building will be constructed through laboratory tests; to design the foundation of the building applying SSI methodologies against a conventional support design; to apply the Winkler methodology; to implement the D.D. Barkan – O.A. Savinov methodology; to use the finite element method through Abaqus software; to develop the Norma Rusa SNIP 2.02.05-87 methodology; and to apply the ASCE/SEI 41-17 methodology to analyze SSI. Additionally, the study aimed to evaluate the building's static and dynamic seismic behavior using the methodologies being compared and perform a comparative analysis of the results for each methodology to determine which is more conservative and which is more critical. The research was prospective and quantitative, with an explanatory level and a non-experimental design. The population included all eight-story multifamily buildings in the Pimentel district, with a sample taken from a future eight-story building to be located in Pimentel. The methodologies were developed using theoretical formulas to determine stiffness coefficients, and soil studies were conducted to determine the bearing capacity. Structural models were created using Etabs software for each methodology and the fixed-base model, as well as Abaqus software for finite element analysis. The results indicated that, from the comparative analysis of different SSI methodologies, the Winkler model was the most critical, showing a 36.42% increase in the fundamental period, indicating higher flexibility, while the ASCE showed a more moderate increase of 6.01%, reflecting a more conservative behavior. The soil studies in Pimentel showed a bearing capacity of 1.73 kg/cm<sup>2</sup> and a friction angle of 38.22°. In the seismic analysis, ASCE showed a 5.25% reduction in basal shear in X and a 26.31% increase in Y displacements, while Winkler showed a 36.53% reduction in shears and a 42% increase in displacements. Regarding drifts, all methods were within the allowable limits except for Winkler, which exceeded this limit. For internal forces, ASCE showed an 8.19% increase in axial force, while Winkler showed a 25.30% decrease.

**Keywords:** Soil-structure interaction, comparative analysis, seismic behavior, methodologies.

## Introducción

La ingeniería civil se encuentra en constante evolución, impulsada por los avances tecnológicos y la creciente necesidad de edificaciones más seguras y eficientes. A nivel mundial, el desarrollo de construcciones cada vez más altas y complejas ha puesto en evidencia la relevancia de la interacción suelo-estructura (ISE), fenómeno que influye de manera decisiva en el diseño y análisis estructural. Su importancia radica en que el suelo, como medio de apoyo, condiciona el comportamiento sísmico de una edificación: la cimentación no solo transfiere las cargas al terreno, sino que también actúa como el principal mecanismo de transmisión de las ondas sísmicas desde el suelo hacia la superestructura. En consecuencia, comprender la ISE se vuelve indispensable, sobre todo en regiones de alta actividad sísmica, donde la estabilidad y la seguridad de las edificaciones dependen de esta interacción [1].

Desde los primeros estudios de Winkler y Pasternak, se identificó que la base de las estructuras no se comporta como un apoyo rígido ideal, sino que existe un contacto dinámico entre el suelo y la cimentación, el cual puede representarse mediante modelos matemáticos que modifican el estado de esfuerzos y deformaciones de las estructuras. A lo largo del tiempo, esta línea de investigación ha dado lugar a múltiples enfoques, desde modelos elásticos simplificados hasta la consideración del semiespacio elástico y la acción sísmica como un fenómeno ondulatorio [1]. Sin embargo, la aplicación práctica aún enfrenta limitaciones: la literatura especializada suele ser de difícil comprensión, y los códigos y normativas internacionales ofrecen guías limitadas. Tal como señala [2], muchos métodos utilizados en la práctica, por más sofisticados que sean, omiten la flexibilidad del sistema suelo-cimentación, lo que conduce a un diseño incompleto.

Actualmente, se cuenta con un amplio rango de metodologías para modelar la ISE, cada una con diferentes grados de complejidad y precisión. Estas metodologías permiten desde aproximaciones simplificadas hasta simulaciones altamente detalladas del comportamiento conjunto suelo-estructura bajo cargas sísmicas. No obstante, la diversidad de modelos genera discrepancias en los resultados, lo que dificulta su aplicación en proyectos reales y desmotiva a profesionales que recién se introducen en este campo. De allí surge la necesidad de realizar comparaciones críticas y detalladas entre las diferentes metodologías, a fin de evaluar su eficacia, precisión y aplicabilidad en distintos contextos [3].

En el caso de América Latina y, en particular, del Perú, la situación presenta desafíos adicionales. Pese a que se trata de un país con alta sismicidad, las edificaciones suelen

analizarse y diseñarse siguiendo los criterios de la Norma E.030, que en su mayoría consideran cimentaciones con base empotrada y restricciones a desplazamientos laterales y rotacionales. Dicho enfoque ignora en gran medida las condiciones geotécnicas, las propiedades dinámicas del suelo y su influencia en el comportamiento estructural. Investigaciones como las de García, Ramsés y Fernández [4] destacan la relevancia de incluir la variabilidad de rigidez y amortiguamiento del suelo, sobre todo en la costa peruana como es el caso del distrito de Pimentel, donde predominan estratos blandos e intermedios y con distintos grados de capacidad portante, altamente sensibles a la acción sísmica. En este sentido, resulta fundamental incorporar modelos científicos de ISE en conjunto con la filosofía de diseño sismorresistente de la Norma E.030, con el propósito de optimizar la respuesta estructural frente a eventos sísmicos y primordialmente proteger las vidas humanas [4].

Frente a este panorama, la presente investigación tiene como propósito central analizar el impacto de la ISE en el comportamiento dinámico de edificaciones, evaluando y comparando cómo las diferentes metodologías de modelado influyen en los resultados obtenidos. Se plantea un enfoque teórico-aplicativo que no solo permite comparar la efectividad de distintas metodologías, sino también establecer un marco de referencia claro sobre sus fundamentos, ventajas y limitaciones.

La investigación se enmarca dentro de un diseño aplicado, analítico y explicativo, de carácter no experimental y transversal, utilizando un análisis cuantitativo para contrastar los resultados obtenidos. Como caso de estudio, se ha seleccionado el distrito de Pimentel, en la región Lambayeque, debido a sus condiciones geotécnicas particulares y a los desafíos estructurales que plantea.

Esta investigación se justifica teóricamente ya que busca profundizar en los conocimientos relacionados con la interacción entre el suelo y la estructura, que se encuentra presente en edificaciones en contextos específicos y lugares específicos como lo es Pimentel, Chiclayo. Al comparar distintas metodologías de análisis, se pretende no solo identificar las diferencias en los resultados que estas arrojan, sino también comprender por qué dichas diferencias ocurren. Esto permitirá ampliar el conocimiento teórico sobre cómo se comporta el suelo y la estructura bajo distintas metodologías, contribuyendo a la base teórica existente y ofreciendo información relevante para futuros estudios en la región y en contextos geotécnicos similares.

Se justifica metodológicamente ya que busca generar un análisis detallado y comparativo de la interacción suelo-estructura mediante un proceso de modelado en edificaciones, utilizando

diversas metodologías implementadas a través de software especializado. A partir de este proceso de modelamiento, se obtendrán resultados clave que serán analizados en profundidad, demostrando paso a paso cada etapa del análisis. La presente investigación enfatizará mediante un análisis comparativo en cómo cada metodología genera distintos resultados, permitiendo establecer un marco de referencia que facilite a futuros académicos de la ingeniería civil seleccionar las herramientas más adecuadas para futuros estudios y aplicaciones prácticas.

Se justifica de manera práctica ya que, a través de este estudio, los conceptos teóricos y las fórmulas que se plantean en estos serán llevados a la práctica mediante la aplicación de dichas metodologías para representar y simular el comportamiento de los cimientos en interacción con la estructura. Este enfoque permitirá obtener resultados prácticos sobre cómo se comporta la edificación ante las condiciones del suelo sobre el que se halla y la interacción presente entre el suelo y la estructura, brindando información valiosa para ingenieros y diseñadores estructurales. Los resultados obtenidos facilitarán la elección y uso de las metodologías más precisas y consistentes, mejorando la planificación y construcción de estructuras confiables, especialmente en zonas de riesgo sísmico como Pimentel.

Y se justifica de forma social ya que está basado en el creciente requerimiento de mejorar la seguridad estructural en edificaciones ubicadas en regiones sísmicas. El distrito de Pimentel-Chiclayo, siendo una zona susceptible a eventos sísmicos, requiere que las edificaciones se diseñen con criterios precisos que minimicen riesgos para sus habitantes. Al identificar las metodologías de ISE más efectivas, esta investigación contribuirá a la creación de edificaciones más seguras, reduciendo el riesgo de colapso y protegiendo vidas humanas en caso de desastres naturales.

De esta manera, los resultados del estudio además de aportar a la literatura académica, también proporcionaran herramientas prácticas para mejorar el diseño estructural en el Perú y en contextos similares de alta amenaza sísmica, fortaleciendo el entendimiento y aplicación de la interacción suelo-estructura en la práctica profesional. Asimismo, esta investigación permitió responder la pregunta: ¿cuál de las cinco metodologías para la interacción suelo estructura comparadas es la más conservadora y la más crítica para analizar una edificación de 8 niveles?, es decir, mediante un análisis comparativo, cuál metodología resulta más conservadora y cual más crítica para la edificación analizada, de modo que pueda ser incorporada de manera viable dentro de la Norma E.030 sin afectar su filosofía de diseño, pero enriqueciendo el análisis estructural con una visión más realista del comportamiento suelo-estructura.

El objetivo general de esta investigación es realizar un análisis comparativo entre las diversas metodologías de análisis de la interacción suelo-estructura en una edificación de ocho niveles.

Para poder lograr este propósito se plantearon una serie de objetivos específicos: como primer punto se identificó y describió las características físicas y mecánicas del suelo donde se realizara la edificación mediante ensayos de laboratorio, luego se diseñó la cimentación de la edificación de ocho niveles aplicando las metodologías de interacción suelo-estructura frente a un diseño con apoyo convencional, para ello se aplicó la metodología Winkler para analizar la interacción suelo-estructura en la edificación de ocho niveles, se implementó la metodología de D.D. Barkan – O.A. Savinov para modelar la interacción suelo-estructura, se utilizó el método de elementos finitos mediante el software Abaqus para realizar un análisis detallado de la interacción suelo-estructura, se desarrolló la metodología Norma Rusa SNIP 2.02.05-87 para realizar un análisis de la interacción suelo-estructura y se realizó la metodología ASCE/SEI 41-17 para analizar la interacción suelo-estructura. Después de esto se evaluó el comportamiento sísmico estático y dinámico de la edificación utilizando las metodologías a comparar y finalmente se realizó un análisis comparativo a partir de los resultados obtenidos por cada metodología para así determinar cuál es más conservadora y cual es más crítica.

## **Revisión De Literatura**

### **Antecedentes**

#### **En el entorno Internacional:**

Rodríguez et al. [5] en su artículo titulado: “Determinación de espectros de respuesta considerando daño acumulado e interacción suelo-estructura”, tuvieron como objetivo evaluar la ductilidad cíclica en sistemas de un grado de libertad con comportamiento no lineal, considerando el efecto de las demandas acumuladas de deformación plástica y la interacción suelo-estructura (ISE). La muestra incluyó varios sistemas simplificados sometidos a movimientos sísmicos registrados en sitios de suelo blando en Ciudad de México. Se utilizó un análisis numérico para trazar espectros de respuesta de ductilidad máxima, considerando ISE. Los resultados indican que la acumulación de deformaciones plásticas disminuye la capacidad de deformación de las estructuras y aumenta significativamente las demandas espectrales. Las conclusiones principales indican que las demandas acumuladas de deformación plástica afectan considerablemente el comportamiento sísmico, reduciendo la capacidad de ductilidad, mientras que la ISE tiene efectos tanto benéficos como perjudiciales, dependiendo de la flexibilidad del

suelo. Este estudio resalta la necesidad de incorporar explícitamente los efectos de la flexibilidad del suelo en las normativas de diseño sísmico, con el objetivo de obtener evaluaciones de riesgo más precisas.

Fernández Limés et al. [6] en su estudio titulado: “Influencia de la interacción suelo-estructura estática en edificios de 100 metros de altura”, tuvieron como objetivo analizar la influencia de la ISE en la respuesta estructural de una edificación de 100 metros de altura sometida a carga dinámica de viento. La metodología utilizó métodos numéricos continuos y el software Midas GTS NX para modelar la interacción entre el suelo y la estructura, considerando tres estratos de suelo (limo blando, arcilla muy dura y roca sedimentaria). Se empleó un modelo de cimentación con losas combinadas con pilotes y el método del factor efecto de ráfaga para representar las cargas de viento. Los resultados mostraron que considerar la interacción suelo-estructura (ISE) aumentó los desplazamientos horizontales en un 166%, redujo las frecuencias de oscilación en un 16% en el primer modo y un 26% en el segundo, y duplicó las fuerzas cortantes en las columnas interiores, evidenciando una redistribución significativa de esfuerzos. Sin embargo, las fuerzas axiales no mostraron variaciones significativas debido a los pequeños desplazamientos verticales, que no superaron los 97 mm. La investigación concluye que la ISE afecta considerablemente el aumento de los desplazamientos laterales y la variación de las frecuencias de oscilación, lo que resalta la importancia de su consideración en el diseño de estructuras en suelos blandos, omitir este efecto puede llevar a subestimaciones o sobreestimaciones que comprometan la seguridad e integridad estructural, especialmente en edificios altos sometidos a cargas de viento extremas.

Oliveros Caicedo et al. [7] en su artículo titulado: “Análisis comparativo en la respuesta lineal de sistemas estructurales muro-pórtico representativos de Bucaramanga incorporando interacción suelo estructura”, tuvieron como objetivo evaluar la influencia de la interacción suelo-estructura (ISE) en el comportamiento lineal de sistemas tipo muro-pórtico representativos de Bucaramanga, Colombia, utilizando el método de subestructuración de Winkler. La muestra consistió en 9 edificios artificiales con diferentes números de pisos (entre 10 y 20) y tipos de suelo (C y D). Se compararon los resultados incluyendo y excluyendo la ISE en términos de periodos fundamentales, derivas y cortantes de base. Los resultados mostraron que la ISE tiene un impacto significativo en el comportamiento dinámico, especialmente en zonas sísmicamente activas. La ISE incrementó los periodos fundamentales en un 30%, superando en algunos casos los límites normativos. Además, las derivas aumentaron hasta un 85% en edificios bajos y un 149% en los más altos, mientras que el cortante de base

creció hasta un 52% en suelos tipo D. En suelos más rígidos (tipo C), el comportamiento fue más controlado. El estudio concluye que la inclusión de la ISE es esencial para mejorar el análisis sísmico en edificaciones en suelos flexibles, y el método de subestructura de Winkler es adecuado para modelar estos efectos, optimizando el diseño sismorresistente de edificaciones altas en zonas sísmicas.

Avilés y Pérez Rocha [8] en su artículo titulado: “Bases para las nuevas disposiciones reglamentarias sobre interacción dinámica suelo-estructura”, tienen como objetivo exponer los fundamentos de las nuevas normativas sísmicas para considerar la interacción suelo-estructura (ISE) en la Ciudad de México, especialmente en zonas de transición y el lago. Los autores formularon disposiciones para el diseño sísmico, considerando el efecto de la ISE en el periodo, amortiguamiento y ductilidad estructural, utilizando modelos simplificados para establecer los criterios de diseño y desarrollando un programa de cómputo para su implementación en cimentaciones someras. La metodología se basó en análisis teóricos validados con datos sísmicos locales. Los resultados muestran que la ISE alarga el periodo fundamental de vibración de las edificaciones, especialmente en suelos blandos, con un incremento de hasta el 30%, además de incrementar el amortiguamiento por disipación de energía. También se observó una reducción significativa de las fuerzas internas, con una disminución de la cortante en la base de hasta un 25% y de las deformaciones laterales en un 15%. Las conclusiones destacan que la ISE puede mejorar la seguridad estructural al reducir fuerzas y desplazamientos, pero subrayan la importancia de considerar estos efectos en el diseño, especialmente en suelos blandos. Se recomienda el uso de programas especializados y la validación de los resultados con datos experimentales para garantizar un diseño adecuado en zonas sísmicamente activas.

Fernández Sola y Avilés López [9] en su artículo titulado: “Efectos de interacción suelo-estructura en edificios con planta baja blanda”, tienen como objetivo analizar la influencia de la flexibilidad del terreno y los efectos de interacción suelo-estructura (ISE) en la respuesta dinámica de estructuras con primer piso blando sobre suelos blandos. Se utilizó un modelo numérico elástico que incorpora el aumento del período estructural y el amortiguamiento debido a la flexibilidad del suelo, complementado con pruebas numéricas en edificios de 10 niveles, tanto con estructura regular como con primer piso flexible, sobre diversos tipos de terreno. Los resultados mostraron que la ISE y el primer piso blando aumentan la flexibilidad del sistema, alargando el intervalo de oscilación en un 37,3% en comparación con un edificio regular. También se observó una reducción en la amplificación del movimiento en los modos superiores debido a la interacción cinemática, mientras que el primer modo mostró un aumento

significativo en su amplificación. Además, el edificio con primer piso blando sobre base flexible experimentó un fenómeno de doble resonancia, lo que generó un cortante basal resonante mucho mayor. Las distorsiones en el primer entrepiso aumentaron hasta 15 veces en comparación con una estructura regular, lo que sugiere un alto riesgo de colapso. Se concluyó que los efectos de la ISE y el primer piso blando generan mayores distorsiones en el primer entrepiso, y que estos efectos deben ser considerados con mayor rigor en las normativas de diseño estructural, especialmente en zonas sísmicamente activas.

Tena Colunga [10] en su artículo titulado: “Interacción suelo-estructura. Reflexiones sobre su importancia en la respuesta dinámica de estructuras durante sismos”, tiene como objetivo resaltar la importancia de la interacción suelo-estructura (ISE) en el diseño sísmico, particularmente en suelos blandos como los de la Ciudad de México, aunque también afecta a suelos relativamente firmes. Utilizando modelos numéricos con resortes generalizados de desplazamiento y rotación, se analizó la respuesta dinámica de edificios históricos como la estación de bomberos de Gilroy, sometidos al terremoto de Loma Prieta (1989). Los resultados muestran que la ISE incrementa el periodo básico de oscilación de las estructuras, lo que modifica sustancialmente las aceleraciones máximas. Por ejemplo, la incorporación de la ISE provoca un incremento en el periodo básico de oscilación, que aumentó de 0.40 s a 0.453 s en el caso del edificio estudiado. Además, el muro central de la azotea experimentó una aceleración de 0.34g cuando se incluyó la ISE, frente a los 0.06g en el modelo sin ISE. Aunque el impacto en el centro del diafragma fue menor, estos hallazgos evidencian que la ISE afecta principalmente a los muros y cimentaciones, lo que subestima las respuestas sísmicas en su ausencia. Las conclusiones enfatizan que ignorar la interacción suelo-estructura puede comprometer la seguridad sísmica, especialmente en suelos blandos, y recalcan la necesidad de integrar este efecto en la normativa sísmica, dado su impacto en el periodo de vibración y los desplazamientos laterales, sobre todo en estructuras con cimentaciones someras. Ignorar estos efectos, como ocurrió entre 1987 y 2004 en la Ciudad de México, puede llevar a subestimar fuerzas sísmicas y poner en riesgo la estabilidad estructural.

Clero Jiménez et al. [11] en su artículo titulado: “Estudio de la interacción suelo estructura de una cimentación aislada mediante simulación numérica”, tienen como objetivo analizar la interacción suelo-estructura (ISE) de una cimentación aislada sometida a cargas estáticas con predominancia de esfuerzos normales, mediante simulación numérica. La metodología empleada consistió en la utilización del Método de los Elementos Finitos (MEF) con el software ABAQUS, para modelar la cimentación y los materiales involucrados, considerando un

comportamiento no lineal para el suelo y el concreto. Se realizaron simulaciones para diversas condiciones de carga y tipos de suelos, como arcillas, arenas y combinaciones de ambos. Los principales resultados obtenidos mostraron que el elemento finito más adecuado para modelar el suelo fue el C3D8R, el cual permitió una mejor aproximación en cuanto a los desplazamientos observados en el diseño geotécnico. En cuanto a los asentamientos, se encontró que los suelos tipo arcilla y arcillo-arenoso presentaron un comportamiento lineal, mientras que los suelos arenosos mostraron un comportamiento no lineal, con grandes desplazamientos. La carga máxima soportada por cada tipo de suelo varió dependiendo de sus propiedades físico-mecánicas, siendo los suelos arenosos los que soportaron mayores cargas pero experimentaron mayores asentamientos. La conclusión principal fue que la modelación numérica resulta una herramienta fiable para el estudio de cimentaciones, permitiendo una aproximación más realista del comportamiento de los asentamientos y esfuerzos, especialmente en suelos con características no lineales.

#### **En el entorno Nacional:**

A nivel nacional, Villarreal [12] en su estudio titulado: “Interacción Suelo-Estructura en Edificaciones”, tiene como objetivo abordar los desafíos actuales en la mecánica estructural, centrándose en el cálculo de edificaciones con distintos tipos de cimentación, considerando la flexibilidad de la base de fundación, y utilizando programas como SAP2000 y LIRA. La muestra incluyó edificaciones de 5 y 16 pisos con cimentación superficial y con pilotes. Se utilizaron métodos de modelado numérico y análisis espectral para evaluar la respuesta sísmica de los edificios en condiciones reales. Se analizó la interacción suelo-estructura mediante modelos dinámicos aplicados a edificaciones en Perú, comparando los resultados con normas internacionales y locales, como la Norma Rusa SNIP II-7-81 y la Norma Peruana E030-2018, especialmente en acelerogramas de sismos históricos como los de Lima de 1966 y Moyobamba de 2005. Los resultados mostraron un aumento del 30,1% en el periodo fundamental y un incremento en las deformaciones permisibles del centro de masa, alcanzando un 54,1% en OX y un 44,6% en OY. Las cargas axiales máximas se redujeron en un 27,0% y los momentos flectores en un 41,2%, lo que indicó un impacto significativo en la integridad estructural. Se concluyó que la flexibilidad de la base de fundación influye notablemente en los desplazamientos y fuerzas internas de las estructuras, destacando la importancia de utilizar modelos dinámicos y disipación de energía para obtener resultados más precisos. Además, el diagnóstico del colapso del parque de agua "Transval-Park" en Moscú evidenció problemas

constructivos, subrayando la relevancia de usar programas informáticos de manera responsable para evaluar y validar resultados.

Mori Infante [13] en su tesis titulada: “Evaluación de la Respuesta Sísmica de una Edificación de Concreto Armado con Cimentación Rígida en el Distrito de Lince Considerando los Efectos de la Interacción Suelo – Estructura”, tiene como objetivo evaluar cómo la interacción suelo-estructura (ISE) influye en el comportamiento sísmico de un edificio de 16 pisos en Lima, Perú. La muestra consistió en un edificio multifamiliar con cimentación rígida, modelado bajo condiciones sísmicas con base empotrada y con ISE. Se utilizó un análisis dinámico espectral y de tiempo-historia con el software ETABS, y se compararon ambos modelos usando señales sísmicas de eventos ocurridos en 1951, 1966, 1970, 1971 y 1974. Los resultados mostraron un incremento en los periodos de vibración de la estructura, lo que causó una disminución en las fuerzas internas máximas y un aumento en los desplazamientos, con variaciones de hasta un 30%, 20% y 35%, respectivamente. Además, la fuerza cortante máxima se redujo en un 10% y el momento flector máximo en un 5%. Mori Infante concluyó que el modelo con ISE proporciona una representación más realista del comportamiento sísmico en terrenos flexibles, destacando la importancia de incorporar estos modelos en el diseño estructural para garantizar seguridad y durabilidad. La investigación subraya que omitir la ISE puede llevar a una subestimación de los movimientos estructurales y las demandas de fuerza durante un sismo, lo que resulta en diseños inadecuados frente a eventos sísmicos reales.

Bustamante Moreno [14] como parte de su investigación para la titulación como Ingeniero Civil titulada: “Comparación de los métodos de cálculo de interacción suelo estructura con la NTP E-0.30.2018, al determinar la respuesta estructural de la Torre II de la clínica Limatambo S.A.C Cajamarca”, tiene como objetivo comparar los modelos de cálculo de Interacción Suelo Estructura (ISE) con la Norma Técnica E.030, al determinar la respuesta estructural en la Torre II de la Clínica Limatambo, ubicada en Cajamarca, Perú. La población de estudio fue esta edificación de categoría esencial con cimentación sobre una platea. Se utilizó una metodología que incluyó análisis sísmicos estático, dinámico modal espectral y tiempo historia, aplicando modelos con y sin Interacción Suelo Estructura, tales como los modelos D.D. Barkan – O.A. Savinov, A.E. Sargsian, N.G. Shariya, y el ASCE/SEI 41-17. Los resultados mostraron una reducción de la carga axial en las columnas de 44.19%, una disminución del cortante basal de hasta 32.73%, y un incremento del desplazamiento máximo de hasta 31.07%. Además, se observó un aumento del periodo fundamental de vibración en un 35.21% al incluir la ISE, y las derivas en algunos modelos superaron el límite máximo permitido por la norma E.030. En

conclusión, se destacó la importancia de considerar la Interacción Suelo Estructura para obtener respuestas estructurales más realistas, con el modelo A.E. Sargsian generando la mayor respuesta estructural. Se recomienda su inclusión en el diseño estructural para mejorar la seguridad y optimización de la cimentación, especialmente en zonas de alta sismicidad.

Olivera y Villarreal [15] en su investigación titulada: “Interacción Suelo-Estructura para edificaciones con platea de cimentación por los modelos estático y dinámico”, tiene como objetivo analizar cómo los modelos de interacción suelo-estructura (ISE), como los de Winkler, Pasternak, Barkan-Savinov, Norma Rusa, Gazetas-Mylonakis y Pais-Kausel, afectan la respuesta sísmica de edificaciones con platea de cimentación. Se utilizó la modelación de una estructura multifamiliar ubicada en la provincia de Tumbes, Perú, donde el suelo se clasifica como S3 (suelo blando) en una zona sísmica Z4. La metodología consistió en modelar la estructura utilizando modelos estáticos y dinámicos de ISE para evaluar el impacto de la flexibilidad de la cimentación en los periodos de vibración y las derivas de entrepiso. Los resultados mostraron que los periodos de vibración aumentaron un 8.8% en los modelos estáticos y un 7.47% en los modelos dinámicos, comparado con el análisis convencional. Las derivas de entrepiso también incrementaron significativamente, especialmente en los primeros niveles, con un aumento de hasta el 32.16% en el análisis estático y 27.41% en el análisis dinámico. La principal conclusión es que los modelos de ISE tienen un impacto significativo en el comportamiento sísmico de las estructuras, afectando tanto la rigidez como el amortiguamiento, lo que resalta la necesidad de integrar estos modelos en las normativas de diseño sísmico para una evaluación más precisa de las edificaciones en zonas sísmicas.

Villarreal [16], en su investigación titulada: “Interacción suelo-estructura en edificios altos”, tiene como objetivo elaborar una metodología para el cálculo sísmico de edificaciones altas en zonas sísmicas, considerando la flexibilidad de la base de fundación con pilotes, en función de la interacción suelo-estructura. El estudio se aplica a edificios de 16 pisos en Lima, Perú, utilizando acelerogramas de sismos históricos como los de Chimbote (1970) y Lima (1974). Se empleó un análisis dinámico espectral y de tiempo-historia mediante el programa SAP2000, comparando dos modelos dinámicos (Ilichev y la Norma Rusa SNIP 2.02.05-87). Los resultados mostraron que la flexibilidad de la base de fundación aumentó los desplazamientos, las fuerzas axiales y los momentos torsionales, especialmente en el modelo Ilichev, con efectos más pronunciados en modelos sin disipación de energía. El sismo de Lima generó mayores desplazamientos y fuerzas que el de Chimbote. La investigación demuestra que el uso de cimentaciones con pilotes mejora la estabilidad sísmica, aumentando el periodo de vibración

hasta un 20% y reduciendo hasta un 25% las fuerzas axiales máximas. Concluye que la flexibilidad de la base de fundación impacta significativamente los parámetros sísmicos, sugiriendo que la normativa peruana E030-2003 debe ser mejorada para incluir la flexibilidad del suelo en los cálculos, optimizando el diseño de las estructuras frente a sismos.

Villarreal Castro et al. [17] en su estudio titulado: “Interacción sísmica suelo-estructura en edificaciones con muros de ductilidad limitada sobre plateas de cimentación”, tienen como objetivo analizar el comportamiento de edificios con muros de ductilidad limitada, considerando la interacción suelo-estructura y la flexibilidad de las bases de cimentación, en particular con plateas. La muestra consiste en un estudio de edificaciones en la ciudad de Trujillo, Perú, utilizando modelos de interacción suelo-estructura como los de Winkler, Pasternak, Barkan y la Norma Rusa SNIP 2.02.05-87. Se empleó modelado dinámico con SAP2000, utilizando análisis espectral y tiempo-historia con acelerogramas de Lima e Ica. Los resultados revelan que la flexibilidad de la cimentación aumenta los periodos de vibración en hasta un 65.41%, lo que se traduce en un 30% más de desplazamientos máximos y una reducción significativa en las fuerzas internas, con disminuciones del 27% y 41% en las fuerzas axiales y momentos flectores, respectivamente. Las conclusiones indican que la flexibilidad de la base incrementa los desplazamientos laterales y reduce las fuerzas axiales y cortantes. Además, los modelos de interacción suelo-estructura ofrecen un diseño más realista y optimizan el cálculo de esfuerzos, mejorando la seguridad estructural. El uso de estos modelos en el diseño estructural incrementa el uso de concreto y acero entre un 10% y 15% en comparación con un diseño sin esta interacción. Estos hallazgos sugieren la necesidad de revisar las prácticas estándar de diseño estructural, especialmente en zonas sísmicas como Perú.

Villarreal [18] en su estudio titulado: “Interacción suelo estructura en edificaciones con zapatas aisladas”, tienen como objetivo resolver problemas en la mecánica estructural relacionados con el cálculo de edificaciones con zapatas aisladas, considerando la flexibilidad de la base de la cimentación, con un enfoque en la interacción suelo-estructura, en condiciones reales de Perú. El estudio se centró en edificaciones típicas, específicamente un edificio aporricado de 5 pisos con zapatas aisladas, en un suelo de arena densa en Perú. Se utilizó un modelo de cálculo con el programa SAP2000 y varios modelos dinámicos (Barkan, Ilichev, Sargsian, y la Norma Rusa SNIP 2.02.05-87). También se realizaron análisis espectrales y se emplearon acelerogramas de sismos históricos de Lima (1966) y Moyobamba (2005). La modelación también se realizó con el programa LIRA y COSMOS para comparar los resultados y evaluar el impacto de la flexibilidad de la base de la fundación. Los resultados destacan un aumento en el período de la

primera modalidad de vibración en hasta un 30,1%, y una disminución de la frecuencia correspondiente en un 30,1%. Los resultados revelaron un aumento del 54,1% en las deformaciones máximas del centro de gravedad en el eje OX y del 44,6% en el eje OY debido a la flexibilidad de la base de cimentación. Asimismo, se observó una reducción del 27,0% en las fuerzas axiales máximas, del 37,7% en las fuerzas cortantes máximas y del 41,2% en los momentos flectores máximos. Se concluyó que había una influencia significativa de la flexibilidad de la cimentación en el comportamiento sísmico de la estructura, donde los modelos recomendados, especialmente el de Barkan y la Norma Rusa, ofrecen un diseño más seguro para edificaciones en zonas sísmicas, sin exceder los valores de desplazamientos admitidos y evitando concentraciones de esfuerzos en columnas, además indicando la necesidad de revisar las prácticas estándar de diseño estructural para incorporar adecuadamente la ISE.

### **En el entorno Local:**

Centrándonos en la región Lambayeque, Guerrero y Torres [19], en su tesis de pregrado para obtener el título de ingeniero civil titulada: “Influencia de la interacción suelo-estructura en el desempeño sísmico de una vivienda multifamiliar de 5 niveles en la ciudad de Chiclayo”, tienen como objetivo analizar cómo la interacción entre el suelo y la estructura influye en el desempeño sísmico de una vivienda multifamiliar en Chiclayo. La muestra consistió en un edificio de 5 niveles en la ciudad de Chiclayo, y la metodología empleada fue de tipo aplicada con enfoque cuantitativo, usando un diseño no experimental transversal correlacional. La investigación utilizó el modelamiento matemático mediante los softwares ETABS 2018 y SAFE 2016, se evaluó el impacto de la ISE en el comportamiento sísmico de una edificación. Los resultados mostraron un incremento del 9.11% en los desplazamientos horizontales en el eje X y del 13.89% en el eje Y al considerar la ISE, en comparación con un modelo de base fija. Sin embargo, la rigidez de la estructura, principalmente debido a los muros de corte, mitigó los efectos de la ISE en el comportamiento sísmico global. Estas características contribuyeron a que las variaciones en el comportamiento dinámico fueran mínimas, manteniendo la estabilidad estructural bajo la demanda sísmica analizada. En conclusión, se señala que, aunque la ISE puede aumentar las deformaciones horizontales, la estructura con la rigidez apropiada y una adecuada calidad de los elementos de cimentación logran mitigar sus efectos, permitiendo que el desempeño sísmico siga siendo favorable.

Odar Acosta [20], como parte de su investigación para la titulación como Ingeniero Civil titulada: “Diseño con interacción suelo-estructura y empotramiento perfecto para comparar las respuestas sísmicas en la edificación de 07 pisos, Chiclayo”, tiene como objetivo realizar el

diseño de una edificación de siete pisos con interacción suelo-estructura y empotramiento perfecto para evaluar cómo las respuestas sísmicas varían en la ciudad de Chiclayo. La muestra consiste en una edificación de concreto armado, y la metodología empleada incluye un análisis sísmico con el uso de software especializado como ETABS 2016 y CSI SAFE 2016, siguiendo la normativa SNIP 2.02.05-87, se llevó a cabo un análisis para evaluar la influencia de la interacción suelo-estructura (ISE) en el comportamiento dinámico de un edificio. Los resultados del análisis modal espectral mostraron un aumento del 27% en el periodo fundamental de vibración en las direcciones principales al considerar la ISE, pasando de 0.406 s y 0.493 s en el modelo de base fija a 0.558 s y 0.549 s, respectivamente. Los desplazamientos máximos también se incrementaron notablemente, con 15.1063 cm en el sentido “X” y 15.1569 cm en el sentido “Y” bajo el modelo ISE, en comparación con 8.0212 cm y 12.5494 cm, respectivamente, en el sistema de base empotrada. Teniendo en cuenta esto para las fuerzas cortantes, el análisis dinámico del modelo ISE arrojó un aumento del 32.717% en el sentido “X” y un 35.64% en el sentido “Y” a diferencia del modelo convencional. La conclusión principal es que el diseño con interacción suelo-estructura permite una optimización en la redistribución de esfuerzos y mejora la respuesta sísmica en comparación con un modelo convencional, con una significativa reducción de las fuerzas internas de diseño. Esta interacción, conocida como ISE, implica un incremento en los costos del proyecto debido al mayor dimensionamiento de los elementos estructurales y al consiguiente aumento en el consumo de materiales como el acero y el concreto.

## **Bases Teóricas**

### **Interacción Suelo-Estructura (ISE)**

Dentro de la ingeniería geotécnica y estructural, un concepto clave es la interacción suelo-estructura (ISE, o SSI por sus siglas en inglés). Este fenómeno cobra especial relevancia al diseñar edificaciones que deben soportar tanto cargas estáticas como dinámicas, incluyendo aquellas que provienen de sismos, fuerzas producidas por el viento o vibraciones generadas por maquinaria pesada. La ISE describe la influencia recíproca que existe entre las características propias del terreno y las de la estructura. Esta mutua afectación modifica de manera importante cómo responden ambos elementos frente a sollicitaciones dinámicas. Resulta esencial comprender que la estructura y el suelo no se comportan de manera aislada; en realidad, sus respuestas están conectadas, lo cual impacta directamente en la seguridad y el desempeño general de la construcción [21].

Es frecuente en la práctica de la ingeniería que las cimentaciones se diseñen para quedar, ya sea parcial o totalmente, enterradas dentro del terreno. Las propiedades del suelo circundante tienen una influencia considerable en la respuesta de la estructura, afectando su comportamiento tanto en situaciones estáticas como dinámicas [22]. Según FEMA P-2091 [23], el fenómeno de la ISE implica que el suelo y la estructura deben analizarse como un conjunto integrado. Esta perspectiva es fundamental para comprender con mayor precisión la respuesta estructural frente a distintas sollicitaciones, ya sean cargas estáticas o movimientos sísmicos. Para evaluar correctamente esta interacción, es necesario considerar la capacidad del terreno para soportar las cargas que se le imponen y, al mismo tiempo, las deformaciones que esas mismas cargas generan en la edificación.

El documento NIST GCR 12-917-21 [24] pone de relieve la importancia de utilizar modelos avanzados al evaluar los efectos dinámicos en la SSI, sugiriendo el uso de la metodología de subestructura y el método de elementos finitos. El informe detalla cómo estas aproximaciones hacen posible modelar la respuesta del suelo y de la estructura, tanto de manera independiente como conjunta. Esto se traduce en un enfoque práctico que agiliza el proceso y permite conseguir resultados de gran precisión, evitando la necesidad de análisis excesivamente complejos.

Ya que la ISE implica el estudio de la respuesta conjunta del sistema, considerando la estructura, su cimentación y el suelo subyacente y circundante. Además, al considerar un movimiento de terreno en campo libre específico, este se descompone en dos vertientes principales: la interacción inercial y la interacción cinemática. Es crucial que estos dos fenómenos se analicen de manera simultánea. Dentro del marco del análisis y el diseño en ingeniería, estos elementos se vinculan directamente con los siguientes aspectos [24]:

- **Rigidez y amortiguamiento de la cimentación:** Las vibraciones estructurales inducen esfuerzos de corte, momentos y torsión en la base de la cimentación, generando deformaciones y giros en la interfaz suelo-cimentación debido a su flexibilidad. En el sistema aporta considerablemente a la adaptabilidad general de la estructura, lo que, a su vez, se traduce en un incremento del período natural de vibración de la misma. Asimismo, dichos desplazamientos provocan una pérdida de energía debido al amortiguamiento generado por radiación y al amortiguamiento no lineal del terreno, afectando considerablemente la amortiguación global del sistema. Como estos efectos surgen de la inercia de la estructura, se les denomina efectos de interacción inercial [24].

- **Diferencias entre los movimientos de la cimentación y los del suelo en un campo abierto:** Las variaciones en los movimientos de la cimentación y el terreno en campo libre son consecuencia de dos fenómenos. El primero, la interacción cinemática, se debe a la rigidez de los elementos de la cimentación que alteran la propagación de las ondas sísmicas, generando una respuesta promedio en la losa de base. El segundo, los efectos de inercia, se manifiestan como desplazamientos y rotaciones relativas entre la cimentación y el suelo, originados por la masa de la estructura y la cimentación, y que pueden modificar significativamente la respuesta dinámica del sistema [24].
- **Deformaciones de la cimentación:** Las fuerzas y desplazamientos provenientes de la superestructura y el suelo inducen deformaciones de flexión, axiales y cortantes en los elementos de cimentación. Estas deformaciones, especialmente significativas en cimentaciones de tipo flexible, como es el caso de las losas y los pilotes, señalan directamente la magnitud de las sollicitaciones sísmicas que actúan sobre la estructura. En consecuencia, analizarlas resulta indispensable para poder asegurar la integridad y la seguridad de la edificación [24].

#### a) Interacción Inercial

La interacción entre una edificación y el suelo, conocida como interacción inercial, es un fenómeno dinámico que resulta de las fuerzas inerciales generadas por la masa de la estructura en movimiento. Este efecto, que se vuelve más pronunciado en suelos blandos y en edificaciones de gran altura o con una masa considerable, produce un aumento en la flexibilidad del sistema, lo que se traduce en un alargamiento de su período fundamental de vibración. Además, la interacción inercial favorece la disipación de energía, incrementando el amortiguamiento del sistema y modificando sus formas modales. Como consecuencia, la respuesta sísmica de la estructura puede verse significativamente alterada [25].

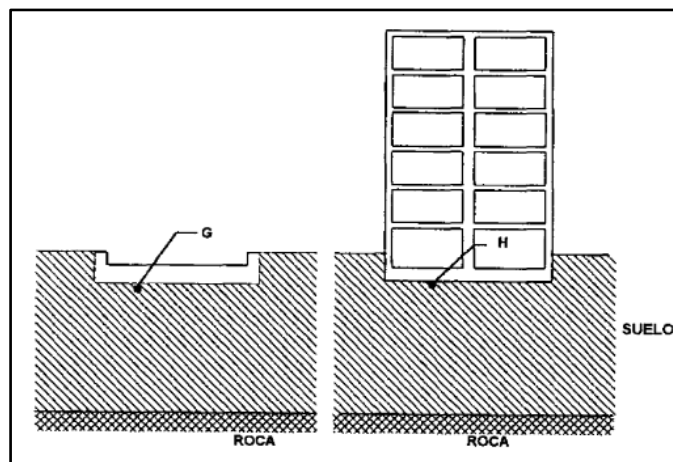


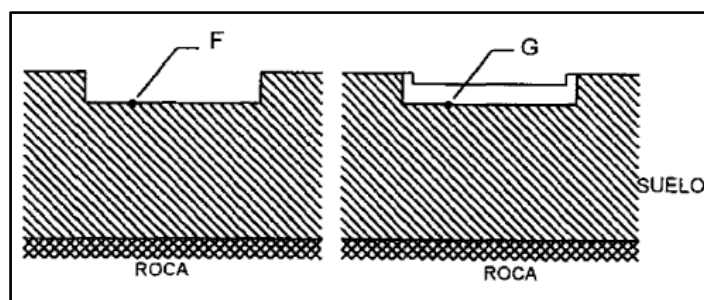
Fig. 1. Modificación del movimiento por interacción inercial [25]

## b) Interacción Cinemática

La interacción cinemática se refiere a cómo la presencia de una estructura altera el movimiento del suelo en su entorno, modificando el movimiento de la cimentación debido a las propiedades del suelo y la configuración de la fundación. Este fenómeno ocurre incluso en ausencia de la masa de la superestructura y es causado por factores como la rigidez y la fijación de la cimentación en el terreno, así como por la dispersión y el promedio de las generadas por sismos que se propagan por el terreno [25].

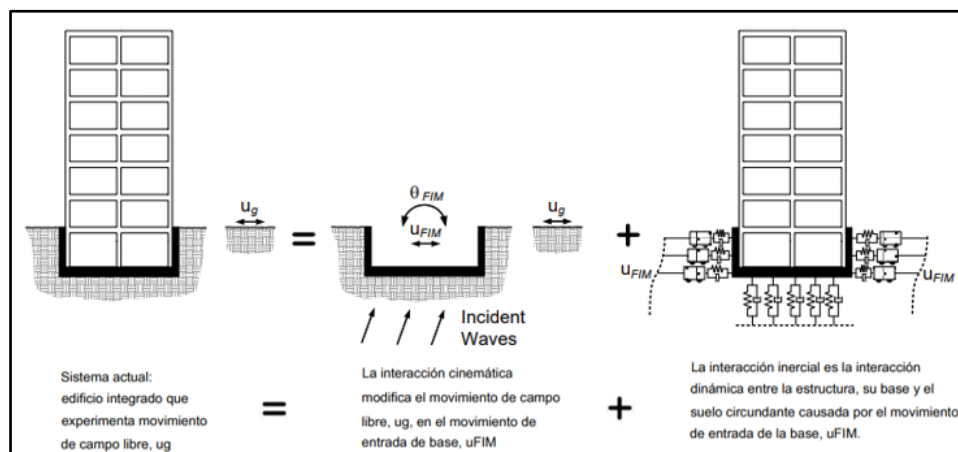
Cuando las ondas sísmicas inciden sobre una cimentación rígida, la rigidez y geometría de esta afectan la transmisión de las ondas, como consecuencia, los desplazamientos en la base de la estructura son distintos a los que se producirían en el suelo sin ninguna construcción encima. Este proceso, conocido como promedio de la losa en la base, implica que la cimentación ajusta el movimiento del suelo circundante, atenuando o amplificando ciertas frecuencias. La dispersión de ondas ocurre cuando estas se desvían o reflejan al entrar en contacto con la cimentación, modificando la magnitud y el sentido del movimiento. Estos efectos son notablemente relevantes en cimentaciones enterradas o parcialmente embebidas, dado que tal configuración altera directamente la manera en que las ondas se modifican durante su propagación [25].

La interacción cinemática está determinada por varios factores clave, incluyendo la rigidez y el tamaño de la cimentación, la profundidad a la que se halla empotrada, y la longitud de onda asociada al movimiento sísmico. Este tipo de interacción se amplifica de forma considerable en escenarios donde la rigidez de la cimentación difiere sustancialmente de la rigidez del suelo circundante, o cuando las dimensiones de la cimentación son similares a la longitud de onda dominante en el terreno. Por consiguiente, una modelación precisa de estos efectos resulta esencial para reflejar la respuesta sísmica fidedigna y garantizar el desempeño satisfactorio de las estructuras consideradas críticas [24].



**Fig. 2.** Ajuste del movimiento debido a la interacción cinemática [25]

Para lograr un análisis preciso de la ISE, es esencial integrar ambos tipos de interacciones, ya que juntas determinan la respuesta estructural completa. En el FEMA P-2091 [23], se recomienda el uso de modelos de elementos finitos para acoplar las interacciones inerciales y cinemáticas, generando así un modelo que evalúe integralmente los impactos dinámicos en la estructura y el suelo.



**Fig. 3.** Ilustración del movimiento en la relación del campo libre con la interacción inercial y la interacción cinemática [23]

### Importancia de la ISE en el Diseño Sismorresistente

Según FEMA P-2091 [23], la ISE es un acoplamiento complejo de la rigidez, amortiguamiento y resistencia del suelo, junto con la masa, rigidez y frecuencias naturales de la estructura. Durante un sismo, las ondas de choque se propagan por el suelo y al llegar a la cimentación, generan una interacción que modifica la respuesta dinámica de ambos (terreno y edificación). La estructura retroalimenta el sistema al producir fuerzas inerciales que impactan en la deformación y el comportamiento del suelo circundante.

Es imprescindible considerar la Interacción Suelo-Estructura (ISE) para evitar fallos en el diseño sismorresistente. El obviar esta interacción puede conducir a una estimación errónea, ya sea por defecto o por exceso, de las fuerzas internas y los desplazamientos que la estructura soporta durante un sismo. A modo de ejemplo, la omisión de la ISE en suelos de baja rigidez podría magnificar los períodos de oscilación de la edificación. Esto, consecuentemente, compromete la seguridad global y eleva la probabilidad de un colapso estructural [21].

En estructuras sobre suelos flexibles (arcillas o arenas), la ISE puede modificar las frecuencias fundamentales de oscilación, elevándolas respecto a las de una base rígida. Esto puede reducir las aceleraciones pico; no obstante, la coincidencia de frecuencias tiene el potencial de

magnificar las deformaciones. Por lo anterior, el análisis sismorresistente distingue dos tipos de interacción: estática y dinámica [21].

- La interacción dinámica suelo-estructura ocurre cuando la edificación y su terreno de apoyo responden conjuntamente a cargas dinámicas (sismos, vientos, vibraciones de equipos). En estos eventos, la flexibilidad del suelo y su capacidad de disipar energía influyen drásticamente en la respuesta global. Las ondas sísmicas se transmiten por el terreno y, al interactuar con la cimentación, modifican el comportamiento de ambos elementos de forma interconectada. La geometría y resistencia de la cimentación, sumadas a las propiedades dinámicas del suelo, definen la distribución y amortiguamiento de las fuerzas [26]. Además, la adaptabilidad de la base resulta ser un aspecto esencial para evaluar la respuesta sísmica, especialmente en terrenos blandos, donde la disipación por amortiguamiento histerético y radiación de ondas adquiere mayor importancia [27].
- Por otra parte, la interacción estática suelo-estructura se enfoca en las deformaciones y asentamientos que surgen en la cimentación debido a la presencia de cargas permanentes, tales como el peso propio de la edificación y las cargas operacionales. En este contexto, las propiedades del terreno —específicamente su rigidez y capacidad de soporte— resultan determinantes para garantizar tanto la distribución uniforme de las cargas como la durabilidad de la estructura a largo plazo. FEMA P-2091 [23] subraya la necesidad de analizar con precisión la compatibilidad entre el suelo y la cimentación, con el fin de prevenir fallos o asentamientos que puedan poner en riesgo la estabilidad del edificio. Con respecto a suelos de poca resistencia, el análisis estático es vital para el diseño de cimentaciones que limiten los efectos de asentamientos excesivos, asegurando así la integridad estructural a través del tiempo [27].

### **Enfoques de la Interacción Suelo-Estructura**

El NIST GCR 12-917-21 [24] indica que la ISE se evalúa mediante dos metodologías clave: el enfoque directo y el de subestructura. El enfoque directo modela suelo y estructura como un sistema único para su análisis conjunto. Esto permite capturar la interacción mutua de forma precisa bajo cualquier carga, al considerar el comportamiento global del sistema. Alternativamente, el análisis de subestructura descompone el problema de la SSI en sus elementos constituyentes: estructura, cimentación y suelo. Cada componente se modela y estudia de manera individual para luego integrar los resultados en una solución final. Este

procedimiento es ventajoso para simplificar la modelación, permitiendo aplicar técnicas específicas a cada parte antes de obtener la respuesta general del sistema.

- **Análisis directo:** En este enfoque, el suelo, la estructura y la cimentación se modelan como un continuo, usualmente mediante elementos finitos. La interacción se establece a través de elementos de interfaz en los límites de la cimentación. Es clave analizar la propagación de ondas en el suelo para evaluar la respuesta del sitio. Estos análisis emplean una representación lineal simplificada del suelo, usando métodos numéricos como elementos finitos o de contorno. Si bien el análisis directo considera todos los efectos de la SSI, la modelización de la interacción cinemática es compleja debido a la variabilidad espacial tridimensional de los movimientos de entrada [24].

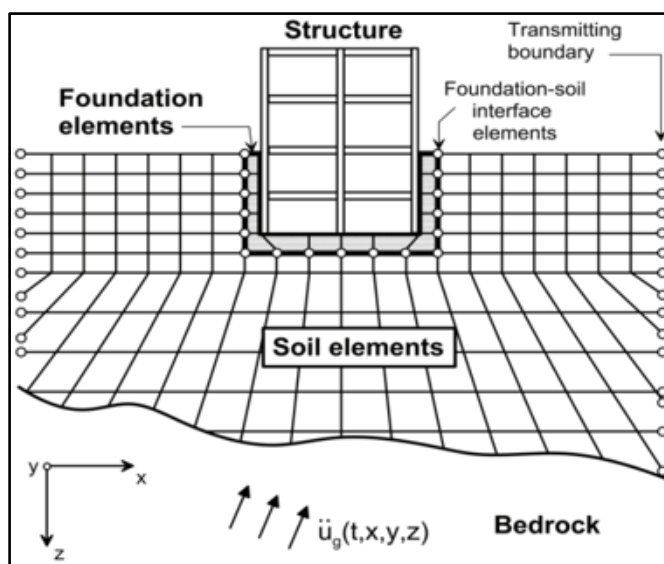


Fig. 4. Modelo continuo por elementos finitos para análisis directo de la ISE [24]

- **Enfoque de subestructura:** Para considerar correctamente la SSI en el enfoque de subestructura, es esencial iniciar con una evaluación exhaustiva de los movimientos en campo libre y de las propiedades geotécnicas del suelo. Luego, se deben determinar las funciones de transferencia que relacionan dichos movimientos con los experimentados por la cimentación. Para una modelación realista de la interacción suelo-cimentación, es crucial incorporar elementos elásticos (resortes) y amortiguadores, o componentes no lineales, para representar la rigidez y la disipación energética en la interfaz. Finalmente, se procede a la valoración de la respuesta del sistema completo, considerando la estructura, los elementos de amortiguamiento y los movimientos del terreno [24].

El enfoque de subestructura asume un comportamiento lineal tanto en el suelo como en la estructura, aunque en la práctica, esto se maneja casi siempre con un modelo lineal equivalente. Al hacer este análisis, lo primero es definir el Movimiento de Entrada de la

Cimentación (FIM), que combina la rigidez y la geometría de la cimentación. Este movimiento, que básicamente representa lo que el sismo exige, incluye componentes tanto de traslación como de rotación [24].

El siguiente paso clave es averiguar el movimiento de la cimentación. Hacemos esto a través de análisis de propagación de ondas, que nos dicen cómo la vibración del terreno se transmite a la cimentación. Lógicamente, este cálculo depende de las propiedades del suelo, como su rigidez y amortiguamiento.

Por último, para caracterizar la interacción entre suelo-cimentación, se emplean modelos de funciones de impedancia o sistemas de resortes y amortiguadores. Las funciones de impedancia captan el comportamiento dinámico del suelo, mientras que los sistemas de resortes y amortiguadores permiten un análisis más detallado, especialmente cuando los elementos de cimentación son flexibles [24].

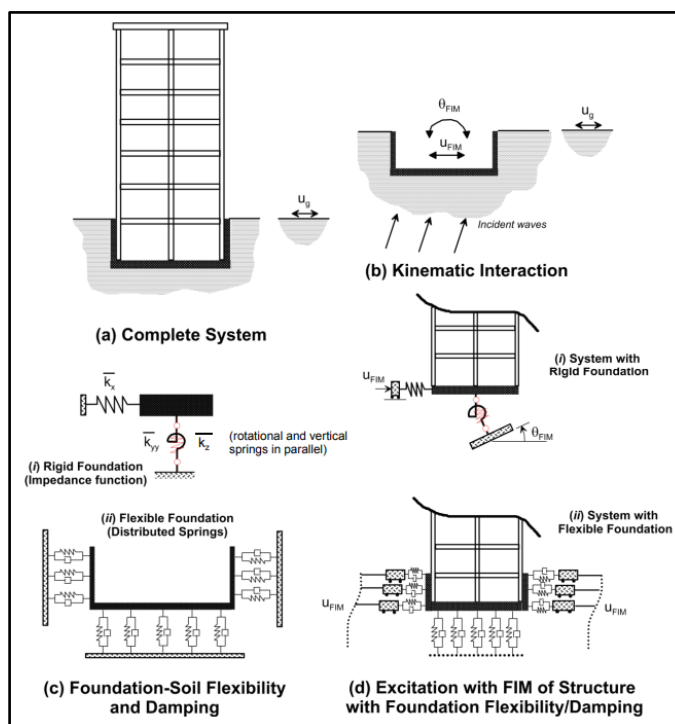


Fig. 5. Análisis de ISE mediante enfoque de subestructura [24]

Considerando estos dos enfoques a través de las diversas investigaciones se han desarrollado distintas metodologías para el desarrollo de la ISE en estructuras las cuales varían en nivel de complejidad y formulas a emplear. Donde lo primero que se analiza para el desarrollo de estas metodologías es lo siguiente:

- **Diseño de fundación considerando deformaciones del suelo**

Villarreal [28], [29] menciona que la ISE describe el intercambio dinámico de fuerzas entre el suelo y la cimentación, que a su vez transmite los movimientos al edificio. Este enfoque, al considerar el sistema completo de manera integrada, ofrece un análisis más realista. Los desafíos típicos en problemas de contacto dinámico se resumen en: cómo responden las edificaciones a un sismo, el diseño de cimentaciones para equipos o maquinaria, y las bases de estructuras que reciben cargas dinámicas durante su funcionamiento normal.

Para hallar la amplitud de la vibración y los esfuerzos dinámicos, resolvemos problemas de contacto dinámico. Aquí, lo más común es asumir la cimentación como un cuerpo rígido. Usamos un modelo simplificado que ve el suelo como un medio elástico continuo, donde la ISE se representa de forma idealizada con resortes y amortiguadores ligados a los seis grados de libertad [28]. Sin embargo, estos modelos no capturan toda la complejidad dinámica, sobre todo en cimentaciones tipo platea. Las soluciones basadas en la teoría de ondas planas fallan al replicar la curvatura real de las ondas, lo que nos puede llevar a subestimar la energía disipada en el suelo y, por ende, afectar la respuesta dinámica de la estructura [28].

Para entender bien cómo se disipa la energía, necesitamos mirar dos cosas clave: la radiación de ondas que se va hacia la base y la fricción interna de los materiales del suelo de la cimentación. Esto hace que este tipo de análisis sea relevante para especialistas en ingeniería geotécnica y estructural, así como para la actualización de normativas de diseño sismo-resistente.

El principal obstáculo en el análisis de la flexibilidad de la base de una fundación es determinar los coeficientes de rigidez adecuados  $K_x$ ,  $K_z$  y  $K_\phi$ . Para simplificar el modelo, la cimentación suele representarse como una masa puntual en el centro de gravedad de la platea. Los coeficientes de rigidez, que sustituyen la flexibilidad de la base, se calculan considerando la platea como una lámina delgada y determinando las masas traslacionales ( $X$ ,  $Y$ ,  $Z$ ) y rotacionales ( $X'$ ,  $Y'$ ,  $Z'$ ) respecto a los ejes correspondientes [28].

En el análisis de edificaciones sometidas a sismos con componente horizontal, el coeficiente de rigidez  $K_z$  tiene un impacto significativo en los resultados, donde debido a la flexibilidad de la cimentación, las columnas se ven sometidas a fuerzas axiales. Asimismo, este análisis permite evaluar el impacto de las vibraciones verticales en las losas, a pesar de la predominancia de las acciones sísmicas horizontales. Al considerar cargas más complejas,

como cinco masas puntuales, se puede evaluar la influencia de la flexibilidad en las losas [28].

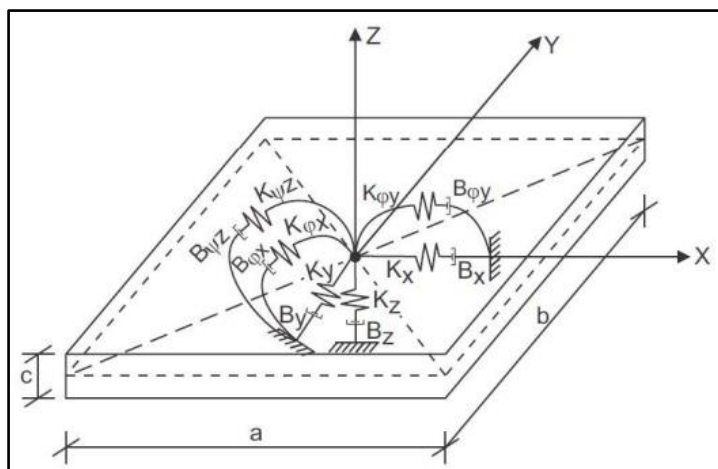


Fig. 6. Mecanismo de interacción entre el suelo y la platea [28].

Donde:

- $K_z$ : coeficiente de rigidez de compresión elástica uniforme (T/m)
- $K_x, K_y$ : coeficientes de rigidez de desplazamiento elástico uniforme (T/m)
- $K_{\phi_x}, K_{\phi_y}$ : coeficientes de rigidez de compresión elástica no uniforme (T.m)
- $K_{\psi_z}$ : coeficiente de rigidez de desplazamiento elástico no uniforme (T.m)

Además, se analiza la posibilidad de considerar el amortiguamiento dado por:  $B_x, B_y, B_z, B_{\phi_x}, B_{\phi_y}$  y  $B_{\psi_z}$ .

En un esquema espacial, el problema de la flexibilidad de la cimentación se vuelve más complejo, ya que el comportamiento tridimensional del armazón estructural puede generar vibraciones torsionales en las columnas. Este esquema se modela considerando el punto de mayor resistencia de la cimentación como el punto "0", permitiendo que las vibraciones se describan a través de componentes verticales, horizontales, rotacionales y combinaciones de estas [28].

Para realizar un cálculo bajo acción sísmica, el modelo debe corregirse teniendo en cuenta varios principios. Se asumirá que la cimentación es totalmente rígida y se representará el sistema suelo-estructura mediante una masa concentrada en el centro de gravedad de la zapata. La excitación sísmica externa se representa mediante un vector espacial  $V(t)$  aplicado en este punto. Dado que el componente externo suele ser un desplazamiento o aceleración ubicada en la dirección horizontal, este se simplifica como un vector actuante

en dicho plano en los cálculos sísmicos. Este análisis sismo-resistente, que incluye zapatas aisladas, requiere una aclaración detallada del algoritmo de cálculo.

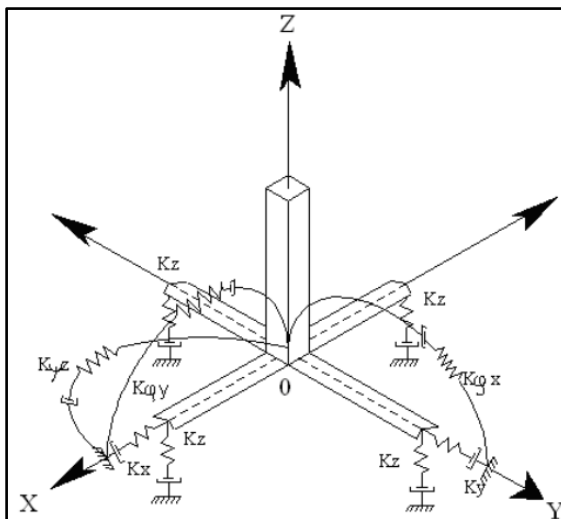


Fig. 7. Procedimiento de cálculo para zapatas aisladas [29].

Donde:

- $K_z$ : coeficiente de rigidez de compresión elástica uniforme (kN/m)
- $K_x, K_y$ : coeficientes de rigidez de desplazamiento elástico uniforme (kN/m)
- $K_{\phi_x}, K_{\phi_y}$ : coeficientes de rigidez de compresión no uniforme (kN.m)
- $K_{\psi_z}$ : coeficiente de rigidez de desplazamiento no uniforme (kN.m)

Se explora, asimismo, la inclusión del amortiguamiento en el análisis, considerando tanto los parámetros de amortiguamiento relativos  $\xi_z, \xi_x, \xi_\phi$  y  $\xi_\psi$  como los módulos de amortiguamiento  $\phi_z, \phi_x, \phi_\phi$  y  $\phi_\psi$  [29].

### Metodologías para la Interacción Suelo-Estructura

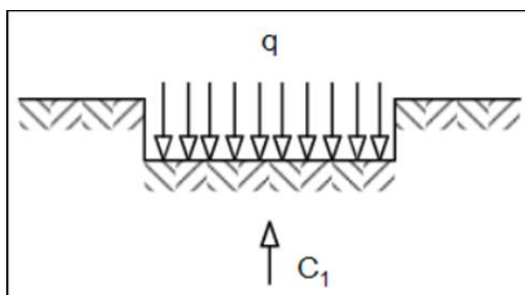
#### i. Método de winkler

El modelo de Winkler según Olivera y Villarreal [15] se basa en una idealización donde se adopta un modelo de suelo elástico lineal, donde el suelo se representa mediante resortes verticales con una rigidez definida por el coeficiente de balasto  $C_1$  en compresión. Este coeficiente representa la rigidez del suelo en respuesta a una carga vertical aplicada sobre la cimentación, y se utiliza para calcular los asentamientos verticales y se calcula tanto en forma experimental, como analíticamente.

La determinación del coeficiente vertical en el modelo estático exige la consideración de diversos parámetros del suelo, incluyendo [15]:

- La rigidez del suelo puede cuantificarse a través del módulo de elasticidad (E).

- La relación entre las deformaciones laterales y verticales del suelo bajo carga que se define mediante el coeficiente de Poisson ( $\nu$ ).
- La profundidad del estrato del suelo es un factor crucial a considerar para evaluar la distribución de tensiones y deformaciones en la base.



**Fig. 8.** Grafica representativa de trabajo de modelo de Winkler [17]

El cálculo del coeficiente vertical de Balasto está basado en función de la cantidad de estratos de suelo presentes [17]:

- Presencia de un estrato de suelo:

$$C_1 = \frac{E_1}{h_1(1 - 2\nu_1^2)} \quad (1)$$

- Para dos estratos de suelo:

$$C_1 = \frac{1}{\frac{h_1}{E_1}(1 - 2\nu_1^2) + \frac{h_2}{E_2}(1 - 2\nu_2^2)} \quad (2)$$

Donde:

- $E_1, E_2$ : Módulos de Young para estratos 1 y 2.
- $\nu_1, \nu_2$ : Módulos de Poisson para estratos 1 y 2.
- $h_1, h_2$ : Espesor de los estratos 1 y 2.

## ii. Modelo dinámico Norma Rusa SNIP 2.02.05-87

Mediante un modelo que considera los seis grados de libertad de la ISE, se logra un análisis dinámico exhaustivo del sistema. El sistema engloba coeficientes de rigidez que abarcan desde desplazamientos elástico uniforme  $K_x$ , compresión elástica uniforme  $K_z$  medidas en T/m; hasta deformaciones no uniformes como la compresión elástica no uniforme  $K_{\varphi x}, K_{\varphi y}$  y desplazamiento elástico no uniforme  $K_{\psi z}$  medidas en T.m, obtenidos mediante [28]:

$$K_x = K_y = C_x A \quad (3)$$

$$K_z = C_z A \quad (4)$$

$$K_{\varphi x} = C_{\varphi x} I_x \quad (5)$$

$$K_{\varphi y} = C_{\varphi y} I_y \quad (6)$$

$$K_{\psi z} = C_{\psi z} I_z \quad (7)$$

Donde se destaca:

- $A$ : Área total de la platea de cimentación en contacto con el suelo.
- $I_x, I_y$ : Los momentos de inercia que indican la capacidad de la placa para resistir flexiones en torno a los ejes horizontales X e Y.
- $I_z$ : El momento de inercia polar que indica la resistencia de la placa a la torsión alrededor del eje vertical Z.

Mediante ensayos experimentales se obtiene el coeficiente de compresión elástica uniforme ( $C_z$ ), parámetro que define una característica elástica esencial de la cimentación y se expresa en toneladas por metro cúbico. Este coeficiente mide la capacidad del suelo para comprimirse de manera uniforme bajo cargas aplicadas a la cimentación, expresando la resistencia del terreno a las deformaciones verticales en la base de la construcción [28]. Ante la falta de estos datos, es posible recurrir a:

$$C_z = b_0 E \left( 1 + \sqrt{\frac{A_{10}}{A}} \right) \quad (8)$$

Donde:

- $b_0$ : Se considera un coeficiente de corrección dimensional ( $m^{-1}$ ) de 1 para suelos arenosos, 1.2 para arenas arcillosas y 1.5 para arcillas, gravas, cantos rodados y arenas de alta densidad [28].
- $E$ : Rigidez del terreno de cimentación.
- $A_{10}$ :  $10 \text{ m}^2$
- $A$ : Área de la base de la estructura sobre el terreno.

Posteriormente, se determinan los siguientes coeficientes de desplazamiento: el coeficiente de elasticidad uniforme  $C_x, C_{\varphi x}, C_{\varphi y}$  y  $C_{\psi z}$ . Estos coeficientes, expresados en unidades de  $T/m^3$ , representan respectivamente la elasticidad uniforme, la compresión elástica no uniforme en los ejes x e y, y el desplazamiento elástico no uniforme en el eje z. Sus valores se calculan a partir de [28]:

$$C_x = 0,7C_z \quad (9)$$

$$C_{\varphi x} = C_{\varphi y} = 2C_z \quad (10)$$

$$C_{\psi z} = C_z \quad (11)$$

Es fundamental incluir en el estudio los coeficientes de amortiguamiento relativos ( $\beta$ ) de la base, los cuales se determinan experimentalmente. Estos coeficientes cuantifican la disipación de energía en el suelo ante cargas dinámicas sobre la cimentación, como vibraciones o sismos [28]. Ante la falta de datos experimentales, se recurre a la estimación de la amortiguación relativa mediante:

$$\beta_z = 2 \cdot \sqrt{\frac{E}{C_z p_m}} \quad (12)$$

Donde:

- $E$ : módulo de elasticidad del suelo de fundación.
- $C_z$ : coeficiente de compresión elástica uniforme.
- $p_m$ : presión estática media en la base de la cimentación.

$$p_m \leq \gamma_{ts} R \quad (13)$$

Donde:

- $\gamma_{ts}$ : El coeficiente de condición de trabajo del suelo de fundación se establece en 0,7 para arenas saturadas finas o polvorientas y arcillas blandas, y en 1 para el resto de los suelos.
- $R$ : Resistencia al asentamiento del suelo base.

Los valores de amortiguamiento relativo para las vibraciones horizontales y rotacionales en torno a sus ejes se obtienen a través de [28]:

$$\beta_x = 0,6\beta_z \quad (14)$$

$$\beta_{\varphi x} = \beta_{\varphi y} = 0,5\beta_z \quad (15)$$

$$\beta_{\psi z} = 0,3\beta_z \quad (16)$$

Las propiedades del suelo de fundación, entre ellas el amortiguamiento, se determinan mediante [28]:

$$B_x = B_y = 2\beta_x \sqrt{K_x M_x} \quad (17)$$

$$B_z = 2\beta_z \sqrt{K_z M_z} \quad (18)$$

$$B_{\varphi x} = 2\beta_{\varphi x} \sqrt{K_{\varphi x} M_{\varphi x}} \quad (19)$$

$$B_{\varphi y} = 2\beta_{\varphi y} \sqrt{K_{\varphi y} M_{\varphi y}} \quad (20)$$

$$B_{\psi z} = 2\beta_{\psi z} \sqrt{K_{\psi z} M_{\psi z}} \quad (21)$$

Donde:

- $\beta$ : coeficiente de amortiguamiento relativo.
- $K$ : coeficientes de rigidez.
- $M$ : Masa de la base estructural.

### iii. Método dinámico D.D. Barkan – O.A. Savinov

Valderrama y Meza [30] indican que el modelo combina aspectos teóricos y experimentales para estudiar cómo la cimentación y la base interactúan, simulando las vibraciones que suelen ocurrir en estas estructuras. Barkan desarrolló un modelo simplificado para relacionar las características del suelo con las dimensiones de la fundación y así calcular los coeficientes de rigidez. Al restringir la rotación alrededor del eje vertical Z, este enfoque reduce el problema a cinco grados de libertad. Las expresiones resultantes para plateas de cimentación son las siguientes:

$$K_x = K_y = C_x A \quad (22)$$

$$K_z = C_z A \quad (23)$$

$$K_{\varphi x} = C_{\varphi x} I_x \quad (24)$$

$$K_{\varphi y} = C_{\varphi y} I_y \quad (25)$$

Donde:

- $C_x$ : coeficiente de desplazamiento elástico uniforme.
- $C_z, C_{\varphi x}, C_{\varphi y}$ : coeficientes de compresión elástica uniforme y no uniforme.
- $A$ : área de la base de la platea de cimentación.
- $I_x, I_y$ : momentos de inercia de la platea de cimentación respecto a los ejes X e Y.

Basados en las propiedades elásticas del suelo y las dimensiones de la cimentación, el modelo D.D. Barkan-O.A. Savinov permite calcular los coeficientes de desplazamiento y compresión de la base a través de las siguientes ecuaciones [30]:

$$C_x = D_0 \left[ 1 + \frac{2(a+b)}{\Delta \cdot A} \right] \cdot \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}} \quad (26)$$

$$C_z = C_0 \left[ 1 + \frac{2(a+b)}{\Delta \cdot A} \right] \cdot \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}} \quad (27)$$

$$C_{\varphi x} = C_0 \left[ 1 + \frac{2(a+3b)}{\Delta \cdot A} \right] \cdot \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}} \quad (28)$$

$$C_{\varphi y} = C_0 \left[ 1 + \frac{2(b+3a)}{\Delta \cdot A} \right] \cdot \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}} \quad (29)$$

Donde:

- $C_0$ : Parámetro determinado mediante pruebas en laboratorio para una densidad específica  $\rho_0 = 0,2 \text{ kg/cm}^2$  o consultado directamente en la
- 
- TABLA I [30].
- $a, b$ : Extensión de la cimentación a lo largo de los ejes principales X e Y.
- $\Delta$ : Se utiliza un valor empírico, estimado para cálculos prácticos, denominado delta  $\Delta = 1 \text{ m}^{-1}$
- $A$ : Área de la base de la estructura.
- $\rho$ : presión estática.

Para determinar la presión estática se usa:

$$\rho = \frac{P_{\text{edificio}} + P_{\text{platea}}}{A_{\text{platea}}} \quad (30)$$

Donde:

- $P_{\text{edificio}}$ : Peso total de la edificación.
- $P_{\text{platea}}$ : Peso propio de la base.
- $A_{\text{platea}}$ : Área de la superficie de apoyo de la cimentación.

Mediante una aproximación empírica, podemos calcular  $D_0$ :

$$D_0 = \frac{1 - \mu}{1 - 0,5\mu} \cdot C_0 \quad (31)$$

Considerando que  $\mu$  representa el coeficiente de Poisson del suelo.

**TABLA I**  
RELACIÓN ENTRE EL COEFICIENTE  $C_0$  Y LAS CARACTERÍSTICAS DEL SUELO [28]

Clasificación del suelo	Tipo de base de fundación	Suelo	$C_0$ (kg/cm <sup>3</sup> )
S <sub>0</sub>	Roca dura	Roca de alta calidad, con una velocidad de propagación de ondas de corte superior a 1500 m/s	4,0
S <sub>1</sub>	Roca o suelos muy rígidos	Arcilla y arena arcillosa dura ( $I_L < 0$ )	3,0
		Arena compacta ( $I_L < 0$ )	2,2
		Cascajo, grava arenosa densa, canto rodado, arena muy densa	2,6
S <sub>2</sub>	Suelos intermedios	Arcilla y arena arcillosa plástica ( $0,25 < I_L \leq 0,5$ )	2,0
		Arena plástica ( $0 < I_L \leq 0,5$ )	1,6
		Arena polvorosa medio densa y densa ( $e \leq 0,80$ )	1,4
		Arenas con una amplia gama de tamaños de grano, desde muy fino hasta muy grueso, sin importar su densidad o contenido de agua	1,8
S <sub>3</sub>	Suelos blandos	Arcilla y arena arcillosa de baja plasticidad ( $0,5 < I_L \leq 0,75$ )	0,8
		Arena plástica ( $0,5 < I_L \leq 1$ )	1,0
		Arenas polvorosa, saturada, porosa ( $e > 0,80$ )	1,2
S <sub>4</sub>	Condiciones excepcionales	Arcilla y arena arcillosa muy blanda ( $I_L > 0,75$ )	0,6
		Arena movediza ( $I_L > 1$ )	0,6

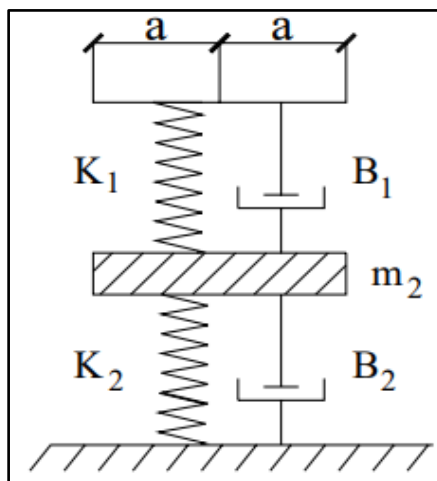
#### iv. Modelo dinámico V.A. Ilichev

El modelo propuesto por Ilichev, según la interpretación de Villarreal [29] fue desarrollado para abordar problemas ondulatorios relacionados con la interacción suelo-estructura, utilizando un enfoque que modela el suelo como un semiespacio elástico. Inicialmente, este modelo se aplicó al análisis de vibraciones verticales en cimentaciones circulares, las cuales se apoyan sobre un semiespacio elástico isotrópico.

Sobre el sistema, se ha dispuesto una placa de masa despreciable que, junto a un resorte de constante elástica  $K_1$  y un amortiguador viscoso  $B_1$ , modela el comportamiento de las ondas longitudinales. Los valores de  $K_1$  y  $B_1$  están vinculados al radio de la placa, la densidad del medio y la velocidad de propagación de las ondas longitudinales, sin verse afectados por el

coeficiente de Poisson o la velocidad de las ondas de corte. La parte inferior del sistema, donde se modela la respuesta de la placa a ondas transversales y de Rayleigh, presenta una dependencia particular de los parámetros  $K_2$ ,  $B_2$  y  $m_2$  [29]. Estos parámetros, además de relacionarse con las dimensiones y la densidad de la placa, están directamente vinculados al módulo de elasticidad  $\mu$  y a la velocidad de las ondas transversales  $C_2$ , a diferencia de los parámetros de la sección superior. La influencia de cada tipo de onda (longitudinal, transversal y Rayleigh) en el movimiento de la cimentación es claramente diferenciada por el modelo [29].

La resistencia al movimiento de la cimentación se ve afectada por las ondas sísmicas. Las ondas longitudinales inducen fuerzas resistentes viscosas, dependientes de la velocidad y el desplazamiento. Por su parte, las ondas transversales y de Rayleigh generan fuerzas resistentes inerciales, proporcionales a la aceleración y que actúan sobre la masa  $m_2$ .



**Fig. 9.** Esquema de cálculo correspondiente al modelo [29]

Inicialmente concebido como un sistema simplificado con un grado y medio de libertad, este modelo dinámico fue posteriormente ampliado para incorporar un mayor nivel de detalle. A diferencia de la versión anterior, este modelo considera un análisis más completo, incluyendo movimientos verticales, horizontales y rotacionales de la cimentación, la cual se encuentra asentada sobre un estrato de suelo elástico cuyas características varían de manera lineal con la profundidad. Dado el módulo de deformación variable con la profundidad  $E(z)$  se emplea la siguiente expresión matemática [29]:

$$E(z) = E_0 \left[ tg\psi \cdot \frac{z}{\alpha} + 1 \right] \quad (32)$$

Donde:

- $E_0$ : módulo de deformación del suelo en la superficie

- $z$ : coordenada de la profundidad del suelo de fundación, respecto a su superficie
- $\psi$ : ángulo de fricción interna del suelo
- $\alpha$ : 1m

La variación de las propiedades deformacionales del suelo con la profundidad, para vibraciones verticales, se modela considerando una profundidad de influencia de aproximadamente 5 veces el radio de la cimentación ( $a$ ) con un área  $A$ . En el caso de las vibraciones rotacionales, la profundidad es de  $3a$ , mientras que, para las vibraciones horizontales, la profundidad de influencia es de  $2a$ . Estas variaciones reflejan cómo las ondas y deformaciones inducidas por las vibraciones afectan el suelo en función del tipo de movimiento [29].

$$a = \sqrt{\frac{A}{\pi}} \quad (33)$$

Existe una dependencia lineal entre  $\sqrt{A}$  y los cinco parámetros adimensionales del modelo mecánico.

$$Y = Y_0 + Y_1 \cdot tg\psi \cdot \sqrt{\frac{A}{\alpha}} \quad (34)$$

Donde:

- $Y$ : cualquier coeficiente que tenga índice o no lo tenga.
- $b_{z1}, K_{z1}, m_z, b_{z2}, K_{z2}$ : Coeficientes para las vibraciones verticales de la parte superior del modelo, que representa medio grado de libertad, los coeficientes incluyen el amortiguador  $b_{z1}$  y la rigidez  $K_{z1}$ , los cuales caracterizan la respuesta del sistema frente a las ondas longitudinales que afectan la cimentación. En la parte inferior del modelo, que corresponde a un grado de libertad, se incluyen los coeficientes  $b_{z2}, K_{z2}$  y la masa  $m_z$ . Estos parámetros describen el comportamiento dinámico del sistema ante las ondas transversales y de Rayleigh, que también influyen en las vibraciones verticales de la cimentación. Tales coeficientes posibilitan una representación precisa de la interacción entre el suelo y la estructura ante vibraciones verticales [29].
- $b_{\varphi1}, K_{\varphi1}, m_{\varphi}, b_{\varphi2}, K_{\varphi2}$ : Variables clave para el análisis dinámico de sistemas rotativos.

- $b_{X1}, K_{X1}, m_X, b_{X2}, K_{X2}$ : Constantes que definen el comportamiento dinámico en el eje X.

Mientras que los miembros  $Y_0, Y_1$  se determinan mediante tablas las cuales dependen del tipo de vibración y el coeficiente de poisson ( $\mu$ ) de la base de fundación [29].

**TABLA II**

VALORES DE COEFICIENTES VIBRACIONALES DE ACUERDO AL MÓDULO DE POISSON [29]

$\mu$	$b_{0z1}$	$K_{0z1}$	$m_{0z}$	$b_{0z2}$	$K_{0z2}$
0,25	5,34	21,80	2,80	6,21	7,50
0,35	6,44	26,30	3,12	6,90	8,40
0,45	10,53	43,00	3,29	7,50	9,20
$\mu$	$b_{0\varphi1}$	$K_{0\varphi1}$	$m_{0\varphi}$	$b_{0\varphi2}$	$K_{0\varphi2}$
0,25	1,36	5,60	1,00	1,60	7,50
0,35	1,63	6,70	1,03	1,70	7,90
0,45	2,50	10,70	0,84	1,60	7,30
$\mu$	$b_{0x1}$	$K_{0x1}$	$m_{0x}$	$b_{0x2}$	$K_{0x2}$
0,25	3,10	12,40	1,80	5,20	7,60
0,35	3,10	12,40	1,90	5,70	8,30
0,45	3,10	12,40	2,10	6,40	9,20

**TABLA III**

VALORES DE COEFICIENTES VIBRACIONALES DE ACUERDO AL MÓDULO DE POISSON [29]

$\mu$	$b_{1z1}$	$K_{1z1}$	$m_{1z}$	$b_{1z2}$	$K_{1z2}$
0,25	0,87	3,56	0,56	0,62	2,88
0,35	1,06	4,34	0,62	0,78	3,50
0,45	1,81	7,41	0,69	0,78	3,72
$\mu$	$b_{1\varphi1}$	$K_{1\varphi1}$	$m_{1\varphi}$	$b_{1\varphi2}$	$K_{1\varphi2}$
0,25	0,22	1,16	0,12	0,12	1,34
0,35	0,28	1,41	0,16	0,12	1,81
0,45	0,50	1,97	0,16	0,12	1,81
$\mu$	$b_{1x1}$	$K_{1x1}$	$m_{1x}$	$b_{1x2}$	$K_{1x2}$
0,25	0,53	2,09	0,28	0,75	1,53
0,35	0,53	2,09	0,31	0,84	1,87
0,45	0,53	2,09	0,37	0,84	1,91

A continuación, se obtienen los parámetros adimensionales utilizando las fórmulas siguientes:

- Vibraciones inducidas por rotación:

$$K_{\varphi} = (C_2)^2 \cdot \rho \cdot k_{\varphi} \cdot a^3 \quad (35)$$

$$B_{\varphi} = (C_2) \cdot \rho \cdot b_{\varphi} \cdot a^4 \quad (36)$$

$$M_{\varphi} = \rho \cdot a^5 \cdot m_{\varphi} \quad (37)$$

- Oscilaciones en la dirección horizontal (vertical):

$$K_{X(Z)} = (C_2)^2 \cdot \rho \cdot k_{X(Z)} \cdot a \quad (38)$$

$$B_{X(Z)} = (C_2) \cdot \rho \cdot b_{X(Z)} \cdot a^2 \quad (39)$$

$$M_{X(Z)} = \rho \cdot a^3 \cdot m_{X(Z)} \quad (40)$$

Donde:

- ❖  $C_2$ : Velocidad a la que se propagan oscilaciones transversales en un medio.
- ❖  $\rho$ : Densidad del sustrato de fundación.

Para simplificar el modelo, se puede despreciar la masa  $m_2$  siempre y cuando el coeficiente de Poisson ( $\mu$ ) se encuentre dentro del rango  $0 \leq \mu \leq 0,4$ . En este intervalo, la influencia de dicha masa en el comportamiento del sistema es despreciable [29].

Dada la configuración en serie de las conexiones con rigideces  $K_1$  y  $K_2$  en el modelo, la rigidez equivalente se calcula empleando la siguiente ecuación [29]:

$$K = \frac{K_1 \cdot K_2}{K_1 + K_2} \quad (41)$$

#### v. Modelo dinámico A.E. Sargsian

Bajo la hipótesis de un medio continuo elástico, homogéneo e isotrópico, se desarrolló el modelo, permitiendo calcular los coeficientes de rigidez que caracterizan el comportamiento dinámico del suelo. Al asumir estas propiedades del suelo, se simplifica el análisis al tratar el terreno como un material con características uniformes en todas las direcciones y sin variaciones de densidad o elasticidad. Este método simplifica la evaluación de los coeficientes de rigidez que caracterizan la resistencia del suelo a los desplazamientos provocados por la cimentación bajo condiciones dinámicas o estáticas [28]. Estos coeficientes están expresados mediante:

$$K_x = K_y = \frac{28,8\rho C_2^2}{\sqrt{\pi}(7-8\mu)} \cdot \sqrt{A} \quad (42)$$

$$K_z = \frac{4\rho C_2^2}{\sqrt{\pi}(1-\mu)} \cdot \sqrt{A} \quad (43)$$

$$K_{\varphi x} = \frac{8,52\rho C_2^2}{\sqrt{\pi}(1-\mu)} \cdot \frac{I_x}{\sqrt{A}} \quad (44)$$

$$K_{\varphi y} = \frac{8,52\rho C_2^2}{\sqrt{\pi}(1-\mu)} \cdot \frac{I_y}{\sqrt{A}} \quad (45)$$

$$K_{\psi z} = \frac{4\rho C_2^2}{\sqrt{\pi}(1-\mu)} \cdot \frac{I_z}{\sqrt{A}} \quad (46)$$

Las características de amortiguamiento del suelo de fundación se determinan a través de [28]:

$$B_x = B_y = \frac{18,24(1-\mu)\rho C_2}{\pi(7-8\mu)} \cdot A \quad (47)$$

$$B_z = \frac{3,4\sqrt{1-2\mu} \cdot \rho C_1}{\pi(1-\mu)\sqrt{2(1-\mu)}} \cdot A \quad (48)$$

$$B_{\varphi x} = \frac{1,6\sqrt{1-2\mu} \cdot \rho C_1}{\pi(1-\mu)\sqrt{2(1-\mu)}} \cdot I_x \quad (49)$$

$$B_{\varphi y} = \frac{1,6\sqrt{1-2\mu} \cdot \rho C_1}{\pi(1-\mu)\sqrt{2(1-\mu)}} \cdot I_y \quad (50)$$

$$B_{\psi z} = \frac{3,4\sqrt{1-2\mu} \cdot \rho C_1}{\pi(1-\mu)\sqrt{2(1-\mu)}} \cdot I_z \quad (51)$$

Donde:

- $\rho$ : Valor que indica la compacidad del suelo en el área de cimentación.
- $\mu$ : Módulo de Poisson del sustrato de apoyo.
- $C_1$ : Celeridad con la que se transmiten las ondas longitudinales en el subsuelo.
- $C_2$ : Velocidad de las vibraciones horizontales en el suelo base.
- $A$ : Área de la superficie de apoyo de la estructura sobre el terreno.
- $I_x, I_y$ : momentos de inercia de la platea de cimentación respecto a los ejes X e Y.
- $I_z$ : Inercia rotacional de la platea alrededor del eje vertical Z.

Siguiendo la premisa del semiespacio elástico, el cálculo de las velocidades de propagación de las ondas se basa en las propiedades del material geotécnico [28]. Entre los parámetros analizados se encuentran las velocidades de propagación, tanto de las ondas longitudinales como de las transversales, las cuales se determinan a través de:

$$C_1 = \sqrt{\frac{(1 - \mu)E}{(1 + \mu)(1 - 2\mu)\rho}} \quad (52)$$

$$C_2 = \sqrt{\frac{E}{2(1 + \mu)\rho}} \quad (53)$$

Donde:

- E: Rigidez del terreno sobre el que se asienta una estructura.

#### vi. Método de Pais y Kausel

Villarreal y Águila [3] mencionan que el método propuesto por Pais y Kausel utiliza el módulo de corte (G) como parámetro fundamental para calcular los coeficientes de rigidez. El valor de G, que se obtiene como una fracción del módulo de corte dinámico máximo, está vinculado a las propiedades geotécnicas del suelo y refleja la capacidad del terreno para resistir deformaciones bajo cargas dinámicas.

Si bien los códigos de diseño, como el ASCE, proporcionan tablas que relacionan la demanda sísmica con el tipo de suelo para estimar el módulo de corte, un enfoque más preciso consiste en realizar un análisis de respuesta sísmica del sitio. Este análisis, utilizando programas como Shake o DeepSoil, permite generar perfiles de deformación unitaria en el suelo y, a través de modelos de degradación (Darendelli, Vucetic, Dobry, Seed), determinar el módulo de corte efectivo de manera más precisa. La aplicación de estos modelos de degradación requiere de los perfiles de deformación obtenidos a partir de los análisis sísmicos [3].

**TABLA IV**  
FACTORES DE REDUCCIÓN DE LA RIGIDEZ CORTANTE [3]

Tipo de suelo	FACTOR DE REDUCCION (G/G <sub>max</sub> )		
	S <sub>DS</sub> /2.5		
	≤ 0.1	0.4	≥ 0.8
A	1.00	1.00	1.00
B	1.00	0.95	0.90
C	0.95	0.75	0.60
D	0.90	0.50	0.10
E	0.60	0.05	(*)
F	(*)	(*)	(*)

Las siguientes ecuaciones permiten determinar las rigideces de fundación de la superficie del terreno a partir de los parámetros mencionados [3]:

$$K_{zsur} = \frac{GB}{2 - \nu} \left[ 3.1 \left( \frac{L}{B} \right)^{0.75} + 1.6 \right] \quad (54)$$

$$K_{ysur} = \frac{GB}{2 - \nu} \left[ 6.8 \left( \frac{L}{B} \right)^{0.65} + 0.8 \left( \frac{L}{B} \right) + 1.6 \right] \quad (55)$$

$$K_{xsur} = \frac{GB}{2 - \nu} \left[ 6.8 \left( \frac{L}{B} \right)^{0.65} + 2.4 \right] \quad (56)$$

$$K_{zzsur} = GB^3 \left[ 4.25 \left( \frac{L}{B} \right)^{2.45} + 4.06 \right] \quad (57)$$

$$K_{yysur} = \frac{GB^3}{1 - \nu} \left[ 3.73 \left( \frac{L}{B} \right)^{2.4} + 0.27 \right] \quad (58)$$

$$K_{xxsur} = \frac{GB^3}{1 - \nu} \left[ 3.2 \left( \frac{L}{B} \right) + 0.8 \right] \quad (59)$$

Donde los valores de L y B se refieren a las dimensiones de base de fundación.

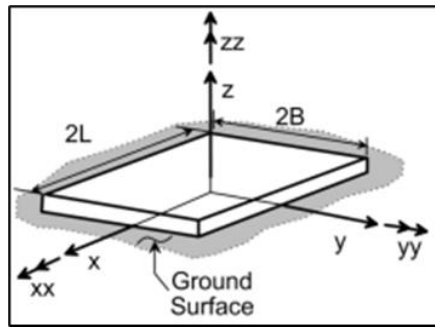


Fig. 10. Marco referencial de valores de largo y ancho [24]

Adicionalmente, se obtienen los coeficientes de amortiguamiento característicos de la superficie, mediante:

$$C_z = \frac{2K_{zsur}(0.05 + \beta_z)}{\omega} \quad (60)$$

$$C_y = \frac{2K_{ysur}(0.05 + \beta_y)}{\omega} \quad (61)$$

$$C_x = \frac{2K_{xsur}(0.05 + \beta_x)}{\omega} \quad (62)$$

$$C_{zz} = \frac{2K_{zzsur}(0.05 + \beta_{zz})}{\omega} \quad (63)$$

$$C_{yy} = \frac{2K_{yysur}(0.05 + \beta_{yy})}{\omega} \quad (64)$$

$$C_{xx} = \frac{2K_{xxsur}(0.05 + \beta_{xx})}{\omega} \quad (65)$$

Posteriormente, se obtienen los coeficientes de amortiguamiento modificados por los efectos de confinamiento, resultando en los siguientes valores [24]:

$$C_{z_{emb}} = \frac{2K_{z_{emb}}(0.05 + \beta_{z_{emb}})}{\omega} \quad (66)$$

$$C_{y_{emb}} = \frac{2K_{y_{emb}}(0.05 + \beta_{y_{emb}})}{\omega} \quad (67)$$

$$C_{x_{emb}} = \frac{2K_{x_{emb}}(0.05 + \beta_{x_{emb}})}{\omega} \quad (68)$$

$$C_{zz_{emb}} = \frac{2K_{zz_{emb}}(0.05 + \beta_{zz_{emb}})}{\omega} \quad (69)$$

$$C_{yy_{emb}} = \frac{2K_{yy_{emb}}(0.05 + \beta_{yy_{emb}})}{\omega} \quad (70)$$

$$C_{xx_{emb}} = \frac{2K_{xx_{emb}}(0.05 + \beta_{xx_{emb}})}{\omega} \quad (71)$$

#### vii. Método de Gazetas (1991) y Mylonakis (2006)

Villarreal y Águila [3] mencionan que esta metodología propuesta por Gazetas y Mylonakis también utiliza el valor del módulo de corte efectivo  $G$ , similar al enfoque anterior. Sin embargo, en este caso, se realiza una corrección en las rigideces mediante un factor de confinamiento. Si bien esta metodología presenta ajustes, no considera la disipación de energía por amortiguamiento histerético del suelo o dispersión de ondas. Esta omisión puede limitar la precisión de los resultados en situaciones donde estos mecanismos de amortiguamiento son significativos, como en eventos dinámicos. En donde se sugieren las siguientes expresiones para caracterizar la rigidez del terreno:

$$K_{zsur_g} = \frac{2GL}{1-\nu} \left[ 0.73 + 1.54 \left( \frac{B}{L} \right)^{0.75} \right] \quad (72)$$

$$K_{ysur_g} = \frac{2GL}{2-\nu} \left[ 2 + 2.5 \left( \frac{B}{L} \right)^{0.85} \right] \quad (73)$$

$$K_{xsur_g} = K_{ysur_g} - \frac{0.2}{0.75-\nu} GL \left( 1 - \frac{B}{L} \right) \quad (74)$$

$$K_{zzsur_g} = GJ^{0.75} \left[ 4 + 11 \left( 1 - \frac{B}{L} \right)^{10} \right] \quad (75)$$

$$K_{yysur_g} = \frac{G}{1-\nu} I_y^{0.75} \left[ 3 \left( \frac{B}{L} \right)^{0.15} \right] \quad (76)$$

$$K_{xxsur_g} = \frac{G}{1-\nu} I_x^{0.75} \left(\frac{L}{B}\right)^{0.25} \left[2.4 + 0.5\left(\frac{B}{L}\right)\right] \quad (77)$$

Los parámetros  $I_x$  e  $I_y$  representan la capacidad de la fundación para oponerse a la rotación alrededor de los ejes  $x$  e  $y$ , respectivamente, y cuantifican su rigidez a la flexión alrededor de dichos ejes. El momento polar de inercia, denotado por  $J$ , es una medida de la rigidez rotacional de la fundación respecto a un eje vertical. Estos parámetros son esenciales para analizar la estabilidad y el comportamiento de la cimentación bajo cargas dinámicas o momentos torsionales [3].

### viii. Modelo de Pasternak P.L.

Olivera y Villarreal [15] mencionan que El modelo de Pasternak comparte con el modelo de Winkler la premisa de emplear un coeficiente vertical de balasto ( $C_1$ ) para cuantificar la respuesta de suelos monoestratificados ante cargas superficiales. Dicho coeficiente vincula de manera directa la presión ejercida sobre la cimentación y el asentamiento vertical resultante.

Mientras que al contrario del método Winkler, introduce un coeficiente horizontal de rigidez ( $C_2$ ), lo que permite una representación más precisa y realista del comportamiento del suelo. Esta adición mejora significativamente el modelo de Winkler al considerar la capacidad del suelo para resistir no solo las cargas verticales, sino también las fuerzas horizontales y las deformaciones laterales, proporcionando así una caracterización más completa y realista del suelo [15].

El modelo de Pasternak exige, para el cálculo del coeficiente horizontal de rigidez ( $C_2$ ), la determinación previa de ciertos parámetros inherentes al suelo, tales como:

- El módulo de elasticidad del suelo ( $E_1$ )
- El coeficiente de poisson ( $\nu_1$ )
- La altura del estrato

Estos parámetros permiten determinar  $C_2$  y, por ende, ajustar el modelo para que refleje las propiedades elásticas y la continuidad del suelo.

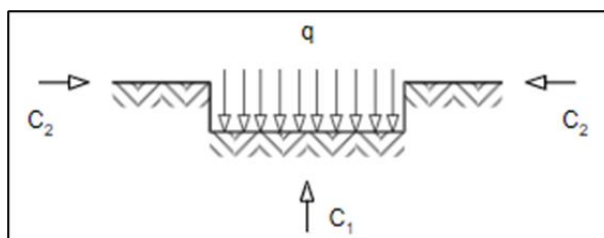


Fig. 11. Esquema para el desarrollo del modelo Pasternak [17]

La determinación de los coeficientes  $C_1$  y  $C_2$  depende de la estratificación del suelo:

- Exclusivamente para un solo estrato de suelo:

$$C_1 = \frac{E_1}{h_1(1 - 2\nu_1^2)} \quad (78)$$

$$C_2 = \frac{E_1 \cdot h_1}{6(1 - \nu_1)} \quad (79)$$

- Para dos estratos de suelo:

$$C_1 = \frac{E_1}{\frac{h_1}{E_1}(1 - 2\nu_1^2) + \frac{h_2}{E_2}(1 - 2\nu_2^2)} \quad (80)$$

$$C_2 = \frac{1}{6(1 + \varepsilon_2)} \left[ \frac{E_1 \cdot h_1}{(1 + \nu_1)} (3 + 3\varepsilon_2 + \varepsilon_2^2) + \frac{E_2 \cdot h_2}{(1 + \nu_2)} \right] \quad (81)$$

#### ix. Modelo dinámico N.G. shariya

A partir de un modelo dinámico de interacción suelo-plata, basado en elementos inerciales, y empleando aproximaciones analíticas, se han derivado los coeficientes de rigidez que definen el comportamiento del sistema. Estos coeficientes se expresan mediante [3]:

$$K_x = K_y = \frac{\rho C_2^2}{\lambda(1 - \mu^2)} \cdot \sqrt{A} \quad (82)$$

$$K_z = \frac{(1 - 2\mu) \rho C_1^2}{\lambda(1 - \mu)^2} \cdot \sqrt{A} \quad (83)$$

$$K_{\varphi x} = \frac{(1 - 2\mu) \rho C_1^2}{\chi(1 - \mu)^2} \cdot \frac{I_x}{\sqrt{A}} \quad (84)$$

$$K_{\varphi y} = \frac{(1 - 2\mu) \rho C_1^2}{\chi(1 - \mu)^2} \cdot \frac{I_y}{\sqrt{A}} \quad (85)$$

$$K_{\psi z} = \frac{(1 - 2\mu) \rho C_1^2}{\chi(1 - \mu)^2} \cdot \frac{I_z}{\sqrt{A}} \quad (86)$$

Junto con esto el suelo de fundación y sus características de amortiguamiento son determinados por:

$$B_x = B_y = \rho C_2 A \quad (87)$$

$$B_z = \rho C_1 A \quad (88)$$

$$B_{\varphi x} = \rho C_1 I_x \quad (89)$$

$$B_{\varphi y} = \rho C_1 I_y \quad (90)$$

$$B_{\psi z} = \rho C_1 I_z \quad (91)$$

Donde:

- $\lambda, \chi$ : Parámetros que varían según la proporción entre las dimensiones de la losa.
- $\rho$ : densidad del suelo de fundación.
- $\mu$ : coeficiente de Poisson propio del suelo de fundación.
- $C_1$ : velocidad de propagación de las ondas longitudinales en el suelo de fundación.
- $C_2$ : velocidad de propagación de las ondas transversales en el suelo de fundación.
- $A$ : área de la platea de cimentación.
- $I_x, I_y$ : momentos de inercia de la platea de cimentación en el sentido X e Y.
- $I_z$ : momento de inercia de la platea de cimentación respecto al eje vertical Z (momento polar de inercia).

**TABLA V**

CÁLCULO DE PARÁMETROS DE PARÁMETROS EN FUNCIÓN DE LAS DIMENSIONES DE LA LOSA [3]

Relación entre el lado más largo y el lado más corto	$\lambda$	$\chi$
1	0,88	0,35
3	0,84	0,24
5	0,77	0,18
10	0,67	0,13

#### x. Método de elementos finitos (FEM)

A través del Método de Elementos Finitos (FEM), los ingenieros civiles dividen sistemas continuos en una malla de elementos discretos para simular y evaluar su respuesta ante diferentes cargas y condiciones. El FEM destaca por su capacidad de simular con mayor precisión la mecánica tanto del suelo como de las estructuras, superando a otros métodos al manejar geometrías complejas, cargas aplicadas, y resolver fenómenos no lineales. Actualmente, existen numerosos programas de propósito general desarrollados por corporaciones comerciales que se emplean en la investigación dentro del campo de la ingeniería [31].

El método de los elementos finitos constituye una herramienta fundamental para el estudio de la interacción suelo-estructura, abarcando tanto análisis estáticos como dinámicos. Este enfoque nos da la capacidad de modelar tanto el suelo como la estructura al dividir el dominio en pequeños elementos finitos. Así, podemos resolver las ecuaciones que describen

cómo interactúan. Este método es particularmente bueno para estudiar estructuras que están en suelos blandos, ya que estos terrenos tienden a amplificar mucho las sacudidas sísmicas.

Como los sistemas continuos son muy complejos, a menudo los analizamos con el MEF (Método de Elementos Finitos). Esta técnica convierte el modelo continuo en uno discreto, lo que hace mucho más simple su simulación y modelado. Para lograrlo, dividimos el sistema en elementos finitos conectados por nodos, que pueden tener formas geométricas sencillas como líneas, triángulos o cuadriláteros [31].

En el modelo, cada nodo representa un punto de la estructura y toma sus propiedades. En un sistema 3D, cada nodo tiene seis grados de libertad: tres de traslación y tres de rotación. Al aplicar este método, se pueden resolver ecuaciones diferenciales de manera aproximada a través de la discretización del modelo [32], [33].

El fenómeno de la ISE se usa un conjunto de ecuaciones matemáticas (ecuaciones diferenciales de segundo orden) para describir cómo se mueven la estructura y el suelo cuando hay fuerzas que los hacen vibrar [33]:

$$[M]\{\ddot{\mathbf{u}}\} + [C]\{\dot{\mathbf{u}}\} + [K]\{\mathbf{u}\} = \{\mathbf{F}(t)\} \quad (92)$$

Donde:

- $[M]$ : Matriz que representa la distribución de masa del sistema.
- $[C]$ : Corresponde a la matriz que modela el amortiguamiento del sistema.
- $[K]$ : Dicha matriz representa la rigidez del sistema.
- $\{\ddot{\mathbf{u}}\}$ ,  $\{\dot{\mathbf{u}}\}$ ,  $\{\mathbf{u}\}$ : Se trata de los vectores que representan, respectivamente, el desplazamiento, la velocidad y la aceleración de cada punto nodal.
- $\{\mathbf{F}(t)\}$ : Se trata del vector que representa las fuerzas dinámicas aplicadas, pudiendo incluir tanto acciones sísmicas como cargas dinámicas de diversa índole.

Para modelar la disipación de energía en sistemas dinámicos, el amortiguamiento de Rayleigh es una práctica habitual:

$$C = \alpha M + \beta K \quad (93)$$

Donde:

- $\alpha$ ,  $\beta$ : son factores que dependen de las frecuencias propias del sistema y ajustan la amortiguación en función de la masa y la rigidez [32].

La discretización del dominio en elementos finitos inicia el proceso del MEF. La dimensionalidad de esta malla (1D, 2D o 3D) se determina en función de la complejidad del problema a resolver. El tamaño de los elementos es crucial para garantizar la precisión del modelo; un tamaño de elemento demasiado grande puede filtrar las ondas sísmicas y afectar la precisión de los resultados [32].

- **Optimización de la Malla**

Para asegurarnos de que el análisis sea preciso, la regla general es que la dimensión del elemento no debe ser mayor a un octavo o un décimo de la longitud de onda principal que corresponde al periodo de vibración del sistema:

$$\Delta l \leq \frac{1}{8} \lambda \quad (94)$$

Donde  $\lambda$  es la longitud de onda de la señal sísmica [32].

Para modelar el suelo, usamos elementos elásticos o viscoelásticos, lo cual depende de las características del terreno y de las cargas que apliquemos. Un punto súper importante para acelerar los cálculos es optimizar la señal sísmica de entrada: esto significa reducir su duración y, a la vez, aumentar el intervalo entre las muestras [32].

- **Fronteras y Condiciones de Contorno**

Es clave definir bien las condiciones de frontera para que no tengamos reflexiones de ondas que arruinen el análisis. Esto se soluciona usando fronteras que absorben las ondas, como las viscosas o las de campo libre. Estas impiden que las ondas que rebotan contaminen los resultados del modelo [32].

Usando métodos de integración temporal, como los de Newmark o Wilson- $\theta$ , conseguimos una solución numérica para el sistema de ecuaciones. Esto nos permite calcular los parámetros cinemáticos en cada momento, paso a paso.

Si usamos el dominio temporal o el frecuencial para el análisis depende totalmente del problema que estemos resolviendo. En un análisis dinámico, ajustamos las señales de entrada para que reflejen bien la interacción suelo-estructura, lo cual es clave para conseguir respuestas precisas del sistema [32].

Hay varias herramientas comerciales de elementos finitos. Las más destacadas (ANSYS, ABAQUS y MSC.MARC) son conocidas por combinar su facilidad de uso con una excelente capacidad para resolver problemas no lineales, procesan bien y son fáciles de

dominar para los usuarios con gran generalidad y, por lo tanto, son muy populares entre los estudios de SSI [26].

El proceso para realizar este método mediante el software es:

- **Modelado geométrico:** Crear la geometría 3D de la estructura y el suelo.
- **Definición de materiales:** Asignar propiedades elásticas o viscoelásticas al suelo y la estructura.
- **Discretización:** Determinar el tamaño ideal de los elementos en la generación de la malla de elementos finitos.
- **Aplicación de cargas sísmicas:** Definir las señales sísmicas optimizadas.
- **Condiciones de frontera:** Implementar fronteras absorbentes y restricciones en la base del suelo.

#### xi. Método de elementos de contorno (BEM)

A diferencia del método de elementos finitos (FEM), el método de los elementos de contorno (BEM) discretiza exclusivamente la frontera del dominio analítico. Es diferente de la discretización del continuo total y utiliza funciones que satisfacen la ecuación gobernante para aproximar las condiciones de borde. En este sentido el BEM es más ventajoso que el FEM porque se basa en la representación de las fronteras del problema, permitiendo un modelado eficiente de medios semi-infinitos y geometrías complejas que son comunes en problemas de ingeniería civil, especialmente en interacción dinámica. Una desventaja del BEM es su dificultad de aplicación en el caso de un medio heterogéneo [22], [34].

Para resolver la interacción suelo-estructura, se utiliza la formulación integral del campo desplazamiento:

$$u_i(x) = \int_{\Gamma}^0 (G_{ij}(x, y)\sigma_j(y) - U_{ij}(x, y)t_j(y)) d\Gamma(y) \quad (95)$$

Donde:

- $u_i(x)$ : es el desplazamiento en un punto  $x$ .
- $G_{ij}, U_{ij}$ : son las funciones de Green para el problema elástico y sus derivadas.
- $\sigma_j(y), t_j(y)$ : representan las tensiones y tracciones en los puntos de la frontera  $\Gamma$ .

Este enfoque permite representar las soluciones para dominios semi-infinitos y resolver problemas con excitaciones sísmicas o cargas dinámicas sin la necesidad de modelar explícitamente el volumen total del suelo [34].

La evaluación de la rigidez dinámica de las cimentaciones es un aspecto clave En el marco del análisis dinámico de sistemas suelo-estructura mediante el BEM, la propiedad de rigidez del sistema se representa mediante una matriz, definida como:

$$\mathbf{K}(\omega) = \mathbf{K}_{est} + i\omega\mathbf{C} \quad (96)$$

Donde:

- $\mathbf{K}(\omega)$ : es la matriz de rigidez dependiente de la frecuencia.
- $\mathbf{K}_{est}$ : es la rigidez estática.
- $\mathbf{C}$ : es el amortiguamiento que incluye los efectos de radiación de ondas.

Se discretizan las superficies del suelo y la interfaz suelo-cimentación en elementos finitos, aplicando condiciones de contorno que consideran la interacción cinemática y de radiación.

El BEM permite calcular la respuesta de las cimentaciones ante ondas incidentes, como las ondas SH y P. El enfoque consiste en dividir el campo total de desplazamientos en un campo libre (sin cimentación) y un campo disperso (causado por la cimentación). La ecuación integral para el campo disperso se formula como [33]:

$$\mathbf{u}_i^{disp}(\mathbf{x}) = \int_{\Gamma} \mathbf{T}_{ij}(\mathbf{x}, \mathbf{y}) \mathbf{u}_j(\mathbf{y}) d\Gamma(\mathbf{y}) \quad (97)$$

Donde  $\mathbf{T}_{ij}(\mathbf{x}, \mathbf{y})$  representa las funciones de tracción para el suelo semi-infinito. Con este modelo podemos ver cómo la estructura cambia las ondas que llegan, teniendo en cuenta su base y el tipo de suelo [34].

Para desarrollar el BEM, es importante utilizar software especializado que soporte modelado de interacción suelo-estructura como: BEASY, Abaqus, FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua) y PLAXIS [34].

Para configurar el modelo en el software debemos seguir los siguientes pasos:

- **Definición de la geometría del problema:** Inicia modelando la cimentación y las superficies de contacto con el suelo como dominios discretizados en elementos de contorno (líneas y superficies en lugar de volúmenes) [34].

- **Propiedades del suelo y la estructura:** Es fundamental caracterizar el suelo mediante sus propiedades materiales, tales como el módulo de elasticidad (E), el coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) y la densidad. Asimismo, resulta imprescindible considerar sus propiedades dinámicas, incluyendo las velocidades de propagación de las ondas sísmicas y los parámetros de amortiguamiento [34].
- **Condiciones de frontera:** Establece las condiciones en los bordes de la interfaz suelo-estructura, que incluyen las cargas aplicadas, las restricciones de desplazamiento y las interacciones cinemáticas [34].

## xii. Método de ISE mediante el ASCE/SEI 41-17

El código ASCE/SEI 41-17, en su sección 8.5, aborda los efectos de la SSI. En particular, se examinan los fenómenos de interacción cinemática y la modificación de las características de amortiguamiento del suelo debido a la SSI [35].

La obtención de los coeficientes de rigidez requiere de un proceso iterativo que involucra múltiples fórmulas, partiendo de:

### • Rigideces presentes en la cimentación

- Constante de rigidez traslacional en la dirección X ( $K_x$ )

$$K_x = \frac{G \cdot B}{2 - \nu_s} \cdot \left( 3.4 \cdot \left( \frac{L}{B} \right)^{0.65} + 1.20 \right) \quad (98)$$

- Rigidez Traslacional alrededor del eje Y ( $K_y$ )

$$K_y = \frac{G \cdot B}{2 - \nu_s} \cdot \left( 3.4 \cdot \left( \frac{L}{B} \right)^{0.65} + 0.4 \cdot \left( \frac{L}{B} \right) + 0.80 \right) \quad (99)$$

- Constante de rigidez traslacional en la dirección Z ( $K_z$ )

$$K_z = \frac{G \cdot B}{1 - \nu_s} \cdot \left( 1.55 \cdot \left( \frac{L}{B} \right)^{0.75} + 0.80 \right) \quad (100)$$

- Constante de rigidez rotacional en la dirección XX ( $K_{xx}$ )

$$K_{xx} = \frac{G \cdot B^3}{1 - \nu_s} \cdot \left( 0.4 \cdot \left( \frac{L}{B} \right) + 0.10 \right) \quad (101)$$

- Constante de rigidez rotacional en la dirección YY ( $K_{yy}$ )

$$K_{yy} = \frac{G \cdot B^3}{1 - \nu_s} \cdot \left( 0.47 \cdot \left( \frac{L}{B} \right)^{2.4} + 0.034 \right) \quad (102)$$

- Constante de rigidez rotacional en la dirección ZZ. ( $K_{zz}$ )

$$K_{zz} = G \cdot B^3 \cdot \left( 0.53 \cdot \left( \frac{L}{B} \right)^{2.45} + 0.51 \right) \quad (103)$$

- **Factores de corrección según la profundidad de apoyo**

- Coeficiente de corrección de la matriz de rigidez en el grado de libertad traslacional asociado al eje X

$$\beta_x = \left( 1 + 0.21 \cdot \sqrt{\frac{D}{B}} \right) \cdot \left[ 1 + 1.6 \left( \frac{(h \cdot d \cdot (B + L))}{B \cdot L^2} \right)^{0.4} \right] \quad (104)$$

- Coeficiente de corrección de la matriz de rigidez en el grado de libertad traslacional asociado al eje Y

$$\beta_y = \left( 1 + 0.21 \cdot \sqrt{\frac{D}{B}} \right) \cdot \left[ 1 + 1.6 \left( \frac{(h \cdot d \cdot (B + L))}{B^2 \cdot L} \right)^{0.4} \right] \quad (105)$$

- Coeficiente de corrección de la matriz de rigidez en el grado de libertad traslacional asociado al eje Z

$$\beta_z = \left( 1 + 0.21 \cdot \frac{D}{B} \left( 2 + 2.6 \cdot \frac{B}{L} \right) \right) \cdot \left[ 1 + 0.32 \left( \frac{(d \cdot (B + L))}{B \cdot L} \right)^{\frac{2}{3}} \right] \quad (106)$$

- Coeficiente de corrección de la matriz de rigidez en el grado de libertad rotacional asociado al eje XX

$$B_{xx} = \left( 1 + 2.5 \frac{d}{B} \right) \left[ 1 + 2 \cdot \frac{d}{B} \left( \frac{d}{D} \right)^{-0.2} \cdot \sqrt{\frac{B}{L}} \right] \quad (107)$$

- Coeficiente de corrección de la matriz de rigidez en el grado de libertad rotacional asociado al eje YY

$$B_{yy} = \left( 1 + 1.4 \left( \frac{d}{B} \right)^{0.6} \right) \left[ 1.5 + 3.7 \left( \frac{d}{L} \right)^{1.9} \cdot \left( \frac{d}{D} \right)^{-0.5} \right] \quad (108)$$

- Coeficiente de corrección de la matriz de rigidez en el grado de libertad rotacional asociado al eje ZZ

$$B_{zz} = (1 + 2.6) \left[ \left( 1 + \frac{B}{L} \right) \cdot \left( \frac{d}{B} \right)^{0.9} \right] \quad (109)$$

- **Factores de rigidez ajustados: consideración de la profundidad de cimentación.**

- Valor de rigidez traslacional ajustado para desplazamientos en el eje X ( $K_{xc}$ )

$$K_{xc} = K_x \cdot \beta_x \quad (110)$$

- Valor de rigidez traslacional ajustado para desplazamientos en el eje Y ( $K_{yc}$ )

$$K_{yc} = K_y \cdot \beta_y \quad (111)$$

- Valor de rigidez traslacional ajustado para desplazamientos en el eje Z ( $K_{zc}$ )

$$K_{zc} = K_z \cdot \beta_z \quad (112)$$

- Valor de rigidez rotacional ajustado para desplazamientos en el eje XX ( $K_{xxc}$ )

$$K_{xxc} = K_{xx} \cdot \beta_{xx} \quad (113)$$

- Valor de rigidez rotacional ajustado para desplazamientos en el eje YY ( $K_{yyc}$ )

$$K_{yyc} = K_{yy} \cdot \beta_{yy} \quad (114)$$

- Valor de rigidez rotacional ajustado para desplazamientos en el eje ZZ ( $K_{zzc}$ )

$$K_{zzc} = K_{zz} \cdot \beta_{zz} \quad (115)$$

Siguiendo las recomendaciones del ASCE, la interacción cinemática puede cuantificarse directamente en un modelo matemático a través de la relación de amplificación sísmica (RRS). Para losas de cimentación superficiales, se dispone de dos opciones: la ( $RRS_{bsa}$ ), que considera las condiciones en la base de la estructura, y la ( $RRS_e$ ), que introduce una corrección por la profundidad de la cimentación. Ambas relaciones se derivan del espectro de respuesta elástico del suelo, siendo la segunda especialmente útil cuando la profundidad de desplante es significativa [35].

La inclusión de la interacción cinemática en el análisis estructural obliga a utilizar modelos matemáticos que simulen el comportamiento flexible de los apoyos. Asimismo, el producto  $RRS_{bsa}$  y  $RRS_e$  no puede ser inferior a 0.5 [35].

#### **a. Losa de cimentación sin considerar la profundidad de Empotramiento**

El cálculo del factor de respuesta espectral para cimentaciones superficiales ( $RRS_{bsa}$ ) estará condicionado por el período de interés. Dicho valor deberá ser al menos igual al calculado para un período fundamental  $T = 0.2s$  [35].

Al aplicar este modelo en análisis lineales, tanto estáticos como dinámicos, y al calcular el coeficiente de reducción de respuesta espectral para sistemas de baja altura, se sugiere emplear un periodo fundamental efectivo que sea 1.5 veces mayor que el determinado para un modelo con base flexible [35].

La reducción del espectro de la losa base estará condicionada al cumplimiento de los siguientes requisitos:

- La obra se emplaza en un suelo de tipo C, D o E, según la clasificación sísmica.
- Las estructuras se apoyan sobre plateas o elementos de cimentación rigidizados, conectados a elementos verticales resistentes a fuerzas laterales.
- Es imperativo que los elementos de cimentación presenten una mayor resistencia que el sistema estructural encargado de disipar las fuerzas cortantes [35].

$$RRS_{bsa} = 0.25 + 0.75 \cdot \left\{ \frac{1}{b_0^2} [1 - e^{-2b_0^2 x B_{bsa}}] \right\}^{\frac{1}{2}} \quad (116)$$

Donde:

$$B_{bsa} = 1 + b_0^2 + b_0^4 + \frac{b_0^6}{2} + \frac{b_0^8}{4} + \frac{b_0^{10}}{12} \rightarrow b_0 \leq 1 \quad (117)$$

$$B_{bsa} = e^{2b_0^2} \left[ \frac{1}{\sqrt{\pi} b_0} \left( 1 - \frac{1}{16b_0^2} \right) \right] \rightarrow b_0 > 1 \quad (118)$$

$$b_0 = 0.0001x \left( \frac{2\pi b_e}{T} \right) \quad (119)$$

Siendo:

- $b_e$ : Tamaño efectivo de la cimentación en  $ft$ .

$$b_e = \sqrt{A_{base}} \leq 260ft \quad (120)$$

- $T$ : Valor característico del sistema estructural, obtenido a partir del modelo matemático, empleado en la determinación del espectro de pseudoaceleraciones bajo la condición de base fija [35].
- $A_{base}$ : Área basal de la cimentación. ( $ft^2$ )

## b. Profundidad de Empotramiento

Para determinar el factor RRS por empotramiento  $RRS_e$ , se considera el período de vibración de interés, siempre y cuando al menos el 75% de la superficie de la cimentación se encuentre a la profundidad de empotramiento. En estructuras sobre pendientes, se recomienda minimizar la

profundidad de empotramiento. Asimismo, el valor de  $RRS_e$  no debe ser menor al calculado para un período fundamental de 0.2 segundos o para una profundidad de empotramiento de 6.1 metros [35].

En análisis estáticos o dinámicos lineales que empleen factores de corrección por empotramiento en conjunción con modelos de base flexible, el período efectivo empleado para calcular el coeficiente de reducción de respuesta espectral  $RRS_e$  deberá considerarse 1.5 veces superior al obtenido en un modelo con base flexible [35].

Para poder usar el coeficiente de reducción por empotramiento, es necesario que se cumplan los siguientes puntos:

- Las estructuras se emplazan en suelos de baja capacidad portante (clases C, D o E).
- Las cimentaciones son rígidas, conectadas a elementos estructurales superiores mediante losas o vigas, evitando así comportamientos flexibles [35].
- La cimentación debe diseñarse para resistir fuerzas cortantes superiores a las que soporta la estructura vertical.

$$RRS_e = 0.25 + 0.75 * \cos\left(\frac{2\pi e}{T \cdot v_s}\right) \geq 0.50 \quad (121)$$

Donde:

- $e$ : longitud de inserción del empotramiento medido en ft.
- $T$ : Tiempo que tarda una estructura en completar una oscilación completa bajo la acción de un sismo, considerando una cimentación rígida.
- $v_s$ : Valor de la velocidad de corte del suelo, característico de las condiciones locales, medido en pies por segundo
- $n$ : Coeficiente de disminución de la velocidad de propagación de ondas:

$$n = \sqrt{G/G_0} \quad (122)$$

- $G/G_0$ : Factor de cortante efectivo asumido.

**TABLA VI**  
FACTOR DE CORTANTE EFECTIVO [35]

Factor de Cortante Efectivo ( $G/G_0$ )				
Aceleración Pico Efectiva, $S_{xs}/2.50^a$				
Clase	$S_{xs}/2.50 = 0$	$S_{xs}/2.50 = 0.1$	$S_{xs}/2.50 = 0.4$	$S_{xs}/2.50 = 0.8$
A	1.00	1.00	1.00	1.00

B	1.00	1.00	0.95	0.90
C	1.00	0.95	0.75	0.60
D	1.00	0.90	0.50	0.10
E	1.00	0.60	0.05	b
F	b	b	b	b

Donde:

- a: Utilizar un método de interpolación lineal para calcular los valores intermedios correspondientes a  $S_{xs}/2.50$
- b: Se requiere realizar un estudio geotécnico exhaustivo del sitio, incluyendo un análisis de la respuesta dinámica del terreno.

El factor de amortiguamiento efectivo  $\beta_{SSI}$  se empleará para simular la disipación de energía en el sistema estructural durante condiciones no lineales. Este parámetro, que cuantifica la capacidad del sistema para disipar energía, se obtendrá mediante un modelo matemático que modifica el espectro de respuesta obtenido por procedimientos dinámicos. En este sentido,  $\beta_{SSI}$  reemplazará al amortiguamiento viscoso tradicional  $\beta$  en todos los análisis sísmicos, tanto lineales como no lineales, excepto en [35]:

- La cimentación se compone de zapatas aisladas, sin conexión entre ellas, espaciadas a una distancia menor que la longitud del elemento estructural que resiste las fuerzas laterales en la dirección analizada [35].
- La cimentación profunda, mediante pilotes o muelles, es la base del sistema de apoyo.
- La cimentación se compone de losas estructurales unidas por concreto, pero con diafragmas flexibles en relación a los elementos verticales que resisten las fuerzas de corte [35].
- A diferencia de los elementos verticales, diseñados para resistir fuerzas cortantes, los elementos de la cimentación presentan una menor rigidez.

$$\beta_{SSI} = \beta_f + \frac{\beta}{(\bar{T}/T)_{eff}^2} \leq 0.20 \quad (123)$$

Donde:

- $\beta_f$ : La interacción suelo-fundación genera un amortiguamiento compuesto por dos mecanismos principales: el amortiguamiento radial, asociado a la radiación de ondas en el suelo, y el amortiguamiento histerético, vinculado a las pérdidas

energéticas por deformación del suelo. Este amortiguamiento combinado se cuantifica mediante el factor  $\beta_f$ , calculado a través de la siguiente expresión [35]:

$$\beta_f = \left[ \frac{(\tilde{T}/T)^2 - 1}{(\tilde{T}/T)^2} \right] \beta_s + \beta_{rd} \quad (124)$$

- $\beta_s$ : De acuerdo con la sección 19.3.5 del código ASCE 7, se determina el factor de amortiguamiento histórico del suelo [35].
- $\beta_{rd}$ : Coeficiente de disipación radial.
- $\beta$ : Amortiguación estructural efectiva.
- $(\tilde{T}/T)_{eff}^2$ : El periodo efectivo, determinado por la ecuación que se presenta a continuación, experimenta un incremento:

$$\left( \frac{\tilde{T}_{eff}}{T_{eff}} \right) = \left\{ 1 + \frac{1}{\mu} \left[ \left( \frac{\tilde{T}}{T} \right)^2 - 1 \right] \right\}^{0.5} \quad (125)$$

- $T$ : Valor propio fundamental del modelo matemático de la estructura, considerando un empotramiento perfecto en la base [35].
- $\tilde{T}$ : Período propio de vibración de una estructura apoyada sobre un suelo deformable [35].
- $\mu$ : Capacidad de deformación exigida.

#### a. Amortiguamiento Radial para Cimentaciones Rectangulares.

Los efectos disipativos radiales en estructuras sobre cimentaciones rectangulares se cuantifican mediante un factor de amortiguamiento que caracteriza la interacción suelo-estructura, denotado como  $\beta_{rd}$  [35]. Este factor se determina utilizando la siguiente ecuación:

$$\beta_{rd} = \frac{1}{(\tilde{T}/T_y)^2} + \frac{1}{(\tilde{T}/T_{xx})^2} \beta_{xx} \quad (126)$$

Posteriormente, se procede a determinar los coeficientes  $\beta_{rd}$  que representan la capacidad de absorción de energía del sistema suelo-estructura. Para ello, se emplea el siguiente método:

$$T_y = 2\pi \sqrt{\frac{M^*}{K_y}} \quad (127)$$

$$T_{xx} = 2\pi \sqrt{\frac{M^*(h^*)^2}{a_{xx}k_{xx}}} \quad (128)$$

$$a_o = \frac{2\pi B}{\tilde{T}v_s} \quad (129)$$

$$\beta_y = \left[ \frac{4 \left( \frac{L}{B} \right)}{K_y / GB} \right] \left[ \frac{a_o}{2} \right] \quad (130)$$

$$\psi = \sqrt{\frac{2(1-\nu)}{(1-2\nu)}} \leq 2.50 \quad (131)$$

$$K_y = \frac{GB}{2-\nu} \left[ 6.8 \left( \frac{L}{B} \right)^{0.65} + 0.8 \left( \frac{L}{B} \right) + 1.6 \right] \quad (132)$$

$$\beta_{xx} = \left[ \frac{\left( \frac{4\psi}{3} \right) \left( \frac{L}{B} \right) a_o^2}{\left( \frac{K_{xx}}{GB^3} \right) \left[ \left( 2.2 - \frac{0.4}{(L/B)^3} \right) + a_o^2 \right]} \right] \left[ \frac{a_o}{2\alpha_{xx}} \right] \quad (133)$$

$$\alpha_{xx} = 1.0 - \left[ \frac{\left( 0.55 + 0.01\sqrt{(L/B) - 1} \right) a_o^2}{\left( 2.4 - \frac{0.4}{(L/B)^3} \right) + a_o^2} \right] \quad (134)$$

Donde:

- $M^*$ : Cantidad de masa que participa en el movimiento oscilatorio más lento de un edificio, evaluada en la dirección particular bajo estudio [35].
- $h^*$ : La altura efectiva de un edificio se define como la distancia vertical entre el nivel de cimentación y el centroide de la masa asociado al primer modo de vibración. Para efectos prácticos, se puede aproximar  $h^*$  a un 70% de la altura total del edificio en estructuras de múltiples plantas y al 100% de la altura total en edificaciones de una sola planta [35].
- $G$ : Valor estimado del módulo de corte obtenido a partir de  $G_o$  y los datos de la tabla adjunta:

**TABLA VII**  
FACTOR DE CORTANTE EFECTIVO [35]

Factor de Cortante Efectivo ( $G/G_o$ )				
Aceleración Pico Efectiva, $S_{xs}/2.50^a$				
Clase	$S_{xs}/2.50 = 0$	$S_{xs}/2.50 = 0.1$	$S_{xs}/2.50 = 0.4$	$S_{xs}/2.50 = 0.8$
A	1.00	1.00	1.00	1.00

B	1.00	1.00	0.95	0.90
C	1.00	0.95	0.75	0.60
D	1.00	0.90	0.50	0.10
E	1.00	0.60	0.05	b
F	b	b	b	b

- $G_o = \gamma v_{so}^2/g$ : Valor medio del módulo de corte en suelos sometidos a bajas cargas de cimentación [35].

**TABLA VIII**  
FACTOR DE CORTANTE EFECTIVO [35]

Clasificación del sitio			
<i>Clase de suelo</i>	$\tilde{v}_s$	$\tilde{N}$ o $\tilde{N}_{ch}$	$\tilde{\xi}_u$
Roca dura	$> 5000 \text{ ft/s}$	NA	NA
Roca	$2500 - 5000 \text{ ft/s}$	NA	NA
Suelo compacto y roca de escasa dureza	$1200 - 2500 \text{ ft/s}$	$> 50 \text{ golpes/ft}$	$> 2000 \text{ lb/ft}^2$
Suelo rígido	$600 - 1200 \text{ ft/s}$	$15 \text{ a } 50 \text{ golpes/ft}$	$1000 - 2000 \text{ lb/ft}^2$
Suelo arcilloso blando	$< 600 \text{ ft/s}$	$< 15 \text{ golpes/ft}$	$< 1000 \text{ lb/ft}^2$

### b. Corrección por Amortiguamiento

Dado que se ha modificado el amortiguamiento estructural, abandonando el valor estándar del 5%, es preciso efectuar un recalcu de los efectos sísmicos. Este reajuste se realiza mediante [35]:

$$B_1 = \frac{4}{5.6 - \ln(100\beta_{ssi})} \quad (135)$$

### Resumen de características de metodologías

**TABLA IX**  
CUADRO COMPARATIVO DE CARACTERÍSTICAS DE METODOLOGÍAS

	Winkler	D.D. Barkan – O.A. Savinov	Elementos finitos	Norma Rusa SNIP 2.02.05-87	ASCE/SEI 41-17
<b>Enfoque</b>	Subestructura	Subestructura	Análisis directo	Subestructura	Subestructura
<b>Modelo de suelo</b>	Resortes verticales independientes (balasto)	Semiespacio elástico con propiedades experimentales	Continuo, modelado con mallas tridimensionales	Semiespacio elástico con coeficientes definidos normativamente	Basado en funciones de transferencia y análisis lineal

<b>Grados de libertad</b>	1D (asentamientos verticales)	5 (traslaciones y rotaciones sin Z rotacional)	6 o más, según malla y tipo de análisis	6 (3 traslaciones, 3 rotaciones)	6 (según elementos estructurales y suelo)
<b>Aplicación típica</b>	Zapatas aisladas sobre suelos homogéneos	Análisis dinámico simple y fundaciones masivas	Cualquier tipo de cimentación en análisis detallado	Cimentaciones someras y profundas en normas rusas	Evaluación sísmica y rehabilitación estructural
<b>Ventajas</b>	Simple, rápido, requiere pocos datos	Integra teoría con parámetros reales del suelo	Alta precisión y flexibilidad en condiciones reales	Normativa clara, adecuada para diseño estructural	Estándar reconocido, adaptable a códigos locales
<b>Limitaciones</b>	No modela interacción horizontal o rotacional	Simplificado, requiere validación experimental	Requiere alta capacidad computacional	Complejo si no se cuenta con datos normativos	Menor detalle geométrico del suelo en modelado

### Empuje lateral de tierra en muros de sótano

En el diseño tradicional de muros de sótano Braja menciona que es común considerar un empuje lateral con forma triangular, donde la carga máxima se calcula con la fórmula [36]:

$$E_a = K_a \gamma H \quad (136)$$

Donde:

$E_a$ : Empuje activo del terreno

$K_a$ : Coeficiente de presión activa de Rankine =  $\tan^2(45^\circ - \frac{\phi}{2})$

$\gamma$ : Peso específico del suelo

$H$ : Altura del muro del sótano

Cuando se trata de muros que contienen dos niveles de sótano y se realizan calzaduras, también se suele analizar el empuje como una carga triangular, tomando como base el empuje activo.

Para un solo sótano, normalmente se asume que el muro está articulado en la parte superior e inferior. Bajo estas condiciones, el diagrama de momentos se obtiene considerando esta carga triangular [36].

Además, se superpone una carga distribuida uniformemente, que representa el empuje generado por la sobrecarga superficial. Esta se calcula con la expresión:  $K_a * s/c$  [36].

Cuando se tienen dos niveles de sótano, suele utilizarse una viga o losa continua. Esta estructura trabaja con dos tramos que resisten tanto el empuje activo con distribución triangular como la sobrecarga. Además, se considera articulación tanto en la parte superior como en la inferior [36].

En cambio, para estructuras con tres o más sótanos, es común el uso de anclajes, y el análisis debe contemplar las siguientes fases:

- Fase 1: Se analiza un solo paño, funcionando como una zapata flexible, lo cual implica evaluar tanto el punzonamiento como la flexión.
- Fase 2: Se estudian varios paños, comportándose como una losa en dos direcciones sin vigas intermedias.
- Fase 3: Se realiza el análisis de una losa continua con varios tramos, considerando los techos como elementos de apoyo.

Para la fase 3, Braja considera que no es aplicable un diagrama de empujes triangular y por lo tanto se plantean 3 opciones de formas ya sea trapezoidal o rectangular dependiendo del tipo de suelo ya sea arena o arcillas [36].

Para arena se considera una presión activa con una carga rectangular mediante la formula:

$$P_a = 0.65 * K_a \gamma H \quad (137)$$

Para arcillas blandas y medias es aplicable la mayor de las siguientes formulas:

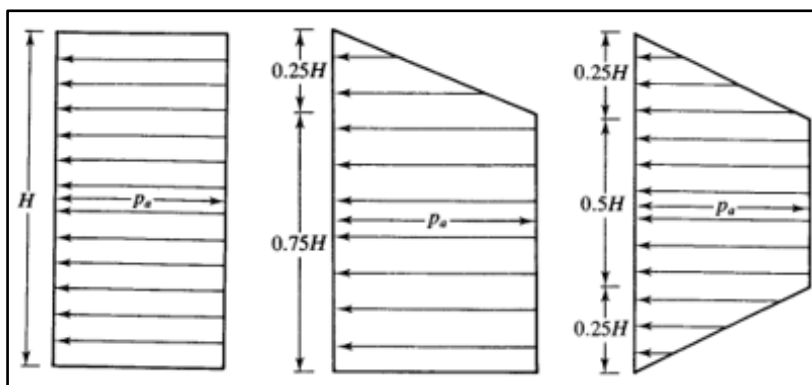
$$P_a = \gamma H \left[ 1 - \left( \frac{4c}{\gamma H} \right) \right] \text{ o } P_a = 0.3\gamma H \quad (138)$$

Donde:

$c$ : Cohesión no drenada ( $\phi = 0$ )

Para arcilla firme el envolvente de presiones se da de la siguiente manera:

$$P_a = 0.2\gamma H \text{ a } 0.4 \gamma H \text{ (con un promedio de } 0.3 \gamma H) \quad (139)$$



**Fig. 12.** Envolvente de presión en a) arena, b) arcillas blandas y medias, c) arcilla firme [36]

### Velocidad de ondas de corte y módulo de corte dinámico

Para algunas metodologías y en los estudios de suelo tanto la velocidad de onda de corte y el módulo de corte dinámico máximo del suelo son datos esenciales para el desarrollo de estas.

Braja [36] menciona que las formas para hallar estos valores se dan mediante estudios de campo mediante ensayos geofísicos pero debido a que es un poco complicado la realización de estos ensayos en varias situaciones se pueden emplear correlaciones en función del número de golpes que se obtienen durante una prueba de penetración estándar (SPT) donde se obtiene la siguiente fórmula para el cálculo de la velocidad de onda de corte:

$$V_s = 57.4 * N^{0.49} \quad (140)$$

Donde:

$N$ : Numero de golpes de un ensayo SPT.

Mientras que para el módulo de corte dinámico máximo del suelo fue estimada mediante la siguiente ecuación [36]:

$$G_{max} = \rho V_s^2 \quad (141)$$

Donde:

$\rho$ : Densidad del material estimada mediante:

$$\rho = \frac{PU}{g} \quad (142)$$

$V_s$ : Velocidad de onda de corte promedio del suelo en m/s.

## Caracterización Geotécnica de Suelos

Braja [36] señala que las características físicas del suelo son propiedades como granulometría, textura, densidad, humedad, plasticidad y cohesión, que definen su comportamiento. Las mecánicas, por su parte, abarcan su capacidad de carga: resistencia al corte, compresibilidad, rigidez y capacidad portante. Conocer estas propiedades es vital para evaluar la respuesta del suelo ante las cargas estructurales y su interacción con la cimentación.

El Estudio de Mecánica de Suelos (EMS) es, sin duda, la base de cualquier proyecto de construcción. Este análisis a fondo del terreno nos da información vital sobre sus características y cómo se comporta. Gracias a eso, podemos diseñar cimentaciones perfectas y asegurar la estabilidad de la estructura a largo plazo. La norma E.050, además, deja claros los requisitos mínimos que se deben cumplir para hacer estos estudios correctamente y garantizar la seguridad de los edificios [37].

### a. Determinar la cantidad de puntos de muestreo

b. Dónde colocar los puntos de muestreo se decide mirando las características de la construcción (cuántos pisos tiene, qué tan grande es el terreno y las distancias máximas entre apoyos), tal como lo pide la normativa E.050 (2018) [37]. El primer paso es clasificar el edificio en tipos I, II, III o IV, basándose en su descripción y número de plantas. Esta clasificación es crucial porque indica qué tan importantes deben ser las exploraciones de suelos para esa estructura en particular.

**TABLA X**

TABLA DE CLASIFICACION DE EDIFICACIONES PARA DEFINIR LOS PUNTOS DE MUESTREO [37]

Descripción	Distancia mayor entre apoyos * (m)	Número de pisos (incluidos los sótanos)			
		≤ 3	4 a 8	9 a 12	> 12
Aporticada de acero	< 12	III	III	III	II
Pórticos y/o muros de concreto	< 10	III	III	II	I
Muros portantes de albañilería	< 12	II	I	-----	-----
Bases de máquinas y similares	Cualquiera	I	-----	-----	-----
Estructuras especiales	Cualquiera	I	I	I	I
Otras estructuras	Cualquiera	I	I	I	I

Posteriormente, se establece el número de puntos de exploración de acuerdo con la TABLA XI, la cual vincula el tipo de edificación con su área techada, estableciendo un mínimo de tres puntos de muestreo. El tipo I representa el nivel más exigente en términos de exploración geotécnica.

TABLA XI

CUADRO DE CANTIDADES DE PUNTOS DE MUESTREO POR M2 DE AREA TECHADA [37]

Tipo de edificación u obra	Número de puntos de exploración (n)
I	Uno por cada 225 m <sup>2</sup> de área techada del primer piso
II	Uno por cada 450 m <sup>2</sup> de área techada del primer piso
III	Uno por cada 900 m <sup>2</sup> de área techada del primer piso
IV	Uno por cada 100 m de instalaciones sanitarias de agua y alcantarillado en obras urbanas
Habilitación urbana para Viviendas Unifamiliares de hasta 3 pisos	3 por cada hectárea de terreno por habilitar

El siguiente paso es definir la profundidad mínima que deben tener los puntos de exploración cuando hablamos de cimentaciones superficiales. Esta se calcula de la siguiente manera [37]:

- Edificaciones sin sótano

$$p = D_f + z \quad (143)$$

- Edificaciones con sótano

$$p = h + D_f + z \quad (144)$$

**Siendo:**

$h$ : Altura del sótano.

$D_f$ : distancia del piso terminado hasta el fondo de la cimentación.

$z$ :  $1.5 * B$ , donde  $B$  es el ancho de la cimentación.

### c. Pruebas en laboratorio

Después de las exploraciones en campo, el siguiente paso es caracterizar el suelo con ensayos de laboratorio. Esto se hace para obtener los parámetros clave para el diseño de la cimentación, tal como lo exige la Norma Técnica E.050 (2018) [37]. Estos ensayos nos permiten medir características como la resistencia al corte, compresibilidad, densidad y capacidad portante. Así, nos aseguramos de que el suelo sea apto para soportar la edificación y garantizamos su estabilidad durante toda su vida útil.

TABLA XII

ENSAYOS DE LABORATORIO PARA EDIFICACIONES [37]

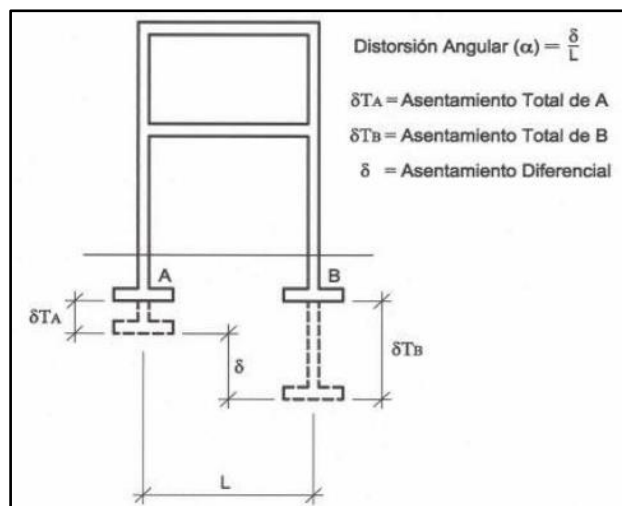
Pruebas en laboratorio	
Nombre del ensayo	Normativa técnica aplicable
Contenido de humedad [37].	NTP 339.127

Análisis granulométrico [37].	NTP 339.128
Límite líquido, límite Plástico e índice de plasticidad de suelos [37].	NTP 339.129
Peso específico relativo de las partículas sólidas de un suelo [37].	NTP 339.131
Clasificación de suelos, específicamente el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) [37].	NTP 339.134
Peso volumétrico de suelo cohesivo [37].	NTP 339.139
Factores de contracción de suelos mediante el método del mercurio [37].	NTP 339.140
Ensayo para la compactación de suelos en Laboratorio utilizando una energía modificada ** (2700 kN-m/m <sup>3</sup> (56000 pie-lbf/ pie <sup>3</sup> )) [37].	NTP 339.141
Descripción e identificación de suelos. Procedimiento visual – manual [37].	NTP 339.150
ensayo normalizado para la determinación del contenido de sales solubles en suelos y agua subterránea [37].	NTP 339.152
ensayo para propiedades de consolidación unidimensional de suelos [37].	NTP 339.154
medición del potencial de colapso de suelos [37].	NTP 339.163
compresión triaxial no consolidado no drenado para suelos cohesivos [37].	NTP 339.164
compresión triaxial consolidado no drenado para suelos cohesivos [37].	NTP 339.166
resistencia a la compresión no confinada de suelos cohesivos [37].	NTP 339.167
determinación cuantitativa de sulfatos solubles en suelos y agua subterránea [37].	NTP 339.169
determinación del hinchamiento unidimensional o potencial de asentamiento de suelos cohesivos [37].	NTP 339.170
corte directo en suelos bajo condiciones consolidadas drenadas***[37].	NTP 339.171
determinación cuantitativa de cloruros solubles en suelos y agua subterránea [37].	NTP 339.177

#### **d. Asentamientos tolerables**

Los asentamientos diferenciales, que son la máxima diferencia de altura entre dos puntos de una misma cimentación, deben mantenerse dentro de los límites fijados por el Estudio de Mecánica de Suelos (EMS). Es crítico que la distorsión angular resultante no supere los valores máximos que permite actualmente la normativa vigente [37].

Si hablamos de suelos granulares, se calcula que el asentamiento diferencial puede ser cerca del 75% del asentamiento total. Este porcentaje nos da una idea bastante clara de cómo se comporta el suelo cargado. Esto es especialmente importante en estructuras que requieren mucha precisión, para así evitar daños causados por esas mismas distorsiones [37].



**Fig. 13.** Asentamiento diferencial [37]

Tomando en cuenta esto la norma establece los límites de asentamientos para cada tipo de cimentación.

**TABLA XIII**

LÍMITES DE DISTORSIÓN ANGULAR [37]

<b>DISTORSIÓN ANGULAR = <math>\alpha</math> [37]</b>	
<b><math>\alpha = \delta/L</math></b>	<b>DESCRIPCIÓN</b>
1/150	Límite en el que se debe esperar daño estructural en edificios convencionales [37].
1/250	Límite en que la pérdida de verticalidad de edificios altos y rígidos puede ser visible [37].
1/300	Límite en que se debe esperar dificultades con puentes grúas [37].
1/300	Límite en que se debe esperar las primeras grietas en paredes [37].
1/500	Límite seguro para edificios en los que no se permiten grietas [37].
1/500	Límite para cimentaciones rígidas circulares o para anillos de cimentación de estructuras rígidas, altas y esbeltas [37].
1/650	Límite para edificios rígidos de concretos cimentados sobre un solado con espesor aproximado de 1,20 m [37].
1/750	Límite donde se esperan dificultades en maquinaria sensible a asentamientos [37].

### Ensayo de Penetración estándar SPT

El ensayo de penetración estándar (SPT), mencionado por la NTP 339.133 [38], es una prueba de campo muy usada en geotecnia para conocer la resistencia del suelo. Se ejecuta mientras perforamos: introducimos un muestreador llamado cuchara partida en el fondo del pozo y lo clavamos a golpes con un martillo de 63.5 kg que cae 76 cm. Para obtener el valor SPT (N), registramos cuántos golpes se necesitan para penetrar 45 cm; de ese total, descartamos los primeros 15 cm y sumamos solo los golpes de los últimos 30 cm.

Este valor SPT permite estimar indirectamente la compacidad de suelos granulares (como arenas y gravas) y, con más precaución, la resistencia de suelos cohesivos. Además, puede correlacionarse con parámetros geotécnicos importantes como la capacidad de carga, la resistencia al corte y la susceptibilidad a la licuación, siendo de gran utilidad para el diseño de cimentaciones, muros y otras estructuras [38].

Para calcular el número de golpes se aplica una corrección la cual tiene una eficiencia estándar del 60%, la cual tiene la siguiente formula:

$$N_{60} = N \cdot \left( \frac{E_m}{60} \right) \cdot C_B \cdot C_S \cdot C_R \quad (145)$$

Donde:

$N$ : Número de golpes medido en campo (golpes para hincar los últimos 30 cm del muestreador).

$E_m$ : Eficiencia real del sistema de energía (en porcentaje).

60: Eficiencia estándar de referencia (60%).

$C_B$ : Factor de corrección por tipo de barra de perforación.

$C_S$ : Factor de corrección por tipo de muestra o muestreador.

$C_R$ : Factor por sistema de registro o equipo.

El equipo necesario para el ensayo incluye una perforadora, el muestreador estándar, el martillo, un sistema de guía para la caída libre y medidores de profundidad. Es un método sencillo, económico y confiable que aporta información valiosa tanto sobre la resistencia del suelo como sobre su tipo, ya que también permite obtener muestras disturbadas para su clasificación visual [38].

### **Ensayo de Contenido de humedad**

La norma técnica NTP 339.127:1998 [39] describe el procedimiento para determinar el contenido de humedad en suelos. Este ensayo consiste básicamente en pesar una muestra de suelo húmedo, luego secarla en un horno a unos  $110 \pm 5$  °C hasta que ya no pierda peso, y finalmente volver a pesarla. La diferencia de peso nos indica cuánta agua tenía el suelo.

Para realizar este ensayo se utilizan algunos equipos básicos como un horno, balanza de precisión, recipientes metálicos con tapa, espátulas y tenazas [39].

Se utilizará la siguiente formula:

$$W = \frac{W_h - W_s}{W_s - W_{tara}} \times 100 \quad (146)$$

Donde:

$W$ : Porcentaje de contenido de humedad.

$W_h$ : Peso de la tara más el suelo húmedo.

$W_s$ : Peso de la tara más el suelo seco.

$W_{tara}$ : Peso de la tara antes de colocar la muestra del suelo.

Este ensayo es muy importante porque conocer la cantidad de humedad en el suelo nos ayuda a entender cómo se va a comportar, por ejemplo, si será estable o si se deformará fácilmente. Además, hay que tener cuidado con suelos que tengan yeso o mucha materia orgánica, ya que podrían necesitar condiciones especiales para obtener un buen resultado [39].

### Ensayo de Granulometría

En el Perú, el procedimiento está regulado por la Norma Técnica Peruana NTP 339.128 [40], la cual se basa en estándares internacionales como la ASTM D6913. El ensayo de granulometría es un procedimiento fundamental en la ingeniería civil que permite determinar la distribución de tamaños de partículas en una muestra de suelo, grava o arena. Este análisis es esencial para evaluar propiedades mecánicas del material, como su capacidad de drenaje, compactación y estabilidad, lo que influye directamente en su idoneidad para distintos tipos de obras, como carreteras, estructuras de concreto o rellenos.

Existen dos métodos principales para realizar este ensayo, dependiendo del tamaño de las partículas:

- Método por tamizado, empleado para partículas mayores a 0.075 mm (arena y grava).
- Método por hidrómetro, utilizado para partículas más finas, como limos y arcillas.

El método más común en agregados gruesos y finos es el tamizado, el cual consiste en hacer pasar el material seco a través de una serie de tamices con aberturas normalizadas (Nº4, Nº10...Nº200), dispuestos en orden descendente de tamaño. Al finalizar el proceso, se pesa el material retenido en cada tamiz para calcular el porcentaje retenido y pasante, y así elaborar la curva granulométrica correspondiente [40].

Según la normativa, el ensayo comienza con la toma de una muestra representativa, la cual debe ser pesada y, si es necesario, secada en horno a 110 °C. Luego, se coloca en el tamiz superior de la serie y se realiza el tamizado durante un tiempo recomendado de 1 minuto. Posteriormente, se pesa el material retenido en cada tamiz para calcular el porcentaje correspondiente, lo que permite clasificar el material según su distribución granulométrica.

### **Ensayo de Límites de Atterberg**

Estos procedimientos están regulados en el Perú por la Norma Técnica Peruana NTP 339.129 [41], que establece los pasos necesarios para obtener de forma precisa el límite líquido, el límite plástico y el índice de plasticidad. Es una prueba fundamental en la caracterización de suelos finos, como arcillas y limos, ya que permite determinar su comportamiento frente a variaciones en el contenido de humedad. Este ensayo establece tres límites importantes, de los cuales los más utilizados en ingeniería civil son el límite líquido (LL) y el límite plástico (LP).

- El límite líquido es el contenido de humedad en el cual el suelo cambia de un estado plástico a líquido, es decir, cuando comienza a comportarse como un fluido.
- El límite plástico es el contenido de humedad en el que el suelo pasa de un estado semisólido a plástico, volviéndose moldeable sin romperse.

A partir de estos valores se calcula el índice de plasticidad (IP), que representa la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico, y permite conocer el grado de plasticidad del suelo, lo cual es clave para su clasificación y análisis de comportamiento en proyectos de ingeniería.

El procedimiento del ensayo comienza con la preparación de una muestra representativa de suelo, la cual debe ser secada al aire hasta alcanzar una consistencia uniforme. Posteriormente, se divide la muestra para realizar las pruebas del límite líquido y del límite plástico [41].

Para determinar el límite líquido, se utiliza el dispositivo de Casagrande, que consiste en una copa que se deja caer repetidamente desde una altura estándar. La muestra se coloca dentro de la copa y se forma un pequeño surco en el centro; el número de golpes necesarios para cerrar el surco con un ancho específico permite determinar el contenido de humedad correspondiente al límite líquido [41].

La fórmula del límite líquido es la siguiente:

$$LL = \frac{P_A - P_S}{P_S - P_R} \times 100 \quad (147)$$

Donde:

$P_A$ : Peso tara + muestra húmeda.

$P_S$ : Peso de la tara vacía.

$P_R$ : Peso de la tara + muestra seca.

El límite plástico se determina mediante la técnica de rodadura: se forman pequeños rollitos de suelo hasta que se quiebran al alcanzar un grosor de aproximadamente 3 mm. El contenido de humedad en ese punto corresponde al límite plástico [41].

La fórmula del límite plástico es la siguiente:

$$LP = \frac{P_A - P_S}{P_S - P_R} \times 100 \quad (148)$$

Donde:

$P_A$ : Peso tara + muestra húmeda.

$P_S$ : Peso de la tara vacía.

$P_R$ : Peso de la tara + muestra seca.

Mientras que la formula del índice de plasticidad es:

$$IP = LL - LP \quad (149)$$

Durante el ensayo se utilizan equipos y materiales como la copa de Casagrande, balanza de precisión, horno para secado, espátulas y recipientes para muestras. En resumen, los límites de Atterberg permiten clasificar suelos finos y predecir cómo responderán ante variaciones de humedad, lo cual es crucial para el diseño de cimentaciones, estabilidad de taludes y otras obras de ingeniería civil donde la interacción del suelo con el agua puede comprometer la seguridad y funcionalidad de la estructura [41].

### **Ensayo de gravedad específica**

El ensayo de gravedad específica permite determinar el peso específico relativo de las partículas sólidas de un suelo, es decir, cuán densas son las partículas en sí, sin considerar el agua ni el aire que puedan contener. Este valor es esencial para calcular propiedades como la porosidad, la capacidad de carga y el comportamiento del suelo al compactarse [42].

En el Perú, el procedimiento está regulado por la Norma Técnica Peruana NTP 339.131 [42], que establece el uso del principio de desplazamiento de agua para determinar este parámetro.

El ensayo se realiza con un picnómetro (o fiola), donde se coloca una muestra representativa, seca y libre de impurezas. Luego, se llena el picnómetro con agua destilada y se determina el volumen de agua desplazado. A partir del peso de la muestra y del agua desplazada, se calcula la gravedad específica. Este valor se corrige según la temperatura del agua, normalmente a 20 °C, para obtener resultados precisos [42].

La fórmula a utilizar es:

$$G_s = \frac{W_s}{W_s - W_w} \quad (150)$$

Donde:

$W_s$ : Peso del suelo seco.

$W_w$ : Peso del agua desplazada.

Este dato es fundamental en proyectos de ingeniería civil, ya que permite evaluar con mayor exactitud la estabilidad y comportamiento del suelo bajo distintas condiciones de carga.

### **Ensayo de contenido de sales**

La norma NTP 339.152 [43] trata sobre cómo determinar la cantidad de sales solubles que hay en un suelo o en el agua subterránea. Este análisis es importante porque un exceso de sales puede afectar la estabilidad de las estructuras y dañar los materiales con el tiempo.

El procedimiento consiste en mezclar una parte del suelo con cinco partes de agua destilada (relación 1:5), agitar bien la mezcla, dejarla reposar y luego filtrarla para obtener un líquido claro. A este líquido se le mide cuántas sales contiene evaporándolo en una cápsula previamente pesada, y luego secándolo en un horno a unos 180 °C. La cantidad de sales se calcula viendo cuánto aumentó el peso de la cápsula después del secado [43].

Para este ensayo se necesitan equipos como una balanza de precisión, horno, cápsulas para evaporación, embudos y filtros especiales. También se puede aplicar el mismo método para analizar el agua subterránea. Con esta información se puede saber si el suelo es apto para construir o si hay riesgo de daño por acumulación de sales.

### **Ensayo de determinación del Peso volumétrico**

La norma NTP 339.139 [44] indica que este ensayo se utiliza para determinar el peso volumétrico seco de suelos cohesivos, especialmente cuando las muestras tienen formas irregulares que dificultan su medición por métodos convencionales. El método consiste en

seleccionar una muestra representativa del suelo en su estado natural, con una forma lo más regular posible. Primero, se pesa la muestra tal como se encuentra, luego se recubre completamente con una capa uniforme y delgada de parafina fundida. Este recubrimiento permite que la muestra no absorba agua al momento de sumergirla, lo cual es importante para obtener un volumen preciso.

Una vez que la parafina se ha solidificado, se vuelve a pesar la muestra recubierta. Luego, se introduce en un recipiente con agua y se mide el volumen de líquido desplazado. Este volumen incluye tanto la muestra como la parafina, por lo que es necesario descontar el volumen que ocupa el recubrimiento, calculado a partir de su peso y su densidad conocida (aproximadamente 0.9 g/cm<sup>3</sup>). Así, se obtiene el volumen real de la muestra de suelo [44].

Fórmula para el peso volumétrico húmedo:

$$\gamma = \frac{W_s}{V_t} \quad (151)$$

$\gamma$ : Peso volumétrico húmedo del suelo (g/cm<sup>3</sup>).

$W_s$ : Peso del espécimen de suelo incluida la parafina menos el peso de la parafina (g).

$V_t$ : Volumen total del espécimen (cm<sup>3</sup>).

Después, la muestra se seca en horno a 105–110 °C hasta alcanzar peso constante, lo que permite conocer su peso seco. Finalmente, el peso volumétrico seco se calcula como la relación entre el peso seco de la muestra y el volumen previamente determinado [44].

Fórmula para peso volumétrico seco:

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1 + w} \quad (152)$$

$\gamma_d$ : Peso volumétrico seco del suelo (g/cm<sup>3</sup>).

$\gamma$ : Peso volumétrico húmedo del suelo (g/cm<sup>3</sup>).

w: Contenido de humedad decimal.

Este método es muy útil, ya que permite evaluar con precisión la densidad seca de suelos cohesivos naturales o compactados, lo cual es esencial para análisis de estabilidad, capacidad de soporte y control de calidad de rellenos o cimentaciones.

## Ensayo de Resistencia a la Compresión

La NTP 339.167 [45] describe el procedimiento para determinar la resistencia a la compresión no confinada en suelos cohesivos, como arcillas. Este ensayo es muy útil porque nos permite conocer la cohesión no drenada del suelo, lo cual es clave cuando se evalúan cimentaciones, taludes o cualquier estructura donde el suelo trabaje sin drenaje.

El ensayo consiste básicamente en aplicar una carga axial sobre una muestra cilíndrica de suelo, sin ejercer ninguna presión lateral. Esto simula una situación en la que el suelo se encuentra libre de confinamiento, como podría ocurrir en ciertos tipos de excavaciones o estructuras superficiales. La muestra se prepara cuidadosamente, ya sea en el laboratorio o extrayéndola del campo, con dimensiones estándar (normalmente 38 mm de diámetro por 76 mm de altura). Luego, se coloca en una prensa que aplica la carga de manera progresiva, a velocidad constante, hasta que la muestra falla o se deforma visiblemente. Durante este proceso, se mide tanto la carga como la deformación que sufre la muestra [45].

Con esos datos se calcula la resistencia a la compresión no confinada ( $q_u$ ), dividiendo la carga máxima entre el área de la sección transversal de la muestra. En muchos casos, cuando el fallo ocurre por corte inclinado, se considera que la cohesión no drenada ( $c_u$ ) es la mitad de ese valor.

La fórmula a emplear es la siguiente:

$$q_u = \frac{P_f}{A} \quad (153)$$

$q_u$ : máxima resistencia axial que puede soportar la muestra antes de fallar, sin presión lateral (kPa o kg/cm<sup>2</sup>).

$P_f$ : Es la fuerza máxima aplicada verticalmente sobre la muestra hasta que se produce la ruptura (N o kgf).

$A$ : Área corregida de la muestra en el momento de la falla.

El equipo que se utiliza para este ensayo incluye una prensa de carga, dispositivos de medición de deformación y carga, moldes para preparar las muestras, una balanza, y en algunos casos un horno para el secado [45].

Este ensayo es sencillo, pero sumamente informativo. Su aplicación es muy común en proyectos de ingeniería civil como caminos, cimentaciones superficiales, muros de contención y estabilidad de taludes.

## Características Geotécnicas del Distrito de Pimentel

Con el fin de determinar las particularidades geotécnicas del distrito de Pimentel, se ha llevado a cabo una microzonificación, la cual permite clasificar las distintas áreas según las características de sus suelos. Esta clasificación resulta fundamental para un diseño óptimo de cimentaciones y estructuras. Según el INDECI [46], se identificaron cinco tipos principales de suelos en la ciudad, distribuidos en diferentes sectores los cuales son:

- a. **Sector I:** Arena Pobrementemente Gradada: Este tipo de suelo se caracteriza por ser material granular, con menos del 5% de partículas que pasan por la malla No. 200. El suelo en el sector sur y sureste de Pimentel presenta una baja capacidad de carga, oscilando entre 0.5 y 1.0 kg/cm<sup>2</sup> [46].
- b. **Sector II:** Gran parte del área urbana y las zonas de expansión al norte, este y sur de la ciudad están constituidas por suelos arenosos con finos (arenas limosas y arcillosas). La presencia de finos en estos suelos incrementa su capacidad portante, situándola entre 0.70 y 0.90 kg/cm<sup>2</sup> [46].
- c. **Sector III:** Los suelos arcillosos y limosos que tienen poca plasticidad se caracterizan por una expansividad baja y una capacidad portante que ronda entre 0.70 y 0.80 kg/cm<sup>2</sup>. Estos tipos de suelo se encuentran sobre todo en la zona sureste de Pimentel. [46].
- d. **Sector IV:** Los suelos arcillosos y limosos de alta plasticidad, predominantes en el sureste de la ciudad, tienen una elevada capacidad de expansión y deformabilidad. Estos suelos son complicados porque su volumen varía mucho con la humedad. Obviamente, esta inestabilidad es un riesgo serio para las estructuras que se construyen sobre ellos. Su capacidad portante, se encuentra en un rango de 0.80 a 0.90 kg/cm<sup>2</sup> [46].
- e. **Sector V:** Los suelos predominantes en la zona de expansión urbana al sureste de Pimentel son gravosos y con poca gradación. Estas características les confieren una alta capacidad portante, que se estima entre 0.9 y 1.5 kg/cm<sup>2</sup>, y una baja expansividad [46].

Dichos resultados se derivaron de una exhaustiva campaña de investigación tanto in situ como en laboratorio, que abarcó ensayos de caracterización física y mecánica del suelo, tales como granulometría, límites de Atterberg, compresión no confinada y consolidación unidimensional.

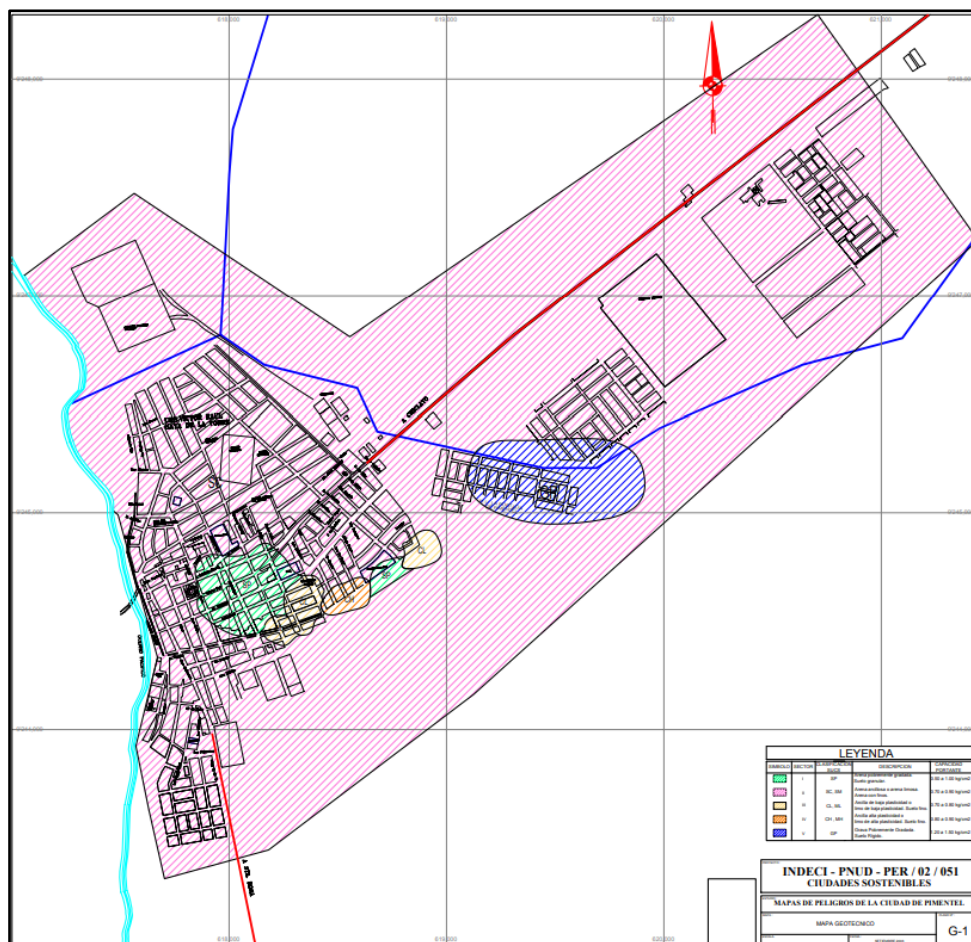


Fig. 14. Microzonificación geotécnica del distrito de Pimentel [46]

### Parámetros urbanísticos del Distrito de Pimentel

Los parámetros urbanísticos de Pimentel buscan asegurar un desarrollo urbano ordenado y coherente, que cumpla con la habitabilidad y la sostenibilidad. Ahora, veremos cuáles son los principales aplicables en cada zona residencial [47]:

#### a. Densidad:

- La densidad bruta se mide en habitantes por hectárea (Hab/Ha Bruta). Asumimos un promedio de 5 habitantes por lote o vivienda, e incluimos en el cálculo el área total (manzanas, áreas públicas y equipamientos) [47].
- La densidad neta se enfoca solo en las áreas residenciales. Mide cuántos habitantes hay por hectárea construida (Hab/Ha Neta), según la función y características del edificio [47].

#### b. Área mínima normativa de lote:

- En zonas de baja densidad (R1 y R2), el lote mínimo varía entre 300 y 500 m<sup>2</sup>. Esto depende de si el proyecto es unifamiliar o multifamiliar [47].

- En áreas de densidad media (R3 y R4), se establece un área mínima de 1300 m<sup>2</sup> para residenciales.
- Para zonas de alta densidad (R5 y R6), el mínimo requerido es de 2250 m<sup>2</sup> para viviendas multifamiliares o residenciales [47].

**c. Frente normativo de lote:**

- En zonas de baja densidad, el frente mínimo del lote debe ser de entre 10 y 15 metros lineales.
- En áreas de densidad media, se establece un mínimo de 8 a 15 metros lineales.
- En zonas de alta densidad, el frente mínimo se establece en 15 metros lineales.

**d. Altura de edificación:**

- En las zonas R1 y R2, la altura máxima permitida es de 3 pisos.
- En R3 y R4, se permite una altura de hasta 5 pisos.
- En las zonas R5 y R6, la altura máxima es de 11 pisos.
- Para áreas de alta densidad comercial (R8), la altura puede alcanzar hasta 11 pisos, adaptándose a las características comerciales y urbanas de la zona.

**e. Área libre mínima de lote:**

- En zonas de baja densidad, como R1 y R2, se exige que el 40% del lote permanezca sin cubrir, para asegurar una adecuada iluminación y ventilación natural.
- Las zonas residenciales de densidad media y alta (R3, R4, R5 y R6) están sujetas a un requisito mínimo de área libre del 30%.
- La normativa vigente establece que las zonas comerciales de alta densidad, clasificadas como R8, deben contar con al menos un 40% de área libre.

**f. Coeficiente de edificación:**

- En las zonas R1 y R2, el coeficiente de edificación varía entre 1.2 y 1.8, según el tipo de proyecto.
- En las zonas R3 y R4, el coeficiente aumenta a un rango de 2.1 a 3.5, ajustándose al tipo de vivienda.
- Para las zonas R5 y R6, el coeficiente se sitúa entre 3.25 y 6.0, dependiendo de la naturaleza del proyecto.
- En la R8, el coeficiente puede llegar hasta 8.0 para permitir mayor densidad en proyectos multifamiliares.

**g. Retiros:**

- Se establece un retiro frontal mínimo de 3 metros en todas las zonas residenciales para garantizar un espacio adecuado entre la vía pública y las fachadas de las viviendas [47].
- En áreas urbanas consolidadas, se respeta la alineación predominante de las fachadas siempre que al menos el 70% cumpla con esta disposición [47].

**h. Estacionamientos:**

- Para proyectos de vivienda unifamiliar, bifamiliar o multifamiliar, se requiere al menos un estacionamiento por unidad de vivienda [47].
- En el caso de conjuntos residenciales, se exige un estacionamiento por cada vivienda dentro del desarrollo, asegurando así la disponibilidad de espacios para vehículos sin saturar las vías públicas [47].

ZONIFICACION	NOMENC.	USO	DENSIDAD NETA Hab/Ha.	LOTE MÍNIMO m2	FRENTE MÍNIMO mt.	ALTURA EDIFIC. Nº de pisos	COEFIC. EDIFIC.	ÁREA LIBRE %	
RESIDENCIAL DE DENSIDAD BAJA (RDB)	R-2	Unifamiliar	Una Vivienda	300	10	3	1.2	40	
		Multifamiliar		500	300	10	3	1.8	40
		Multifamiliar (*)		600	300	10	4	2.8	30
RESIDENCIAL DE DENSIDAD MEDIA (RDM)	R-3	Unifamiliar / Multifamiliar		1300	160	8	3	2.1	30
		Multifamiliar (*)		1300	160	8	4	2.8	30
		Conj. Residencial.		2250	450	15	5	3.5	30
	R-4	Unifamiliar / Multifamiliar		1300	90	6	3	2.1	30
		Multifamiliar		1300	120	6	4	2.8	30
		Multifamiliar (*)		1300	120	6	5	3.5	30
		Conj. Residencial		2250	450	15	6	3.5	30
RESIDENCIAL DE DENSIDAD ALTA (RDA)	R-5 (**)	Multifamiliar		2250	450	15	5	3.25	30
		Multifamiliar(*)		2250	450	15	1.5 (a+r)	3.5	30
		Conjunto Residencial		2250	450	15	5	4.0	30
		Conjunto Residencial (*)		2250	450	15	1.5 (a+r)	4.5	30
	R-6	Multifamiliar		2250	600	15	11	6.0	40
		Conjunto Residencial		2250	450	15	11	4.5	40
	R-8 (***)	Multifamiliar		2250	800	15	11 1.5(a+r)	8.0	40
		Conjunto Residencial		2250	450	15	11 1.5(a+r)	4.5	40

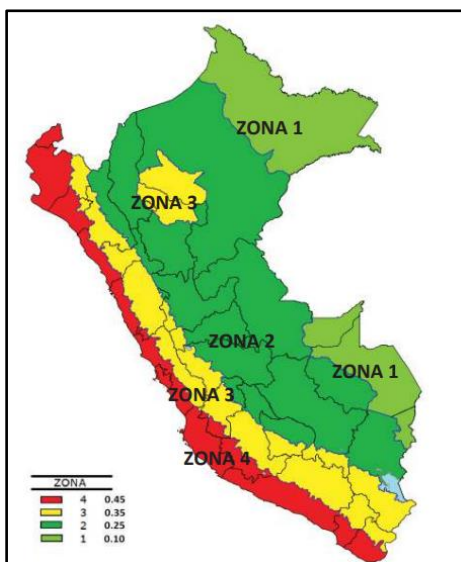
Fig. 15. Cuadro Normativo de la Zonificación Urbana Residencial del Distrito de Pimentel [47]

**Análisis sísmico**

A través del análisis sísmico se examina la capacidad de una estructura para resistir las fuerzas generadas por un sismo, evaluando su estabilidad y seguridad ante eventos sísmicos.

**i. Análisis estático**

De acuerdo con la Norma E.030 [48], el método de análisis sísmico implica aplicar las fuerzas sísmicas en el centro de gravedad de la estructura. El valor de la cortante basal (V) se determina en función de ciertos parámetros, los cuales son el factor de zona (Z), empleado para clasificar las regiones del país según su peligrosidad sísmica.



**Fig. 16.** Zonificación sísmica del Perú [48].

El factor Z indica el nivel de sismicidad al que está expuesta una región, y, en consecuencia, determina los requisitos de resistencia de las edificaciones. La TABLA XIV presenta la clasificación de las 4 zonas sísmicas en las que se dividió a Perú, donde la zona 4 corresponde a la de mayor riesgo sísmico y la zona 1 a la de menor riesgo.

**TABLA XIV**

FACTORES ACORDE A LA ZONA SÍSMICA [48]

Zona	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10

A continuación, se tiene que considerar el factor de uso o importancia que tiene la estructura, denominado "U". Este factor se obtiene a partir de la TABLA XV, siguiendo las indicaciones del artículo 15 de la Norma Técnica E.030 [48].

**TABLA XV**

TIPOLOGIA DE LAS CONSTRUCCIONES Y COEFICIENTES DE USO [48]

FACTOR DE USO "U"		
CATEGORIA	DESCRIPCION	FACTOR U
A - Edificaciones esenciales	A1: Establecimientos del sector salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel.	Ver nota 1

	A2: Establecimientos de salud, puertos, aeropuertos, estaciones ferroviarias, estaciones de bomberos, instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades.	1,5
B – Edificaciones importantes	Cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de buses de pasajeros, establecimientos penitenciarios, museos y bibliotecas.	1,3
C – Edificaciones comunes	Viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales.	1,0
D – Edificaciones temporales	Construcciones provisionales para depósitos, casetas y otras similares.	Ver nota 2

La clasificación del suelo (S) se hará siguiendo los criterios que están definidos en el artículo 12 de la normativa. Esta clasificación considera cinco categorías: S0, S1, S2, S3 y S4, cada una con características específicas detalladas en la TABLA XVI [48].

**TABLA XVI**  
SISTEMÁTICA DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS [48]

<b>DETERMINACIÓN DEL TIPO DE SUELO</b>			
<b>Perfil</b>	$\overline{V}_5$	$\overline{N}_{60}$	$\overline{S}_u$
S <sub>0</sub>	> 1500 m/s	-	-
S <sub>1</sub>	500 m/s a 1500 m/s	> 50	>100 kPa
S <sub>2</sub>	180 m/s a 500 m/s	15 a 50	50 kPa a 100 kPa
S <sub>3</sub>	< 180 m/s	< 15	25 kPa a 50 kPa
S <sub>4</sub>	Clasificación basada en el EMS		

El factor de suelo "S" es fundamental en el análisis sísmico, ya que relaciona las características del terreno con la respuesta de la estructura. Por ello, la selección del tipo de suelo, considerando la zona sísmica y las propiedades geotécnicas del sitio, es esencial para un diseño sismorresistente adecuado.

**TABLA XVII**  
PARÁMETRO DE SUELO SEGÚN NORMATIVA [48]

<b>FACTOR DE SUELO "S"</b>				
<b>SUELO</b>	<b>S<sub>0</sub></b>	<b>S<sub>1</sub></b>	<b>S<sub>2</sub></b>	<b>S<sub>3</sub></b>
<b>ZONA</b>				
Z <sub>4</sub>	0.80	1.00	1.60	2.00
Z <sub>3</sub>	0.80	1.00	1.20	1.40
Z <sub>2</sub>	0.80	1.00	1.15	1.20

$Z_1$	0.80	1.00	1.05	1.10
-------	------	------	------	------

De acuerdo con las condiciones del terreno, el valor del factor de amplificación sísmica ( $C$ ) se calculará empleando las fórmulas establecidas en el artículo 14 [48]:

$$T < T_p \quad C = 2,5 \quad (154)$$

$$T_p < T < T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right) \quad (155)$$

$$T > T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2}\right) \quad (156)$$

$T$  es el factor que indica cuánto se amplifica la aceleración en la estructura con respecto a la aceleración en el terreno. Los valores de  $T_p$  y  $T_L$ , que definen el rango de períodos relevantes para el análisis, se determinarán según la tabla proporcionada, la cual considera las características del suelo.

**TABLA XVIII**  
VALOR DE PERIODOS SEGÚN PERFIL DE SUELO [48]

PERIODOS " $T_p$ ", " $T_L$ "				
Periodos	Perfil de suelo			
	S <sub>0</sub>	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>
$T_p$ (S)	0,3	0,4	0,6	1,0
$T_L$ (S)	3,0	2,5	2,0	1,6

Posteriormente, se calculará el peso sísmico ( $P$ ) sumando las cargas muertas y un porcentaje de las cargas vivas (sobrecargas), considerando el tipo de edificación según lo establecido en la normativa [48].

- a) El 50% de la carga viva nominal se aplicará a las edificaciones de las categorías A y B.
- b) Las edificaciones de la categoría C requerirán un factor de reducción del 25% sobre la carga viva [48].
- c) Los depósitos se diseñarán considerando el 80% de su capacidad máxima como carga a soportar.
- d) Se utilizará un valor del 25% de la carga viva de diseño para dimensionar las azoteas y techos [48].
- e) Las estructuras de tanques y silos se diseñarán para soportar el 100% de su peso cuando estén llenos.
- f) El coeficiente de reducción ( $R$ ) se calcula multiplicando los factores  $R_0$ ,  $I_p$  e  $I_a$ , que representan la reducción básica, la irregularidad en planta y la irregularidad en altura,

respectivamente. El valor de  $R_0$  depende del sistema estructural, el cual, para edificaciones de concreto armado, se define en la Norma E.030 [48]:

**TABLA XIX**  
VALORES DE  $R_0$  DE ACUERDO AL SISTEMA ESTRUCTURAL [48]

SISTEMAS ESTRUCTURALES	
Sistema Estructural	Coficiente Básico de Reducción $R_0$ (*)
Concreto Armado:	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4

La normativa detalla, además, las características propias de cada sistema estructural [48]:

- a) En sistemas de pórticos, las columnas son los elementos estructurales principales que disipan, al menos, el 80% de la fuerza cortante que se concentra en la base de la estructura [48].
- b) En los sistemas estructurales duales, los muros de corte asumen un rol predominante al resistir, como mínimo, el 70% de la fuerza cortante basal, complementándose con los pórticos [48].
- c) En edificaciones con sistemas estructurales de muros de corte, estos elementos son los encargados de resistir una porción significativa de la fuerza cortante basal, que puede variar entre el 20% y el 70% [48].
- d) Los sistemas de muros de concreto armado de baja ductilidad, caracterizados por espesores reducidos, ausencia de confinamiento y una sola capa de refuerzo vertical, permiten construir edificios de hasta ocho niveles, los cuales resisten las acciones sísmicas y gravitacionales.

Los valores de irregularidad en planta ( $I_p$ ) y en altura ( $I_a$ ) se obtendrán a partir de las tablas provistas, las cuales detallan los criterios para su cálculo:

**TABLA XX**  
FACTORES DE  $I_p$  [48]

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA [48].		Factor de irregularidad $I_p$
Irregularidad Torsional	Si el desplazamiento máximo entre niveles ( $\Delta_{max}$ ) excede en 1.3 veces al desplazamiento promedio ( $\Delta_{prom}$ ).	0.75

Irregularidad torsional extrema	Si la relación entre el desplazamiento máximo y el promedio de los pisos es mayor a 1.5.	0.60
Esquinas entrantes	Cuando presenta esquinas de más del 20% de la dimensión total en planta.	0.50
Discontinuidad de diafragma	En aquellos casos donde las aberturas ocupen el 50% del área total del diafragma	0.50
Sistemas no paralelos	En aquellos casos donde los elementos resistentes no son paralelos entre sí en alguna de las direcciones de análisis.	0.90

**TABLA XXI**  
FACTORES DE IA [48]

<b>IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA [48].</b>		<b>Factor de irregularidad Ia</b>
Irregularidad de rigidez-piso blando	Se considera que existe una irregularidad de rigidez cuando la rigidez lateral de un entrepiso es inferior al 70% del entrepiso superior inmediato o al 80% del promedio de los tres niveles superiores.	0.75
Irregularidad de resistencia-Piso débil	En caso de que un entrepiso presente una resistencia al corte inferior al 80% del entrepiso ubicado inmediatamente encima.	0.75
Irregularidad extrema de rigidez	La rigidez lateral del entrepiso es inferior al 60% del nivel superior inmediato y al 70% del promedio de los tres niveles superiores.	0.50
Irregularidad extrema de resistencia	En caso de que un entrepiso presente una resistencia al corte inferior al 65% del entrepiso superior.	0.50
Irregularidad de masa o peso	Cuando el peso de un piso es mayor que 1.5 veces el piso adyacente. No se aplica a azoteas ni sótanos	0.90
Irregularidad geométrica vertical	Cuando la dimensión en planta es mayor que 1.3 veces la dimensión de un piso adyacente.	0.90
Discontinuidad de los sistemas resistentes	Cuando un elemento está sometido a una fuerza cortante que supera el 10% de su capacidad, se produce un desplazamiento de su eje central de hasta un 25% de su tamaño.	0.80
Discontinuidad extrema de	Se define una discontinuidad extrema cuando la contribución de los elementos discontinuos a la resistencia total al corte supera el 25%	0.60

los sistemas resistentes		
-----------------------------	--	--

Utilizando la información recopilada, se procede a calcular la fuerza cortante total que actúa en la base de la estructura, en la dirección específica. Para ello, se empleará la siguiente fórmula [48]:

$$V = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot P \quad (157)$$

Donde el valor C/R no se considerará menor que:

$$\frac{C}{R} \geq 0,11 \quad (158)$$

Finalizado el cálculo de la cortante basal, se determinan las fuerzas sísmicas en cada nivel (i) de la estructura mediante:

$$F_i = \alpha_i * V \quad (159)$$

$$\alpha_i = \frac{P_i(h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j(h_j)^k} \quad (160)$$

En esta ecuación, n representa el número de plantas del edificio, mientras que k es un exponente vinculado al período fundamental de vibración T de la estructura en la dirección analizada. Este período T se calcula mediante [48]:

- Si el periodo (T) es menor o igual a medio segundo, el coeficiente (k) será igual a 1.
- Si el periodo (T) supera el medio segundo, el coeficiente (k) se calcula sumando 0,75 a la mitad del periodo, pero este valor no puede ser mayor a 2

Adicionalmente, se determinará el periodo fundamental de vibración para cada eje analizado:

$$T = \frac{h_n}{C_T} \quad (161)$$

Donde:

- Se asignará un valor de  $C_T = 35$  a edificaciones conformadas exclusivamente por pórticos de concreto armado sin muros de corte o pórticos de acero dúctil con uniones resistentes a momento [48].
- Para edificios con sistemas estructurales compuestos por pórticos de concreto armado con muros en núcleos y pórticos de acero arriostrados, se adoptará un coeficiente  $C_T = 45$  [48].

- El parámetro  $C_T$  tomará un valor de 60 tanto para edificios construidos con sistemas de albañilería como para aquellos que combinen muros estructurales y muros de ductilidad limitada (tipo dual) [48].

## ii. Análisis modal espectral

La aceleración espectral es un parámetro fundamental en este análisis y se calcula utilizando la siguiente expresión [48]:

$$S_a = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot g \quad (162)$$

Esta ecuación nos proporciona los espectros de diseño necesarios para realizar un análisis dinámico estructural preciso.

Con esto podremos hallar las distorsiones permisibles, las cuales se calculan dividiendo el desplazamiento lateral entre la altura del entrepiso. Además, para estructuras regulares, se debe multiplicar las distorsiones por el factor (0.75R), mientras que para las estructuras irregulares se multiplica por (0.85R), la introducción del factor de reducción sísmica R, que depende de la ductilidad y del diseño estructural, resulta fundamental para refinar el cálculo de las deformaciones y obtener resultados más acordes con el comportamiento real de la estructura frente a sismos [48].

**TABLA XXII**

DEFORMACIONES MÁXIMAS ADMISIBLES EN ENTREPISOS SEGÚN EL MATERIAL [48]

LÍMITES PARA LA DISTORSIÓN DEL ENTREPISO	
Material predominante	$(\Delta_i/h_{ei})$
Concreto Armado	0,007
Acero	0,010
Albañilería	0,005
Madera	0,010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0,005

## iii. Análisis dinámico tiempo-historia

Este análisis puede emplearse como un procedimiento complementario al análisis dinámico y estático, se evalúa la respuesta de una estructura frente a un conjunto de aceleraciones del terreno ocurridas a lo largo del tiempo.

Para este análisis se deben emplear como mínimo tres conjuntos de aceleraciones del terreno dentro de los cuales se incluyen dos componentes de direcciones ortogonales. De acuerdo con

la Norma E.030 [48], dichos registros deben ser compatibles con el espectro de diseño del emplazamiento, lo cual se logra mediante procesos de escalamiento o ajuste espectral que aseguren una representación adecuada de la demanda sísmica.

El proceso consiste en integrar numéricamente las ecuaciones dinámicas de la estructura bajo la acción de cada acelerograma, obteniéndose historias de respuesta para desplazamientos, velocidades, aceleraciones, fuerzas internas y derivadas. Al utilizar varios registros, se garantiza la representatividad estadística de la demanda, permitiendo un análisis más realista del comportamiento estructural frente a movimientos sísmicos severos en comparación con métodos simplificados como el modal espectral [48].

### **Diseño de cimentación**

Oviedo Sarmiento [49] menciona que para diseñar cimentaciones se necesitan varias etapas las cuales constan de primero la determinación de las presiones netas del suelo y el dimensionamiento de la cimentación que ira sobre el terreno, luego de ello encontrar la reacción amplificada del suelo, y con todo esto diseñar y verificar los esfuerzos por cortante y por el peso de la cimentación, además del diseño del refuerzo de esta y verificación por aplastamiento y anclaje.

La distribución de la presión del terreno bajo zapatas combinadas y losas de cimentación debe alinearse con las características del suelo, el comportamiento estructural y los principios fundamentales de la mecánica de suelos.

#### **a) Diseño a flexión**

Para determinar el momento externo en cualquier sección de una cimentación, se debe trazar un plano vertical que la atraviese y calcular el momento generado por las fuerzas que actúan sobre toda el área de la zapata ubicada a un lado de dicho plano [50].

En el diseño por flexión de la cimentación, este momento se compara con la resistencia a flexión de la zapata, considerando tanto la armadura necesaria como el comportamiento del concreto. Es fundamental asegurar que la sección tenga la capacidad suficiente para resistir los esfuerzos solicitantes sin fisuración excesiva ni fallas estructurales, garantizando así la seguridad y funcionalidad de la cimentación bajo las condiciones de carga previstas [50].

Para el diseño a flexión se necesitan las siguientes formulas:

$$As = \frac{0.85 * f'c * b * a}{fy} \quad (163)$$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * Mu}{0.9 * 0.85 * f'c * b}} \quad (164)$$

Donde:

$d$ : Peralte de la cimentación

$b$ : Base de la cimentación

$Mu$ : Momento ultimo positivo o negativo

#### b) Refuerzo mínimo de acero

Para el cálculo de la cantidad mínima de acero que necesita la cimentación para soportar las cargas y tener la cuantía final de acero se necesitan las siguientes formulas [50]:

$$As_{min} = 0.0018 b * d \text{ (Losa)} \quad (165)$$

Donde:

$b$ : Base de la cimentación

$d$ : Peralte de la cimentación

$$As_{min} = 0.70 \frac{\sqrt{f'c}}{fy} b * d \text{ (vigas)} \quad (166)$$

#### c) Verificación por punzonamiento

Oviedo Sarmiento [49] menciona que es necesario verificar la contribución del concreto en la resistencia frente a las cargas actuantes, especialmente en lo que respecta al punzonamiento. La ecuación correspondiente refleja la capacidad del concreto para resistir este tipo de esfuerzo. Sin embargo, esta verificación puede omitirse cuando se utilizan vigas de cimentación que conectan distintos elementos de la fundación, ya que dichas vigas asumen las cargas asociadas al punzonamiento, redistribuyéndolas y aliviando la demanda directa sobre la losa o zapata [49].

Para el cálculo del punzonamiento se utiliza la siguiente formula:

$$P_U \leq \phi 1.06 \sqrt{f'c} b_o d \quad (167)$$

Donde:

$b_o$ : Perímetro critico

Y reemplazando el valor de perímetro critico la formula queda de la siguiente forma final:

$$\frac{P_U}{\phi 1.06 \sqrt{f'_c}} \leq 4d^2 + 2d(b + h) \quad (168)$$

Donde:

$d$ : Peralte efectivo

$P_U$ : Carga ultima =  $1.4P_{CM} + 1.7P_{CV}$

## **Materiales y Métodos**

### **Materiales**

Los materiales empleados para la realización de esta investigación fueron la bibliografía necesaria para el entendimiento de las fórmulas y procedimientos de las metodologías, las muestras obtenidas de los 3 ensayos de penetración estándar, los softwares estructurales (Etabs) y de elementos finitos (Abaqus) usados para los modelamientos de la edificación y aplicación de metodologías.

### **Métodos**

#### **Tipo de Investigación**

En la ciencia, existen distintos tipos de investigación, y es crucial conocer sus características para elegir el más adecuado para cada estudio [51]. El tipo de investigación para este estudio es prospectivo, ya que la recolección de datos se realizará de manera controlada durante el desarrollo del estudio mediante ensayos de laboratorio, simulaciones con software y análisis estructurales para evaluar distintas metodologías de interacción suelo-estructura. A través de pruebas y ensayos personalizados, se recopilarán datos precisos para determinar el desempeño de la estructura ante diferentes cargas, optimizando los métodos de análisis según las particularidades del suelo y la estructura. El estudio se clasifica como transversal debido a que se realizará una única medición de la edificación, con el objetivo de analizar el comportamiento estructural bajo distintas metodologías de interacción suelo-estructura aplicadas simultáneamente tras los ensayos de suelo. Esta aproximación permitirá comparar las respuestas obtenidas con cada metodología y evaluar su influencia según las condiciones geotécnicas del terreno. En cuanto a los datos analizados, el estudio es cuantitativo ya que se analizarán variables como deformaciones, respuesta sísmica y comportamiento estructural general para comprender el impacto de cada metodología y establecer comparaciones rigurosas, determinando cuál es la más adecuada y segura para estructuras similares. Además, debido a la multiplicidad de variables involucradas, el estudio es analítico, ya que se investigará la

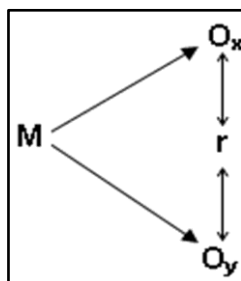
interacción entre metodologías, propiedades del suelo y respuesta estructural, considerando variables conjuntas como las características físicas y mecánicas del suelo, las cargas aplicadas y los parámetros que influyen en la deformación. Finalmente, se clasifica como comparativo, ya que el objetivo es comparar los resultados obtenidos al aplicar diversas metodologías de análisis ISE (Winkler, D.D Barkan, Norma Rusa, ASCE, elementos finitos), evaluando su idoneidad para predecir la respuesta estructural, especialmente en cuanto a la estabilidad y el comportamiento sísmico de la edificación.

### Nivel de investigación

Este estudio adopta un enfoque explicativo para analizar la relación entre las diversas metodologías de interacción suelo-estructura y el comportamiento sísmico de una edificación de ocho niveles. El objetivo es identificar y cuantificar la influencia de estas metodologías en aspectos como la deformación y respuesta sísmica de la estructura. Este enfoque me permitirá analizar cómo cada metodología impacta de manera distinta, entendiendo así el por qué y cómo estas diferencias ocurren, proporcionando una visión más clara de los factores que determinan la estabilidad y eficiencia estructural bajo diferentes condiciones.

### Diseño de Investigación

El presente trabajo de investigación presenta un diseño NO EXPERIMENTAL de tipo descriptivo correlacional, esto debido a que no se llega a realizar una manipulación de las variables estudiadas e investigan y determinan las propiedades más características de los objetos de estudio [51]. El presente estudio busca comparar diversas metodologías de ISE. A través de una exhaustiva revisión teórica y su aplicación práctica en software especializado, se pretende determinar cuál de estos métodos resulta más conservador y riguroso, validando así la hipótesis planteada.



Donde:

- M: Las 5 metodologías de la ISE.

- Ox: Observación mediante la implementación de cada una de las metodologías para ISE.
- Oy: Observación a partir del comportamiento total de la zona de la ISE.

### **Hipótesis**

A través de un análisis comparativo de cinco metodologías para la interacción suelo estructura se determinará cuál de ellas es la más conservadora y la más crítica para poder analizar una edificación de 8 niveles.

### **Población**

Desde una perspectiva estadística, el término población o universo hace referencia al grupo completo de individuos, objetos o entidades que comparten ciertas características y que son el foco central de una investigación o estudio. En otras palabras, la población incluye a todos los elementos sobre los cuales se pretende obtener información. Estos elementos pueden ser personas, eventos, objetos físicos, entre otros, de acuerdo al estudio que se vaya a realizar [51].

Considerando lo mencionado previamente y dado que esta investigación se centra en el análisis comparativo de metodologías para evaluar la interacción suelo-estructura en una edificación de ocho niveles, la población objeto de estudio estará conformada por todas las viviendas multifamiliares de dicha altura (8 pisos) con su respectiva cimentación ubicadas en el distrito de Pimentel.

### **Muestra**

Para realizar un estudio eficiente, se selecciona una muestra, es decir, una porción representativa de la población total. Esta muestra debe reflejar las características clave del grupo completo, permitiendo extrapolar los resultados obtenidos a toda la población [51].

Para esta investigación, se ha seleccionado como muestra una futura edificación de ocho niveles que estará situada en el distrito de Pimentel, específicamente entre las calles José Quiñones N° 420 y N° 424 y el Malecón Manuel Seoane. La edificación cuenta con un área total de terreno de 1136.19 m<sup>2</sup> y un área techada de 564 m<sup>2</sup> por nivel. En este estudio se evaluará la cimentación, que corresponde a una única platea sobre la que se asienta la superestructura, donde se aplicará y comparará la efectividad y precisión de cada metodología seleccionada.

## **Muestreo**

Para la selección del tipo de muestra en esta investigación, se optó por un muestreo no probabilístico de tipo intencional o por criterio del investigador. Este tipo de muestreo se fundamenta en la selección deliberada de los elementos a estudiar, basada en criterios específicos que responden a los objetivos del estudio. En este caso, el criterio clave fue la necesidad de comparar metodologías tanto estáticas como dinámicas de análisis de la interacción suelo-estructura (ISE), las cuales se aplicaran en la edificación de 8 niveles y su cimentación como única unidad de análisis, por lo tanto se tomó en consideración para el proceso de selección la información que esté disponible en el tiempo de desarrollo de la investigación, datos esenciales como la ubicación de la edificación, el tipo de cimentación elegida y la disponibilidad de planos de tipo estructural y arquitectónicos de la edificación.

## **Variables de estudio y Operacionalización**

- **Variable independiente:**
  - Aplicación de metodologías para interacción suelo estructura.
  - Técnicas de obtención de las propiedades del suelo.
- **Variable dependiente:**
  - Comportamiento de la cimentación
  - Comportamiento de la estructura
  - Procesamiento de resultados

## Operacionalización de variables

**TABLA XXIII**  
OPERACIONALIZACION DE VARIABLES

Variables de estudio	Definición conceptual	Definición operacional	Dimensiones	Indicadores	Unidad de medida	Escala de medición	Instrumento de medición
Independiente							
Aplicación de metodologías para interacción suelo estructura	Consiste en el uso de modelos analíticos y numéricos que permiten representar el comportamiento conjunto entre el suelo de fundación y la edificación, con el fin de estimar de manera más realista la respuesta estructural frente a cargas sísmicas y estáticas [15].	Se determinaron mediante las fórmulas que presenta cada metodología los coeficientes de rigidez y amortiguamiento en caso lo tuvieran que serían aplicados en los modelados para analizar cada metodología	Metodologías de la interacción suelo estructura que se aplicaran a la edificación	Método de Winkler Método dinámico de D.D. Barkan – O.A. Savinov Método dinámico de la Norma Rusa SNIP 2.02.05-87 Método de ISE del ASCE/SEI 41-17 Metodología de elementos finitos (FEM)	Global	Razón	Aplicación de Formulas y modelamiento mediante Software
Técnicas de obtención de las propiedades del suelo	Comprenden los métodos de exploración y ensayos de campo y laboratorio que permiten identificar las características físicas, mecánicas e hidráulicas del terreno siendo fundamentales para definir parámetros confiables en el diseño y la seguridad de las cimentaciones [37].	Se realizaron los estudios de suelo correspondiente en el terreno para encontrar las propiedades del suelo donde se ubicará la estructura para poder realizar las fórmulas de cada metodología y poder diseñar las	Estudio de mecánica de suelos (EMS)	Tipo de suelo Módulo de elasticidad del suelo Densidad del suelo	Clasificación SUCS y ASHTO Kg/cm <sup>2</sup> g/cm <sup>3</sup>	Razón	Ensayos de clasificación de suelos (granulometría, límites de Atterberg) NTP 339.123 Ensayo de gravedad específica, contenido de sales, peso volumétrico Ensayo de gravedad específica, contenido de sales, peso volumétrico

		cimentaciones de cada una.		Coefficiente Poisson del suelo	Valor adimensional	Ensayo de compresión simple NTP 339.167
				Angulo de fricción interna del suelo	Grados (°)	Ensayo de Penetración estándar NTP 339.133
				Cohesión	kPa	Ensayo de compresión simple NTP 339.167
				Capacidad portante del suelo	Kg/cm2	Ensayo de Penetración estándar NTP 339.133

**TABLA XXIV**  
OPERACIONALIZACION DE VARIABLES

<b>VARIABLES DE ESTUDIO</b>	<b>DEFINICIÓN CONCEPTUAL</b>	<b>DEFINICIÓN OPERACIONAL</b>	<b>DIMENSIONES</b>	<b>INDICADORES</b>	<b>UNIDAD DE MEDIDA</b>	<b>ESCALA DE MEDICIÓN</b>	<b>INSTRUMENTO DE MEDICIÓN</b>
<b>Dependiente</b>							
Comportamiento de la cimentación	Forma en que las cimentaciones transmiten las cargas de la superestructura al suelo, considerando la capacidad portante y momentos presentes, factores que determinan la seguridad y desempeño de la edificación [37].	Luego de incluidos los factores de rigidez y amortiguamiento se verifico el comportamiento de la cimentación dentro de cada modelado viendo que cumplieran la capacidad portante y se procedió con el diseño por momentos.	Rigidez de la zona de interacción	Relación entre la carga aplicada y la deformación en la cimentación	Ton/m	Intervalo	Software de simulación y formulas
			Presión de la cimentación al suelo	Distribución de la presión en la base de la cimentación	Ton/m <sup>2</sup>		Software de simulación
			Diseño de cimentación	Distribución de aceros en la cimentación	m		Mediante fórmulas y Software de simulación
			Momentos resultantes en la cimentación	Momentos presentes por envolvente de momentos	Ton.m		Software de simulación
Comportamiento de la estructura	Respuesta de la edificación frente a cargas estáticas y dinámicas, evaluada a través de parámetros como desplazamientos, fuerzas internas, periodos, cortantes y modos de vibración, que permiten valorar su seguridad y desempeño [48]	Se realiza el análisis sísmico tanto estático, dinámico e incluyendo un análisis tiempo historia dentro de cada modelado analizado y se verifico que estuvieran los resultados dentro del límite establecido por la norma y poder establecer las comparaciones entre las respuestas arrojadas.	Fuerzas internas	Fuerzas en los elementos estructurales (axiales, cortantes, y momentos)	Ton, Tonm	Intervalo	Software estructural
			Desplazamientos laterales	Desplazamiento máximo en los niveles superiores	m		Software estructural
			Periodos de vibración de la estructura	Periodos fundamentales obtenidos mediante el modelo dinámico espectral desarrollado de la edificación del proyecto	segundos		Software estructural

			Cortantes de entrepiso	Cortantes presentes en la estructura de acuerdo a cada piso	Ton		Software estructural
			Derivas de entrepiso	Derivas por piso que cumplan	Unidad		software estructural cumpliendo con la norma E.030
Procesamiento de resultados	Etapa de análisis, interpretación y sistematización de los datos obtenidos mediante ensayos, modelaciones o simulaciones, para su posterior comparación y discusión.	Se midió el tiempo empleado en el desarrollo de cada metodología desde desarrollo de fórmulas, cálculo de valores, desarrollo de modelados, diseños y procesamiento de resultados y comparaciones.	Tiempo de desarrollo y procesamiento de cada metodología	Determinar el tiempo cuando se procesa los resultados de cada metodología para hacer la comparación	Días	Ordinal	Calendario

## Técnicas e Instrumentos de Recolección de Datos

**TABLA XXV**

**TECNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCION DE DATOS**

<b>Técnica</b>	<b>Instrumentos</b>	<b>Elementos de la Población</b>	<b>Propósito</b>
Análisis de información y teoría	Documentación, tesis y artículos científicos sobre el tema relacionado de interacción suelo-estructura	La interacción suelo-estructura y las metodologías a analizar.	Mediante esta técnica se revisó la información y formulas necesarias para desarrollar cada metodología.
Análisis de las propiedades del suelo a través de pruebas de laboratorio	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Contenido de Humedad (NTP 339.127)</li> <li>- Análisis Granulométrico por tamizado (NTP 339.132)</li> <li>- Límites de Atterberg (NTP 339.129)</li> <li>- Clasificación de suelos (SUCS) (NTP 339.134)</li> <li>- Contenido de sales solubles (NTP 339.152)</li> <li>- Gravedad específica (NTP 339.131)</li> <li>- Compresión uniaxial (NTP 339.167)</li> <li>- Peso volumétrico (NTP 339.139)</li> </ul>	Suelo donde se ubicará la estructura.	Mediante esta técnica se recaba la información necesaria del suelo lo cual es indispensable para pasar el desarrollo de cada metodología mediante las fórmulas.
Modelamiento estructural	Se emplearán herramientas informáticas especializadas para el análisis estructural. Entre ellas, destaca ETABS para el análisis general de la estructura y ABAQUS para un análisis mediante el método de los elementos finitos.	El inmueble situado en el distrito de Pimentel.	Mediante el modelamiento estructural de la edificación podemos analizar cada metodología mediante la aplicación de cada una de las fórmulas y poder obtener los resultados de la aplicación de esta.
Codificación de resultados	Registro computacional de los resultados mediante gráficos y tablas	Análisis comparativo de los resultados de las distintas metodologías de interacción suelo-estructura.	Mediante el computo de los resultados podremos realizar correctamente la comparación de los resultados y establecer las diferencias entre cada metodología y poder determinar la viabilidad de la hipótesis.

## Procedimiento

- Estrategia metodológica para demostrar la hipótesis

El plan para poder llegar a la demostración de la hipótesis se estableció mediante la siguiente secuencia:

1. Lo primero que se realizó fueron los ensayos en el suelo de la edificación para determinar las propiedades de este, se usara el estudio de mecánica de suelo mediante SPT, para lo cual según el número de pisos y el área techada del primer piso se determinó realizar una cantidad de 3.
2. A continuación, se identificaron los componentes estructurales de la construcción basándose en los planos arquitectónicos.
3. A través de software de simulación, se incorporaron las cargas gravitacionales al modelo estructural.
4. Se calcularon las cargas sísmicas y se realizará un análisis modal espectral para determinar las derivas y evaluar la respuesta estructural.
5. Se determinaron las cargas máximas que actuarán sobre la cimentación.
6. Luego de esto se realizó el análisis de la interacción suelo estructura mediante las 5 metodologías y el uso de las fórmulas de cada una y modelamiento mediante software.
7. Se verifico el comportamiento de la cimentación de cada una de las metodologías.
8. A partir de los resultados estructurales, se hizo el diseño de la cimentación.
9. Se evaluó la respuesta sísmica de la estructura empleando cada una de las metodologías propuestas.
10. Con los resultados se hizo el análisis comparativo de cada metodología frente al apoyo empotrado o convencional.
11. Se establecieron los coeficientes de variación entre todos los modelos estudiados.
12. Basados en los resultados del análisis, se establecieron dos metodologías: una "óptima" y otro "crítica", considerando todos los parámetros estudiados.

## Flujograma

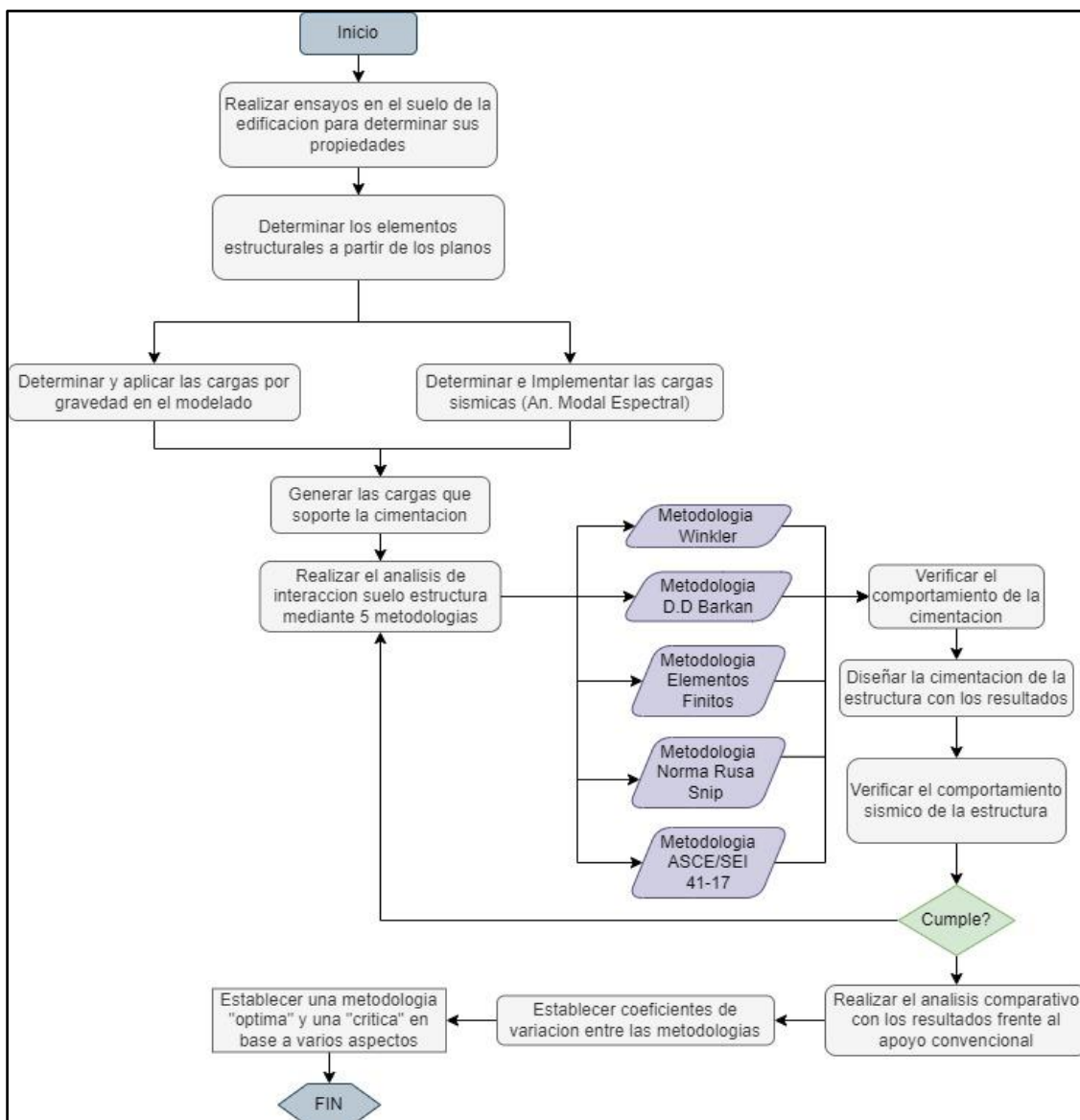


Fig. 17. Flujograma de procesos para el desarrollo de la investigación.

## Estudio de mecánica de suelos

El EMS se desarrolló dentro del terreno elegido el cual se encuentra ubicado en Pimentel, dada la cantidad de pisos de la estructura proyectada y el área techada que tendrá el primer piso, se realizaron 3 ensayos de penetración estándar (SPT) ubicadas en 3 puntos del terreno para el cual se realizó un plano de ubicación el cual se encuentra dentro de los anexos de la presente investigación, con la finalidad de identificar las características que presenta el suelo sobre el cual se asentara la cimentación y la edificación sobre ella, distribuyéndose los 3 puntos se procedió con la instalación de la máquina que se ocupara se subir y bajar la pesa que se encargara de hincar la barra sobre el terreno y sobre la cual se fue profundizando a una altura

más baja conforme se daban más golpes, antes de ello se cabo un agujero el cual hasta dejar a nivel de terreno sin contar el nivel de relleno natural.



**Fig. 18.** Realización de ensayo SPT sobre terreno de edificación.

Para cada uno de los SPT se realizó la perforación hasta una altura de 6.85 metros cada uno, donde del primer SPT se obtuvieron 4 muestras, del segundo se obtuvieron 3 muestras y del tercero también se obtuvieron 3 muestras, todas estas muestras fueron guardadas en bolsas herméticas y transportadas al laboratorio.



**Fig. 19.** Muestras obtenidas durante ensayo SPT.

Con los resultados de cada golpe a una determinada longitud de cada SPT se realizaron las correcciones de los números de golpes con una confiabilidad del 60% (N60) y junto con esto se determinaron las capacidades admisibles de cada SPT junto con su ángulo de fricción correspondiente para lo cual se emplearon para los análisis de las metodologías los valores más críticos.

TABLA XXVI

VALORES DE CAPACIDAD ADMISIBLE Y ANGULO DE FRICCIÓN DE SPT REALIZADO

N° de SPT	q adm (kg/cm <sup>2</sup> )	$\phi$ de fricción
SPT - 01	1.73	38.22
SPT - 02	2.14	40.44
SPT - 03	2.22	40.86

### Ensayos de laboratorio del suelo

#### Ensayo de contenido de humedad

Una vez que las muestras fueron transportadas a laboratorio se procedió a sacar una muestra mayormente representativa de cada una de las muestras provenientes del SPT, cada una será depositada en taras previamente pesadas sin contenido y luego pesadas con el contenido dentro de ellas.



Fig. 20. Pesaje de taras para colocar la muestra.



Fig. 21. Pesaje de muestra húmeda con la tara.

Las muestras en las taras se colocaron en el horno 120 °C con una temperatura constante durante un lapso de 24 horas.



**Fig. 22.** Colocación de muestras en el horno durante 24 horas.

Pasadas las 24 horas se retiraron las muestras del horno secas y se pesaron cada una de ellas para obtener el peso seco y con eso realizar el cálculo matemático para obtener el contenido de humedad necesario para clasificar el suelo.



**Fig. 23.** Pesaje de muestras secas con la tara.

### Ensayo de granulometría

De las muestras del SPT se aplica el cuarteo y se toma una parte representativa de cada una luego se procedió a saturar cada una de las muestras hasta que se suelten y luego se realizó el lavado de cada una con la malla n°200 hasta que se quedó libre de impurezas y luego se colocaron en el horno otra vez por un lapso de 24 horas.



**Fig. 24.** Toma de muestras representativas del ensayo de contenido de humedad.



**Fig. 25.** Saturación de muestras representativas.

Luego se sacaron del horno las muestras y se procedió con el tamizado donde se preparan todos los tamices los cuales son N°4, N°10, N°20, N°50, N°100 y N°200 y se tamiza la muestra sobre para que pase por cada uno de estas mallas y luego se pesa la cantidad de la muestra que queda retenida en cada una de ellas, donde este proceso se hizo un total de 10 veces debido a la cantidad total de muestras.



**Fig. 26.** Muestras lavadas y secadas en el horno preparadas para tamizaje



**Fig. 27.** Preparación de tamices para colocar cada muestra.



**Fig. 28.** Muestras retenidas en cada tamiz listas para pesar.

### Ensayo de límites de Atterberg

Se preparo la muestra seca que quedo del cuarteo y luego se realizó una trituration superficial con martillo de goma sin ejercer mucha presión sobre la muestra solo para soltar la muestra que estaba en forma de tubos, luego se tamiza por la malla N°40 cada una de las muestras y se procedió a colocar en un recipiente la muestra tamizada y se introdujo agua para saturarla hasta que quede de una consistencia plástica y homogénea a lo cual se dejó reposando en un lapso de 24 horas.



**Fig. 29.** Trituración y tamizaje de las muestras a través de la malla N° 40.



**Fig. 30.** Muestras tamizadas y almacenadas en recipientes para saturar.



**Fig. 31.** Saturación de muestras para dejarlas en reposo.

Después con cada una de las muestras reposadas y saturadas se usó la copa de Casagrande en cada muestra donde se calcula el número de golpes necesarios para que la muestra se cierre luego de haber hecho una abertura mediante un ranurador a través de una prueba multipunto de 3 puntos y de cada punto anotando el número de golpes y depositando una parte de la muestra en un recipiente previamente pesado y numerado y luego con la muestra se realizaron varillas de 3 mm para determinar el índice de plasticidad y también se pesó en un recipiente y luego se deposita en el horno por 24 horas y luego se pesó el recipiente con la muestra seca, esto se hizo una cantidad de 10 veces en total por la cantidad de muestras.



**Fig. 32.** Pesaje de muestras húmedas para determinar límites.



**Fig. 33.** Pesaje de muestras secas para determinar límites.

Con los datos y resultados de los ensayos previamente descritos se realizó la clasificación del tipo de suelo según la clasificación SUCS donde los 3 SPT obtuvieron el siguiente tipo de suelo:

**TABLA XXVII**  
CLASIFICACION FINAL DE SUELO

SPT	Clasificación SUCS	LL (%)	IP (%)	Contenido de humedad (%)
SPT-01	Arena arcillosa (SC)	26.41	18.20	12.40
SPT-02	Arena arcillosa (SC)	39.03	23.47	13.20
SPT-03	Arcilla Arenosa de Baja Plasticidad (CL)	29.04	11.09	12.00

### Ensayo de gravedad específica

De las muestras que se trituraron superficialmente y se guardaron en bolsas se procedió a realizar un tamizado por la malla N°10 pero solo de una muestra por cada SPT, luego de esto se seleccionaron 3 fiolas las cuales se pesaron y registraron cada uno de sus pesos y luego se llenaron de agua y se obtuvo el peso de la fiola más el agua.



**Fig. 34.** Pesaje de las fiolas sin contenido.

Luego se pesan 50 gramos de cada una de las muestras para las fiolas grandes y 25 gramos para la fiola pequeña y las cuales se colocan en cada fiola correspondiente mediante un embudo y luego se agito la fiola para liberar vacíos y se dejó reposar durante 24 horas.



Fig. 35. Pesaje de muestras para colocar en las fiolas.

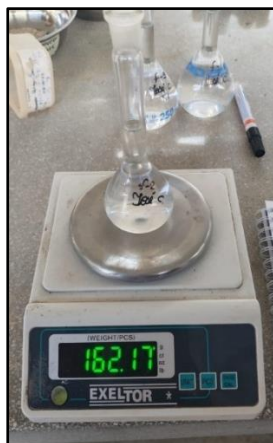


Fig. 36. Pesaje de fiolas con agua.

Luego del día de reposo se procede a pesar la fiola más el agua con la muestra en su interior y se realizan los cálculos para obtener los datos de gravedad específica.



Fig. 37. Pesaje de fiola con el contenido luego de 24 horas de reposo.

### Ensayo de peso volumétrico

Para el ensayo se usaron una parte de la muestra restante la cual no se trituro y conserva la forma de tubo, para la realización se usaron una muestra de cada SPT la cual se pesó en la balanza para determinar su masa, una vez que se calentó la parafina se sumerge las muestras en esta para que se cubra completamente.

Luego de cubrir cada muestra de la parafina se procede a pesar cada una para determinar su masa y luego se llena una probeta de 1000 ml de agua destilada y se sumerge la muestra con parafina para analizar cuanto sube el nivel del agua con la muestra sumergida comparándola con el nivel original, luego de esto se procede a realizar el cálculo para determinar el peso de cada uno.



**Fig. 38.** Pesaje de la muestra antes de la parafina.



**Fig. 39.** Pesaje de la muestra con la parafina.

### **Ensayo de contenido de sales**

El ensayo se realizó usando la última muestra de cada SPT la cual fue tamizado mediante el malla N°10, luego se procede a pesar 50 gramos de cada muestra y se cogen 3 botellas de vidrio para cada una de las muestras, luego se rellena cada una con 250 ml de agua destilada y se procedió a agitar cada botella durante 1 hora cada una y luego se dejó reposar durante 24 horas.



**Fig. 40.** Pesaje de muestras representativas.

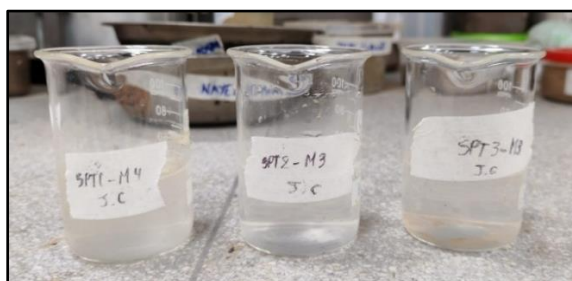


**Fig. 41.** Muestras colocadas en los recipientes y agitadas durante 1 hora.

Pasadas las 24 horas y el material este asentado se usan 3 vasos de precipitados previamente pesados y se vierte el contenido de agua que esta encima del material asentado, luego se colocan papeles filtro en embudos y estos se colocan en los vasos de precipitado y se vierte el agua de los recipientes hasta alcanzar 50 ml cada uno y estos se llevaron al horno durante 24 horas.



**Fig. 42.** Pesaje de vasos de precipitado.



**Fig. 43.** Contenido filtrado a los vasos de precipitado.

Luego de las 24 horas se sacaron los vasos y se pesaron cada uno para calcular la diferencia de peso de cada uno y se realizaron los cálculos matemáticos para el nivel de sales.



Fig. 44. Pesaje de vasos luego de secado en el horno.

### Ensayo de compresión no confinada

El ensayo se comenzó tallando los cilindros restantes una muestra correspondiente a cada SPT para que queden de una forma uniforme y del tamaño reglamentario para la prueba, luego de esto se tomaron las medidas de cada tubo tallado y se prepara la máquina de compresión uniaxial, luego se colocó cada muestra en la maquina y se fue girando la palanca hasta que bajara la carga sobre el cilindro y se fue verificando el esfuerzo que se estuvo aplicando sobre la muestra hasta que ocurra una rotura sobre la muestra y se anotaron los resultados de cada una y se pasaron los datos al Excel para calcular y realizar la curva esfuerzo – deformación.



Fig. 45. Colocación de muestra en maquina uniaxial.



Fig. 46. Registro de datos luego de rotura de muestra.

## Modelamiento de la estructura de estudio

### Características de la estructura

Para realizar el modelado lo primero que se hizo fue identificar las características que presentaba la estructura de estudio de la presente investigación, tanto las características de los materiales como las dimensiones de los elementos estructurales se obtuvieron de los planos arquitectónicos y estructurales de la edificación. La edificación proyectada a construirse en el distrito de Pimentel se trata de una vivienda multifamiliar con departamentos tanto dúplex como flat y que cuenta con 8 niveles y 1 sótano destinado para estacionamiento. El área del terreno total es de 1136.1933 m<sup>2</sup> utilizado en su totalidad para el estacionamiento, mientras que el área techada de cada nivel del edificio es variable. En cuanto a la altura de cada entrepiso se tiene una altura regular de 2.9 m y de 3 m de altura de entrepiso del sótano. Para el modelamiento debido a que el estacionamiento está proyectado a construirse sobre toda el área del terreno unidas mediante una junta sísmica, pero la estructura está proyectada a edificarse sobre la mitad de la cimentación se optó por modelar solo esa parte debido a que el comportamiento sísmico y del peso de la estructura para verificar presiones sobre la platea se toman en cuenta con la estructura encima de ella, por lo tanto, la correcta comparación se hará solo con esa parte.

**TABLA XXVIII**  
AREA TECHADA POR PISO

Nivel	Área techada (m <sup>2</sup> )
Sótano	566.00419
Piso 1	525.43054
Piso 2	529.59317
Piso 3	529.59317
Piso 4	529.59317
Piso 5	529.59317
Piso 6	529.59317
Piso 7	529.59317
Piso 8	529.59317

### Estructuración de los elementos

En base a los planos arquitectónicos y estructurales se determinó que la configuración estructural es de muros de corte (placas) en ambos sentidos del edificio, además de vigas y columnas que conforman pórticos y junto con ello se tiene la cubierta en base a losas aligeradas y macizas.

Las vigas presentan espesores de 25 cm, mientras que las placas cuentan con espesores de 20, 25 y 30 cm los cuales están distribuidos a lo largo de cada parte del modelado, el resto de dimensiones tanto de columnas, placas y vigas se encuentran especificadas en la TABLA XXIX, por la parte de la platea sobre la que se asentara la estructura se determinó que tendrá un espesor de 60 cm.

**TABLA XXIX**

**DIMENSIONES DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES**

<b>Elementos</b>	<b>Dimensiones</b>
Placas	20 cm
	25 cm
	30 cm
Columnas	30 x 150
	70 x 50
	40 x 55
	30 x 110
Vigas	25 x 20
	25 x 60
Losa maciza	20 cm
Losa aligerada	20 cm
Platea de cimentación	24.32 x 26.59

Mientras que para los materiales empleados en cada elemento se tiene el concreto el cual tiene un valor  $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$  y para el acero se usó el grado 60 el cual presenta un valor de fluencia de  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ .

**TABLA XXX**

**PROPIEDADES DE LOS MATERIALES**

<b>Propiedades</b>	<b>Valor</b>
F'c para elementos estructurales	280 kg/cm <sup>2</sup>
Módulo de elasticidad del concreto	2509980.08 Ton/m <sup>2</sup>
Módulo de poisson del concreto	0.2
Peso específico del concreto	2.4 Ton/m <sup>3</sup>
Esfuerzo de fluencia (Fy)	4200 kg/cm <sup>2</sup>
Módulo de elasticidad del acero	200000000 ton/m <sup>2</sup>
Peso específico del acero	7.850 ton/m <sup>3</sup>

Fig. 47. Asignación de propiedades de los materiales.

## Metrado de cargas

Para el metrado de cargas se tomó en cuenta las cargas establecidas por la normativa técnica debido a que es una vivienda multifamiliar se usó una sobrecarga de 200 kg/m<sup>2</sup> para todos los pisos, lo cual fue aplicado en todas las losas como una carga distribuida, mientras que para la carga muerta se consideró el peso específico de cada losa tanto maciza, bidireccional como unidireccional, además del peso de acabados y de tabiquería los cuales se pueden apreciar en la TABLA XXXI.

**TABLA XXXI**  
METRADO DE CARGAS GRAVITACIONALES

Carga muerta		
Peso propio de Losa unidireccional e=20	0.3	tn/m <sup>2</sup>
Peso propio de Losa bidireccional e=20	0.37	tn/m <sup>2</sup>
Peso propio de Losa maciza e=20	0.48	tn/m <sup>2</sup>
Peso de la tabiquería	0.1	tn/m <sup>2</sup>
Peso de acabados	0.1	tn/m <sup>2</sup>
Carga muerta total losa unidireccional	0.5	tn/m <sup>2</sup>
Carga muerta total losa bidireccional	0.57	tn/m <sup>2</sup>
Carga muerta total losa maciza	0.68	tn/m <sup>2</sup>

Carga viva		
Sobrecarga de pisos típicos	0.2	tn/m2
Sobrecarga de azotea	0.1	tn/m2

Una vez definidas las propiedades, dimensiones de los elementos se procedió a modelar en el software Etabs donde se ubicaron los ejes de cada paño de la estructura y de comenzó a modelar cada piso dibujando cada elemento y asignando las cargas correspondientes al tipo de elemento, luego de eso se realiza la definición de los patrones de carga y las combinaciones correspondientes a esas cargas, además se asignan el tipo de apoyo correspondiente al modelo con base empotrada, justo después se procede a asignar los diafragmas rígidos. Para esta estructura se considera para el peso sísmico un total de 100% la carga muerta de la estructura y un 25% la carga viva, además de la excentricidad correspondiente del 5% en ambos sentidos tanto positivo como negativo.

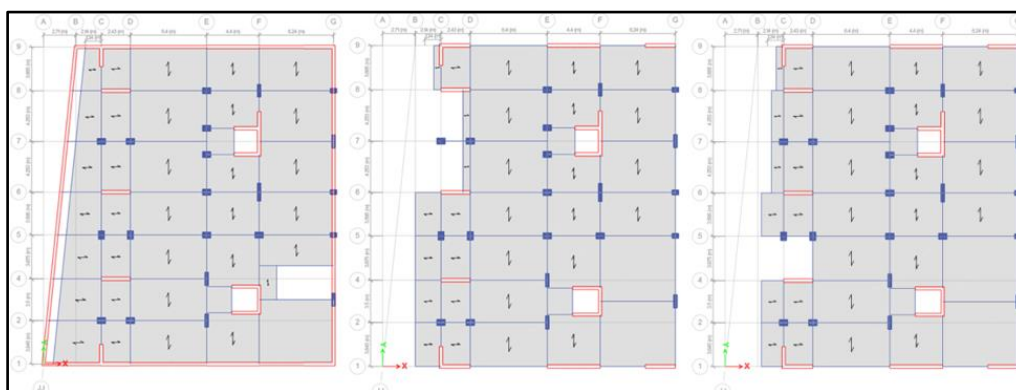


Fig. 48. Vista en planta de techo de sótano, piso 1 y pisos típicos de la edificación.

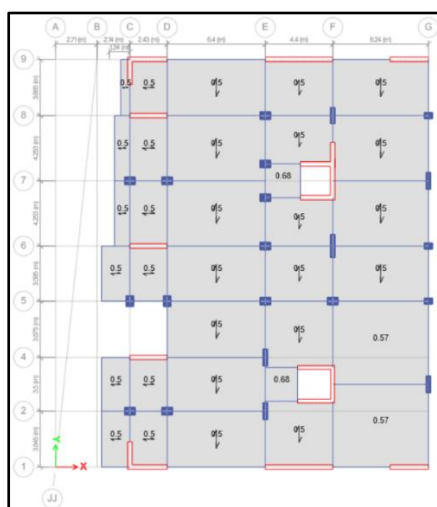


Fig. 49. Asignación de cargas sobre losa.

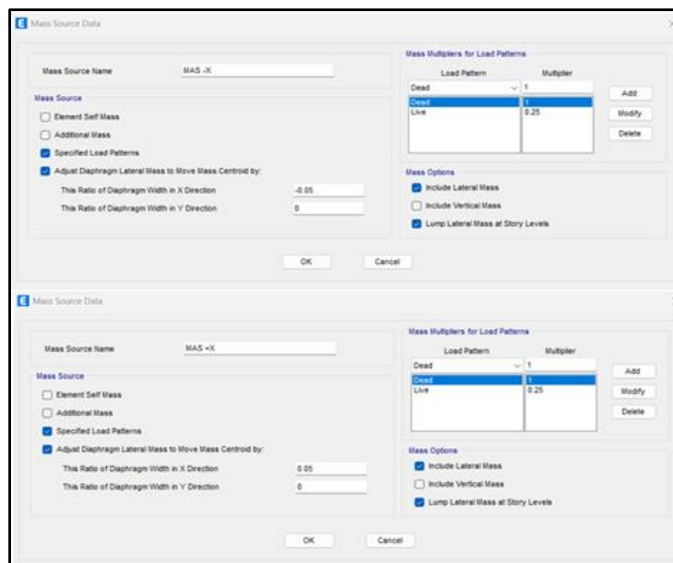


Fig. 50. Definición de masa sísmica en x con excentricidad del 5%.

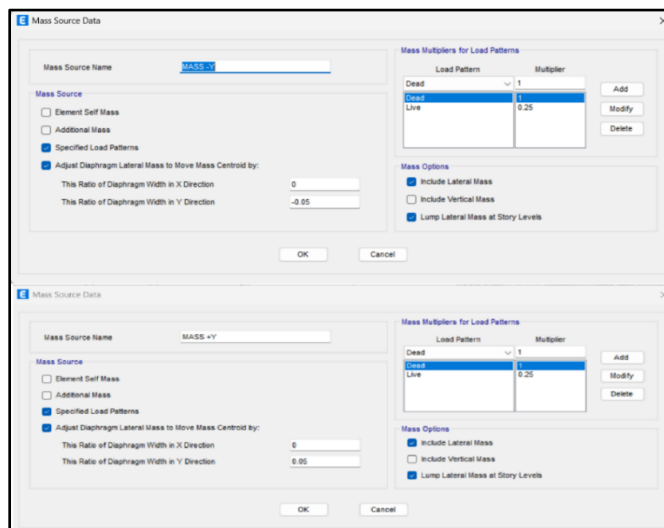


Fig. 51. Definición de masa sísmica en y con excentricidad del 5%.

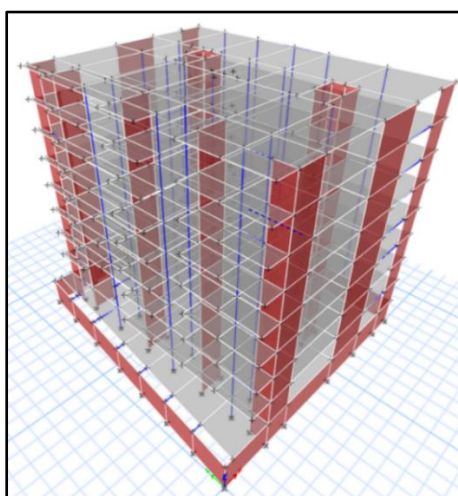
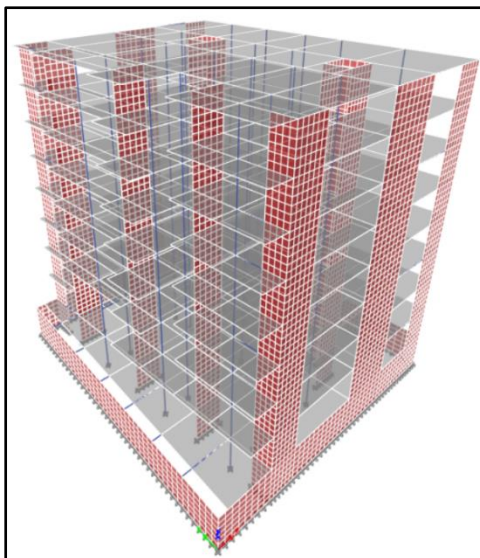


Fig. 52. Modelado de edificación con base empotrada.

Luego de esto se discretizaron las placas con la finalidad de que las cargas se puedan transmitir uniformemente y además de que la placa pueda ubicarse en varios puntos de la unión con el suelo y la platea y se distribuyan mejor sus esfuerzos donde se discretizo cada 0.5 m.



**Fig. 53.** Modelado estructural discretizado.

Una vez que se modelo la superestructura y se discretizo adecuadamente y debido a que se cuenta con un sótano el cual en la vida real estaría bajo el nivel de piso terminado este soportara cargas laterales del mismo suelo, estas se tendrán que colocar en el modelado para su evaluación en el análisis sísmico y de la interacción suelo estructura, estas cargas será colocadas como cargas laterales y se ubicaran en los muros estructurales que circundan el sótano, las cargas se calculan con la ecuación (136) donde se utilizaron los datos de los ensayos de suelo como el ángulo de fricción interna más crítico además del peso específico de este mismo y se obtuvieron los siguientes valores:

**TABLA XXXII**  
FACTORES PARA CALCULO DE CARGA LATERAL DEL SUELO

Factores para carga lateral		
Angulo de fricción interna del suelo	38.22	
ka	0.24	
Peso específico del suelo	1.919	tn/m3
Altura del sótano	3	m

Con los factores calculados se aplicó la altura de la formula donde debido a la discretización se tomó cada 0.5 m empezando desde el final hasta el inicio del sótano.

**TABLA XXXIII**  
VALORES DE CARGA LATERAL A UTILIZAR EN EL MODELADO

Altura (m)	Carga lateral	unidad
0	0	tn/m2
0.5	0.23028	tn/m2
1	0.46056	tn/m2
1.5	0.69084	tn/m2
2	0.92112	tn/m2
2.5	1.1514	tn/m2
3	1.38168	tn/m2

### **Análisis sísmico del modelado considerando la base empotrada**

#### **Análisis sísmico estático**

Para el análisis estático se consideró todo lo relacionado a la norma E.030 donde se menciona que de acuerdo al lugar donde se encuentra la estructura se tendrán parámetros que serán necesarios para este análisis, desde el tipo de zona el cual se encuentra en el tipo 4, el uso el cual es de tipo C ya que es una vivienda de tipo multifamiliar y el tipo de suelo el cual se determinó en base al ensayo de SPT y los ensayos de laboratorio realizados en donde se llegó a la conclusión que es un tipo de suelo S2 debido al N60 que presenta el SPT.

**TABLA XXXIV**  
PARAMETROS SISMICOS A EMPLEAR EN EL MODELADO

Parámetros sísmicos	Valor
Z: Factor de zona	0.45
U: Factor de uso o importancia	1.00
S: Factor de amplificación del suelo	1.05
TP: Periodo que define la plataforma del factor C (s)	0.60
TL: Periodo que define el inicio de la zona del factor C (s)	2.00

Adicional a estos valores se consideró un factor de reducción ( $R_0$ ) de 6 debido a la configuración de muros estructurales en ambos sentidos que se tiene en el modelado y que luego se vio comprobado cuando se obtuvieron las cortantes tanto estáticas como dinámicas del modelado.

Debido a que la fórmula para el coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas finales se usa las irregularidades tanto de altura como en planta y por ello se procedió a verificar cada una de las irregulares que dicta la norma E.030 donde se determinó que para irregularidades en altura se verificaron todas las que indica la norma, para irregularidad de rigidez se verifico que la rigidez lateral del piso superior sea mayor al 70% del piso inmediato superior y mayor al 80% de los 3 niveles superiores adyacentes siendo esta la rigidez normal además se verifico la rigidez extrema y cumple con los parámetros mínimos, para la irregularidad de resistencia se verifico que la cortante de cada piso fue superior al 80% de la resistencia del entrepiso inmediato superior lo cual era admisible para irregularidad normal y que las cortantes sean mayores al 65% de los entrepisos superiores y fueron todos admisibles para la irregularidad extrema, mientras que para la irregularidad de masa o peso se verifico que el peso de cada piso es menor que 1.5 veces el peso de un piso adyacente lo cual cumplió con la irregularidad de masa o peso.

**TABLA XXXV**  
VERIFICACION DE IRREGULARIDADES EN ALTURA

<b>Irregularidad en Altura</b>	<b>I<sub>ax</sub></b>	<b>I<sub>ay</sub></b>
Masa o Peso	1.00	1.00
Geometría Vertical	1.00	1.00
Discontinuidad Sist. Resist	1.00	1.00
Discontinuidad Ext. en Sist.	1.00	1.00
Rigidez	1.00	1.00
Rigidez Extrema	1.00	1.00
Resistencia	1.00	1.00
Extrema Resistencia	1.00	1.00
Valores finales de I <sub>a</sub>	1.00	1.00

Para la irregularidad en planta se analizaron cada una de las irregularidades de las cuales se hicieron presentes para el sentido en X e Y irregularidad de esquinas entrantes debido a la forma del edificio que es irregular el cual tiene un valor de 0.90 y en Y presenta irregularidad torsional pero ya que el factor de irregularidad torsional es menor se utilizó este ya que se considera el más crítico, también se analizaron la irregularidad de discontinuidad de diafragma y de sistemas no paralelas pero no se presentó ninguna de estas por lo tanto el factor es 1.

**TABLA XXXVI**  
VERIFICACION DE IRREGULARIDADES EN PLANTA

<b>Irregularidad en Planta</b>	<b>I<sub>px</sub></b>	<b>I<sub>py</sub></b>
Irregularidad Torsional	1.00	0.75
Irregularidad Torsional Extrema	1.00	1.00
Esquinas Entrantes	0.90	0.90
Discontinuidad en Diafragma	1.00	1.00
Sistemas No Paralelos	1.00	1.00
Valores finales de I <sub>p</sub> en cada sentido	0.90	0.75

Luego de determinar los factores de irregularidades se procedió a encontrar los parámetros de cálculo para el sismo estático, los cuales son el exponente relacionado con el periodo fundamental y coeficiente sísmico de base, donde lo primero que se obtuvo fueron los periodos participativos de masa para las direcciones tanto X como Y.

**TABLA XXXVII**  
PERIODOS MODALES DE ESTRUCTURA CON BASE EMPOTRADA

<b>Modo</b>	<b>Periodo</b>	<b>U<sub>x</sub></b>	<b>U<sub>y</sub></b>
1	0.604	0.6431	0.0034
2	0.566	0.0035	0.6069

Con los factores se verificaron si eran menores o mayores al periodo corto que se obtuvo en base al tipo de suelo que se usó y luego se aplicaron las ecuaciones (154), (155) y (156) para determinar el factor de amplificación sísmica, y ya que el periodo es mayor al periodo corto se obtuvo un factor C de 2.48 en X y 2.50 en Y, mientras que para los coeficientes de reducción

sísmica multiplicado por los factores de irregularidad se obtuvieron 5.40 en X y 4.50 en Y, con ello se obtuvieron los exponentes relacionados con el periodo fundamental  $K_x$  el cual es 1.052 y  $K_y$  con un valor de 1.033, mientras que el coeficiente sísmico  $C_x$  es 0.2173 y  $C_y$  es 0.2625.

**TABLA XXXVIII**

CALCULO DE COEFICIENTE SISMICO SENTIDO X-X

Parámetros de cálculo en dirección x-x		Valor
TX: Periodo natural en la dirección X (s)		0.604
CX: Factor de amplificación sísmica en X		2.48
Rox: Coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas		6.00
Iax: irregularidad en altura		1.00
Ipx: irregularidad en planta (esq entrantes)		0.90
RX: Coeficiente de reducción sísmico en X		5.40
Cx/Rx	0.46	Cumple
Kx: Exponente relacionado con el período fundamental		1.052
Cx: Base Shear Coefficient = $Z*U*S*C_x / R_x$		0.2173

**TABLA XXXIX**

CALCULO DE COEFICIENTE SISMICO SENTIDO Y-Y

Parámetros de cálculo en dirección y-y		Valor
TY: Periodo natural en la dirección Y (s)		0.566
CY: Factor de amplificación sísmica en Y		2.50
Roy: Coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas		6.00
Iay: irregularidad en altura		1.00
Ipy: irregularidad en planta (Torsión)		0.75
RY: Coeficiente de reducción sísmico en X		4.50
Cy/Ry	0.55	OK

Ky: Exponente relacionado con el período fundamental	1.033
Cy: Base Shear Coeficient = $Z*U*S*Cy / Ry$	0.2625

Luego de obtener los valores de los coeficientes de base, en el modelado se crearon los patterns tanto de carga viva como carga muerta además del sismo estático tanto en X como en Y, se asignan los coeficientes correspondientes a cada uno y se crean los casos correspondientes a cada sismo considerándolo solo desde el piso 1 hasta el último piso ya que el sótano se encuentra bajo el suelo y la superestructura sufrirá los efectos del sismo y se asignó su pattern adecuado lo cual será necesario para calcular las cargas laterales que se da en base al peso de la estructura. El mismo procedimiento se realiza con el análisis estático de las metodologías de ISE analizadas empleando el periodo que se presenta en cada uno de ellas para hallar el nuevo coeficiente de base.

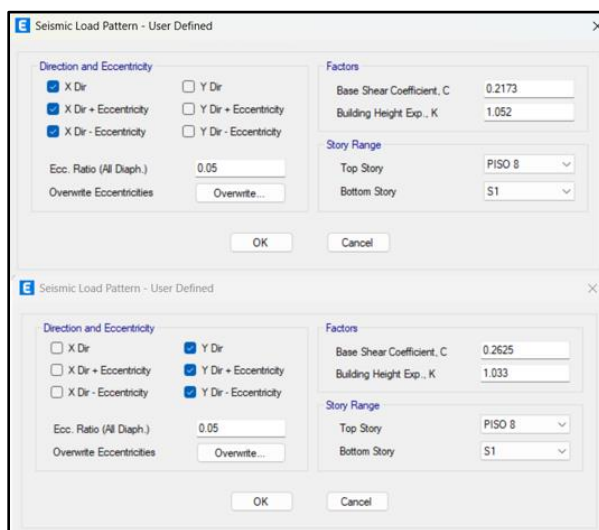


Fig. 54. Asignación de coeficientes sísmicos en ambos sentidos al modelado en ETABS.

Una vez determinados los coeficientes sísmicos y haber calculado los coeficientes de cortantes sísmicas en la base se calculó la cortante basal a partir de estos datos junto con el peso de la estructura, este dato sirvió para el cálculo de las fuerzas laterales sísmicas en altura que presenta el edificio, donde los valores de cortante basal obtenidos fueron para X fue de 890.46 Ton y para Y fue de 1075.67 Ton.

**TABLA XL**  
CALCULO DE CORTANTE BASAL PRESENTE EN LA ESTRUCTURA

<b>Kx</b>	1.052
<b>Cx</b>	0.2173
<b>V basal X</b>	890.46

<b>Ky</b>	1.033
<b>Cy</b>	0.2625
<b>V basal Y</b>	1075.67

Luego del cálculo de las cortantes basales se determinó las cargas laterales en altura por lo cual nos guiamos de las fórmulas planteadas en la norma E.030 y donde la suma de todas estas tenía que ser igual a la cortante basal y se comparó con las obtenidas en el modelado realizado en el software Etabs y se observó que los valores coincidían y eran aproximados entre sí y por lo tanto era correcto y se continuo con el análisis dinámico.

**TABLA XLI**

CALCULO DE CARGAS LATERALES EN ALTURA SENTIDO X-X

<b>PISO:</b>	<b>P (Tn)</b>	<b>hi (m)</b>	<b>hi ^k</b>	<b>p*h^k</b>	<b>Alfa</b>	<b>Fi (cargas laterales)</b>
PISO 8	453.38	23.20	27.32	12386.80	0.2035	<b>181.23 Tn</b>
PISO 7	522.17	20.30	23.74	12396.51	0.2037	<b>181.37 Tn</b>
PISO 6	522.17	17.40	20.19	10540.74	0.1732	<b>154.22 Tn</b>
PISO 5	522.17	14.50	16.66	8701.07	0.1430	<b>127.30 Tn</b>
PISO 4	522.17	11.60	13.18	6880.55	0.1131	<b>100.67 Tn</b>
PISO 3	522.17	8.70	9.74	5083.79	0.0835	<b>74.38 Tn</b>
PISO 2	518.34	5.80	6.36	3294.15	0.0541	<b>48.20 Tn</b>
PISO 1	515.20	2.90	3.07	1579.15	0.0259	<b>23.10 Tn</b>
<b>SUMA</b>	<b>4097.79</b>	<b>104.40</b>	<b>120.24</b>	<b>60862.76</b>		<b>890.46 Tn</b>

**TABLA XLII**

CARGAS LATERALES OBTENIDAS POR ETABS SENTIDO X-X

<b>CARGAS LATERALES (ETABS)</b>			
<b>Nivel</b>	<b>Elevacion (m)</b>	<b>Location</b>	<b>X-Dir</b>
PISO 8	26.2	Top	<b>181.10 Tn</b>
PISO 7	23.3	Top	<b>181.25 Tn</b>
PISO 6	20.4	Top	<b>154.11 Tn</b>
PISO 5	17.5	Top	<b>127.22 Tn</b>
PISO 4	14.6	Top	<b>100.60 Tn</b>
PISO 3	11.7	Top	<b>73.78 Tn</b>
PISO 2	8.8	Top	<b>48.16 Tn</b>
PISO 1	5.9	Top	<b>23.09 Tn</b>

TABLA XLIII

CALCULO DE CARGAS LATERALES EN ALTURA SENTIDO Y-Y

PISO:	P (Tn)	hi (m)	hi ^k	p*h^k	Alfa	Fi (cargas laterales)
PISO 8	453.38	23.20	25.74	11668.50	0.2018	<b>217.12 Tn</b>
PISO 7	522.17	20.30	22.42	11707.30	0.2025	<b>217.84 Tn</b>
PISO 6	522.17	17.40	19.12	9983.91	0.1727	<b>185.77 Tn</b>
PISO 5	522.17	14.50	15.84	8270.02	0.1431	<b>153.88 Tn</b>
PISO 4	522.17	11.60	12.58	6567.48	0.1136	<b>122.20 Tn</b>
PISO 3	522.17	8.70	9.34	4879.07	0.0844	<b>90.79 Tn</b>
PISO 2	518.34	5.80	6.15	3185.94	0.0551	<b>59.28 Tn</b>
PISO 1	515.20	2.90	3.00	1547.52	0.0268	<b>28.79 Tn</b>
<b>SUMA</b>	<b>4097.79</b>	<b>104.40</b>	<b>114.19</b>	<b>57809.75</b>		<b>1075.67 Tn</b>

TABLA XLIV

CALCULO DE CARGAS LATERALES EN ALTURA SENTIDO Y-Y

CARGAS LATERALES (ETABS)			
Nivel	Elevación (m)	Location	Y-Dir
PISO 8	26.2	Top	<b>216.97 Tn</b>
PISO 7	23.3	Top	<b>217.70 Tn</b>
PISO 6	20.4	Top	<b>185.65 Tn</b>
PISO 5	17.5	Top	<b>153.78 Tn</b>
PISO 4	14.6	Top	<b>122.12 Tn</b>
PISO 3	11.7	Top	<b>90.06 Tn</b>
PISO 2	8.8	Top	<b>59.24 Tn</b>
PISO 1	5.9	Top	<b>28.78 Tn</b>

### Análisis dinámico modal espectral

Para el análisis dinámico se trabajó con el espectro inelástico de pseudoaceleraciones el cual se obtiene calculando la aceleración espectral para cada sentido, donde se trabaja con los parámetros ZUS, pero añadiéndole la carga de la gravedad y dividiéndolo entre el coeficiente de reducción sísmica y ya que se tienen distintos coeficientes de reducción se tendrán 2 espectros diferentes por cada sentido.

**TABLA XLV**

PARAMETROS DE CALCULO ACELERACION ESPECTRAL SENTIDO X-X

Parámetros de cálculo en dirección x-x	Valor
CX: Factor de amplificación sísmica en X	2.48
RX: Coeficiente de reducción sísmico en X	5.40
$Z*U*S*g / R_x$	0.86

**TABLA XLVI**

PARAMETROS DE CALCULO ACELERACION ESPECTRAL SENTIDO Y-Y

Parámetros de cálculo en dirección y-y	Valor
CY: Factor de amplificación sísmica en Y	2.50
RY: Coeficiente de reducción sísmico en X	4.50
$Z*U*S*g / R_y$	1.03

Una vez obtenido eso se empezó a darle forma al espectro tomando en cuenta unos determinados periodos de tiempo y en base a cada uno de estos se tomó en cuenta el valor del factor de amplificación sísmica en función de las ecuaciones (154), (155) y (156) y multiplicando el factor ZUS con la gravedad se obtuvo la aceleración espectral para cada sentido.

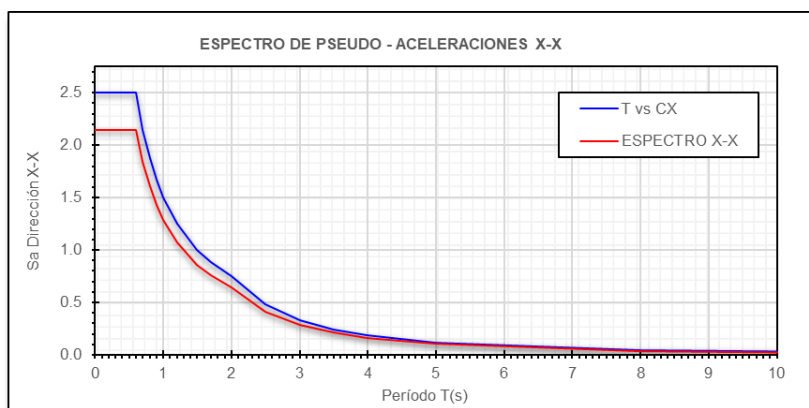
Para el espectro de pseudo aceleraciones en X la Fig. 55 muestra el resultado final:

**TABLA XLVII**

ESPECTRO DE PSEUDOACELERACIONES EN X CONSIDERANDO LA GRAVEDAD

T (s)	Cx	Sax (g)	T (s)	Cx	Sax (g)
0.00	2.500	2.146	1.50	1.000	0.858
0.10	2.500	2.146	1.70	0.882	0.757
0.20	2.500	2.146	2.00	0.750	0.644
0.30	2.500	2.146	2.50	0.480	0.412
0.40	2.500	2.146	3.00	0.333	0.286
0.50	2.500	2.146	3.50	0.245	0.210
0.60	2.500	2.146	4.00	0.188	0.161

0.70	2.143	1.839	5.00	0.120	0.103
0.80	1.875	1.609	8.00	0.047	0.040
0.90	1.667	1.431	11.00	0.025	0.021
1.00	1.500	1.288	15.00	0.013	0.011
1.20	1.250	1.073			



**Fig. 55.** Espectro de pseudo aceleraciones x-x.

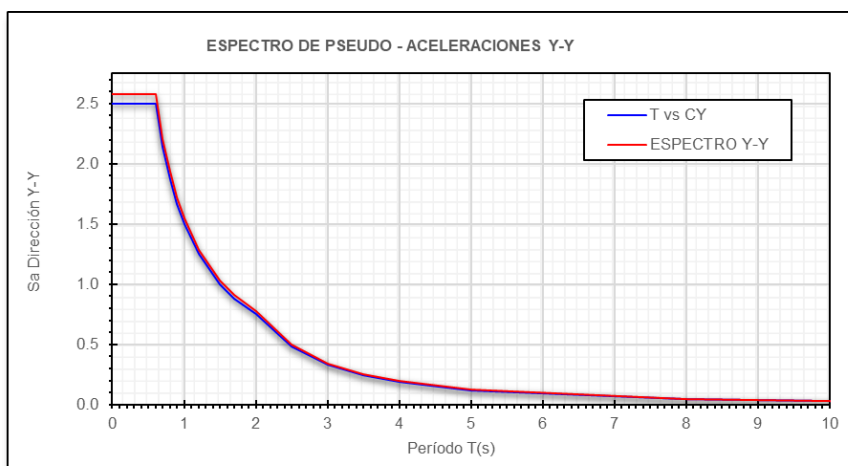
Para el espectro en Y considerando la gravedad la Fig. 56 muestra el resultado final:

**TABLA XLVIII**

ESPECTRO DE PSEUDOACELERACIONES EN Y CONSIDERANDO LA GRAVEDAD

T (s)	Cx	Sax (g)	T (s)	Cx	Sax (g)
0.00	2.500	2.575	1.50	1.000	1.030
0.10	2.500	2.575	1.70	0.882	0.909
0.20	2.500	2.575	2.00	0.750	0.773
0.30	2.500	2.575	2.50	0.480	0.494
0.40	2.500	2.575	3.00	0.333	0.343
0.50	2.500	2.575	3.50	0.245	0.252
0.60	2.500	2.575	4.00	0.188	0.193

0.70	2.143	2.207	5.00	0.120	0.124
0.80	1.875	1.931	8.00	0.047	0.048
0.90	1.667	1.717	11.00	0.025	0.026
1.00	1.500	1.545	15.00	0.013	0.014
1.20	1.250	1.288			



**Fig. 56.** Espectro de pseudo aceleraciones y-y.

Para realizar el análisis dinámico en el software Etabs se tendrá que crear una función espectral tanto para el sentido X como Y donde se añadieron los datos necesarios para la configuración espectral los cuales son el factor Z, U, el tipo de suelo S2, además del factor de reducción sísmica y los valores de irregularidades que se presentan en el sentido de análisis, donde para el espectro en X se obtuvo lo siguiente:

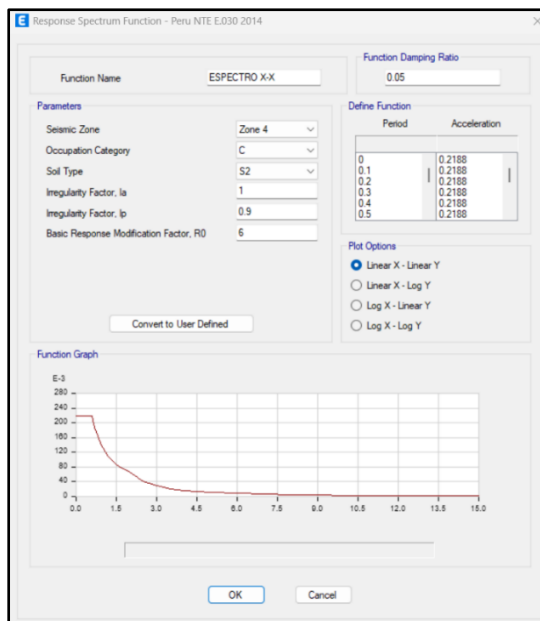


Fig. 57. Espectro x-x sin gravedad ingresado en ETABS.

Mientras que para el espectro en Y queda configurado de la siguiente manera:

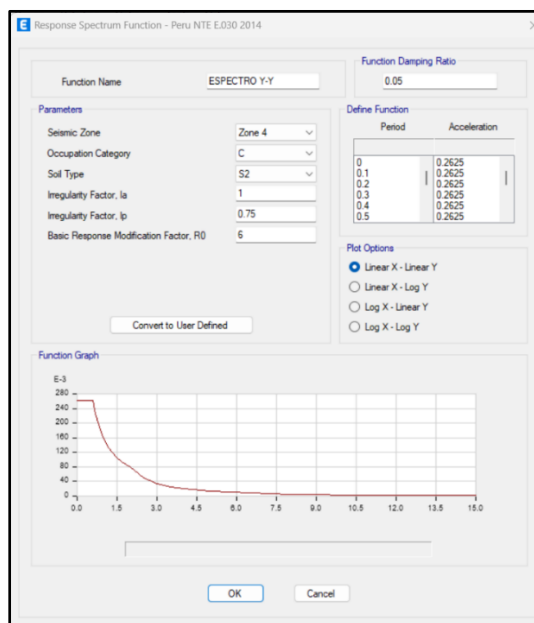


Fig. 58. Espectro y-y sin gravedad ingresado en ETABS.

Luego de crear los espectros de respuesta se crean los casos correspondientes para el sismo dinámico tanto para X como para Y, asignando el espectro de respuesta correspondiente a cada sentido y multiplicándolo por la gravedad para que cumpla con lo establecido por la norma E.030.

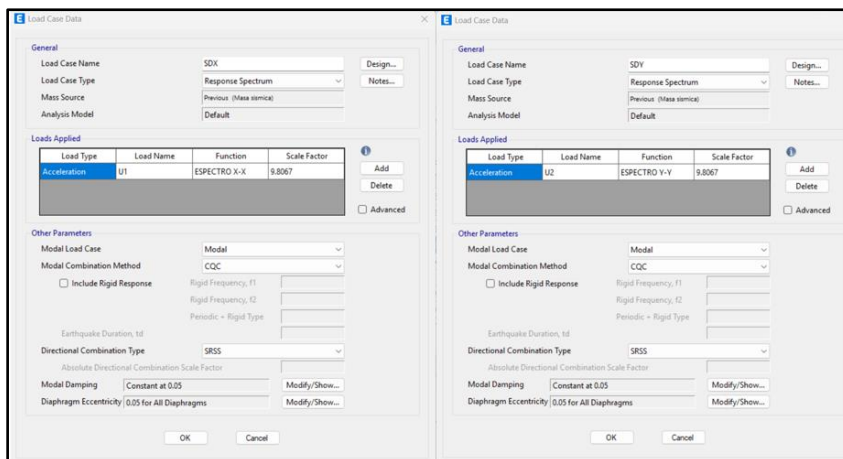


Fig. 59. Creación de sismos dinámicos considerando el espectro de aceleraciones.

Además de eso ya que la norma indica que se tiene que considerar una excentricidad accidental del 5% debido a la incertidumbre para ubicar el centro de masa y por ello para que se puedan enlazar los casos espectrales con las excentricidades se han definido más casos incluyendo estas excentricidades. Primero para poder realizar este enlace se crearon casos no lineales los cuales incluyen las masas con las excentricidades tanto positivas como negativas para ambas direcciones.

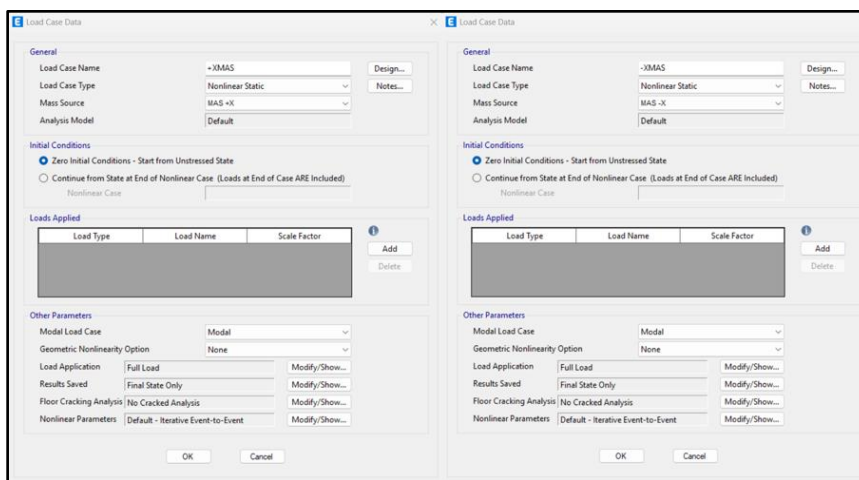


Fig. 60. Creación de casos no lineales considerando excentricidad de masas en sentido x-x.

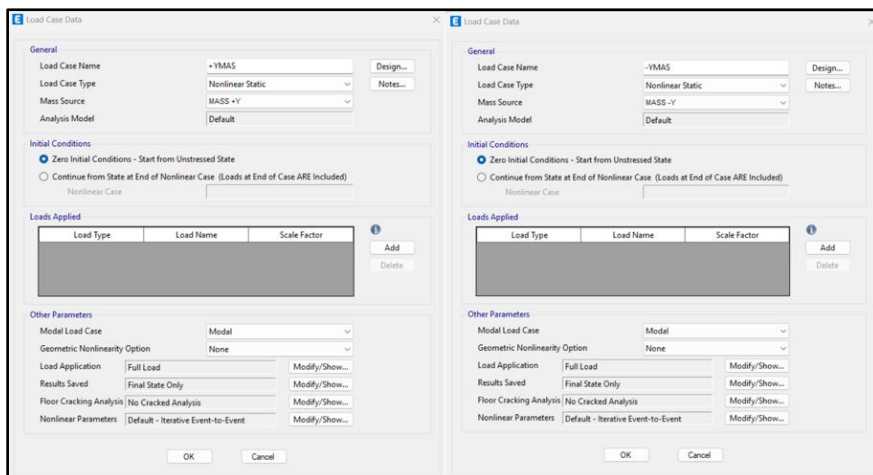


Fig. 61. Creación de casos no lineales considerando excentricidad de masas en sentido y-y.

Luego de definir los casos no lineales se procedió a crear los casos modales donde se toman en cuenta las excentricidades tanto positivas como negativas para ambos sentidos y donde como subtipo se consideró el tipo eigen y se definieron un total de 12 casos modales.

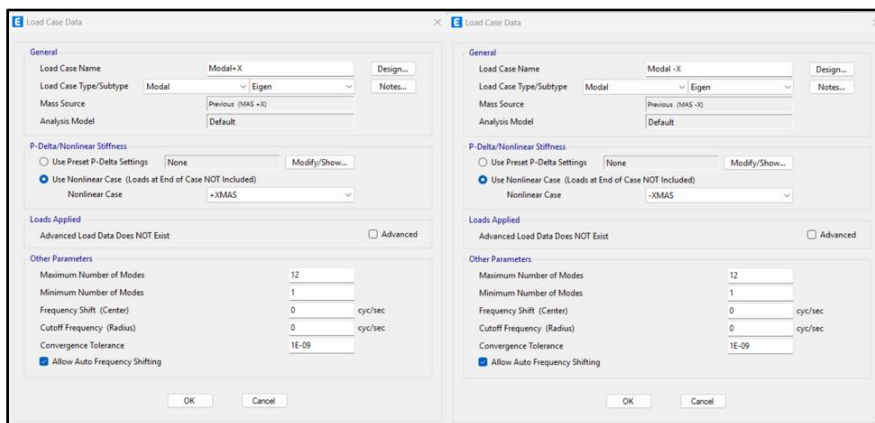


Fig. 62. Creación de casos modales para el sentido x-x.

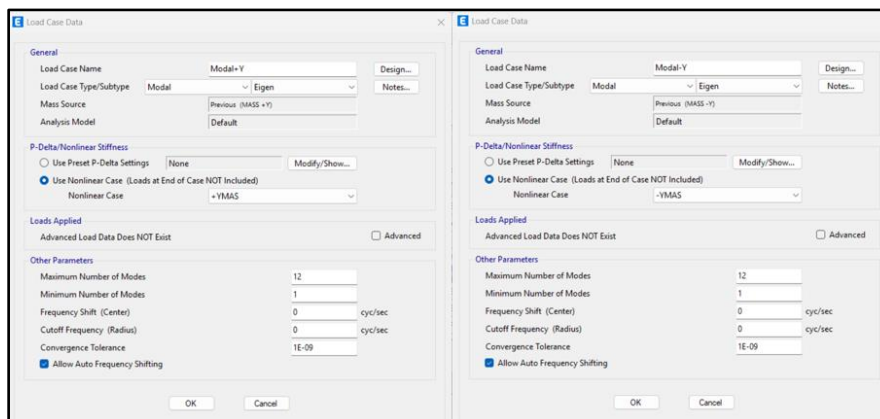


Fig. 63. Creación de casos modales para el sentido y-y.

Luego de tener los casos modales se crearon los casos espectrales, pero en este caso teniendo en cuenta las masas con las excentricidades accidentales tanto para X como para Y, además de en ambos signos tanto positivo como negativo.

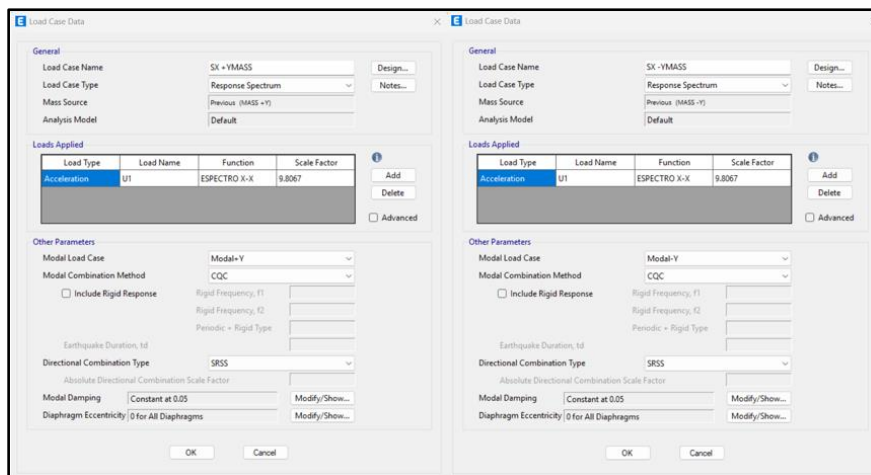


Fig. 64. Creación de casos espectrales considerando la masa con excentricidad para sentido x-x.

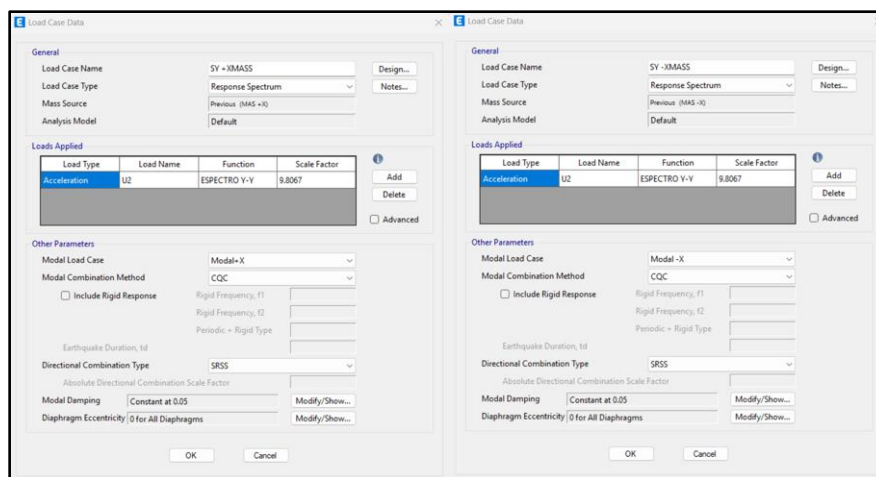


Fig. 65. Creación de casos espectrales considerando la masa con excentricidad para sentido y-y.

Una vez definido todo los casos se determinaron las combinaciones establecidas según la norma E.030 las cuales en total fueron un total de 9 combinaciones considerando el sentido tanto positivo como negativo además para verificar las derivas se establecieron la combinación de derivas la que incluían el sismo dinámico pero con el factor de 0.85 por el factor de reducción ya que era un edificio irregular, y donde luego de la verificación se comprobó que todas las derivas están por debajo del límite permitido por la norma y se procedió con el dibujo de la platea y la aplicación de las metodologías.

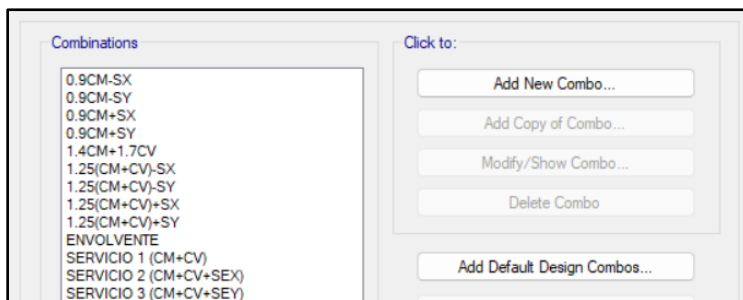


Fig. 66. Creación de combinaciones para considerar la envolvente de momentos.

### Análisis dinámico tiempo-historia

Para el desarrollo de este análisis lo primero que se realizó fueron obtener los registros sísmicos necesarios estipulados en la norma, para esto se indagó en la página CISMID-REDACIS y se buscaron y eligieron los tres registros sísmicos necesarios. Los sismos elegidos fueron el sismo de Ancash del año 1970, Lima en el año 1966 y el sismo de Pisco ocurrido en el año 2007 los cuales fueron los sismos más intensos y fuertes registrados hasta la época actual.

Teniendo los registros sísmicos con las componentes ortogonales de cada uno (E-O y N-S) se empleó el software SeismoSignal donde se realizó una corrección de los registros y se filtró el ruido para los 3 registros y se separaron las dos direcciones a usar en Este-Oeste y Norte-Sur.

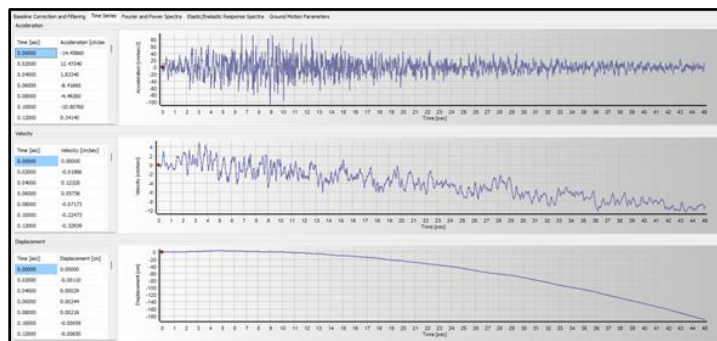


Fig. 67. Filtración de ruido componente EO sismo Ancash 1970.

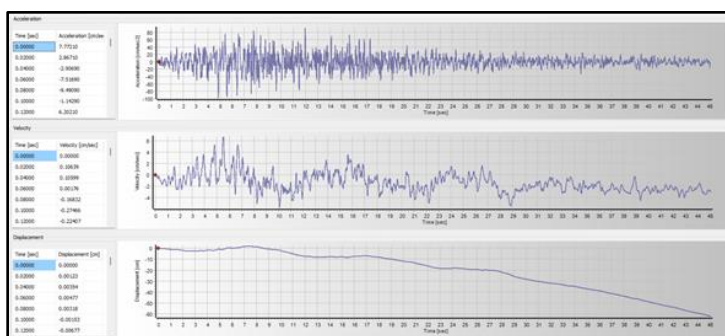


Fig. 68. Filtración de ruido componente NS sismo Ancash 1970.

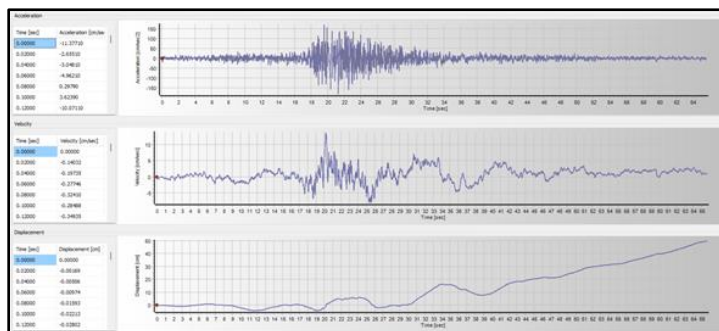


Fig. 69. Filtración de ruido componente EO sismo Lima 1966.

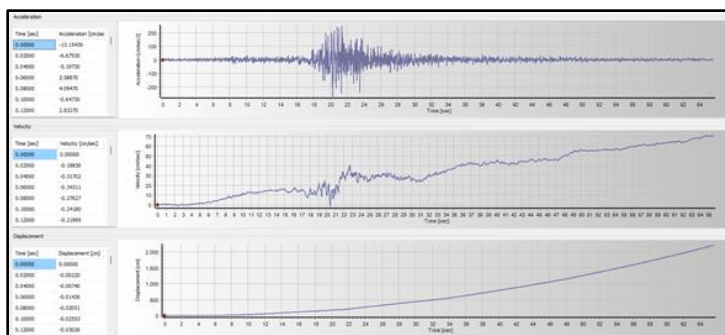


Fig. 70. Filtración de ruido componente NS sismo Lima 1966.

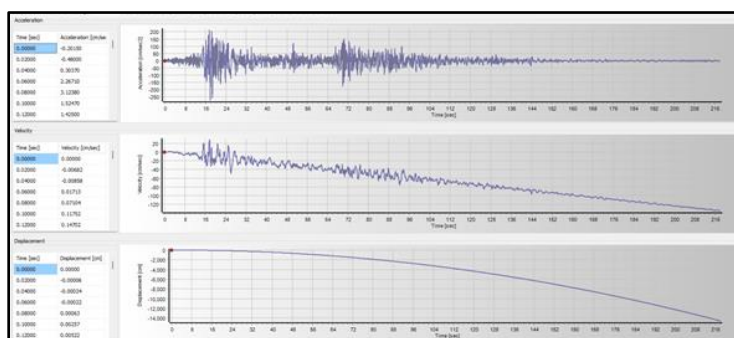


Fig. 71. Filtración de ruido componente EO sismo Pisco 2007.

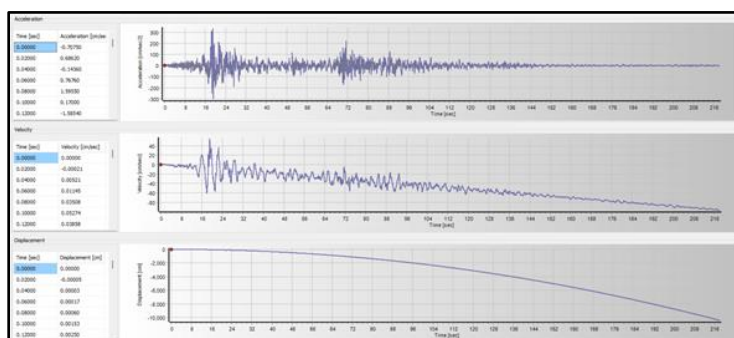


Fig. 72. Filtración de ruido componente NS sismo Pisco 2007.

Una vez filtrado el ruido de los 3 registros se empleó el software SeismoMatch el cual fue indispensable para escalar los registros filtrados y que sean corregidos para el espectro de diseño elástico, es decir, el espectro en el cual se considera el factor de reducción con un valor de 1

(R=1) y teniendo en cuenta lo mencionado en la norma escalando los registros en el rango de periodos de 0.2T a 1.5T para que los componentes estén sobre el espectro elástico.

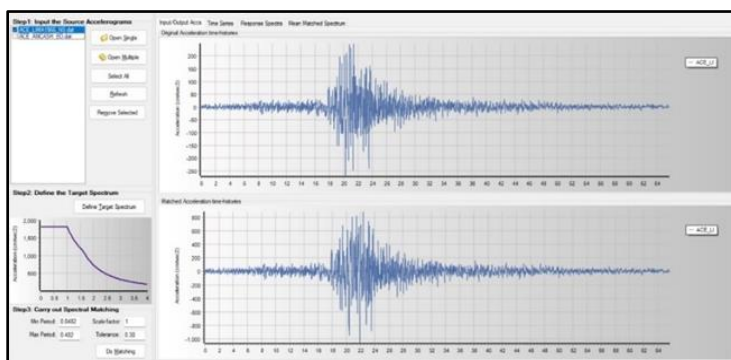


Fig. 73. Escalado de ambas componentes para R=1.

Una vez escalados cada componente ortogonal de los 3 registros sísmicos se procedió a incluirlos en el software Etabs para el desarrollo del análisis tiempo historia, donde lo primero que se realizó fue cargar los 3 pares de conjuntos ortogonales al software mediante la función “time-history” donde para el desarrollo ordenado y correcto de este análisis se optó por tomar la componente ortogonal EO para el sentido X de la dirección del sismo y la dirección NS por consiguiente se consideró para la dirección Y del análisis.

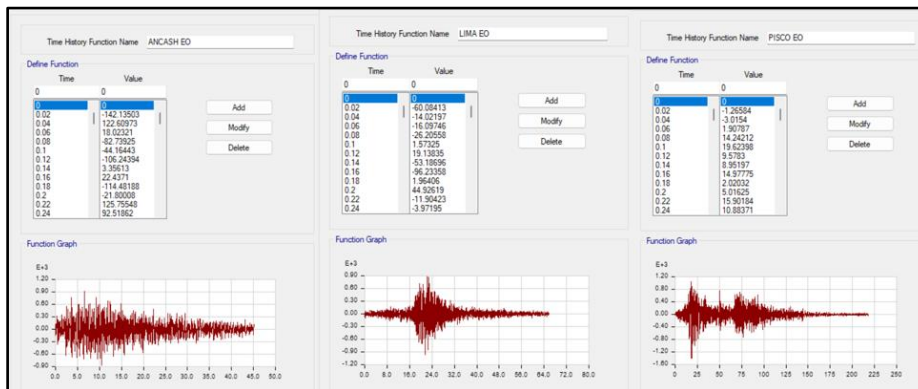


Fig. 74. Ingreso de componente EO de cada sismo en ETABS.

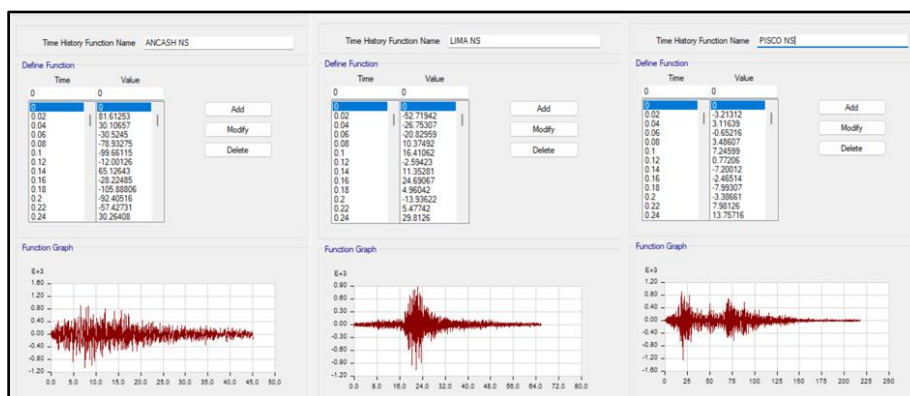


Fig. 75. Ingreso de componente NS de cada sismo en ETABS.

Una vez registrados las funciones tiempo historia se crearon los casos correspondientes a las funciones para analizar tanto a dirección X como Y tomando en cuenta la orientación de las ortogonales para cada sentido y para cada sismo analizado donde se consideró el número de pasos de tiempo correspondientes y multiplicado por el intervalo de tiempo nos dé como resultado el tiempo total de registro de cada sismo y donde para cada caso se ha considerado un amortiguamiento del 5%. Una vez realizado esto se procedió con el análisis de todos los modelos para la consideración y comparación de derivas y análisis sísmico de la estructura tanto para el caso empotrado como para los casos de ISE.

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	ANCASH EO	0.01

Fig. 76. Creación de casos de análisis para sismo Ancash 1970.

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	LIMA EO	0.01

Fig. 77. Creación de casos de análisis para sismo Lima 1966.

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	PISCO EO	0.01

Fig. 78. Creación de casos de análisis para sismo Pisco 2007.

## Modelos considerando la aplicación de las metodologías para la interacción suelo estructura

Luego de terminar las verificaciones sísmicas tanto estática como dinámica y ya que cumplieron las derivas en ambas verificaciones se procedió a dibujar la subestructura es decir la platea de cimentación donde antes de realizar las metodologías y verificar las presiones se procedió a realizar la verificación por punzonamiento donde se trabajó con la columna más cargada en el nivel más bajo cerca a la platea, es decir en el nivel del sótano, y se obtuvieron las cargas que soporta del modelado.

**TABLA XLIX**

CARGAS DE LA COLUMNA MAS CARGADA DE LA EDIFICACION

Columna	Tipo de carga	Carga (Tonf)
C9	Carga muerta	132.9507
	Carga viva	32.6255

Luego se trabajó con las cargas mayoradas y se aplicó la ecuación (168) donde se especificaron las dimensiones de la columna las cuales son 30 x 150 y se obtuvo un peralte final de 50 cm, pero cuando se verificaron las presiones estas no cumplían y por lo tanto se decidió trabajar con el peralte mencionado en los planos el cual es de 60 cm y con esa dimensión se trabajó las metodologías.

**TABLA L**

CALCULO DE PERALTE DE LA PLATEA POR PUNZONAMIENTO

Datos de entrada		
Pu	241594.33	kg
Ø	0.85	
f <sub>c</sub>	280.00	kg/cm <sup>2</sup>
B	30.00	cm
h	150.00	cm
Cálculo de "d"		
d	36.55	cm
H zapata	46.55	cm
H final	50.00	cm
H elegida	60.00	cm

Luego de confirmar la dimensión con la que se trabajara la platea se procedió a dibujar la platea en el modelado donde primero se quitaron las restricciones empotradas al modelado y se

procedió con el dibujo, donde se usó una platea rectangular de dimensiones de 24.32 x 26.586 m donde para poder distribuir las cargas uniformemente se discretizo la platea cada 1 m, mientras que en el Etabs se especifican las dimensiones además del tipo de material de concreto  $f^c = 210 \text{ kg/cm}^2$  y con un tipo Shell tin.

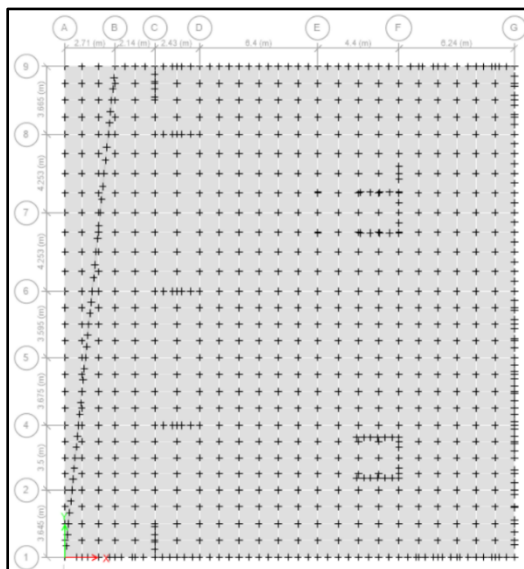


Fig. 79. Platea dibujada y discretizada en ETABS.

Luego de dibujar la platea se crearon las combinaciones de carga para considerar las presiones las cuales son en base a la norma E.030 y se considera el 100 por ciento de la carga viva y la carga muerta además de incluir la carga del sismo estática creada previamente. Mencionando que estas cargas serán usadas para verificar exclusivamente las presiones de la platea y que cumpla con la capacidad admisible definida según los estudios de suelo y para realizar el diseño de la cimentación se trabajara con la envolvente de las combinaciones definidas según la norma E.060 incluyendo el sismo estático y para comparar las derivas y esfuerzos se usara el sismo dinámico.

**TABLA LI**  
COMBINACIONES DE SERVICIO PARA VERIFICACION DE PRESIONES

Combinaciones
1.0 CM + 1.0 CV
1.0 CM + 1.0 CV + 0.8 SEx
1.0 CM + 1.0 CV + 0.8 SEy

Una vez definidas las cargas y combinaciones, se procedió con el desarrollo de cada metodología mediante las fórmulas que se menciona cada una, pero primero se resumen los valores del suelo necesarios para desarrollar cada formula los cuales fueron obtenidos de los ensayos de suelo y se clasificaron usando los datos más críticos para que pueda hacerse un diseño adecuado.

**TABLA LII**  
PARAMETROS DEL SUELO A EMPLEAR SEGÚN ENSAYOS DE LABORATORIO

<b>Parámetros del suelo</b>	
Tipo de suelo	Arena arcillosa (SC)
Módulo de elasticidad del suelo (Ton/m <sup>2</sup> )	2280
Coeficiente de poisson del suelo	0.35
Peso específico del suelo (kg/m <sup>3</sup> )	1919

Una vez que se recopilaron los datos del suelo se recopilaron los datos del peso total del edificio y de cada piso lo cual es un dato indispensable para las metodologías y se procedió a desarrollar cada metodología para obtener las rigideces de cada una y los amortiguamientos respectivos.

**TABLA LIII**  
PESO TOTAL DE LA ESTRUCTURA

<b>Nivel</b>	<b>Masa (tonf-s<sup>2</sup>/m)</b>	<b>Peso final (*9.81m/s<sup>2</sup>) (Tonf)</b>
S1	58.94456	578.246134
Piso 1	52.51827	515.204229
Piso 2	52.83821	518.34284
Piso 3	53.22853	522.171879
Piso 4	53.22853	522.171879
Piso 5	53.22853	522.171879
Piso 6	53.22853	522.171879
Piso 7	53.22853	522.171879

Piso 8	46.21647	453.383571
Total	476.66016	4676.03617

Luego se de obtener los valores fundamentales se procedió con el desarrollo de cada una de las metodologías donde se hallaron las rigideces para cada uno de los grados de libertad con los que trabaja cada metodología y además los amortiguamientos para las metodologías a las que les corresponde.

### Metodología de Winkler

Para la aplicación de esta metodología se procedió a aplicar las fórmulas correspondientes a esta metodología las cuales fueron descritas previamente dentro del marco teórico, y ya que el suelo que se analizo tiene la presencia de dos estratos se tomó en consideración para el desarrollo de la formula correspondiente de acuerdo al número de estratos. Por ello luego ya que se tienen los dos estratos se utilizan la altura de cada uno de los estratos y además de eso el módulo Young de cada uno y los coeficientes de poisson, donde se denoto una diferencia en el cambio de estrato ya que se tuvo la presencia en el primer estrato de una arcilla limo arenosa de baja plasticidad (CL-ML) y en el segundo estrato se tuvo la presencia de una arena arcillosa (SC).

**TABLA LIV**  
PARAMETROS DE SUELO PARA CALCULO DE METODOLOGIA WINKLER

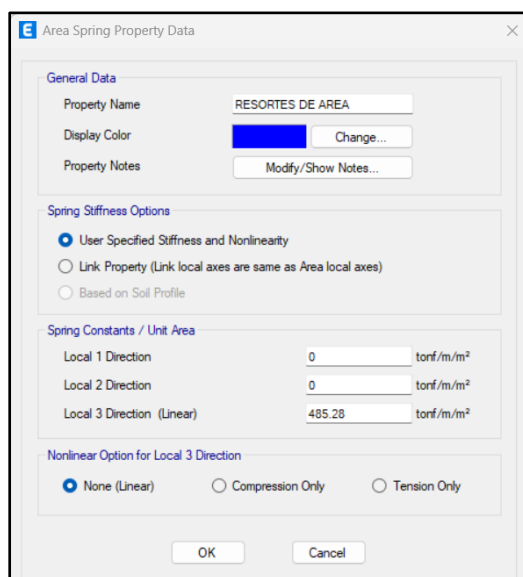
Parámetros de cada estrato de suelo		
h1 (Arcilla limo arenosa)	2.8	m
h2 (Arena arcillosa)	1.8	m
v1 (Arcilla limo arenosa)	0.4	
v2 (Arena arcillosa)	0.35	
E1 (Arcilla limo arenosa)	1300	ton/m <sup>2</sup>
E2 (Arena arcillosa)	2280	ton/m <sup>2</sup>

Con los parámetros del suelo definido se reemplazan en la ecuación (2) para obtener el coeficiente vertical de balasto, dato el cual será indispensable para colocar en la platea y colocarlo en el modelado estructural con la platea.

**TABLA LV**  
COEFICIENTE VERTICAL DE BALASTO

Coeficiente vertical de balasto		
C1	485.279527	ton/m <sup>3</sup>

Con respecto al modelado estructural una vez ya creada la platea, se asigna el coeficiente vertical en modo de resorte de tipo área, para asignar esto se crea en spring properties el área spring correspondiente y se le asigna el dato final del coeficiente vertical y luego se asigna a cada cuadro discretizado de la platea los área springs correspondientes y se restringen los desplazamientos tanto en X como en Y además de la rotación en Z, con estos resortes se podrán verificar las presiones y pasar a la etapa del diseño de la cimentación.



**Fig. 80.** Asignación de coeficiente vertical de balasto a la platea en el modelado.

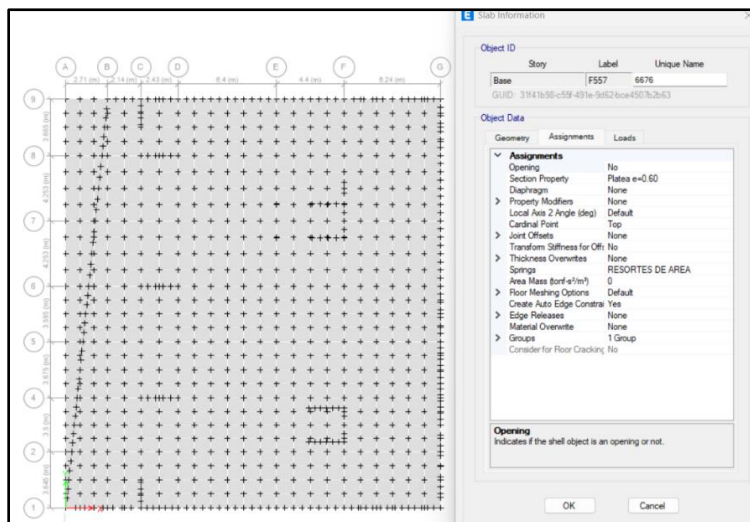


Fig. 81. Verificación de resortes de área asignados al modelado.

### Metodología D.D. Barkan – O.A. Savinov

Para esta metodología a diferencia del método de winkler se desarrollan las fórmulas previamente mencionadas en el marco teórico de la presente metodología, pero aquí se consideraron factores de rigidez, pero considerando 5 grados de libertad a excepción de, mientras que el módulo de winkler solo considera 1 grado de libertad.

Los primeros datos que se necesitaran los valores del área de la platea además de las inercias tanto en X como en Y, además del peso de la platea para lo cual se usó el peso específico del concreto que es 2.4 ton/m<sup>3</sup> y se multiplico por el área y el peralte de la platea.

TABLA LVI

DATOS DE ENTRADA DE LA CIMENTACION PARA METODOLOGIA BARKAN

Datos de entrada de platea de cimentación		
<b>a</b>	24.32	m
<b>b</b>	26.586	m
<b>Peralte</b>	0.6	m
<b>Inercia X</b>	38083.89208	m <sup>4</sup>
<b>Inercia Y</b>	31868.56192	m <sup>4</sup>
<b>Módulo de elasticidad concreto</b>	2.19E+06	Tn/m <sup>2</sup>

<b>Coefficiente Poisson</b>	0.2	
<b>f'c del concreto</b>	280	kg/cm2
<b>Área de la Platea</b>	646.57152	m2
<b>Peso de la Platea</b>	931.0629888	Tn

Luego de tener los datos de la platea de cimentación se trabajan con el peso total del edificio obtenido y luego se calcula la presión estática que se da en base al peso del edificio, el peso de la platea además del área de la cimentación.

**TABLA LVII**

CALCULO DE LA PRESION ESTATICA

<b>Cálculo de la presión estática</b>		
<b>Peso del edificio (Etabs)</b>	4676.04	Tn
<b>Presión Estática</b>	0.867	kg/cm2

Luego de calcular la presión estática se determina el parámetro  $C_0$  el cual depende de la

TABLA I y según los datos finales del índice líquido se encuentra entre 0.25 y 0.5 y se tiene una arena arcillosa plástica y por lo tanto se tiene un valor de  $C_0 = 2 \text{ kg/cm}^3$ .

Luego de obtener el valor de  $C_0$  se determina el valor de  $D_0$  el cual es  $1.58 \text{ kg/cm}^2$ , este valor se determina en base al coeficiente de poisson que es 0.35 y el valor  $C_0$ .

**TABLA LVIII**

CALCULO DE FACTOR  $D_0$

<b>Cálculo de <math>D_0</math></b>		
<b><math>C_0</math></b>	2	Kg/cm3
<b>Coefficiente de Poisson</b>	0.35	
<b>Capacidad Portante del suelo</b>	1.73	kg/cm2
<b>Módulo de elasticidad del suelo</b>	2280	tn/m2

$D_0$	1.58	kg/cm <sup>2</sup>
-------	------	--------------------

Después de calculado el valor  $D_0$ , tomando en cuenta la densidad específica con un valor de 0.2 y el valor empírico se calcularon los coeficientes de desplazamiento y de compresión elástica tanto uniforme como no uniforme los cuales fueron indispensables para el cálculo de coeficientes de rigidez equivalente.

**TABLA LIX**  
COEFICIENTES DE DESPLAZAMIENTO Y COMPRESION EN LA BASE

Coeficientes de desplazamiento y compresión en la base		
$C_x$	3797.89	Tn/m <sup>3</sup>
$C_z$	4820.40	Tn/m <sup>3</sup>
$C_{0x}$	5505.38	Tn/m <sup>3</sup>
$C_{0y}$	5446.99	Tn/m <sup>3</sup>

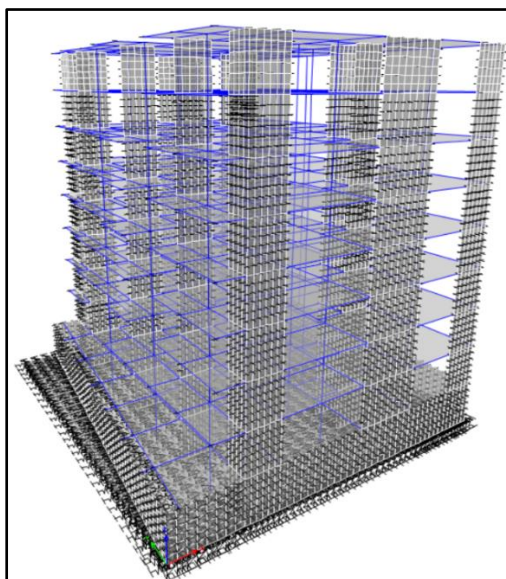
Por último, con los coeficientes de desplazamiento y compresión se calcularon los coeficientes de rigidez equivalente para los 5 grados de libertad a excepción de la rotación alrededor del eje z la cual no es considerada en esta metodología.

**TABLA LX**  
COEFICIENTES DE RIGIDEZ EQUIVALENTE

Coeficiente Rigidez equivalente		
$k_x$	2455610.34	Tn/m
$k_y$	2455610.34	Tn/m
$k_z$	3116736.21	Tn/m
$k_{0x}$	209666126.89	Tn.m
$k_{0y}$	173587849.22	Tn.m

Luego para ingresar estos valores al modelado estructural se añaden mediante unos springs de tipo point los cuales se asignarán a lo largo de toda la platea, para realizar esto se procederá a dividir los valores de rigidez finales entre el número de point springs que se ubicaran en toda la

platea y se obtendrán unos coeficientes divididos con lo cual se trabajara para la verificación de presiones y el diseño.



**Fig. 82.** Asignación de resortes de tipo spring al modelado estructural metodología Barkan.

**Point Spring Property Data**

**General Data**

Property Name: MODELO BARKAN

Display Color:  Change...

Property Notes: Modify/Show Notes...

**Spring Stiffness Options**

User Specified/Link Properties  Based on Soil Profile and Footing Dimensions

**Simple Spring Stiffness in Global Directions**

Translation X	887.463	tonf/m
Translation Y	887.463	tonf/m
Translation Z (Linear)	1126.395	tonf/m
Rotation about X-Axis	75773.8081	tonf-m/rad
Rotation about Y-Axis	62735.0377	tonf-m/rad
Rotation about Z-Axis	0	tonf-m/rad

**Nonlinearity Specifications**

Quick Specification  From Link Properties

**Nonlinear Option (Applies to Translation Z Only)**

None (Linear)  
 Tension Only  
 Compression Only  
 Elastoplastic

Compression Stiffness:   
 Compression Strength:   
 Tension Stiffness:   
 Tension Strength:

OK Cancel

**Fig. 83.** Asignación de coeficientes de rigidez al modelado estructural metodología Barkan.

Luego de asignar los resortes con los coeficientes de rigidez distribuidos se procedio a restringir solamente al perimetro de la platea la rotacion en z ya que no se esta considerando esta rigidez para que el modelo funcione adecuadamente.

**Metodología Norma Rusa SNIP 2.02.05-87**

Para la metodología de Norma Rusa a diferencia de la metodología Barkan se consideran los 6 grados de libertad incluyendo en este caso la rotación alrededor del eje Z para ello lo primero que se usó fueron los datos de la platea donde se incluyó la inercia en Z, lo primero que se desarrolló para esta metodología fue el cálculo de las masas que se usaran tanto traslacionales como inerciales donde para las masas traslacionales se consideró el peso de la platea, pero dividida entre la gravedad

**TABLA LXI**

PARAMETROS DE SUELO Y DE LA ESTRUCTURA

<b>Parámetros del suelo y de la estructura</b>		
<b>Coefficiente Poisson</b>	0.35	
<b>f'c</b>	280.00	kg/cm2
<b>Área de la platea</b>	646.57	m2
<b>Peso de la Platea</b>	931.06	Tn
<b>Peso del edificio</b>	4676.04	Tn
<b>Módulo de elasticidad del suelo</b>	2280.00	tn/m2
<b>Peso específico del suelo</b>	1919.00	kg/m3

**TABLA LXII**

MASAS TRASLACIONES

<b>Cálculo de masas traslacionales</b>		
<b>a (ancho)</b>	24.32	m
<b>b (largo)</b>	26.59	m
<b>Peralte (c)</b>	0.60	m
<b>d</b>	0.30	m
<b>Inercia X</b>	38083.89	m4
<b>Inercia Y</b>	31868.56	m4
<b>Inercia Z</b>	69952.45	m4
<b>M<sub>t</sub>=M<sub>x</sub>=M<sub>y</sub>=M<sub>z</sub></b>	94.91	Tn. s2/m

Para el cálculo de las masas inerciales se determinaron primero las inercias de masa donde se consideró la masa traslacional incluyendo los lados de la platea determinando así las inercias de masa tanto en X como en Y, luego para calcular las masas inerciales se utilizaron las masas traslacionales, el peralte de la platea y las inercias de masa correspondiente a cada sentido tanto X, Y y Z.

**TABLA LXIII**

INERCIAS DE MASA Y MASAS INERCIALES

**Inercias de masa y masas inerciales**

<b>Inercia mx</b>	5590.30	tn.m.s2
<b>Inercia my</b>	4677.95	tn.m.s2
<b>M<math>\phi</math>x</b>	5598.837947	tn.m.s2
<b>M<math>\phi</math>y</b>	4686.495905	tn.m.s2
<b>M<math>\psi</math>z</b>	10268.25013	tn.m.s2

Luego del cálculo de las masas inerciales y traslacionales finales se calculó el coeficiente de compresión elástica  $C_z$  la cual se calcula en base al área de la platea, el coeficiente de corrección dimensional  $b_0$  el cual tiene un valor de 1.2 ya que se trabaja con un suelo de tipo arena arcilloso y el módulo de Young del suelo.

**TABLA LXIV**

COEFICIENTE DE COMPRESION ELASTICA

<b>Cálculo del coeficiente de compresión elástica</b>		
<b>A10</b>	10.00	m2
<b>b0</b>	1.20	
<b>Cz</b>	3076.257579	Tn/m3

Luego se calculan los coeficientes de desplazamiento elástico uniforme y coeficientes de compresión elástica no uniforme para todos los sentidos tanto X, Y como Z, las cuales se dan en base al coeficiente de compresión elástica.

**TABLA LXV**

COEFICIENTES DE DESPLAZAMIENTO UNIFORME Y COMPRESION NO UNIFORME

<b>Coefficiente de desplazamiento uniforme y compresión no uniforme</b>		
<b>Cx</b>	2153.380305	Tn/m3
<b>C<math>\phi</math>x=C<math>\phi</math>y</b>	6152.515158	Tn/m3
<b>C<math>\psi</math>z</b>	3076.257579	Tn/m3

En base a los coeficientes se calcula los coeficientes de rigidez equivalente además de los coeficientes de rigidez rotacionales finales los cuales serán ingresados al modelado.

**TABLA LXVI**

COEFICIENTES DE RIGIDEZ FINALES

<b>Coefficientes de Rigidez</b>		
<b>kx=ky</b>	1392314.377	Tn/m
<b>kz</b>	1989020.539	Tn/m
<b>k<math>\phi</math>x</b>	234311723.290	Tn.m
<b>k<math>\phi</math>y</b>	196071810.249	Tn.m
<b>k<math>\psi</math>z</b>	215191766.770	Tn.m

Luego de obtener las rigideces en cada sentido, a diferencia del método de Barkan esta metodología añadió coeficientes de amortiguamiento para todos los sentidos, el primer amortiguamiento calculado fue el relativo para vibraciones verticales ( $\beta_z$ ) el cual se obtuvo en base al módulo de elasticidad del suelo, el coeficiente  $C_z$  y la presión estática media en la base de la cimentación ( $p_m$ ) el cual fue trabajado mediante el coeficiente de condición de trabajo de suelo de fundación donde ya que se trabaja con un suelo areno arcilloso se tiene un valor de 0.7 además de usar la resistencia al asentamiento del suelo base es decir la capacidad portante.

**TABLA LXVII**  
AMORTIGUAMIENTO RELATIVO VERTICAL

Cálculo de amortiguamiento relativo vertical		
<b>Yts</b>	0.7	
<b>Cap. Portante (R)</b>	1.73	kg/cm <sup>2</sup>
<b>p<sub>m</sub></b>	12.11	Tn/m <sup>2</sup>
<b><math>\beta_z</math></b>	0.495	

Teniendo el amortiguamiento relativo vertical se calculan las amortiguaciones relativas tanto para vibraciones horizontales como rotacionales.

**TABLA LXVIII**  
AMORTIGUACIONES HORIZONTALES Y ROTACIONALES

Amortiguaciones relativas horizontales y rotacionales	
<b><math>\beta_x</math></b>	0.297
<b><math>\beta_{\theta_x} = \beta_{\theta_y}</math></b>	0.247
<b><math>\beta_{\psi_z}</math></b>	0.148

Con las amortiguaciones relativas horizontales, rotacionales y vertical se calcularon los amortiguamientos efectivos del suelo los cuales serán colocados en el modelado.

**TABLA LXIX**  
COEFICIENTES DE AMORTIGUAMIENTO FINAL

<b>Coefficientes de Amortiguamiento efectivos</b>		
<b>B<sub>x=By</sub></b>	6825.255711	Tn.s/m
<b>B<sub>z</sub></b>	13596.23482	Tn.s/m
<b>B<sub>φx</sub></b>	566708.8007	Tn.s.m
<b>B<sub>Øy</sub></b>	474291.8909	Tn.s.m
<b>B<sub>ψz</sub></b>	441292.2444	Tn.s.m

Con los valores de rigideces y amortiguamiento determinados para ingresarlos al modelado será mediante las propiedades de área springs con un comando link donde se especifican los amortiguamientos y las rigideces, pero con la característica de que para definir y calcular las presiones y momentos que soporta la platea se dividen estos factores entre el total de cuadros discretizados de la platea.

**Fig. 84.** Creación de link para asignar coeficientes de rigidez en el modelado Norma Rusa.

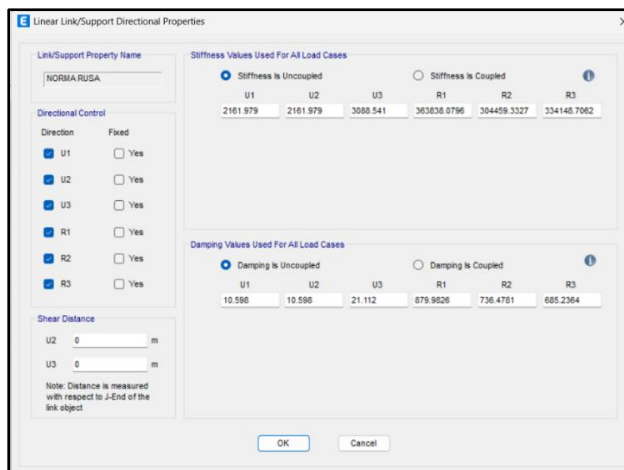


Fig. 85. Asignación de rigideces y amortiguamiento Norma Rusa.

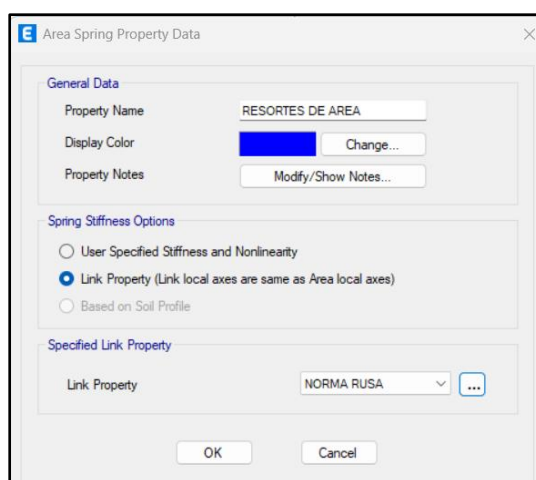


Fig. 86. Creación de resortes de área incluyendo el link con las rigideces y amortiguamiento Norma Rusa.

Luego de colocar los resortes de área en el modelado se procedió a verificar las presiones y luego de revisar que estas cumplieran con la presión admisible se realizó el diseño de esta placa con los momentos obtenidos de la envolvente de cada combinación realizada por la norma E.060.

### Metodología mediante el ASCE/SEI 41-17

Para realizar esta metodología lo primero que se recopiló fueron los datos del suelo y de la estructura que se utilizaron para las metodologías previamente mencionadas.

TABLA LXX

DATOS DE PLATEA Y ESTRUCTURA PARA EL DESARROLLO DE LA METODOLOGIA

<b>Datos de la platea y la estructura</b>		
<b>Largo (B)</b>	24.32	m
<b>Ancho (L)</b>	26.59	m
<b>Peralte (c)</b>	0.60	m
<b>d</b>	0.30	m
<b>Inercia X</b>	38083.89	m <sup>4</sup>
<b>Inercia Y</b>	31868.56	m <sup>4</sup>
<b>Inercia Z</b>	69952.45	m <sup>4</sup>
<b>Mt=Mx=My=Mz</b>	94.91	tn.s <sup>2</sup> /m
<b>Inercia mx</b>	5590.30	tn.m.s <sup>2</sup>
<b>Inercia my</b>	4677.95	tn.m.s <sup>2</sup>
<b>Coefficiente Poisson</b>	0.35	
<b>f'c</b>	210.00	kg/cm <sup>2</sup>
<b>Área platea</b>	646.57	m <sup>2</sup>
<b>Peso de la Platea</b>	931.06	Tn
<b>Peso del edificio</b>	4676.04	Tn
<b>Módulo de elasticidad del suelo</b>	2280	tn/m <sup>2</sup>
<b>Peso específico del suelo</b>	1919	kg/m <sup>3</sup>
<b>Profundidad de la cimentación (Df)</b>	3.6	m
<b>h del nivel de piso hasta el centroide de la platea</b>	3.3	m

Luego de esto para realizar la metodología del método ASCE se trabaja dos tipos de modificación mediante la interacción suelo estructura las cuales son la modificación cinemática y la modificación radial.

Para desarrollar primero la modificación cinemática se modificó el espectro de respuesta que se desarrolla en el Etabs el cual se basa en los datos de la norma E.030 y no considera la gravedad, donde a partir de ello se obtuvo las relaciones del espectro de respuesta (RSS) tanto la relación para las losas de cimentación superficial ( $RRS_{bsa}$ ) y la relación corregida por la profundidad de empotramiento o desplante ( $RRSe$ ), estos datos son dependientes del periodo de tiempo donde el mínimo periodo que se puede usar para utilizar las fórmulas mencionadas en el marco teórico es de 0.2 s. El primer valor que se encuentra para realizar esta relación es la base efectiva ( $be$ ) el cual se encuentra en ft, luego se encuentra la velocidad de onda de corte promedio ( $V_{sp}$ ).

**TABLA LXXI**  
BASE EFECTIVA Y VELOCIDAD DE ONDAS DE CORTE

<b>Cálculo de base efectiva y velocidad de ondas de corte</b>		
<b>be</b>	83.42	ft
<b>Velocidad de ondas de corte promedio (<math>V_{sp}</math>)</b>	463.477316	m/s

Luego de obtener la base efectiva se realiza el cálculo de las relaciones espectrales mediante las ecuaciones (116) a (121) y se obtienen ambas relaciones y con ellas se realiza el cálculo de la nueva aceleración espectral que se ingresara en el software Etabs donde se da de la multiplicación de ambas relaciones espectrales las cuales tienen que ser mayor a 0.5 y este producto se multiplicara por el valor original de relación espectral sacado del programa etabs, lo cual se realizara tanto para el espectro en X como en Y, lo cual pasaría a ser el espectro por modificación cinemática.

**TABLA LXXII**  
ESPECTRO CORREGIDO POR INTERACCION CINEMÁTICA X-X

<b>Espectro en X-X</b>						
<b>T</b>	<b>Sa E.030</b>	<b>bo</b>	<b>Bbsa</b>	<b>RRSbsa</b>	<b>RRSe</b>	<b>Sa int. Cine</b>
0	0.2188	0.26208549	1.073574693	0.975239334	0.95197899	0.20313553

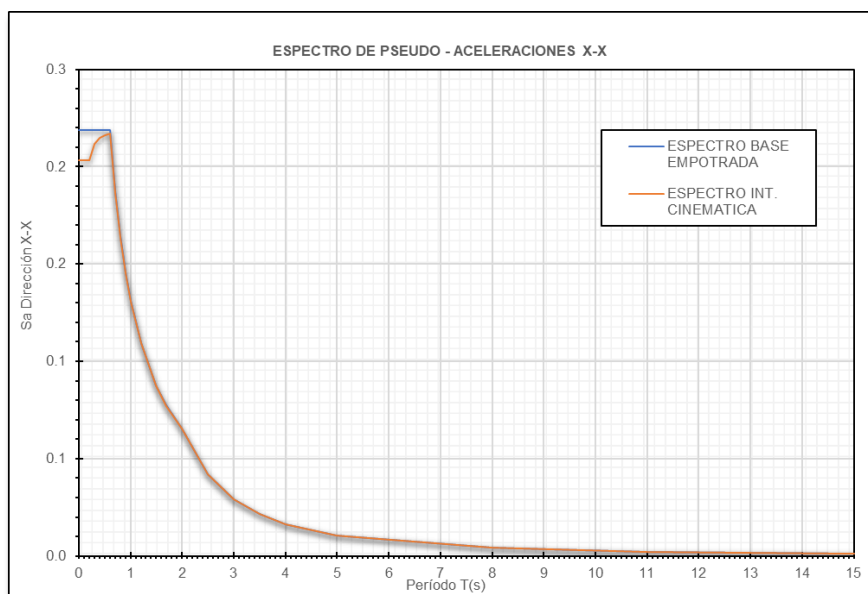
0.1	0.2188	0.26208549	1.073574693	0.975239334	0.95197899	0.20313553
0.2	0.2188	0.26208549	1.073574693	0.975239334	0.95197899	0.20313553
0.3	0.2188	0.17472366	1.031474784	0.988752663	0.97852884	0.21169403
0.4	0.2188	0.13104275	1.01746964	0.99362438	0.98789709	0.21477378
0.5	0.2188	0.1048342	1.011111661	0.995904949	0.99224661	0.21621451
0.6	0.2188	0.08736183	1.007690562	0.99715066	0.99461286	0.21700122
0.7	0.1875	0.07488157	1.005638779	0.99790414	0.99604084	0.18636624
0.8	0.1641	0.06552137	1.00431152	0.998394129	0.99696815	0.16333975
0.9	0.1458	0.05824122	1.003403565	0.998730498	0.99760412	0.14526603
1	0.1312	0.0524171	1.002755112	0.998971317	0.99805914	0.13081066
1.2	0.1094	0.04368092	1.001911666	0.999285287	0.998652	0.10917445
1.5	0.0875	0.03494473	1.001222626	0.999542401	0.99913719	0.0873845
1.7	0.0772	0.03083359	1.000951614	0.999643681	0.99932823	0.07712065
2	0.0656	0.02620855	1.00068736	0.99974252	0.99951463	0.06555128
2.5	0.042	0.02096684	1.000439802	0.999835189	0.99968935	0.04198003
3	0.0292	0.01747237	1.000305377	0.999885539	0.99978427	0.02919036
3.5	0.0214	0.01497631	1.00022434	0.999915902	0.9998415	0.02139481
4	0.0164	0.01310427	1.000171752	0.999935611	0.99987865	0.01639695
5	0.0105	0.01048342	1.000109914	0.999958789	0.99992233	0.01049875
8	0.004102	0.00655214	1.000042932	0.999983901	0.99996966	0.00410181
11	0.002169	0.00476519	1.000022708	0.999991485	0.99998395	0.00216895
15	0.001167	0.00349447	1.000012211	0.999995421	0.99999137	0.00116698

**TABLA LXXIII**  
**ESPECTRO CORREGIDO POR INTERACCION CINEMÁTICA Y-Y**

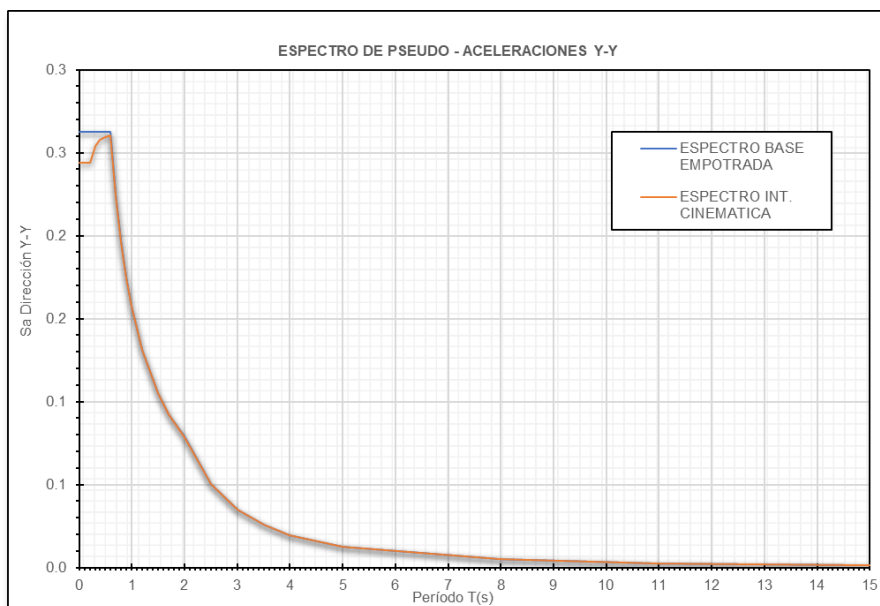
<b>Espectro en Y-Y</b>						
<b>T</b>	<b>Sa</b>	<b>bo</b>	<b>Bbsa</b>	<b>RRSbsa</b>	<b>RRSe</b>	<b>Sa int. Cine</b>
0	0.2625	0.26208549	1.073574693	0.975239334	0.95197899	0.2437
0.1	0.2625	0.26208549	1.073574693	0.975239334	0.95197899	0.2437
0.2	0.2625	0.26208549	1.073574693	0.975239334	0.95197899	0.2437
0.3	0.2625	0.17472366	1.031474784	0.988752663	0.97852884	0.2540
0.4	0.2625	0.13104275	1.01746964	0.99362438	0.98789709	0.2577
0.5	0.2625	0.1048342	1.011111661	0.995904949	0.99224661	0.2594
0.6	0.2625	0.08736183	1.007690562	0.99715066	0.99461286	0.2603
0.7	0.225	0.07488157	1.005638779	0.99790414	0.99604084	0.2236
0.8	0.1969	0.06552137	1.00431152	0.998394129	0.99696815	0.1960
0.9	0.175	0.05824122	1.003403565	0.998730498	0.99760412	0.1744
1	0.1575	0.0524171	1.002755112	0.998971317	0.99805914	0.1570
1.2	0.1312	0.04368092	1.001911666	0.999285287	0.998652	0.1309
1.5	0.105	0.03494473	1.001222626	0.999542401	0.99913719	0.1049
1.7	0.0926	0.03083359	1.000951614	0.999643681	0.99932823	0.0925
2	0.0788	0.02620855	1.00068736	0.99974252	0.99951463	0.0787
2.5	0.0504	0.02096684	1.000439802	0.999835189	0.99968935	0.0504
3	0.035	0.01747237	1.000305377	0.999885539	0.99978427	0.0350
3.5	0.0257	0.01497631	1.00022434	0.999915902	0.9998415	0.0257
4	0.0197	0.01310427	1.000171752	0.999935611	0.99987865	0.0197
5	0.0126	0.01048342	1.000109914	0.999958789	0.99992233	0.0126

8	0.004922	0.00655214	1.000042932	0.999983901	0.99996966	0.0049
11	0.002603	0.00476519	1.000022708	0.999991485	0.99998395	0.0026
15	0.0014	0.00349447	1.000012211	0.999995421	0.99999137	0.0014

La comparación grafica se encuentra en las Fig. 87, Fig. 88. Donde se ve la diferencia entre el espectro de base empotrada y el espectro de método ASCE corregido por interacción cinemática.

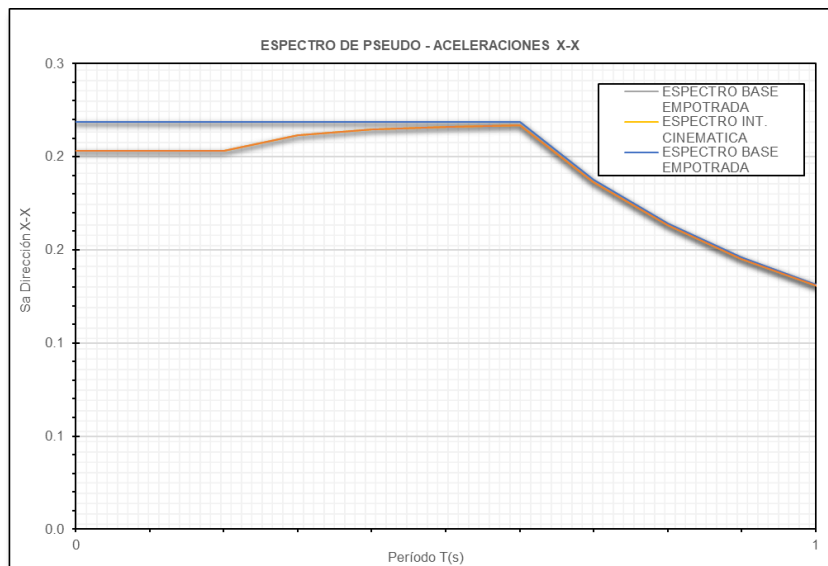


**Fig. 87.** Espectro base empotrada vs interacción cinemática x-x.

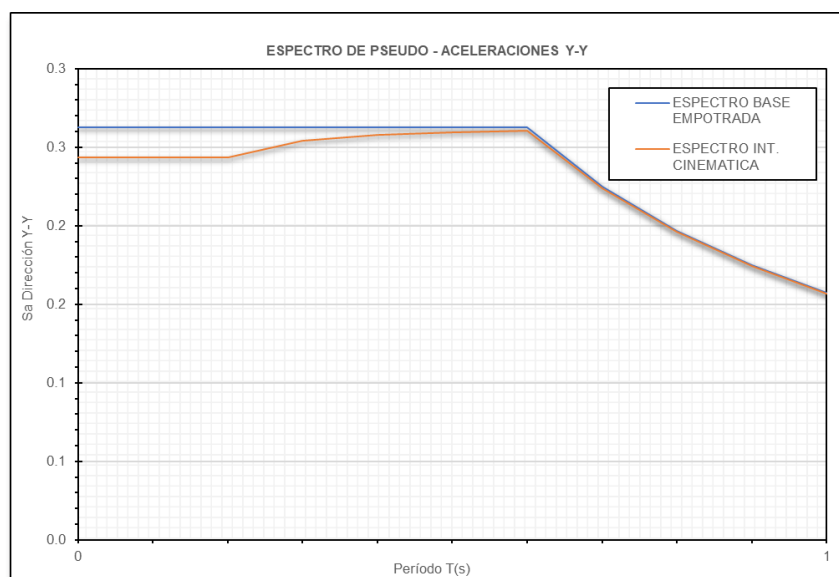


**Fig. 88.** Espectro base empotrada vs interacción cinemática y-y.

Como se observa en las gráficas se denota una variación entre el espectro de base empotrada y el espectro interacción cinemática lo cual es evidente en el tramo de aceleraciones constantes en los periodos cortos donde el espectro cinemático es menor en comparación con el espectro de base empotrada todos considerados con un amortiguamiento del 5%.



**Fig. 89.** Espectro base empotrada vs interacción cinemática x-x en el primer segundo.



**Fig. 90.** Espectro base empotrada vs interacción cinemática y-y en el primer segundo.

Una vez calculado el nuevo espectro por interacción cinemática se procede con el cálculo de los coeficientes de rigidez donde lo primero que se calculó fue el módulo de cortante efectivo el cual se encuentra en función de las propiedades del suelo y los parámetros sísmicos.

Lo primero que se empleó para calcular este módulo fue encontrar la velocidad espectral ( $S_x$ ) la cual se toma en cuenta con el espectro elástico de la estructura la cual se da en base a los

parámetros sísmicos ZUCS el cual se tuvo que hallar tanto para X como Y ya que se presentaron valores distintos del factor C tomados del análisis sísmico previamente realizado.

Una vez hallado estos valores se dividieron entre 2.5 como indicio el procedimiento de esta metodología y luego en base al resultado se verifico en la TABLA VI y de acuerdo al tipo de suelo el cual según los datos de ensayos de suelo y reflejando y asimilando los valores a los considerados en el método ASCE se cuenta con tipo de suelo clase D y se trabaja con un factor en base a ese tipo de suelo luego con ese factor se encuentra la velocidad de onda de corte que se da en base a este factor y a la velocidad de onda de corte promedio, en base a esta se determina el módulo de corte del suelo y multiplicando este módulo por el factor de módulo de corte previamente encontrado mediante el tipo de suelo se obtuvo el módulo de corte efectivo del suelo (G).

**TABLA LXXIV**  
MODULO DE CORTANTE EFECTIVO DEL SUELO

<b>Módulo de cortante efectiva del suelo</b>		
<b>Sxs (X)</b>	1.091475	
<b>Sxs (Y)</b>	1.167075	
<b>Sxs/2.5</b>	0.43659	
<b>G/Go</b>	0.46	
<b>n = <math>\sqrt{G/Go}</math></b>	0.68	
<b>Vs = n*Vsp</b>	314.35	m/s
<b>Vs</b>	1031.05	ft/s
<b>h del nivel de piso hasta el centroide de la platea</b>	11.81	ft
<b>Go</b>	42020666.24	Kg/m <sup>2</sup>
<b>G</b>	19329506.47	Kg/m <sup>2</sup>
<b>G (módulo de corte efectivo del suelo)</b>	27493.02	lb/in <sup>2</sup>

Teniendo el módulo de cortante efectivo y con los datos previamente mencionados se procede a encontrar los coeficientes de rigidez en la superficie que igual a la metodología de norma rusa toma en cuenta los 6 grados de libertad de la estructura es decir 3 desplazamientos y 3 rotaciones.

**TABLA LXXV**  
COEFICIENTE DE RIGIDEZ EN LA SUPERFICIE

<b>Coeficiente Rigidez en la superficie</b>		
<b>kx</b>	1368311.766	Tn/m
<b>ky</b>	1378930.108	Tn/m
<b>kz</b>	1777026.267	Tn/m

$k\phi_x$	229821417.6	Tn.m
$k\phi_y$	263515829.9	Tn.m
$k\psi_z$	325107673.2	Tn.m

Luego en base a la profundidad de empotramiento y la altura a la que se encuentra ubicada la platea y su centroide se calculan los factores de corrección por profundidad de empotramiento los cuales serán necesarios para que las rigideces tomen en consideración tanto la altura de empotramiento y el espesor de la platea.

**TABLA LXXVI**

FACTORES DE CORRECCION POR PROFUNDIDAD DE EMPOTRAMIENTO

Factores de corrección por profundidad de empotramiento	
$\beta_x$	1.302
$\beta_y$	1.310
$\beta_z$	1.184
$\beta_{xx}$	1.066
$\beta_{yy}$	1.217
$\beta_{zz}$	1.178

Teniendo tanto las rigideces y los factores de corrección se multiplican cada uno de acuerdo al tipo de rigidez a considerar para obtener los coeficientes de rigidez corregidas, valores los cuales serán los que se ingresen finalmente al modelado en el software.

**TABLA LXXVII**

COEFICIENTE DE RIGIDEZ CORREGIDOS

Coeficiente Rigidez corregidos		
$k_x$	1781776.242	Tn/m
$k_y$	1806677.042	Tn/m
$k_z$	2103311.643	Tn/m
$k\phi_x$	244953499.6	Tn.m

<b>k<sub>Oy</sub></b>	320673325.9	Tn.m
<b>k<sub>ψz</sub></b>	382928653.8	Tn.m

Después de encontrar los coeficientes de rigidez se trabaja con el amortiguamiento de la estructura para determinar el nuevo amortiguamiento con el que se trabajara para el modelado y para la respuesta espectral que esta presentara.

Para considerar esto se toman en cuenta los datos, del peso de la estructura así como la masa, la altura total de la edificación sin considerar el sótano la cual es de 23.2 m, los coeficientes de reducción R tanto para X como para Y además de los periodos fundamentales que presenta la estructura tanto empotrada como cuando se añade la platea con los coeficientes de rigidez ya incluidos ya que se trabaja con las rigideces ya consideradas en el modelado para obtener el nuevo amortiguamiento del espectro de respuesta.

**TABLA LXXVIII**

PESO EFECTIVO, MASA EFECTIVA Y PERIODOS FUNDAMENTALES DE VIBRACION

<b>Datos</b>		
<b>Pe</b>	4676036.17	kg
<b>Me</b>	476660.16	kg.s <sup>2</sup> /m
<b>H de edificación</b>	23.2	m
<b>Módulo de poisson del suelo</b>	0.35	
<b>Coficiente de reducción Rx</b>	5.4	
<b>Coficiente de reducción Ry</b>	4.5	
<b>Periodo fundamental de vibración Tx</b>	0.650	
<b>Periodo fundamental de vibración Ty</b>	0.608	
<b>Periodo fundamental con rigideces Tx</b>	0.685	
<b>Periodo fundamental con rigideces Ty</b>	0.643	

Luego se encuentran los porcentajes de masas participativas debido a los periodos de la estructura y con ello encontrar los factores  $a_0$  y  $a_{xx}$ .

**TABLA LXXIX**  
MASA PARTICIPATIVA

<b>Porcentaje de masa participativa</b>		
<b>PPMM x</b>	0.6431	
<b>PPMM y</b>	0.6071	
<b>Mo x</b>	306540.1489	kg.s <sup>2</sup> /m
<b>Mo y</b>	289380.3831	kg.s <sup>2</sup> /m
<b>n</b>	0.68	
<b>Vs</b>	1031.05	ft/s
<b>B</b>	79.79	ft
<b>L</b>	87.22	ft
<b>H</b>	76.12	ft
<b>Para x</b>		
<b>ao</b>	0.710	
<b>axx</b>	0.788	
<b>Para y</b>		
<b>ao</b>	0.756	
<b>axx</b>	0.793	

Después se encontró la altura efectiva del primer modo donde se considera el 70% de la altura total de la edificación y con ello el factor  $\psi$ .

**TABLA LXXX**  
ALTURA EFECTIVA DEL PRIMER MODO Y FACTOR  $\psi$

<b>Altura efectiva del primer modo</b>		
<b>h*</b>	16.24	m

<b>h*</b>	53.28	ft
<b>ψ</b>	2.082	≤2.5

Con el factor  $\psi$  se procede a calcular la relación de periodos  $T_{xx}$  y  $T_y$  para ambos sentidos en los que se considera la estructura y el espectro.

**TABLA LXXXI**

RELACION DE PERIODOS X-X

<b>Relación de periodos x-x</b>		
<b>K<sub>xx</sub></b>	1.83857E+12	kg/m
<b>K<sub>y</sub></b>	2757860216	kg/m
<b>β<sub>xx</sub></b>	0.043	
<b>β<sub>y</sub></b>	0.265	
<b>T<sub>xx</sub></b>	0.0469	
<b>T<sub>y</sub></b>	0.066	

**TABLA LXXXII**

RELACION DE PERIODOS Y-Y

<b>Relación de periodos y-y</b>		
<b>K<sub>xx</sub></b>	1.83857E+12	kg/m
<b>K<sub>y</sub></b>	2757860216	kg/m
<b>β<sub>xx</sub></b>	0.051	
<b>β<sub>y</sub></b>	0.282	
<b>T<sub>xx</sub></b>	0.045	
<b>T<sub>y</sub></b>	0.064	

En base a la relación de periodos se encontró la relación de amortiguamiento de periodos y el periodo efectivo ( $T_{eff}$ ).

**TABLA LXXXIII**  
PERIODO EFECTIVO X-X

<b>Relación de alargamiento de periodos x-x</b>	
<b><math>\mu</math></b>	2.16
<b>Teff</b>	1.025

**TABLA LXXXIV**  
PERIODO EFECTIVO Y-Y

<b>Relación de alargamiento de periodos y-y</b>	
<b><math>\mu</math></b>	<b>1.8</b>
<b>Teff</b>	<b>1.032</b>

Con base en estos valores encontrados se procedió a calcular el nuevo amortiguamiento efectivo que será considerado en el espectro de respuesta en base a esta metodología el cual tanto para X como para Y se ve reflejado un amortiguamiento mayor al 5% considerado por la norma E.030.

**TABLA LXXXV**  
CALCULO DE AMORTIGUAMIENTO EFECTIVO X-X

<b>Amortiguamiento efectivo x-x</b>	
<b><math>\beta_{rd}</math></b>	0.003
<b><math>\beta_s</math></b>	0.05
<b><math>\beta_f</math></b>	0.008
<b><math>\beta\%</math></b>	0.05
<b><math>\beta_{ssi\%}</math></b>	0.055

**TABLA LXXXVI**  
CALCULO DE AMORTIGUAMIENTO EFECTIVO Y-Y

<b>Amortiguamiento efectivo y-y</b>	
<b><math>\beta_{rd}</math></b>	0.003

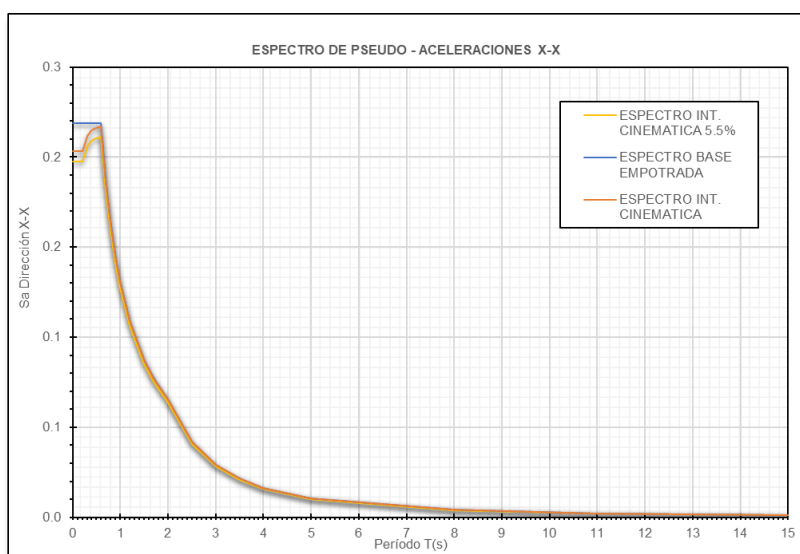
$\beta_s$	0.05
$\beta_f$	0.008
$\beta\%$	0.05
$\beta_{ssi}\%$	0.055

Dado que se tienen estos nuevos amortiguamientos efectivos en comparación con el inicialmente considerado se hizo un reajuste de amortiguamiento, el cual es indispensable para poder obtener el espectro en base al nuevo amortiguamiento y por lo tanto se determina el factor de reajuste espectral por amortiguamiento.

**TABLA LXXXVII**

FACTORES DE REAJUSTE ESPECTRAL

<b>B1 x-x</b>	1.028
<b>B1 y-y</b>	1.028



**Fig. 91.** Comparación espectro base empotrada, interacción cinemática y espectro amortiguamiento 5.5 % x-x.

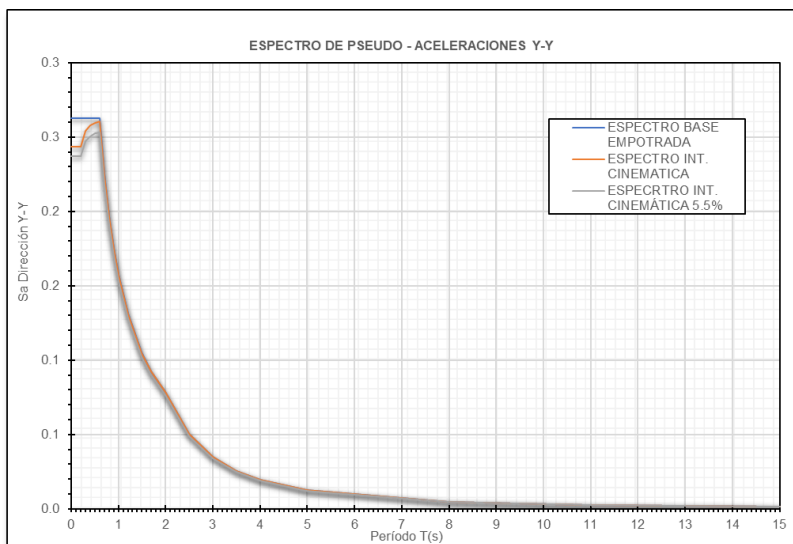


Fig. 92. Comparación espectro base empotrada, interacción cinemática y espectro amortiguamiento 5.5 % y-y.

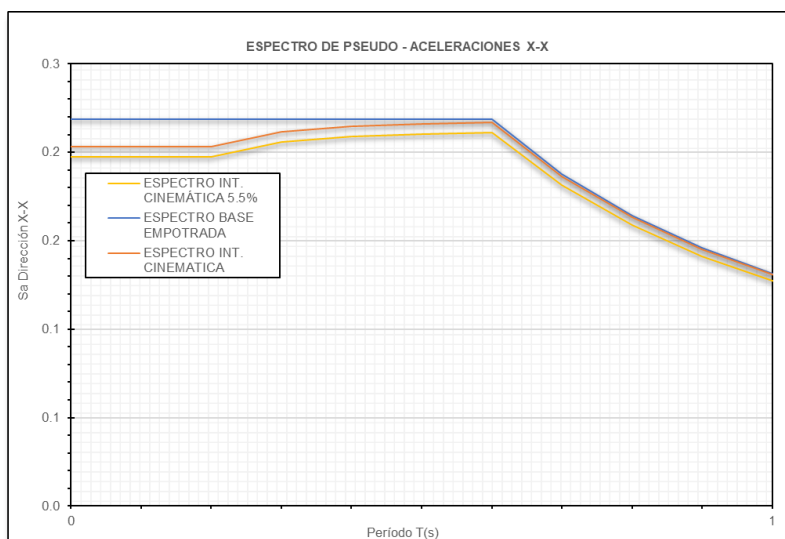


Fig. 93. Comparación de espectros en el primer segundo x-x.

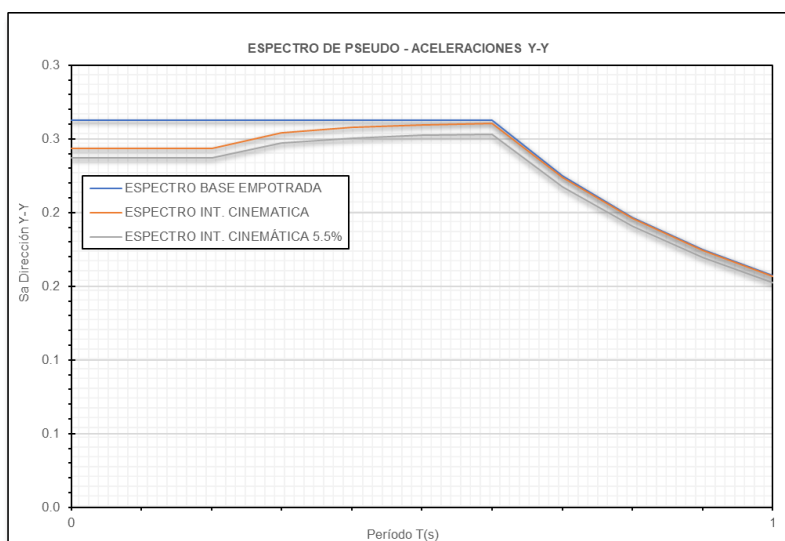


Fig. 94. Comparación de espectros en el primer segundo y-y.

Teniendo el espectro de respuesta con los nuevos periodos obtenidos se calculan nuevamente los factores de cortante sísmico C y K para el análisis sísmico, además se modificó el nuevo espectro de respuesta obtenido y en base a eso se definieron los nuevos patterns dinámicos espectrales tomando en cuenta este espectro, donde para esto igual que en el análisis real se toma en cuenta desde el piso 1 hasta el último piso. Los valores de coeficiente sísmico C para X mostro un valor de 0.1916 mientras que para Y de 0.2449.

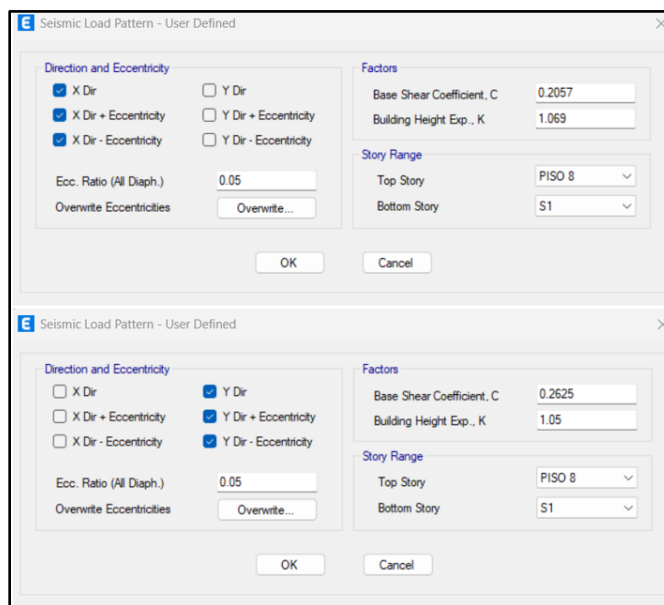


Fig. 95. Asignación de nuevos coeficientes sísmicos al modelado.

Luego se sube al programa ETABS el nuevo espectro corregido con el factor de modificación espectral.

**TABLA LXXXVIII**  
**ESPECTRO X-X CORREGIDO CON AMORTIGUAMIENTO 5.5%**

Espectro en X-X	
T	Sa int. Cine 5.5%
0	0.1976
0.1	0.1976
0.2	0.1976
0.3	0.2059
0.4	0.2089
0.5	0.2103
0.6	0.2111
0.7	0.1813
0.8	0.1589
0.9	0.1413

1	0.1273
1.2	0.1062
1.5	0.0850
1.7	0.0750
2	0.0638
2.5	0.0408
3	0.0284
3.5	0.0208
4	0.0160
5	0.0102
8	0.0040
11	0.0021
15	0.0011

**TABLA LXXXIX**

ESPECTRO Y-Y CORREGIDO CON AMORTIGUAMIENTO 5.5%

<b>Espectro en Y-Y</b>	
<b>T</b>	<b>Sa int. Cine 5.5%</b>
0	0.2371
0.1	0.2371
0.2	0.2371
0.3	0.2471
0.4	0.2507
0.5	0.2523
0.6	0.2533
0.7	0.2176
0.8	0.1907
0.9	0.1696
1	0.1528
1.2	0.1274
1.5	0.1020
1.7	0.0900
2	0.0766
2.5	0.0490
3	0.0340
3.5	0.0250
4	0.0192
5	0.0123
8	0.0048
11	0.0025
15	0.0014

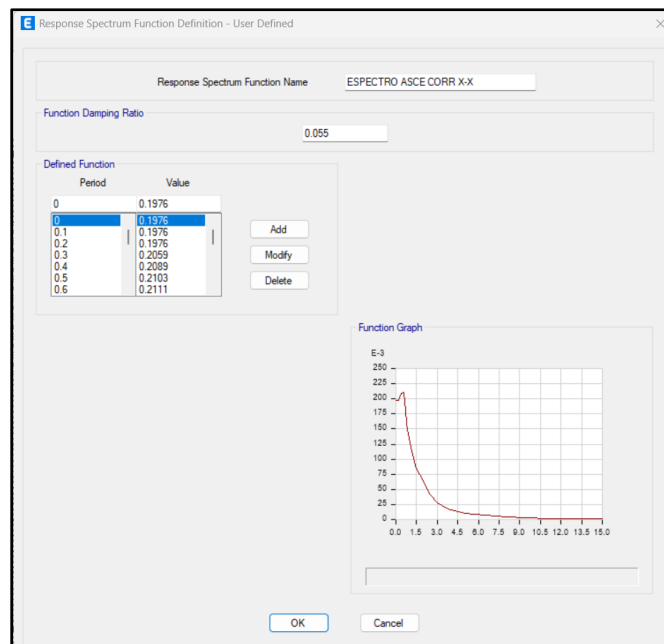


Fig. 96. Asignación de nuevo espectro x-x al modelado estructural.

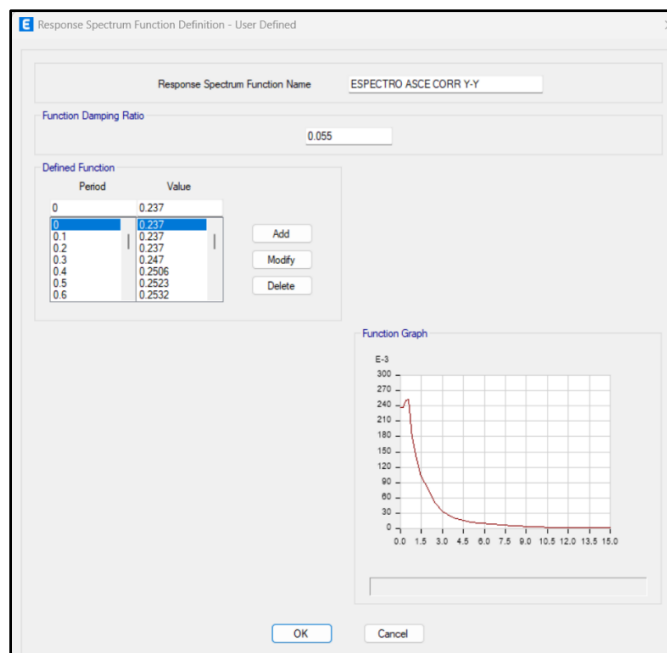


Fig. 97. Asignación de nuevo espectro y-y al modelado estructural.

Una vez cargado el espectro modificado considerando la interacción suelo estructura ASCE se enlazo la función espectral ASCE corregida a los casos tanto de SD que depende de la función espectral como de SD más la excentricidad correspondiente.

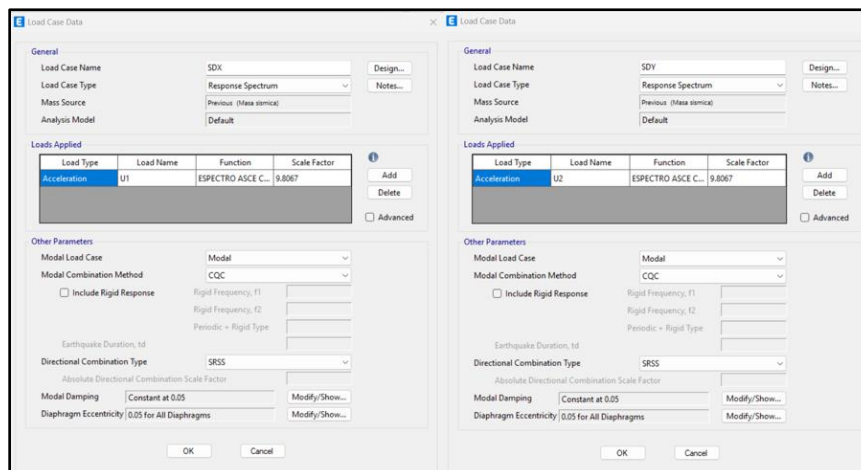


Fig. 98. Asignación de nuevo espectro a los casos de sismo dinámico.

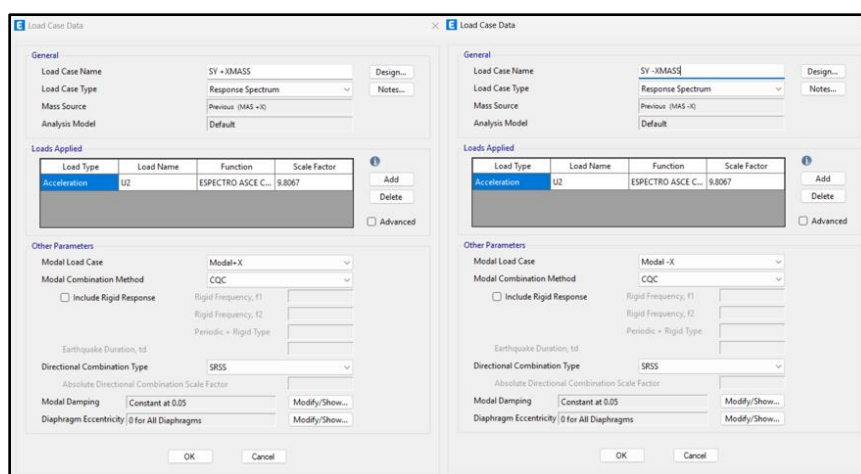


Fig. 99. Asignación de nuevo espectro a los sismos en y considerando la excentricidad.

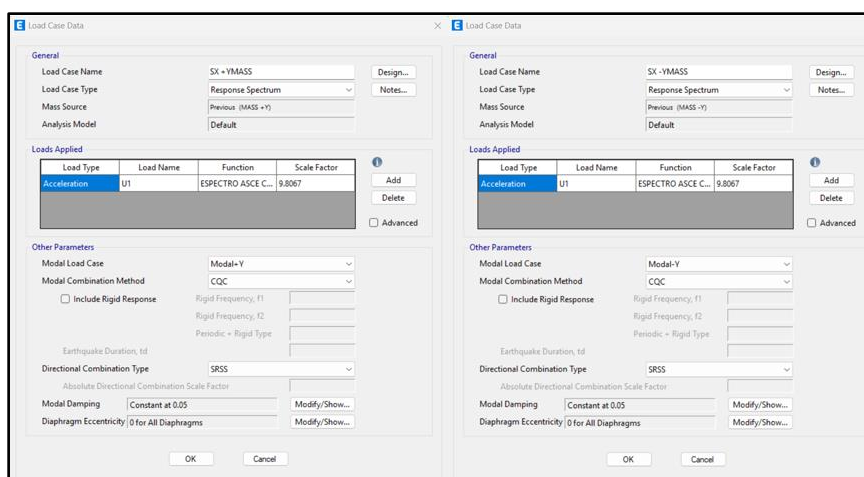


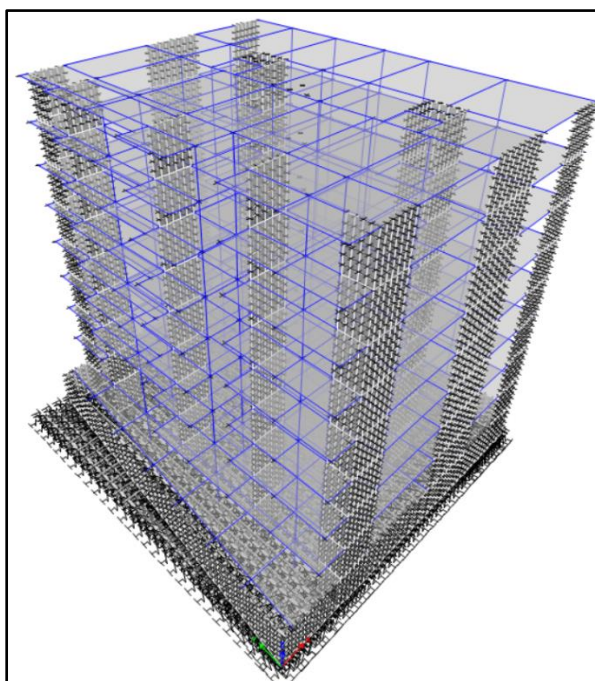
Fig. 100. Asignación de nuevo espectro a los sismos en y considerando la excentricidad.

Para añadir los coeficientes de rigidez encontrados en el modelado se utilizaron al igual que el método Barkan se emplearon point springs donde se añaden los 6 coeficientes considerando los 6 grados de libertad, pero con la particularidad que se distribuyen los resultados finales entre el

número total de joints para poder analizar las presiones y los momentos para el diseño de la platea.

Simple Spring Stiffness in Global Directions		
Translation X	643.938	tonf/m
Translation Y	652.937	tonf/m
Translation Z (Linear)	780.142	tonf/m
Rotation about X-Axis	88526.7436	tonf-m/rad
Rotation about Y-Axis	115892.0585	tonf-m/rad
Rotation about Z-Axis	138391.2735	tonf-m/rad

**Fig. 101.** Asignación de valores de rigidez al modelado estructural.



**Fig. 102.** Resortes de tipo joint asignados a la platea.

## Metodología de elementos finitos

Para el desarrollo de esta metodología se comenzó sabiendo que este método es meramente comparativo para los datos de presiones obtenidas en comparación con las otras metodologías analizadas ya que solo se modela la subestructura y se coloca la carga que ejerce el edificio sobre ella como una carga distribuida ya que se cuenta con un número limitado de nodos que te proporciona el programa y por lo tanto se pudo realizar solo esta forma de comparación.

Para realizar esta metodología se empleó primero el diseño preliminar de la platea para verificar si con la carga del peso del edificio cumplen las presiones y las deformaciones para ver si ese diseño es correcto, por lo tanto, el diseño preliminar que se consideró siguiendo la base de las anteriores metodologías será aceros de 1" de diámetro tanto para el sentido horizontal como vertical y tanto superior como inferior a una separación de 0.20 m, además de los otros dos diseños con 3/4" y 5/8" correspondientemente.

Una vez definida el diseño preliminar de la platea se usó el programa computacional de elementos finitos ABAQUS para modelar la forma de la platea junto con la del suelo base sobre el que se apoya.

Dentro del programa lo primero que se definió fueron las partes que compondrán el modelado de manera separada donde se definieron tanto la platea, el suelo base, el componente tetraédrico del suelo y luego los aceros que serán para la forma horizontal y vertical.

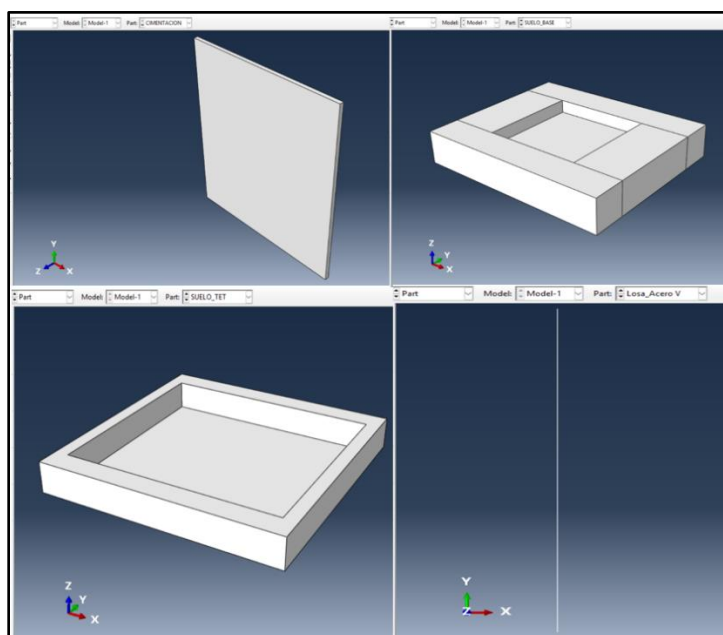


Fig. 103. Creación de partes individuales.

Una vez definidas las partes que conformaron el modelado se crearon los materiales que se emplearan los cuales serán el concreto  $f'c = 210$ , el acero  $f_y = 4200$  y las propiedades que el suelo contendrá, las propiedades que se colocaran en cada material serán los de densidad y elasticidad donde cada uno contendrá tanto el módulo de poisson correspondiente del material, el módulo de elasticidad y el peso específico de cada uno.

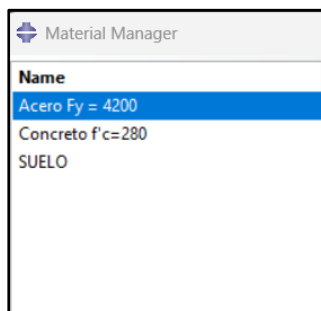


Fig. 104. Creación de materiales con sus propiedades.

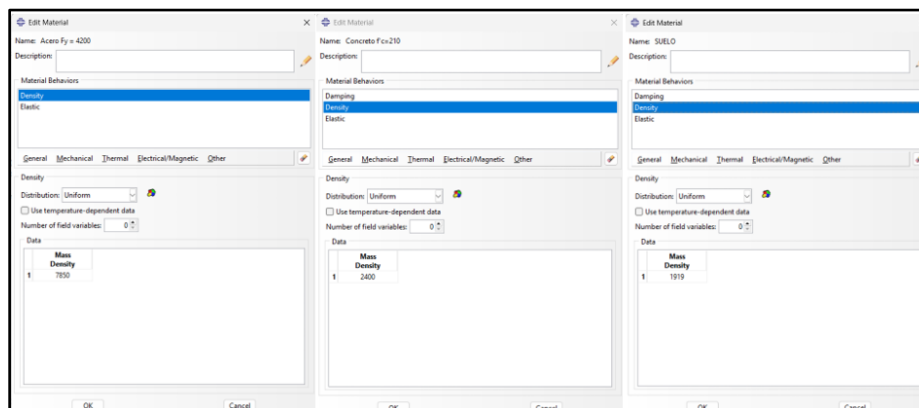


Fig. 105. Asignación de propiedades de los materiales.

Luego de asignar las propiedades de los materiales se asignan las secciones las cuales contendrán los materiales y luego estas serán asignadas a las partes correspondientes y se asignó el tipo de sección que le correspondía donde el acero será de tipo truss donde se incluirán en cada análisis los diámetros empleados de 1", 3/4" y 5/8", mientras que la cimentación y el suelo será de un tipo sólido homogéneo.

Name	Type	Material
ACERO 1 PULG	Truss	Acero Fy = 4200
CIMENTACION	Solid, Homogeneous	Concreto f'c=280
SUELO	Solid, Homogeneous	SUELO

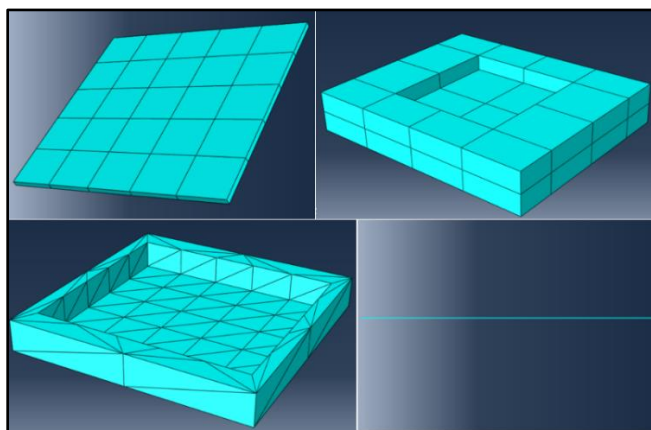
Fig. 106. Creación de secciones para los materiales.

Una vez que se asignaron las secciones típicas de los materiales y que no mostraran ningún error se procedió a la parte de assembly donde se unirán todas las partes separadas para formar

un objeto único además de unir también las varillas de acero para formar el mallado dentro del solido de la cimentación.

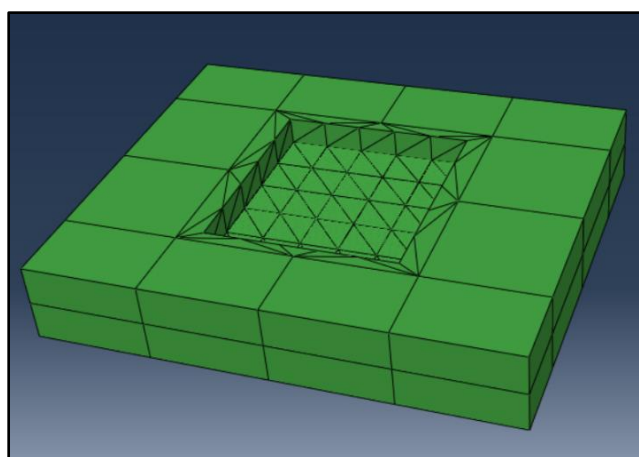
Luego de formar el ensamblaje de la estructura completa se procede a formar el mallado de cada parte para poder distribuir las cargas de manera adecuada, se forma el mallado primero del acero y de la cimentación, luego se separan el suelo base en cuatro partes para que se pueda distribuir de manera adecuada y se hace el mallado adecuado, luego para el modelo tetraédrico del suelo se malla de acuerdo al mallado que se tuvo de la cimentación y por la parte baja del suelo base.

Se asigna la propiedad que tendrá el mallado donde se tiene en cuenta el tipo de elemento y de cuantos nodos estará compuesto esa propiedad.



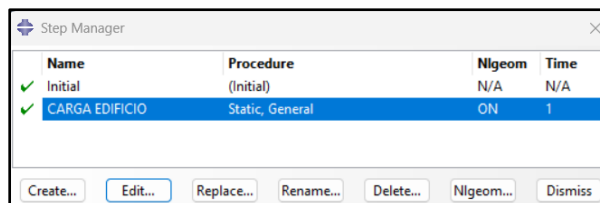
**Fig. 107.** Mallado de las partes individuales.

Terminado el mallado se crea la instancia correspondiente lo cual le dará el mallado empleado en cada parte al assembly correspondiente el cual será usado para el análisis final.



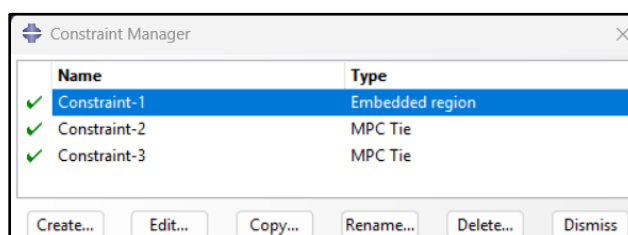
**Fig. 108.** Creación de instancia final con el mallado final.

Luego de tener la instancia se crea el step el cual se usará para poder analizar las presiones y deformaciones a través de la carga del edificio sobre la platea, este step llevara por nombre carga de edificio.

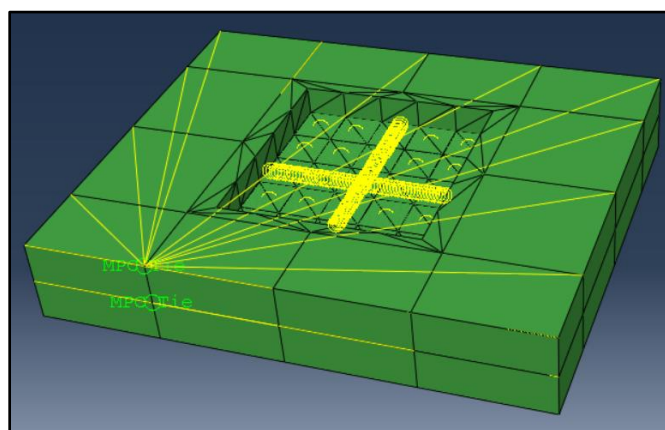


**Fig. 109.** Generación del step para analizar la carga.

Teniendo el step se crea la interacción que tendrá el ensamblaje para que funcione adecuadamente donde se crearan constraints donde el primero será un MPC de tipo Tie el cual será ubicado en la intersección de cada nodo externo que tendrá el suelo base y luego se creara un constraint de tipo región embebida el cual funcionara para darle al mallado de acero la función de que el acero está dentro de la estructura y por ello los nodos funcionarán de manera adecuada sin que se deje ningún nudo libre y todo funcione de manera uniforme y adecuada.



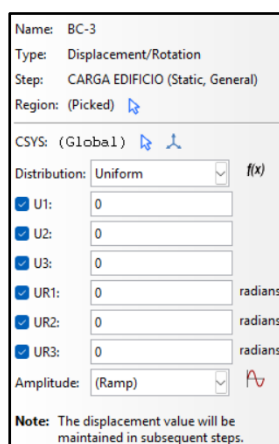
**Fig. 110.** Generación de constraints.



**Fig. 111.** Aplicación de constraints al ensamblaje.

Una vez creadas los constraints se procedió la asignación de la carga que soportara el modelado de la platea que se determinó en base al peso total de la estructura entre el área total de la cimentación donde el valor obtenido es  $0.724 \text{ kg/cm}^2$ , y además se asignaron las restricciones los cuales son las condiciones de contorno y donde se restringió los 6 grados de libertad los

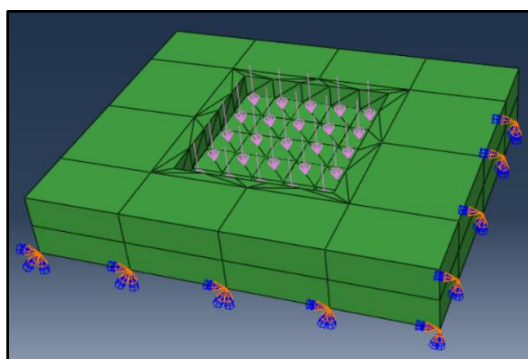
cuales son 3 traslaciones y 3 rotaciones, luego de tener las 6 restricciones se asignó la carga la cual será de forma distribuida y con unidades de  $\text{kg}/\text{cm}^2$ .



**Fig. 112.** Aplicación de las condiciones de borde con las restricciones.



**Fig. 113.** Creación de carga distribuida del peso de la edificación.



**Fig. 114.** Modelado final con restricciones en la base y carga distribuida.

Luego de definida la carga y las restricciones se pasó a la fase de job es decir que se correrá el modelado y se analizaron las cargas y se verifico que los diseños propuestos cumplieran tanto con las presiones como con las deformaciones y se realizaba la comparación con respecto a las otras metodologías.

## Diseño de cimentación

Con las rigideces y los amortiguamientos ya definidos y habiendo desarrollado todas las metodologías, además de ser incluidas en el modelado, y asignadas los resortes de área adecuados junto con la capacidad portante que presenta el suelo asignada a la platea, se verificaron las presiones de cada modelado donde se observó que las presiones mostradas eran menores a la que soporta el suelo y por lo tanto se determinó que los espesores eran adecuados, una vez se verificó eso se comenzó a trabajar con los momentos generados en la platea donde se tomaron en cuenta la envolvente de todas las combinaciones dictadas por la normativa y se procedió con el diseño de cada platea determinando cual era el diámetro de acero adecuado tanto superior como inferior para el modelado empotrado y los de ISE.

Para el diseño de la platea empotrada se tomó el modelado con platea empotrada y con el coeficiente de balasto asignado en los resortes de área para analizar las presiones y poder compararlas con las presentes en los modelados con las metodologías estudiadas y luego se procedió con el diseño clásico por el método de momentos.

Lo primero que se analizó fue las presiones ejercidas sobre la platea con la combinación de servicio de carga muerta y carga viva y se obtuvieron valores de 13.3 tonf/m<sup>2</sup> y por lo tanto cumple con la presión ya que es mucho menor que la capacidad portante del suelo.

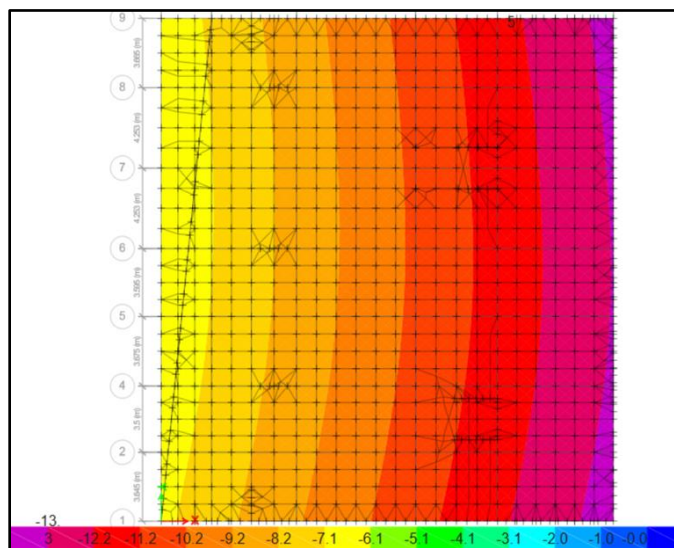


Fig. 115. Verificación de presiones modelo empotrado.

Con la presión ya verificada se hizo el diseño de la platea para determinar los aceros requeridos donde se realizó primero la dirección 1-1 para el sentido X y se calculó el diámetro de acero para los momentos positivos como negativos.

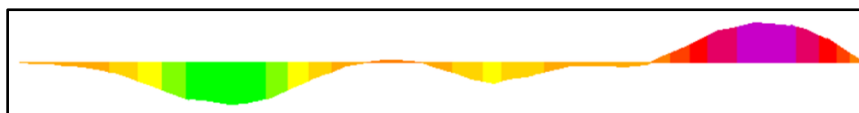


Fig. 116. Momento 1-1 para diseño de aceros en X-X por modelo empotrado.

Mu=-	3.0625	tn.m
b=	100	cm
d=	50	cm
f'c=	280	kg/cm2
f'Y=	4200	kg/cm2
Hloza	60	cm
a=	0.29	cm
As=	1.63	cm2
Separacion	0.40	m
→ Ø3/4" @.10m		
Asmin vigas	13.94	cm2
Asmin Lza una malla	10.8	cm2
Asmin Lza doble malla	7.2	cm2

Fig. 117. Diseño de acero negativo modelo empotrado sentido x-x.

Mu=-	53.4028	tn.m
b=	100	cm
d=	50	cm
f'c=	280	kg/cm2
f'Y=	4200	kg/cm2
Hloza	60	cm
a=	5.26	cm
As=	29.83	cm2
Separacion	0.10	m
→ Ø3/4" @.10m		
Asmin vigas	13.94	cm2
Asmin Lza una malla	10.8	cm2
Asmin Lza doble malla	7.2	cm2

Fig. 118. Diseño de acero negativo modelo empotrado sentido x-x.

Mu+=	44.2085	tn.m
b=	100	cm
d=	50	cm
f'c=	280	kg/cm2
f'Y=	4200	kg/cm2
Hloza	60	cm
a=	4.31	cm
As=	24.45	cm2
Separacion	0.21	m
→ Ø1" @.20m		
Asmin vigas	13.94	cm2
Asmin Lza una malla	10.8	cm2
Asmin Lza doble malla	7.2	cm2

Fig. 119. Diseño de acero positivo modelo empotrado sentido x-x.

Para la dirección Y-Y se verificaron los momentos 2-2 para el diseño en este sentido y se calculó el diámetro requerido teniendo como aceros predominantes los de 1" y 3/4", todo esto realizándose con la envolvente de momentos con las combinaciones que manda la normativa vigente.



Fig. 120. Momento 2-2 para diseño de aceros en Y-Y por modelo empotrado.

Mu=-	52.1438	tn.m
b=	100	cm
d=	50	cm
f'c=	280	kg/cm2
f'Y=	4200	kg/cm2
Hloza	60	cm
a=	5.13	cm
As=	29.08	cm2
Separacion	0.17	m
Asmin vigas	13.94	cm2
Asmin Lza una malla	10.8	cm2
Asmin Lza doble malla	7.2	cm2

→ Ø1" @.20m

Fig. 121. Diseño de acero negativo modelo empotrado sentido y-y.

Mu=-	63.9848	tn.m
b=	100	cm
d=	50	cm
f'c=	280	kg/cm2
f'Y=	4200	kg/cm2
Hloza	60	cm
a=	6.38	cm
As=	36.16	cm2
Separacion	0.14	m
Asmin vigas	13.94	cm2
Asmin Lza una malla	10.8	cm2
Asmin Lza doble malla	7.2	cm2

→ Ø1" @.20m

Fig. 122. Diseño de acero negativo modelo empotrado sentido y-y.

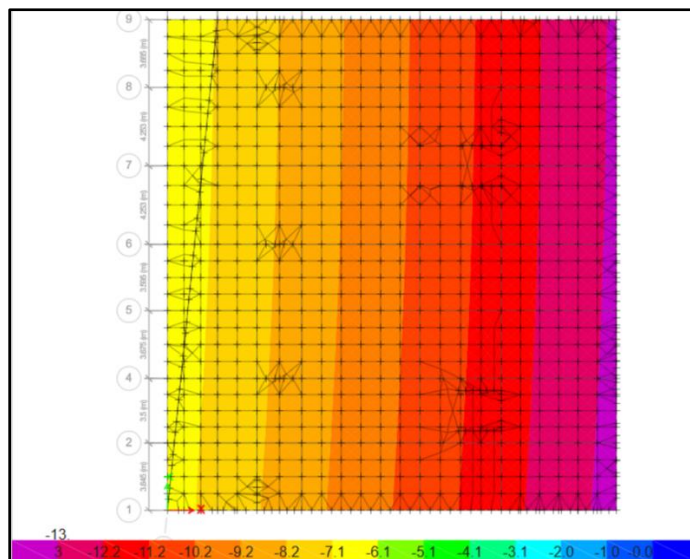
Mu+=	2.84	tn.m
b=	100	cm
d=	50	cm
f'c=	280	kg/cm2
f'Y=	4200	kg/cm2
Hloza	60	cm
a=	0.27	cm
As=	1.51	cm2
Separacion	0.40	m
Asmin vigas	13.94	cm2
Asmin Lza una malla	10.8	cm2
Asmin Lza doble malla	7.2	cm2

→ Ø3/4" @.40m

Fig. 123. Diseño de acero positivo modelo empotrado sentido y-y.

### Diseño de platea por metodología Winkler

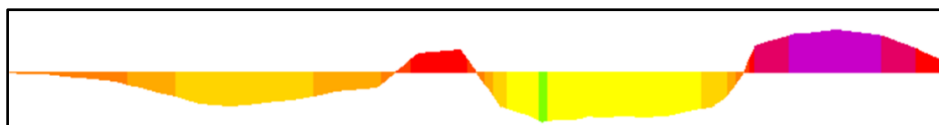
Como se mencionó previamente lo primero que se hizo fue verificar las presiones que la platea arrojaba donde se obtuvo una presión de 13.3 tonf/m<sup>2</sup> para la combinación de servicio de CM junto con la CV lo cual es menor a la capacidad portante del suelo y por lo tanto cumple el espesor asignado y donde se nota una distribución de presiones uniforme de derecha a izquierda y donde se presenta un valor mayor de presiones en la parte donde se encuentra la mayor parte de las placas de la edificación.



**Fig. 124.** Verificación de presiones modelo Winkler.

Verificado que la platea cumplía con las presiones se identificaron los momentos con la envolvente donde se analizaron los M11 para el sentido en X mientras que el M22 se analizó para el sentido Y, se tomaron los momentos a una distancia adecuada y con ello se diseñaron las distribuciones del acero tanto positivo como negativo para ambos sentidos.

Una vez definido los momentos se colocaron los valores que arrojaban los momentos para poder diseñar el tipo de acero que se usara.



**Fig. 125.** Momento 1-1 para diseño de aceros en x-x por metodología Winkler.

Para el diseño se tomaron los momentos más representativos tanto positivos como negativos a una distancia aproximada y se obtuvo el área de acero que se necesitará y con ello la distancia a la cual se distribuirá el acero para lo cual en este sentido se obtuvieron aceros de 1” a una distancia de 0.1 m cada una.

Mu=	48.0744	tn.m	
b=	100	cm	
d=	50	cm	
f'c=	280	kg/cm2	
f'Y=	4200	kg/cm2	
Hloza	60	cm	
a=	4.71	cm	
As=	26.69	cm2	
Separacion	0.19	m	→ Ø1"@.10m
Asmin vigas	13.94	cm2	
Asmin Lza una malla	10.8	cm2	
Asmin Lza doble malla	7.2	cm2	

**Fig. 126.** Diseño de acero negativo método Winkler sentido x-x.

<b>Mu- =</b>	92.1496	tn.m
<b>b =</b>	100	cm
<b>d =</b>	50	cm
<b>f'c =</b>	280	kg/cm <sup>2</sup>
<b>f'Y =</b>	4200	kg/cm <sup>2</sup>
<b>Hloza</b>	60	cm
<b>a =</b>	9.51	cm
<b>As =</b>	53.88	cm <sup>2</sup>
<b>Separacion</b>	0.09	m
→ Ø1" @ .10m		
<b>Asmin vigas</b>	13.94	cm <sup>2</sup>
<b>Asmin Lza una malla</b>	10.8	cm <sup>2</sup>
<b>Asmin Lza doble malla</b>	7.2	cm <sup>2</sup>

Fig. 127. Diseño de acero negativo método de Winkler sentido x-x.

<b>Mu+ =</b>	102.7063	tn.m
<b>b =</b>	100	cm
<b>d =</b>	50	cm
<b>f'c =</b>	280	kg/cm <sup>2</sup>
<b>f'Y =</b>	4200	kg/cm <sup>2</sup>
<b>Hloza</b>	60	cm
<b>a =</b>	10.74	cm
<b>As =</b>	60.88	cm <sup>2</sup>
<b>Separacion</b>	0.08	m
→ Ø1" @ .10m		
<b>Asmin vigas</b>	13.94	cm <sup>2</sup>
<b>Asmin Lza una malla</b>	10.8	cm <sup>2</sup>
<b>Asmin Lza doble malla</b>	7.2	cm <sup>2</sup>

Fig. 128. Diseño de acero positivo método de Winkler sentido x-x.

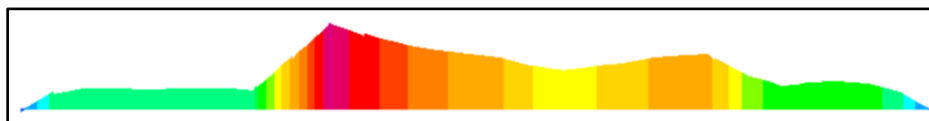


Fig. 129. Momento 2-2 para diseño de aceros en y-y por metodología Winkler.

Para el diseño de acero para el momento en sentido Y se tomaron valores aproximados de momentos y se tuvo como resultados para el acero negativo aceros de 1" y para el positivo se trabajó con la cuantía mínima de 1 acero de 3/4" cada 0.20 m.

<b>Mu- =</b>	133.8588	tn.m
<b>b =</b>	100	cm
<b>d =</b>	50	cm
<b>f'c =</b>	280	kg/cm <sup>2</sup>
<b>f'Y =</b>	4200	kg/cm <sup>2</sup>
<b>Hloza</b>	60	cm
<b>a =</b>	14.64	cm
<b>As =</b>	82.97	cm <sup>2</sup>
<b>Separacion</b>	0.06	m
→ Ø1" @ .10m		
<b>Asmin vigas</b>	13.94	cm <sup>2</sup>
<b>Asmin Lza una malla</b>	10.8	cm <sup>2</sup>
<b>Asmin Lza doble malla</b>	7.2	cm <sup>2</sup>

Fig. 130. Diseño de acero negativo método Winkler sentido y-y.

<b>Mu=-</b>	131.9088	tn.m
<b>b=</b>	100	cm
<b>d=</b>	50	cm
<b>f'c=</b>	280	kg/cm2
<b>f'Y=</b>	4200	kg/cm2
<b>Hloza</b>	60	cm
<b>a=</b>	14.39	cm
<b>As=</b>	81.52	cm2
<b>Separacion</b>	0.06	m
<b>Ø1" @.10m</b>		
<b>Asmin vigas</b>	13.94	cm2
<b>Asmin Lza una malla</b>	10.8	cm2
<b>Asmin Lza doble malla</b>	7.2	cm2

Fig. 131. Diseño de acero negativo método Winkler sentido y-y.

<b>Mu+=</b>	6.0246	tn.m
<b>b=</b>	100	cm
<b>d=</b>	50	cm
<b>f'c=</b>	280	kg/cm2
<b>f'Y=</b>	4200	kg/cm2
<b>Hloza</b>	60	cm
<b>a=</b>	0.57	cm
<b>As=</b>	3.21	cm2
<b>Separacion</b>	0.26	m
<b>Ø3/4" @.20m</b>		
<b>Asmin vigas</b>	13.94	cm2
<b>Asmin Lza una malla</b>	10.8	cm2
<b>Asmin Lza doble malla</b>	7.2	cm2

Fig. 132. Diseño de acero positivo método Winkler sentido y-y.

Luego con los aceros se procedió a realizar los planos correspondientes a la platea especificando su separación y medidas correspondientes.

**Diseño de platea por metodología D.D. Barkan – O.A. Savinov**

Como se mencionó previamente lo primero que se hizo fue verificar las presiones que la platea arrojaba donde se obtuvo una presión de 8.57 tonf/m2 para la combinación de servicio de CM junto con la CV, lo cual es mucho menor a la capacidad portante que se empleó el cual seria 17.3 tonf/m2.

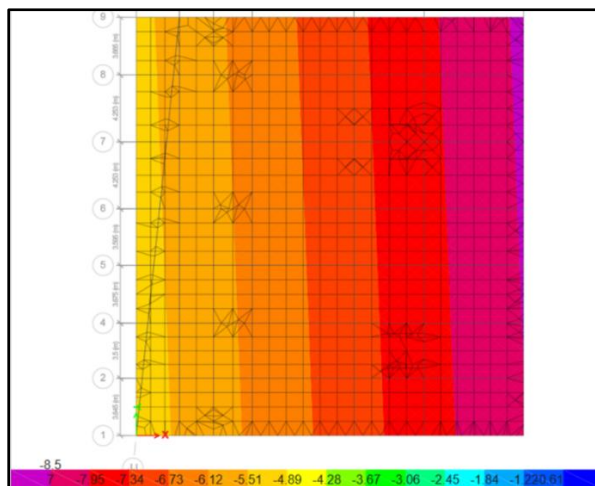


Fig. 133. Verificación de presiones método Barkan.

Verificado que la platea cumplía con las presiones se identificaron los momentos con la envolvente donde se analizaron los M11 para el sentido en x mientras que el M22 se analizó para el sentido y, se tomaron los momentos a una distancia adecuada y con ello se diseñaron las distribuciones del acero tanto positivo como negativo para ambos sentidos.

Una vez definido los momentos se colocaron los valores que arrojaban los momentos para poder diseñar el tipo de acero que se usara.

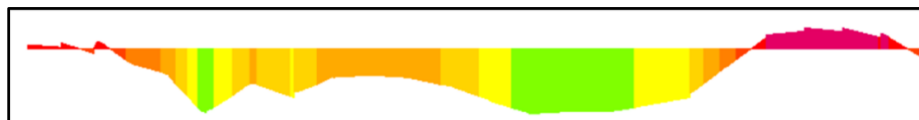


Fig. 134. Momento 1-1 para diseño de aceros en x-x por metodología Barkan.

El acero obtenido para el sentido y-y se obtuvo para acero negativo de 3/4" cada 0.10 m y para el acero positivo se tuvieron aceros de 1" cada 0.10 m.

Mu=	12.6573	tn.m	
b=	100	cm	
d=	50	cm	
f'c=	280	kg/cm2	
f'Y=	4200	kg/cm2	
Hloza	60	cm	
a=	1.20	cm	
As=	6.78	cm2	
Separacion	0.26	m	Ø3/4" @.10m
Asmin vigas	13.94	cm2	
Asmin Lza una malla	10.8	cm2	
Asmin Lza doble malla	7.2	cm2	

Fig. 135. Diseño de acero negativo método Barkan sentido x-x.

Mu=	41.6812	tn.m	
b=	100	cm	
d=	50	cm	
f'c=	280	kg/cm2	
f'Y=	4200	kg/cm2	
Hloza	60	cm	
a=	4.06	cm	
As=	22.99	cm2	
Separacion	0.12	m	Ø3/4" @.10m
Asmin vigas	13.94	cm2	
Asmin Lza una malla	10.8	cm2	
Asmin Lza doble malla	7.2	cm2	

Fig. 136. Diseño de acero negativo método Barkan sentido x-x.

<b>Mu+=</b>	129.5082	tn.m	
<b>b=</b>	100	cm	
<b>d=</b>	50	cm	
<b>f'c=</b>	280	kg/cm2	
<b>f'Y=</b>	4200	kg/cm2	
<b>Hloza</b>	60	cm	
<b>a=</b>	14.07	cm	
<b>As=</b>	79.75	cm2	
<b>Separacion</b>	0.06	m	→ Ø1" @.10m
<b>Asmin vigas</b>	13.94	cm2	
<b>Asmin Lza una malla</b>	10.8	cm2	
<b>Asmin Lza doble malla</b>	7.2	cm2	

Fig. 137. Diseño de acero positivo método Barkan sentido x-x.

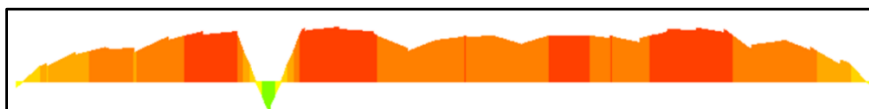


Fig. 138. Momento 2-2 para diseño de aceros en y-y por metodología Barkan.

El acero obtenido para el sentido y-y se obtuvo para acero negativo de 3/4" cada 0.10 m y para acero positivo se mantuvo la misma distribución.

<b>Mu=-</b>	60.5742	tn.m	
<b>b=</b>	100	cm	
<b>d=</b>	50	cm	
<b>f'c=</b>	280	kg/cm2	
<b>f'Y=</b>	4200	kg/cm2	
<b>Hloza</b>	60	cm	
<b>a=</b>	6.02	cm	
<b>As=</b>	34.10	cm2	
<b>Separacion</b>	0.08	m	→ Ø3/4" @.10m
<b>Asmin vigas</b>	13.94	cm2	
<b>Asmin Lza una malla</b>	10.8	cm2	
<b>Asmin Lza doble malla</b>	7.2	cm2	

Fig. 139. Diseño de acero negativo método Barkan sentido y-y.

<b>Mu=-</b>	96.2228	tn.m	
<b>b=</b>	100	cm	
<b>d=</b>	50	cm	
<b>f'c=</b>	280	kg/cm2	
<b>f'Y=</b>	4200	kg/cm2	
<b>Hloza</b>	60	cm	
<b>a=</b>	9.98	cm	
<b>As=</b>	56.56	cm2	
<b>Separacion</b>	0.05	m	→ Ø3.4" @.10m
<b>Asmin vigas</b>	13.94	cm2	
<b>Asmin Lza una malla</b>	10.8	cm2	
<b>Asmin Lza doble malla</b>	7.2	cm2	

Fig. 140. Diseño de acero negativo método Barkan sentido y-y.

Mu+=	66.1676	tn.m	
b=	100	cm	
d=	50	cm	
f'c=	280	kg/cm2	
f'Y=	4200	kg/cm2	
Hloza	60	cm	
a=	6.62	cm	
As=	37.49	cm2	
Separacion	0.08	m	→ Ø3/4" @ .10m
Asmin vigas	13.94	cm2	
Asmin Lza una malla	10.8	cm2	
Asmin Lza doble malla	7.2	cm2	

Fig. 141. Diseño de acero positivo método Barkan sentido y-y.

Luego con los aceros se procedió a realizar los planos correspondientes a la platea especificando su separación y medidas correspondientes.

**Diseño de platea por metodología Norma Rusa SNIP 2.02.05-87**

Como se mencionó previamente lo primero que se hizo fue verificar las presiones que la platea arrojaba donde se obtuvo una presión de 10.6 tonf/m2 para la combinación de servicio de CM junto con la CV, lo cual es mucho menor a la capacidad portante que se empleó el cual seria 17.3 tonf/m2 y donde se evidencio una distribución de presiones más uniforme y donde se tiene la mayor presión en la zona que soporta la mayoría de placas.

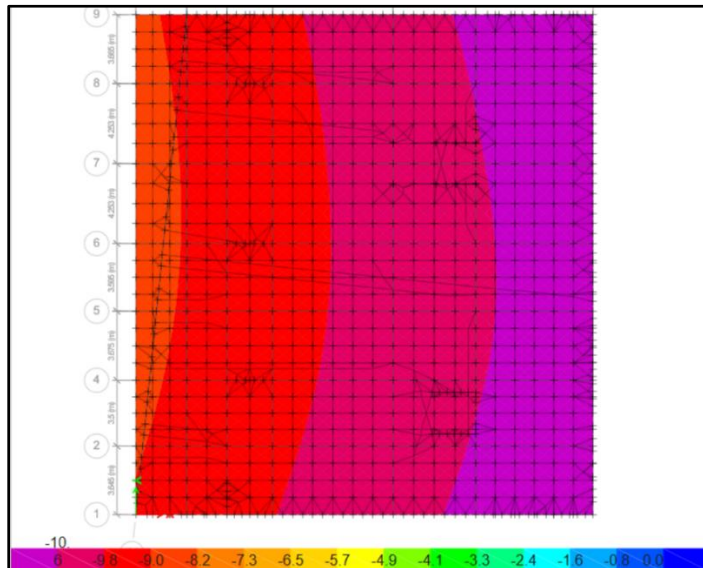


Fig. 142. Verificación de presiones método Norma Rusa.

Verificado que la platea cumplía con las presiones se identificaron los momentos con la envolvente donde se analizaron los M11 para el sentido en x mientras que el M22 se analizó para el sentido y, se tomaron los momentos a una distancia adecuada y con ello se diseñaron las distribuciones del acero tanto positivo como negativo para ambos sentidos.

Una vez definido los momentos se colocaron los valores que arrojan los momentos para poder diseñar el tipo de acero que se usara.

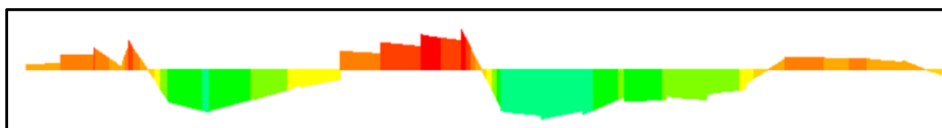


Fig. 143. Momento 1-1 para diseño de aceros en x-x por metodología Norma Rusa.

Los aceros determinados fueron de 3/4” cada 0.10 m para el acero negativo y para el positivo se determinó un diámetro de 1” cada 0.10 m.

<b>Mu=-</b>	98.6743	tn.m	
<b>b=</b>	100	cm	
<b>d=</b>	50	cm	
<b>f'c=</b>	280	kg/cm2	
<b>f'Y=</b>	4200	kg/cm2	
<b>Hloza</b>	60	cm	
<b>a=</b>	10.27	cm	
<b>As=</b>	58.18	cm2	
<b>Separacion</b>	0.05	m	→ Ø3/4"@.10m
<b>Asmin vigas</b>	13.94	cm2	
<b>Asmin Lza una malla</b>	10.8	cm2	
<b>Asmin Lza doble malla</b>	7.2	cm2	

Fig. 144. Diseño de acero negativo método Norma Rusa sentido x-x.

<b>Mu=-</b>	37.1241	tn.m	
<b>b=</b>	100	cm	
<b>d=</b>	50	cm	
<b>f'c=</b>	280	kg/cm2	
<b>f'Y=</b>	4200	kg/cm2	
<b>Hloza</b>	60	cm	
<b>a=</b>	3.60	cm	
<b>As=</b>	20.37	cm2	
<b>Separacion</b>	0.14	m	→ Ø3/4"@.10m
<b>Asmin vigas</b>	13.94	cm2	
<b>Asmin Lza una malla</b>	10.8	cm2	
<b>Asmin Lza doble malla</b>	7.2	cm2	

Fig. 145. Diseño de acero negativo método Norma Rusa sentido x-x.

<b>Mu+=</b>	120.6039	tn.m	
<b>b=</b>	100	cm	
<b>d=</b>	50	cm	
<b>f'c=</b>	280	kg/cm2	
<b>f'Y=</b>	4200	kg/cm2	
<b>Hloza</b>	60	cm	
<b>a=</b>	12.93	cm	
<b>As=</b>	73.29	cm2	
<b>Separacion</b>	0.07	m	→ Ø1"@.10m
<b>Asmin vigas</b>	13.94	cm2	
<b>Asmin Lza una malla</b>	10.8	cm2	
<b>Asmin Lza doble malla</b>	7.2	cm2	

Fig. 146. Diseño de acero positivo método Norma Rusa sentido x-x.

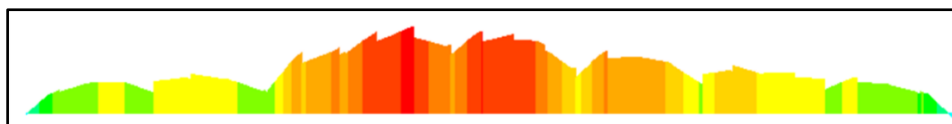


Fig. 147. Momento 2-2 para diseño de aceros en y-y por metodología Norma Rusa.

El acero negativo que se obtuvo fue de 1” cada 0.10 m y se usó una distribución de 3/4” cada 0.40 m el acero positivo.

Mu=-	107.272	tn.m	
b=	100	cm	
d=	50	cm	
f'c=	280	kg/cm2	
f'Y=	4200	kg/cm2	
Hloza	60	cm	
a=	11.29	cm	
As=	63.98	cm2	
Separacion	0.08	m	Ø1" @ .10m
Asmin vigas	13.94	cm2	
Asmin Lza una malla	10.8	cm2	
Asmin Lza doble malla	7.2	cm2	

Fig. 148. Diseño de acero negativo método Norma Rusa sentido y-y.

Mu=-	120.0154	tn.m	
b=	100	cm	
d=	50	cm	
f'c=	280	kg/cm2	
f'Y=	4200	kg/cm2	
Hloza	60	cm	
a=	12.86	cm	
As=	72.87	cm2	
Separacion	0.07	m	Ø1" @ .10m
Asmin vigas		cm2	
Asmin Lza una malla		cm2	
Asmin Lza doble malla		cm2	

Fig. 149. Diseño de acero negativo método Norma Rusa sentido y-y.

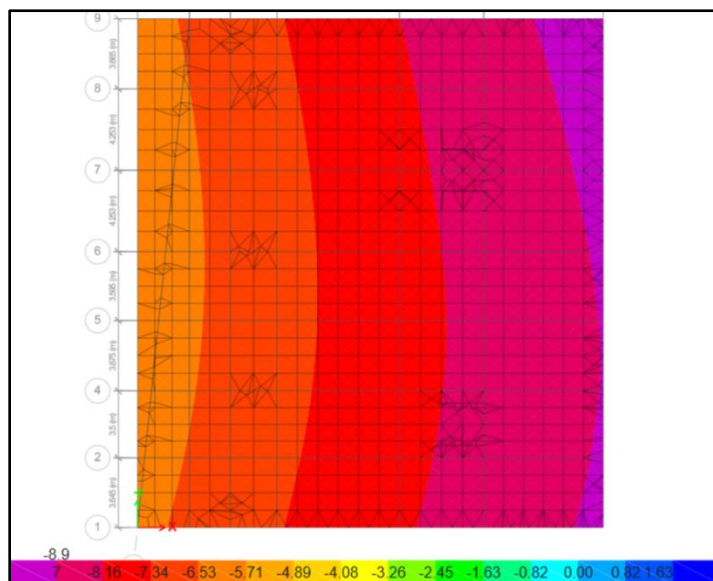
Mu+=	7.4384	tn.m	
b=	100	cm	
d=	50	cm	
f'c=	280	kg/cm2	
f'Y=	4200	kg/cm2	
Hloza	60	cm	
a=	0.70	cm	
As=	3.96	cm2	
Separacion	0.40	m	Ø3/4" @ .40m
Asmin vigas	13.94	cm2	
Asmin Lza una malla	10.8	cm2	
Asmin Lza doble malla	7.2	cm2	

Fig. 150. Diseño de acero positivo método Norma Rusa sentido y-y.

Luego con los aceros se procedió a realizar los planos correspondientes a la platea especificando su separación y medidas correspondientes.

### Diseño de platea por metodología ASCE/SEI 41-17

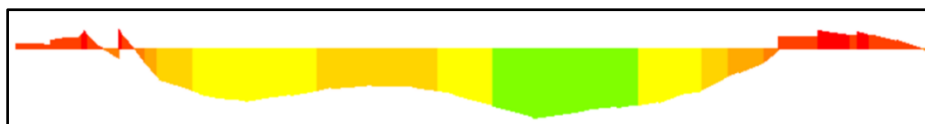
Como se mencionó previamente lo primero que se hizo fue verificar las presiones que la platea arrojaba donde se obtuvo una presión de 8.97 tonf/m<sup>2</sup> para la combinación de servicio de CM junto con la CV, lo cual es mucho menor a la capacidad portante que se empleó el cual sería 17.3 tonf/m<sup>2</sup> y donde se evidencio una distribución de presiones más uniforme y donde se tiene la mayor presión en la zona que soporta la mayoría de placas.



**Fig. 151.** Verificación de presiones método ASCE.

Verificado que la platea cumplía con las presiones se identificaron los momentos con la envolvente donde se analizaron los M11 para el sentido en x mientras que el M22 se analizó para el sentido y, se tomaron los momentos a una distancia adecuada y con ello se diseñaron las distribuciones del acero tanto positivo como negativo para ambos sentidos.

Una vez definido los momentos se colocaron los valores que arrojaban los momentos para poder diseñar el tipo de acero que se usara.



**Fig. 152.** Momento 1-1 para diseño de aceros en x-x por metodología ASCE.

Los aceros que se determinaron para el sentido en x fueron de 3/4" cada 0.10 m mientras con los aceros positivos se tendrán aceros de 1" cada 0.10 m.

<b>Mu=-</b>	34.7947	tn.m
<b>b=</b>	100	cm
<b>d=</b>	50	cm
<b>f'c=</b>	280	kg/cm2
<b>f'Y=</b>	4200	kg/cm2
<b>Hloza</b>	60	cm
<b>a=</b>	3.36	cm
<b>As=</b>	19.05	cm2
<b>Separacion</b>	0.15	m
<b>Ø3/4" @.10m</b>		
<b>Asmin vigas</b>	13.94	cm2
<b>Asmin Lza una malla</b>	10.8	cm2
<b>Asmin Lza doble malla</b>	7.2	cm2

Fig. 153. Diseño de acero negativo método ASCE sentido x-x.

<b>Mu=-</b>	35.234	tn.m
<b>b=</b>	100	cm
<b>d=</b>	50	cm
<b>f'c=</b>	280	kg/cm2
<b>f'Y=</b>	4200	kg/cm2
<b>Hloza</b>	60	cm
<b>a=</b>	3.41	cm
<b>As=</b>	19.30	cm2
<b>Separacion</b>	0.15	m
<b>Ø3/4" @.10m</b>		
<b>Asmin vigas</b>	13.94	cm2
<b>Asmin Lza una malla</b>	10.8	cm2
<b>Asmin Lza doble malla</b>	7.2	cm2

Fig. 154. Diseño de acero negativo método ASCE sentido x-x.

<b>Mu+=</b>	140.3578	tn.m
<b>b=</b>	100	cm
<b>d=</b>	50	cm
<b>f'c=</b>	280	kg/cm2
<b>f'Y=</b>	4200	kg/cm2
<b>Hloza</b>	60	cm
<b>a=</b>	15.51	cm
<b>As=</b>	87.90	cm2
<b>Separacion</b>	0.06	m
<b>Ø1" @.10m</b>		
<b>Asmin vigas</b>	13.94	cm2
<b>Asmin Lza una malla</b>	10.8	cm2
<b>Asmin Lza doble malla</b>	7.2	cm2

Fig. 155. Diseño de acero positivo método ASCE sentido x-x.

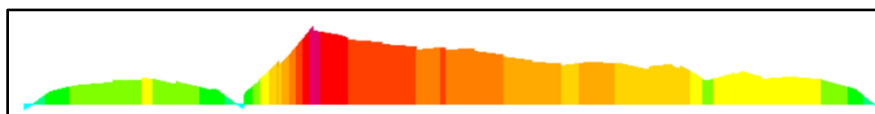


Fig. 156. Momento 2-2 para diseño de aceros en y-y por metodología ASCE.

Los aceros que se determinaron para el sentido en Y fueron de 1" cada 0.10 m para el sentido negativo mientras con los aceros positivos se tendrán aceros de 3/4" cada 0.20 m.

<b>Mu=-</b>	65.085	tn.m
<b>b=</b>	100	cm
<b>d=</b>	50	cm
<b>f'c=</b>	280	kg/cm <sup>2</sup>
<b>f'Y=</b>	4200	kg/cm <sup>2</sup>
<b>Hloza</b>	60	cm
<b>a=</b>	6.50	cm
<b>As=</b>	36.83	cm <sup>2</sup>
<b>Separacion</b>	0.14	m
<b>Asmin vigas</b>	13.94	cm <sup>2</sup>
<b>Asmin Lza una malla</b>	10.8	cm <sup>2</sup>
<b>Asmin Lza doble malla</b>	7.2	cm <sup>2</sup>

**Ø1" @.10m**

Fig. 157. Diseño de acero negativo método ASCE sentido y-y.

<b>Mu=-</b>	110.1451	tn.m
<b>b=</b>	100	cm
<b>d=</b>	50	cm
<b>f'c=</b>	280	kg/cm <sup>2</sup>
<b>f'Y=</b>	4200	kg/cm <sup>2</sup>
<b>Hloza</b>	60	cm
<b>a=</b>	11.64	cm
<b>As=</b>	65.95	cm <sup>2</sup>
<b>Separacion</b>	0.08	m
<b>Asmin vigas</b>	13.94	cm <sup>2</sup>
<b>Asmin Lza una malla</b>	10.8	cm <sup>2</sup>
<b>Asmin Lza doble malla</b>	7.2	cm <sup>2</sup>

**Ø1" @.10m**

Fig. 158. Diseño de acero negativo método ASCE sentido y-y.

<b>Mu+=</b>	23.7184	tn.m
<b>b=</b>	100	cm
<b>d=</b>	50	cm
<b>f'c=</b>	280	kg/cm <sup>2</sup>
<b>f'Y=</b>	4200	kg/cm <sup>2</sup>
<b>Hloza</b>	60	cm
<b>a=</b>	2.27	cm
<b>As=</b>	12.84	cm <sup>2</sup>
<b>Separacion</b>	0.22	m
<b>Asmin vigas</b>	13.94	cm <sup>2</sup>
<b>Asmin Lza una malla</b>	10.8	cm <sup>2</sup>
<b>Asmin Lza doble malla</b>	7.2	cm <sup>2</sup>

**Ø3/4" @.20m**

Fig. 159. Diseño de acero positivo método ASCE sentido y-y.

Luego con los aceros se procedió a realizar los planos correspondientes a la platea especificando su separación y medidas correspondientes.

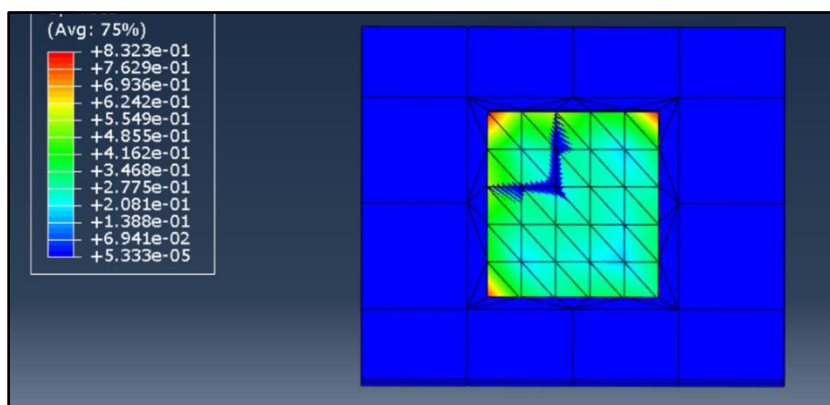
### Diseño de platea por método de elementos finitos

Para el diseño de elementos finitos como se mencionó previamente se definió un diseño base el cual está basado en el diseño de la platea original de base empotrada, teniendo una distribución de aceros de 1" la cual está distribuida cada 0.20 m y se realizó el modelado correspondiente explicado anteriormente donde se analizaron las presiones que se ejercían sobre la platea para determinar si el acero usado era el indicado y pudiendo comparar así las presiones que resultaron en el análisis por elementos finitos y el diseño y presiones obtenidas por el modelado

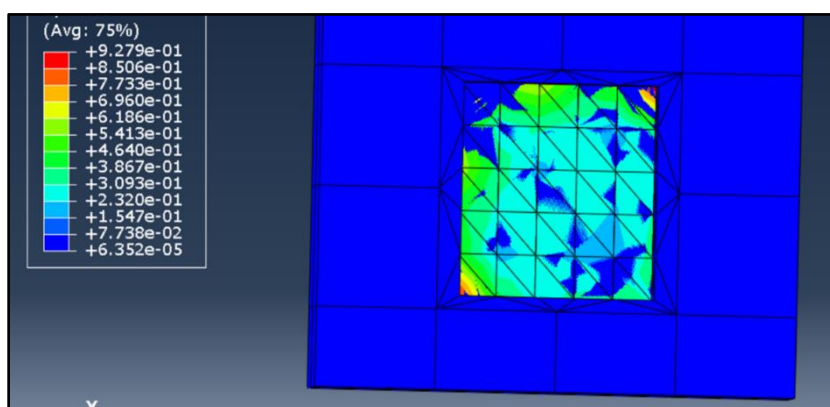
por software y diseño tradicional ya que el empleo del método de elementos finitos es meramente comparativo para las presiones y los diseños realizados previamente.

Por lo tanto, con esta distribución se determinó que la distribución utilizada era correcta y por lo tanto el diseño preliminar fue el correcto y por lo tanto se realizó el plano correspondiente de esta metodología el cual se observa dentro de los anexos.

El mismo proceso comparativo se realizó con los dos diseños obtenidos por las metodologías donde se emplearon aceros de 5/8" y 3/4" de pulgada correspondientemente donde se repitió el mismo proceso que con el diseño de aceros de una pulgada pero cambiando en este caso el área de la sección transversal usada para la platea y se analizaron las presiones ejercidas dentro de la platea con este diseño para verificar si estaban dentro del rango aceptable de la capacidad portante y se observó la diferencia obtenida con el diseño tradicional.



**Fig. 160.** Verificación de presiones por diseño de aceros de 1" con ABAQUS.



**Fig. 161.** Verificación de presiones por diseño de aceros de 3/4" con ABAQUS.

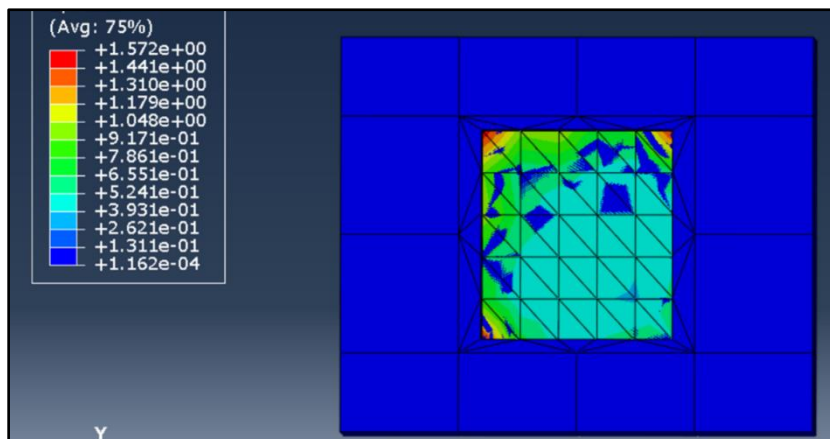


Fig. 162. Verificación de presiones por diseño de aceros de 5/8" con ABAQUS.

### Verificación de presiones y diseño de plateas mediante SAFE

Para verificar el diseño clásico realizado mediante ETABS y los momentos se empleó la verificación mediante el software para diseño de cimentaciones SAFE. Este software se empleó para verificar la validez de los resultados obtenidos mediante el método clásico y las presiones obtenidas por cada metodología.

Para el desarrollo de esta verificación lo primero que se hizo fue obtener los datos de cada modelado hechos en el software ETABS donde se recopilaban los valores del modelado ejecutado y se exporto la carga muerta, viva y la carga del sismo estático presentes en el diseño.

Con los datos de cada modelado se comenzó con la asignación de los materiales de cada modelo y la creación de las combinaciones necesarias para el análisis de presiones y el diseño, los cuales fueron estipulados por la norma donde se tomaron la carga tanto muerta, viva y la del sismo para la verificación de presiones y la envolvente de momentos para el diseño.

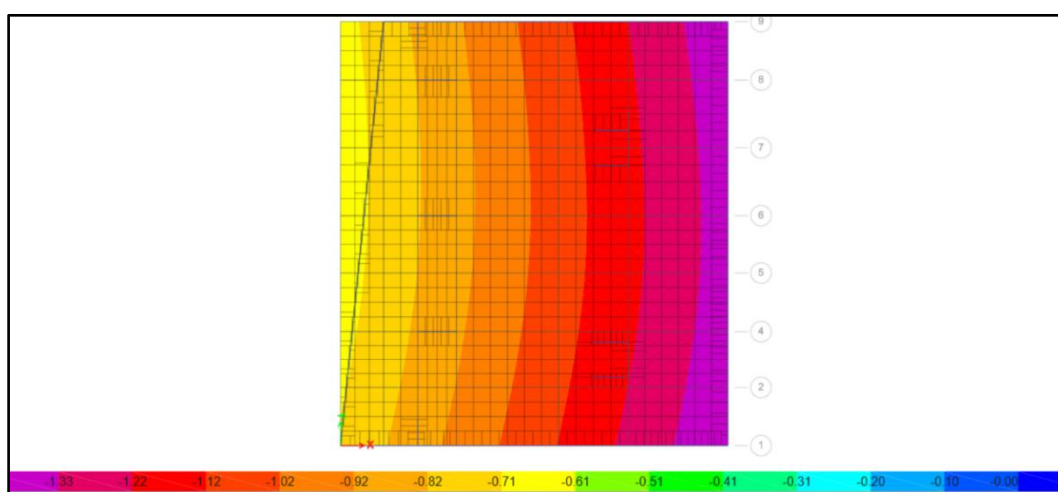
Material Name	Material Type	Directional Symmetry Type	Weight per Unit Volume	Mass per Unit Volume	Modulus of Elasticity, E	Poisson's Ratio, U	Coefficient of Thermal Expansion, A	Shear Modulus, G
ACERO Fy=4200kg/cm2	Rebar	Uniaxial	7.85 tonf/m³	0.800477 tonf·s/m³	20000000 tonf/in²	0.2	0.0000117 1/C	
CONCRETO F'c=280kg/cm2	Concrete	Isotropic	2.4 tonf/m³	0.245014 tonf·s/m³	2509980.08 tonf/in²	0.2	0.0000099 1/C	1045825.03 tonf/in²

Fig. 163. Definición de materiales en SAFE.

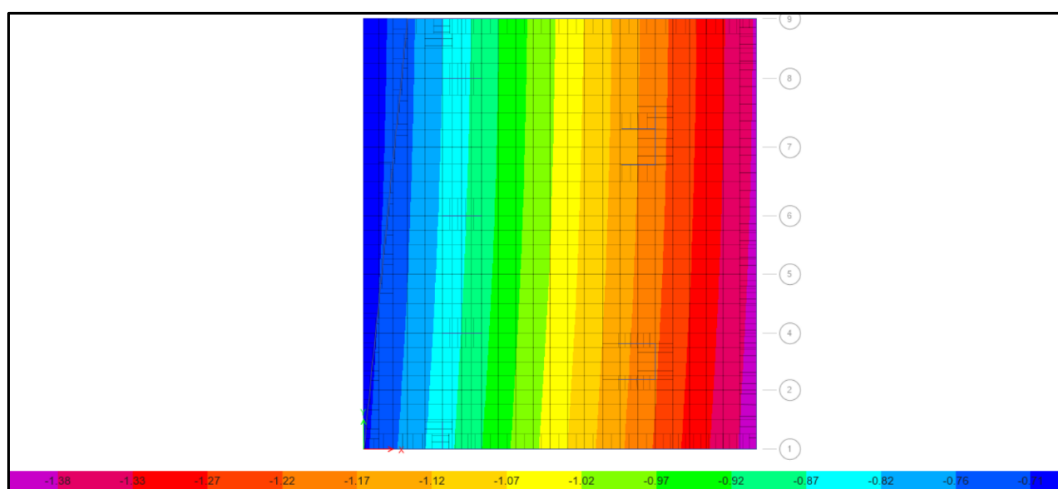
General Data		General Data		General Data	
Load Combination Name	SERVICIO 1 (CM+CV)	Load Combination Name	SERVICIO 2 (CM+CV+SEX)	Load Combination Name	SERVICIO 3 (CM+CV+SEY)
Combination Type	Linear Add	Combination Type	Linear Add	Combination Type	Linear Add
Notes	Modify/Show Notes...	Notes	Modify/Show Notes...	Notes	Modify/Show Notes...
Auto Combination	No	Auto Combination	No	Auto Combination	No
Define Combination of Load Case/Combo Results		Define Combination of Load Case/Combo Results		Define Combination of Load Case/Combo Results	
Load Name	Scale Factor	Load Name	Scale Factor	Load Name	Scale Factor
Dead	1	Dead	1	Dead	1
Live	1	Live	1	Live	1
		SEX	0.8	SEY	0.8

**Fig. 164.** Cargas de servicio para verificar presiones.

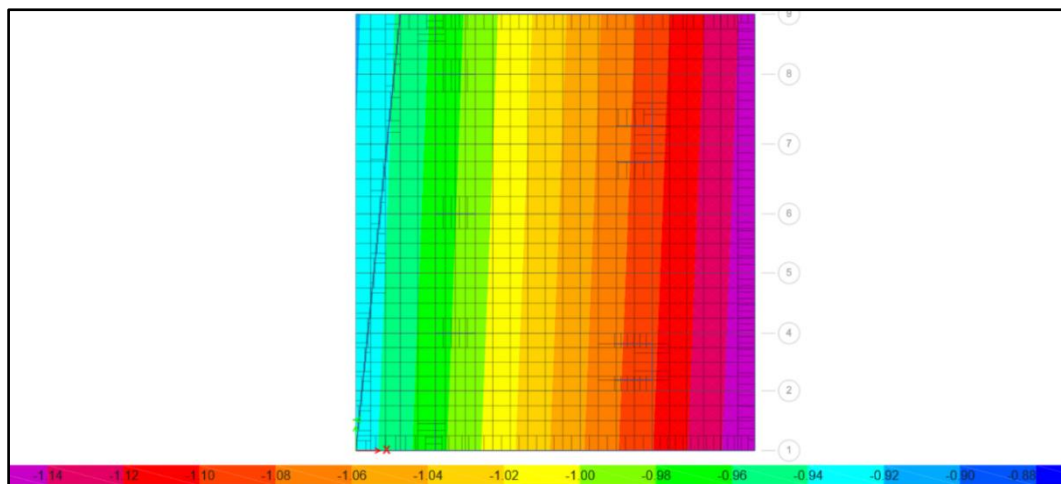
Una vez creada la combinación y la correcta revisión de las propiedades de cada modelado estudiado se comenzó con la ejecución de cada uno y se verificaron las presiones que arrojaban cada uno, donde se notó que las presiones eran iguales con las presentadas en el modelo de ETABS.



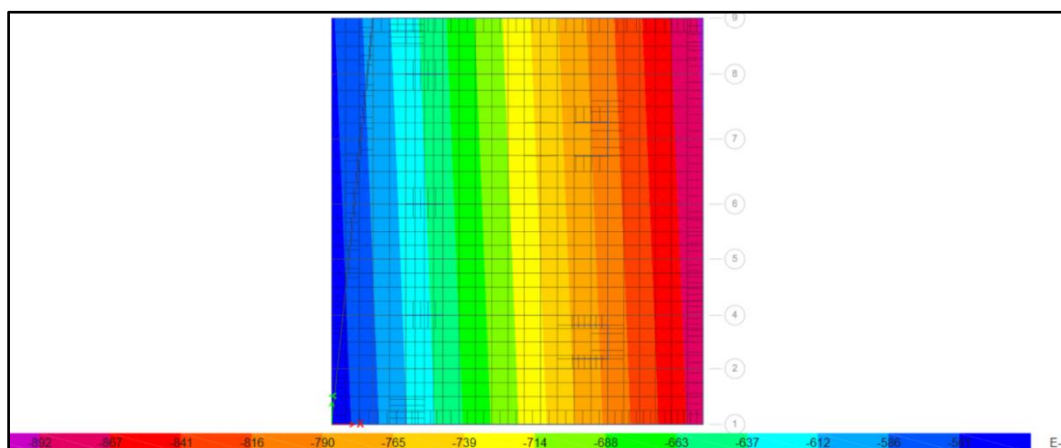
**Fig. 165.** Verificación de presiones en platea modelo empotrado.



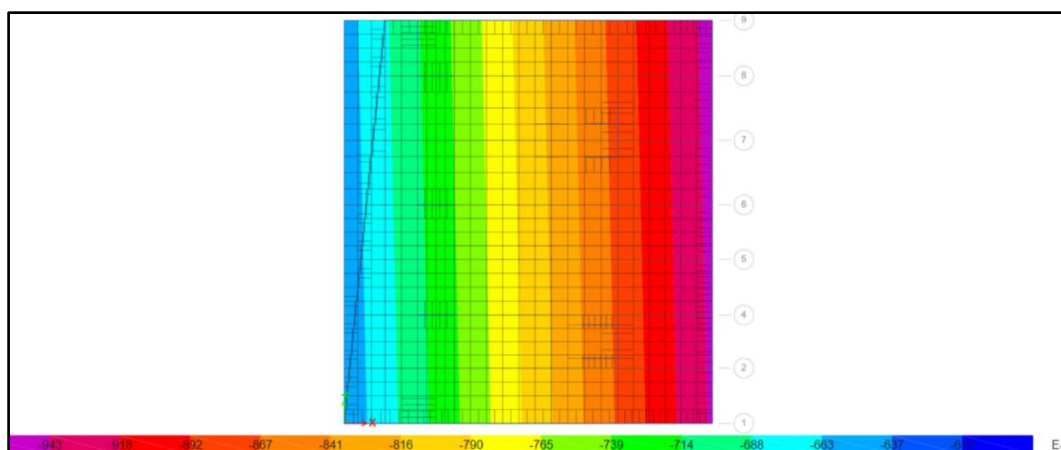
**Fig. 166.** Verificación de presiones en platea modelo Winkler.



**Fig. 167.** Verificación de presiones en platea modelo Norma Rusa.



**Fig. 168.** Verificación de presiones en platea modelo Barkan.



**Fig. 169.** Verificación de presiones en platea modelo ASCE.

Con las presiones ya verificadas en cada modelo incluido el modelo de la platea hecha a base de la base empotrada, se procedió a verificar los diseños realizados por el método clásico de los momentos presentes en la platea, para verificar este diseño se trabajó con una de las dos

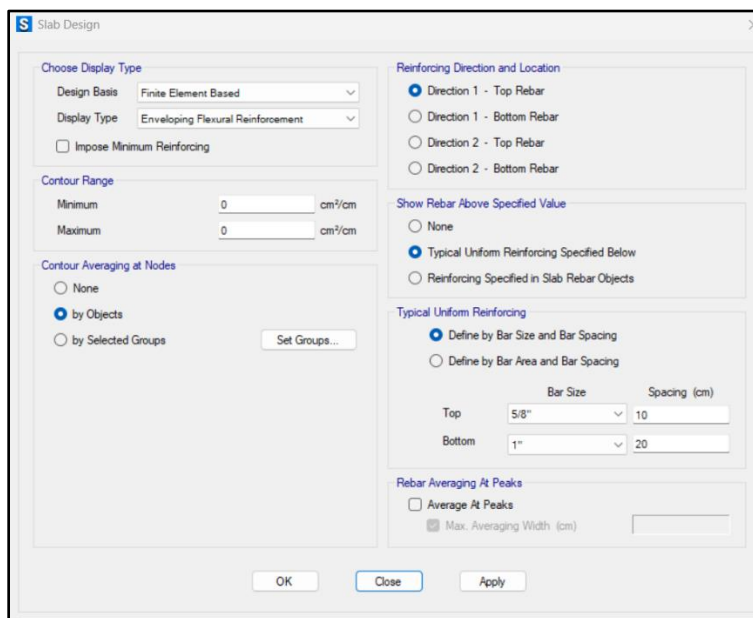
opciones que se tiene dentro del programa para el diseño automático de las plateas la cual es el diseño mediante elementos finitos.

Lo que se tuvo que realizar para utilizar este método de diseño fue cargar los diámetros de las varillas más comerciales en el mercado peruano y con los que se diseña comúnmente, luego de ejecutado el modelado de las plateas se eligió la opción de diseño de la platea por el método de elementos finitos teniendo en cuenta como se mencionó antes la envolvente de momentos para el diseño.

Bar ID	Bar Area (cm <sup>2</sup> )	Bar Diameter (cm)
1/4"	0.3	0.635
3/8"	0.7	0.953
1/2"	1.3	1.27
5/8"	2	1.59
3/4"	2.9	1.91
1"	5.1	2.54

**Fig. 170.** Ingreso de diámetros de varillas para diseño de plateas.

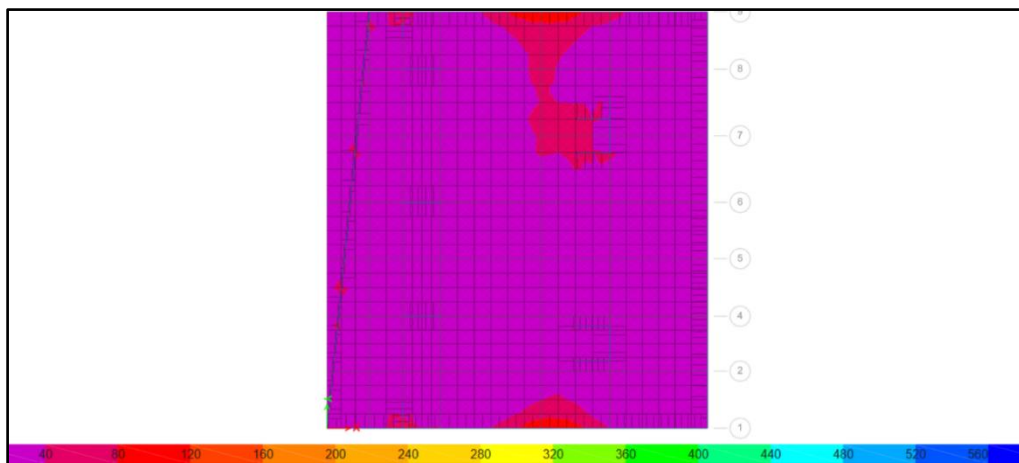
Una vez ejecutado el modelado se eligió como se haría el diseño por elementos finitos donde se colocó la opción de trabajar en base a la varilla determinada y al espaciamiento determinado en el diseño clásico por momentos, se tuvieron que verificar que la distribución cumpla en las dos direcciones de análisis y que cumpla en las caras tanto superior como inferior.



**Fig. 171.** Diseño de plateas por método de elementos finitos.

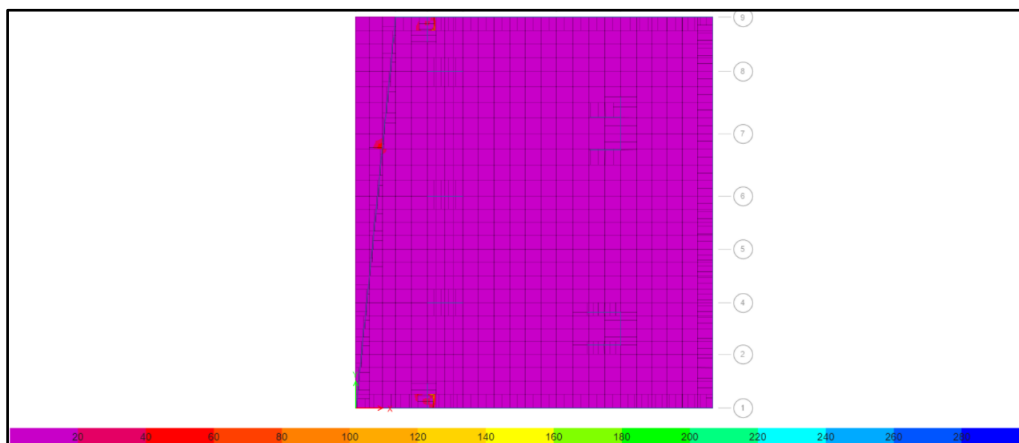
Con esto se verifico que el diseño mediante los momentos obtenidos del software ETABS son correctos y no hay variaciones con el diseño por elementos finitos realizado en el software SAFE.

Para el modelo empotrado se usaron como con el diseño con momentos clásico se usaron para la dirección X varillas de 3/4" para el acero superior con bastones de refuerzo del mismo diámetro y para el acero inferior se usaron aceros de 1", mientras que para la dirección Y se usaron varillas de 1" con bastones de refuerzo del mismo diámetro y aceros inferiores de 3/4".



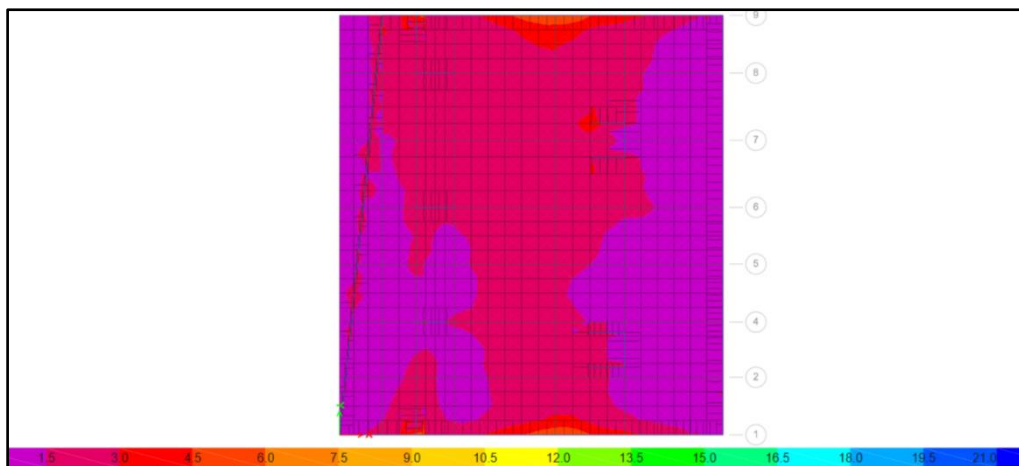
**Fig. 172.** Verificación de esfuerzos por diseño de elementos finitos en platea modelo empotrado.

Para el modelo Winkler se usaron como con el diseño con momentos clásico se usaron para la dirección X varillas de 1" y para el acero inferior se usaron aceros de 1", mientras que para la dirección Y se usaron varillas de 1" y aceros inferiores de 3/4".



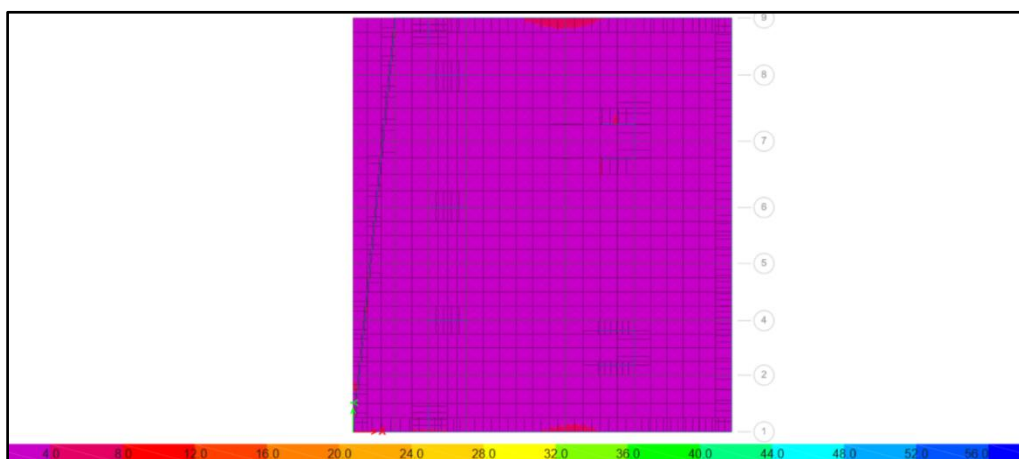
**Fig. 173.** Verificación de esfuerzos por diseño de elementos finitos platea Winkler.

Para el modelo empotrado se usaron como con el diseño con momentos clásico se usaron para la dirección X varillas de 3/4" para el acero superior con bastones de refuerzo del mismo diámetro y para el acero inferior se usaron aceros de 1" con refuerzos del mismo diámetro, mientras que para la dirección Y se usaron varillas de 1" con bastones de refuerzo del mismo diámetro y aceros inferiores de 3/4".



**Fig. 174.** Verificación de esfuerzos por diseño de elementos finitos platea Norma Rusa.

Para el modelo empotrado se usaron como con el diseño con momentos clásico se usaron para la dirección X varillas de 3/4" para el acero superior con bastones de refuerzo del mismo diámetro y para el acero inferior se usaron aceros de 1" con refuerzos del mismo diámetro, mientras que para la dirección Y se usaron varillas de 1" con bastones de refuerzo del mismo diámetro y aceros inferiores de 3/4".



**Fig. 175.** Verificación de esfuerzos por diseño de elementos finitos platea ASCE.

Para el modelo empotrado se usaron como con el diseño con momentos clásico se usaron para la dirección X varillas de 3/4" para el acero superior con bastones de refuerzo del mismo diámetro y para el acero inferior se usaron aceros de 1", mientras que para la dirección Y se usaron varillas de 3/4" y aceros inferiores de 3/4" con refuerzos del mismo diámetro.

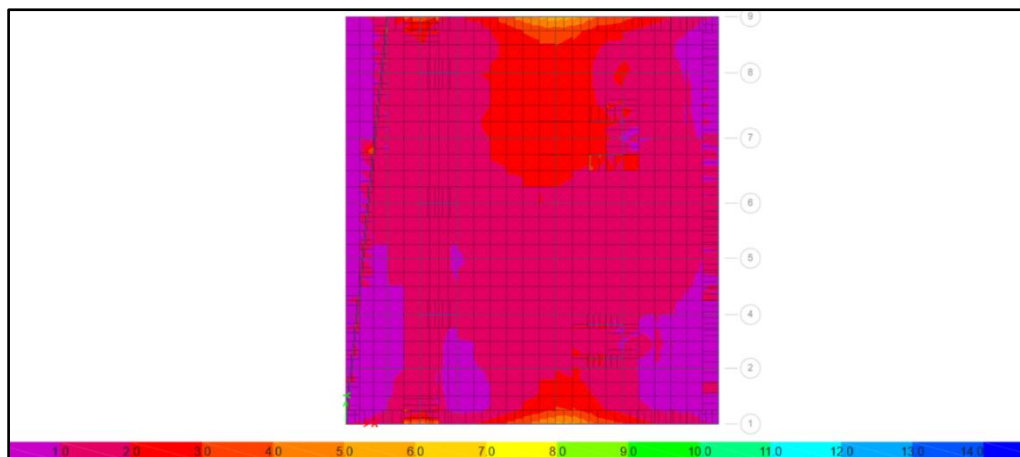


Fig. 176. Verificación de esfuerzos por diseño de elementos finitos platea Barkan.

## Resultados y discusión

### Resultados

#### Resultados de tiempo de desarrollo y procesamiento de cada metodología

En la tabla se puede observar el tiempo empleado de esta investigación para el tiempo de desarrollo de cada metodología entre la resolución y aplicación de las fórmulas teóricas, el modelamiento estructural, análisis sísmico, inclusión de metodologías en modelado, diseño de las cimentaciones y el registro de resultados obtenidos de cada una, para ello se visualizó la cantidad de días empleados para cada metodología durante la realización de la presente investigación.

**TABLA XC**

TIEMPO EMPLEADO PARA CADA METODOLOGIA

Metodología	Tiempo empleado (días)
Base empotrada	14 días
Winkler	10 días
Barkan	12 días
Norma Rusa	15 días
Asce	15 días
Elementos finitos	14 días

#### Resultado de periodos fundamentales de vibración y porcentaje de masa participativa

La comparación se realizó con los 3 primeros modos de cada modelo analizado donde se tuvo como base el modelo de base empotrada, todo esto se dio con la comparación de los apoyos de base empotrada y la consideración de los resortes y rigideces que considera cada metodología,

además de considerar la excentricidad tanto en X como Y que dicta la norma y se incluyó en la estructura.

La TABLA XCI muestra los valores obtenidos de periodos fundamentales de vibración que presentan los 3 primeros modos de cada modelo analizado.

**TABLA XCI**  
COMPARACION DE PERIODOS PARTICIPATIVOS DE CADA METODOLOGIA

Metodologías	Modo	Periodo	$\Delta$ (%)
Base empotrada	1	0.604	100.00%
	2	0.566	100.00%
	3	0.487	100.00%
Winkler	1	0.824	136.42%
	2	0.761	134.45%
	3	0.496	101.85%
D.D. Barkan - O.A Savinov	1	0.634	104.97%
	2	0.594	104.95%
	3	0.491	100.82%
Norma Rusa	1	0.625	103.48%
	2	0.585	103.36%
	3	0.493	101.23%
ASCE/SEI 41-17	1	0.638	105.63%
	2	0.6	106.01%
	3	0.498	102.26%

La TABLA XCII muestra los valores de masas participativas que presenta cada modelado analizado, donde se consideraron los desplazamientos en x e y, además de la rotación alrededor de z como factores importantes a comparar.

**TABLA XCII**  
COMPARACION DE MASAS PARTICIPATIVAS DE CADA METODOLOGIA

Metodologías	Modo	Masas participativas			$\Delta$ (%)
		U <sub>x</sub>	U <sub>y</sub>	R <sub>z</sub>	
Base empotrada	1	0.643	0.0034	0.0003	100.00%
	2	0.0035	0.6069	0.0692	100.00%
	3	4.5E-06	0.0849	0.5641	100.00%
Winkler	1	0.5948	0.0006	0	-7.50%
	2	0.0005	0.6098	0.0011	0.48%
	3	5.79E-06	0.0052	0.5341	-5.32%
D.D. Barkan - O.A Savinov	1	0.5686	0.0025	1.00E-04	-11.57%
	2	0.0025	0.5717	0.0224	-5.80%
	3	9.67E-06	0.0403	0.4893	-13.26%
Norma Rusa	1	0.551	0.0025	0.0001	-14.31%
	2	0.0025	0.5441	0.0296	-10.35%

	3	7.46E-06	0.0485	0.4967	-11.95%
ASCE/SEI 41-17	1	0.5821	0.0029	0.0001	-9.47%
	2	0.0029	0.5886	0.0206	-3.02%
	3	6.24E-06	0.0386	0.5179	-8.19%

### Resultados de ensayos de suelo

Respecto a los ensayos de suelo se obtuvieron distintos resultados para cada uno de ellos y por lo tanto para cada SPT las cuales se agruparon y se pueden apreciar en la TABLA XCIII, de donde se emplearon los valores más críticos para realizar el procedimiento.

**TABLA XCIII**  
CARACTERISTICAS FINALES DEL SUELO

N° SPT	Características del suelo									
	Q portante (kg/cm <sup>2</sup> )	φ de fricción	Clasificación SUCS	LL (%)	IP (%)	Contenido de humedad (%)	GE (g/cm <sup>3</sup> )	PV (g/cm <sup>3</sup> )	Sales (%)	Qu max (kg/cm <sup>2</sup> )
SPT – 01	1.73	38.22	Arena arcillosa (SC)	26.41	18.20	12.40	2.543	2.047	0.28	1.06
SPT – 02	2.14	40.44	Arena arcillosa (SC)	39.03	23.47	13.20	2.548	1.962	0.10	0.99
SPT – 03	2.22	40.86	Arcilla Arenosa de Baja Plasticidad (CL)	29.04	11.09	12.00	2.509	1.919	0.10	1.07

### Resultados de coeficientes de rigidez y amortiguamiento

Para la comparación de los coeficientes de rigidez y amortiguamiento se usaron solamente las fórmulas las cuales usan de estos, la metodología Winkler ya que solo usa el coeficiente vertical de balasto por lo tanto queda excluido de esta comparación, mientras que por el lado de la metodología de elementos finitos queda excluida también ya que no trabaja con estos coeficientes solo se aplican las condiciones de borde y la carga distribuida para analizar las presiones y deformaciones presentes.

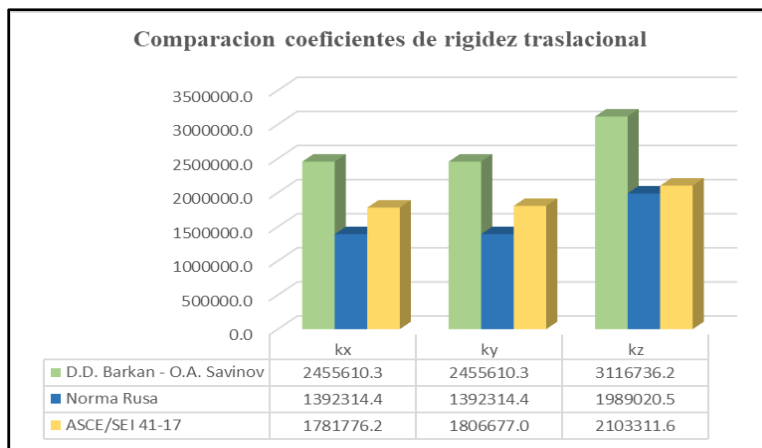


Fig. 177. Comparación de coeficientes de rigidez traslacional.

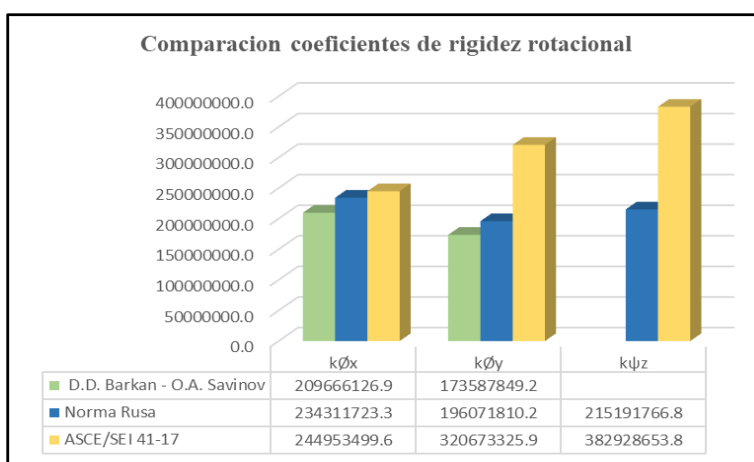


Fig. 178. Comparación de coeficientes de rigidez rotacional.

Para la comparación de coeficientes de amortiguamiento solo se consideraron la norma rusa ya que es la única metodología realizada que considera este factor mientras que la metodología Barkan no considera estos coeficientes y la metodología ASCE considera el amortiguamiento efectivo dentro de sus fórmulas y además de considerar el amortiguamiento en el espectro de respuesta.

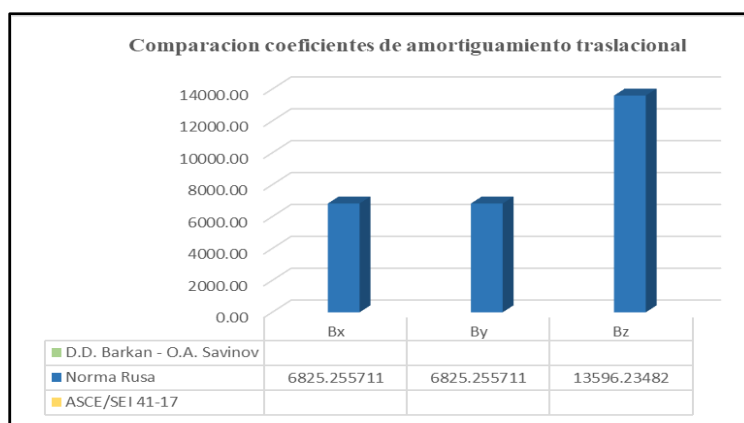


Fig. 179. Comparación de coeficientes de amortiguamiento traslacional.

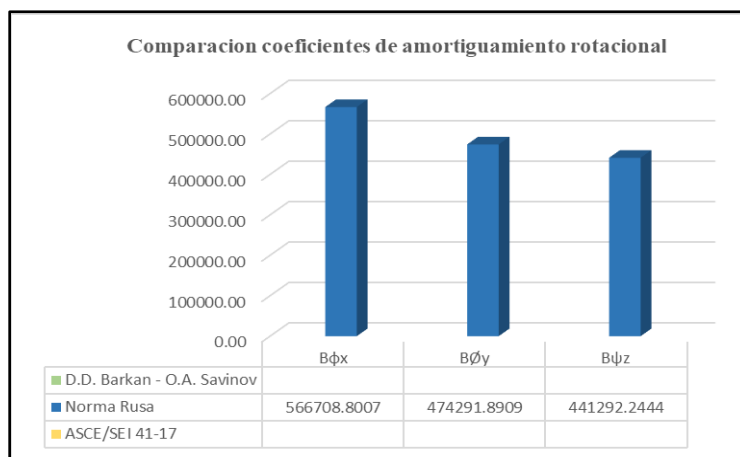


Fig. 180. Comparación de coeficientes de amortiguamiento rotacional.

### Resultados de presiones presentes en la platea de cimentación

Como se ha mencionado previamente en el procedimiento realizado se colocaron las rigideces resultantes en cada modelado de las metodologías y se analizaron las presiones resultantes para poder realizar el diseño donde todas las presiones fueron menores que la capacidad admisible trabajada.

TABLA XCIV

COMPARACION DE PRESIONES ACTUANTES DE CADA METODOLOGIA APLICADA EN ETABS

Presiones actuantes por carga de servicio (kg/cm <sup>2</sup> )		
Metodología	Presión mínima	Presión máxima
Base empotrada	0.61	1.33
Winkler	0.61	1.33
D.D. Barkan - O.A Savinov	0.43	0.86
Norma Rusa	0.9	1.06
ASCE/SEI 41-17	0.57	0.89
Esfuerzo admisible de ensayos de suelo	1.73 kg/cm <sup>2</sup>	

TABLA XCV

COMPARACION DE PRESIONES ACTUANTES DE CADA METODOLOGIA APLICADA EN SAFE

<b>Presiones actuantes por carga de servicio (kg/cm<sup>2</sup>)</b>		
<b>Metodología</b>	<b>Presión mínima</b>	<b>Presión máxima</b>
Base empotrada	0.61	1.33
Winkler	0.71	1.38
D.D. Barkan - O.A Savinov	0.56	0.89
Norma Rusa	0.92	1.14
ASCE/SEI 41-17	0.64	0.94
Esfuerzo admisible de ensayos de suelo	1.73 kg/cm <sup>2</sup>	

TABLA XCVI

COMPARACION DE PRESIONES ACTUANTES EN PLATEA MEDIANTE DISEÑO EN ABAQUS

<b>Presiones actuantes en platea por elementos finitos (kg/cm<sup>2</sup>)</b>		
<b>Metodología</b>	<b>Presión mínima</b>	<b>Presión máxima</b>
Platea con 5/8"	0.39	1.57
Platea con 3/4"	0.23	0.93
Platea con 1"	0.21	0.82
Esfuerzo admisible de ensayos de suelo	1.73 kg/cm <sup>2</sup>	

TABLA XCVII

COMPARACION DE MOMENTOS PRESENTES EN PLATEA MEDIANTE ETABS

<b>Metodologías</b>	<b>Momentos presentes en la platea</b>			
	<b>M 1-1 (Ton.m)</b>		<b>M 2-2 (Ton.m)</b>	
	<b>Superior (M-)</b>	<b>Inferior (M+)</b>	<b>Superior (M-)</b>	<b>Inferior (M+)</b>
Base empotrada	53.4028	44.2085	63.9848	2.84

Winkler	92.1496	102.7063	133.8588	6.0246
D.D. Barkan - O.A Savinov	41.6812	129.5082	96.2228	66.1676
Norma Rusa	98.6743	120.6039	120.0154	7.4384
ASCE/SEI 41-17	35.234	140.3578	110.145	23.7184

### Resultados de distribución de aceros en la platea

Con la verificación de las presiones se realizó el diseño de cada platea en la que se trabajaron las metodologías, a excepción de la metodología de elementos finitos en la cual se consideró un diseño preliminar la cual se verificó que cumplía con la presiones y deformaciones, se trabajó con el área de acero mínimo en cada uno de los diseños y se usó como acero mínimo el acero de 3/4" y para aceros máximos se usaron paquetes de 2 aceros en algunos diseños.

En la TABLA XCVIII se muestran los diámetros de acero empleados tanto positivos como negativos en las direcciones X y Y, junto con sus respectivas separaciones.

**TABLA XCVIII**

COMPARACION DE DIAMETROS DE ACERO USADOS EN CADA DISEÑO

Metodologías	Diámetro de acero empleado y separación			
	M 1-1		M 2-2	
	Superior (M-)	Inferior (M+)	Superior (M-)	Inferior (M+)
Base empotrada	1Ø3/4"@.10m	1Ø1"@.20m	1Ø1"@.20m	1Ø3/4"@.40m
Winkler	1Ø1"@.10m	1Ø1"@.10m	1Ø1"@.10m	1Ø3/4"@.20m
D.D. Barkan - O.A Savinov	1Ø3/4"@.10m	1Ø1"@.10m	1Ø3/4"@.10m	1Ø3/4"@.10m
Norma Rusa	1Ø3/4"@.10m	1Ø1"@.10m	1Ø1"@.10m	1Ø3/4"@.40m
ASCE/SEI 41-17	1Ø3/4"@.10m	1Ø1"@.10m	1Ø1"@.10m	1Ø3/4"@.20m

## Resultados análisis sísmico estático

### a) Cortantes sísmicas

Se obtuvieron las cortantes sísmicas de cada piso de cada modelo estudiado y en cada dirección de análisis donde se hizo la comparación de todas las cortantes obtenidas, pero sobre todo la cortante basal donde dado que cada modelado presento un periodo distinto se tuvo que modificar el análisis sísmico estático para obtener las cortantes.

**TABLA XCIX**

COMPARACION DE CORTANTES ESTATICAS POR METODOLOGIAS EN DIRECCION X-X

Cortantes por sismo estático en dirección X-X						
Nivel	Altura de entrepiso	Metodologías				
		Base empotrada	Winkler	D.D. Barkan - O.A Savinov	Norma Rusa	ASCE/SEI 41-17
Piso 8	26.2	-181.1043	-139.2947	-173.6972	-175.9112	-172.7549
Piso 7	23.3	-362.3504	-276.6659	-347.1827	-351.7018	-345.2531
Piso 6	20.4	-516.464	-391.5086	-494.3566	-500.9233	-491.5444
Piso 5	17.5	-643.6801	-484.4255	-615.5124	-623.8543	-611.9298
Piso 4	14.6	-744.2789	-556.1199	-710.9988	-720.8263	-706.7666
Piso 3	11.7	-818.0627	-607.4423	-781.2465	-792.2491	-776.4962
Piso 2	8.8	-866.2256	-639.2471	-826.4889	-838.323	-821.3687
Piso 1	5.9	-889.3139	-653.3743	-847.9529	-860.242	-842.6276
S1	3	-889.3139	-653.3743	-847.9529	-860.242	-842.6276
<b>Variación porcentual del primer piso</b>		100.00%	73.47%	95.35%	96.73%	94.75%

**TABLA C**

COMPARACION DE CORTANTES ESTATICAS POR METODOLOGIAS EN DIRECCION Y-Y

Cortantes por sismo estático en dirección Y-Y						
Nivel	Altura de entrepiso	Metodologías				
		Base empotrada	Winkler	D.D. Barkan - O.A Savinov	Norma Rusa	ASCE/SEI 41-17
Piso 8	26.2	-216.9738	-178.5696	-218.3714	-217.9918	-218.656
Piso 7	23.3	-434.6693	-355.4274	-437.0598	-436.4167	-437.5419
Piso 6	20.4	-620.3186	-504.0122	-623.1539	-622.4012	-623.7178
Piso 5	17.5	-774.0983	-624.9326	-776.9091	-776.1779	-777.4565
Piso 4	14.6	-896.2195	-718.9031	-898.63	-898.0245	-899.0828
Piso 3	11.7	-986.2797	-786.7938	-988.6946	-988.286	-988.9999
Piso 2	8.8	-1045.5219	-829.4155	-1047.1723	-1046.9866	-1047.3108
Piso 1	5.9	-1074.2978	-848.7722	-1075.3026	-1075.3026	-1075.3026
S1	3	-1074.2978	-848.7722	-1075.3026	-1075.3026	-1075.3026
<b>Variación porcentual del primer piso</b>		100.00%	79.01%	100.09%	100.09%	100.09%

La variación porcentual que se presenta en la cortante basal en la base del primer piso para ambos sentidos se presenta en la Fig. 181.

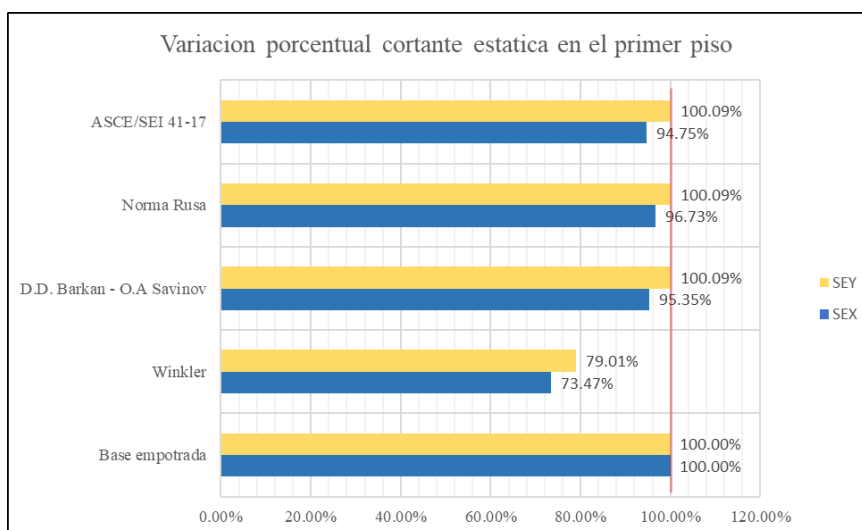


Fig. 181. Variación porcentual de cortante estática en el primer piso.

### b) Desplazamientos máximos por sismo estático

Se obtuvieron los datos de los desplazamientos máximos de cada piso de la estructura y donde se realizó la comparación teniendo como base el modelo de base empotrada y mostrando las diferencias que se presentaron al aplicar cada metodología en el modelado.

TABLA CI

COMPARACION DE DESPLAZAMIENTOS ESTATICOS POR METODOLOGIAS EN DIRECCION X-X

Desplazamientos Cortantes por sismo estático en dirección X-X						
Nivel	Altura de entrepiso	Metodologías				
		Base empotrada	Winkler	D.D. Barkan - O.A Savinov	Norma Rusa	ASCE/SEI 41-17
Piso 8	26.2	0.037487	0.072405	0.046453	0.04558	0.044508
Piso 7	23.3	0.032529	0.063602	0.040679	0.039854	0.039021
Piso 6	20.4	0.027313	0.054503	0.034608	0.03383	0.033251
Piso 5	17.5	0.021896	0.045147	0.028278	0.027547	0.027236
Piso 4	14.6	0.016423	0.035679	0.021865	0.02115	0.021114
Piso 3	11.7	0.011148	0.026366	0.015616	0.014904	0.015181
Piso 2	8.8	0.006407	0.017589	0.009872	0.009188	0.009733
Piso 1	5.9	0.002624	0.009852	0.005139	0.0045	0.00525
S1	3	0.000374	0.003869	0.002122	0.001541	0.002408
Variación porcentual en ultimo nivel		100%	133%	104%	103%	103%

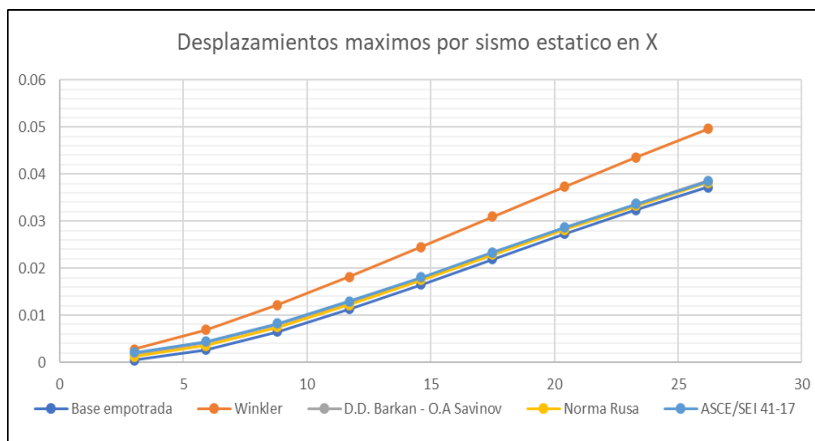


Fig. 182. Desplazamientos máximos por sismo estático en dirección X-X

En la Fig. 183 se puede apreciar la variación porcentual existente entre los desplazamientos máximos presentes en el último nivel de cada modelado.

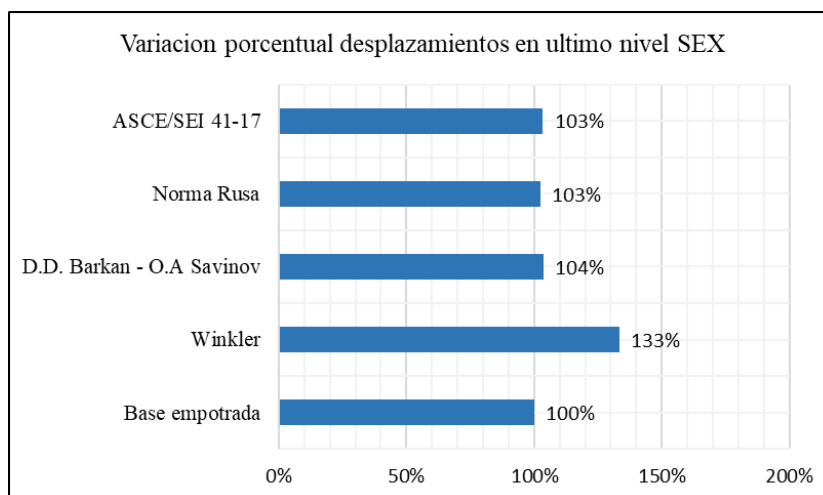


Fig. 183. Variación porcentual desplazamientos ultimo nivel SEX

En la TABLA CII se aprecian los desplazamientos presentes en cada piso de cada metodología aplicada comparada con los modelos que incluyen las metodologías en la dirección Y-Y.

TABLA CII

COMPARACION DE DESPLAZAMIENTOS ESTATICOS POR METODOLOGIAS EN DIRECCION Y-Y

Desplazamientos Cortantes por sismo estático en dirección Y-Y						
Nivel	Altura de entrepiso	Metodologías				
		Base empotrada	Winkler	D.D. Barkan - O.A Savinov	Norma Rusa	ASCE/SEI 41-17
Piso 8	26.2	0.038752	0.054882	0.042224	0.041104	0.042745
Piso 7	23.3	0.035043	0.049256	0.038279	0.037213	0.038786
Piso 6	20.4	0.030707	0.043123	0.033705	0.032694	0.034198
Piso 5	17.5	0.025765	0.036507	0.028523	0.027568	0.029003
Piso 4	14.6	0.020336	0.029509	0.022855	0.021954	0.023321
Piso 3	11.7	0.014652	0.022321	0.016935	0.016089	0.017389
Piso 2	8.8	0.00906	0.015218	0.011109	0.010316	0.01155

Piso 1	5.9	0.004043	0.008582	0.00586	0.005117	0.006287
S1	3	0.000476	0.003104	0.002065	0.001428	0.002617
<b>Variación porcentual en último nivel</b>		100%	142%	109%	106%	110%

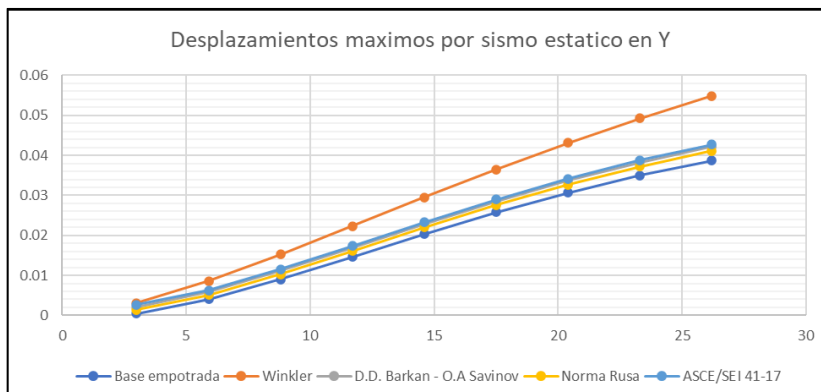


Fig. 184. Desplazamientos máximos por sismo estático en dirección Y-Y.

En la Fig. 185 se pueden apreciar los desplazamientos máximos presentes en el último nivel de cada modelado estudiado.

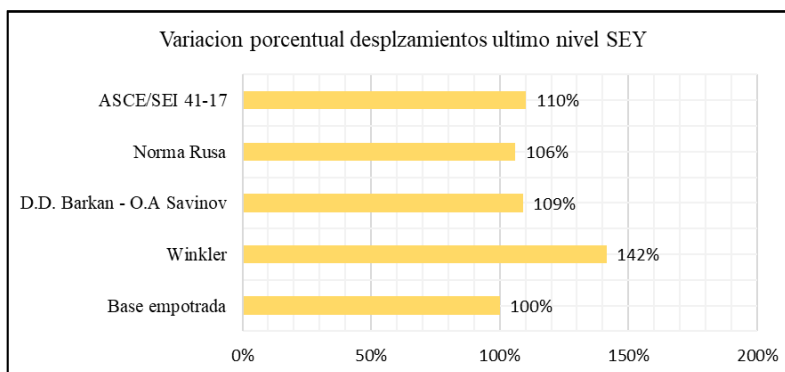


Fig. 185. Variación porcentual desplazamientos ultimo nivel SEY.

**c) Derivas máximas por piso mediante sismo estático**

Para las derivas se realizó una combinación en los modelados para obtener las derivas directamente donde según la norma E.030 se utiliza la fórmula  $0.85R$  con el valor de reducción de 6 y considerando las irregularidades presentes y realizadas en el análisis del procedimiento y verificar que sean menores al rango permitido por la norma la cual es de 0.007 y luego de ello se realizó el análisis dinámico.

TABLA CIII

COMPARACION DE DERIVAS ESTATICAS EN DIRECCION X-X POR PISO

Derivas máximas dinámicas por piso, dirección X-X						
Nivel	Altura de entrepiso	Metodologías				
		Base empotrada	Winkler	D.D. Barkan - O.A Savinov	Norma Rusa	ASCE/SEI 41-17
Piso 8	26.2	0.006017	0.00723	0.005987	0.006016	0.005928
Piso 7	23.3	0.006337	0.007469	0.006293	0.006326	0.006232
Piso 6	20.4	0.006607	0.007665	0.00655	0.006586	0.006487
Piso 5	17.5	0.00671	0.007733	0.006647	0.006685	0.006583
Piso 4	14.6	0.006515	0.007574	0.006458	0.006494	0.006395
Piso 3	11.7	0.005904	0.007107	0.005873	0.005902	0.005813
Piso 2	8.8	0.00476	0.006245	0.004779	0.004793	0.004725
Piso 1	5.9	0.002904	0.00486	0.003005	0.002995	0.002962
S1	3	0.000435	0.003021	0.000648	0.000605	0.00062

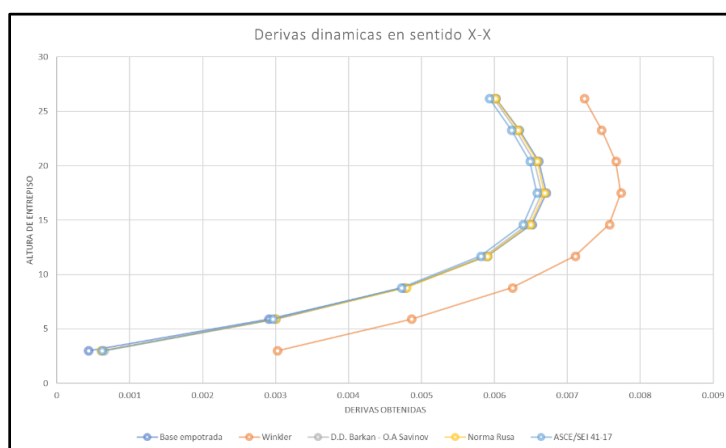


Fig. 186. Derivas estáticas en el sentido X-X.

TABLA CIV

COMPARACION DE DERIVAS ESTATICAS EN DIRECCION Y-Y POR PISO

Derivas máximas dinámicas por piso, dirección Y-Y						
Nivel	Altura de entrepiso	Metodologías				
		Base empotrada	Winkler	D.D. Barkan - O.A Savinov	Norma Rusa	ASCE/SEI 41-17
Piso 8	26.2	0.003658	0.005267	0.003868	0.003819	0.00388
Piso 7	23.3	0.00423	0.005728	0.004442	0.004393	0.004454
Piso 6	20.4	0.004782	0.006167	0.004994	0.004945	0.005006
Piso 5	17.5	0.005219	0.006509	0.00543	0.005381	0.005442
Piso 4	14.6	0.00543	0.006666	0.005638	0.00559	0.00565
Piso 3	11.7	0.005308	0.006558	0.005515	0.005468	0.005526
Piso 2	8.8	0.004664	0.006034	0.004868	0.004822	0.004878
Piso 1	5.9	0.003269	0.004921	0.003469	0.003424	0.003478
S1	3	0.000425	0.002653	0.00062	0.000575	0.000629

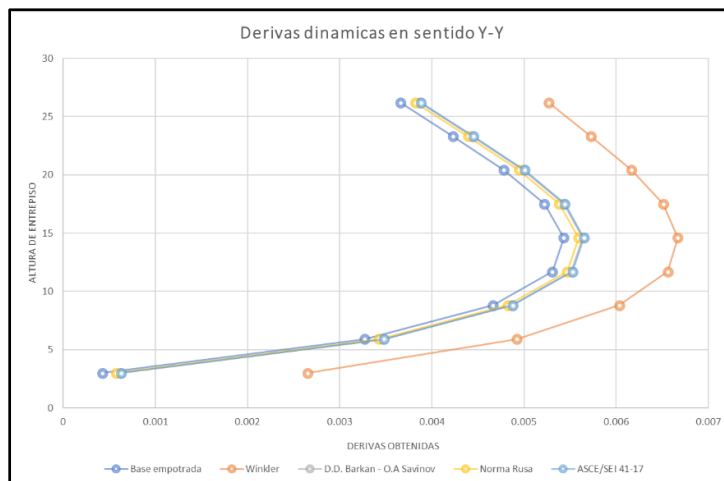


Fig. 187. Derivas estáticas en el sentido Y-Y.

## Resultados de análisis dinámico modal espectral

### a) Cortantes sísmicas por sismo dinámico

Se repitió el mismo proceso que se realizó para la extracción de las cortantes por piso para el sismo dinámico donde se compararon los datos obtenidos de base empotrada con los datos de los modelados que aplicaron las metodologías. Luego se compararon las cortantes de diseño, es decir las cortantes en el primer piso.

TABLA CV

COMPARACION DE CORTANTES DINAMICAS POR METODOLOGIAS EN DIRECCION X-X

Cortantes por sismo dinámico en dirección X-X						
Nivel	Altura de entrespiso	Metodologías				
		Base empotrada	Winkler	D.D. Barkan - O.A Savinov	Norma Rusa	ASCE/SEI 41-17
Piso 8	26.2	159.7633	127.7479	166.406	158.2096	160.4473
Piso 7	23.3	298.8484	233.776	308.6433	298.1547	302.4406
Piso 6	20.4	410.3032	316.2714	413.9307	406.2715	410.0185
Piso 5	17.5	500.2241	384.0959	497.6407	493.0723	494.6126
Piso 4	14.6	571.1163	440.2151	568.7517	563.8135	564.7065
Piso 3	11.7	624.3481	487.1421	628.0648	619.8605	622.9444
Piso 2	8.8	660.1018	523.4926	672.9728	660.6235	668.0029
Piso 1	5.9	679.5815	548.8254	703.8244	686.753	700.0689
S1	3	684.6317	563.494	730.6694	706.239	728.5098
Variación porcentual del primer piso		100.00%	79.96%	104.16%	99.03%	100.43%

TABLA CVI

COMPARACION DE CORTANTES DINAMICAS POR METODOLOGIAS EN DIRECCION Y-Y

Cortantes por sismo dinámico en dirección Y-Y						
Nivel	Altura de entrepiso	Metodologías				
		Base empotrada	Winkler	D.D. Barkan - O.A Savinov	Norma Rusa	ASCE/SEI 41-17
PISO 8	26.2	169.9895	152.9035	190.0616	177.9899	184.9826
PISO 7	23.3	327.9639	290.0778	361.7013	343.8306	358.1684
PISO 6	20.4	460.6171	403.8311	497.7138	479.599	497.2743
PISO 5	17.5	571.0918	498.3575	612.3162	593.4932	612.539
PISO 4	14.6	661.1157	577.2881	709.5918	687.8768	709.8015
PISO 3	11.7	730.0154	641.2701	787.4741	762.0431	788.9852
PISO 2	8.8	777.6326	689.4136	844.406	815.2412	847.596
PISO 1	5.9	803.0949	720.1638	881.3036	847.973	885.6433
S1	3	807.6278	734.4068	907.0894	867.3324	912.7207
Variación porcentual del primer piso		100.00%	89.95%	111.81%	104.71%	108.82%

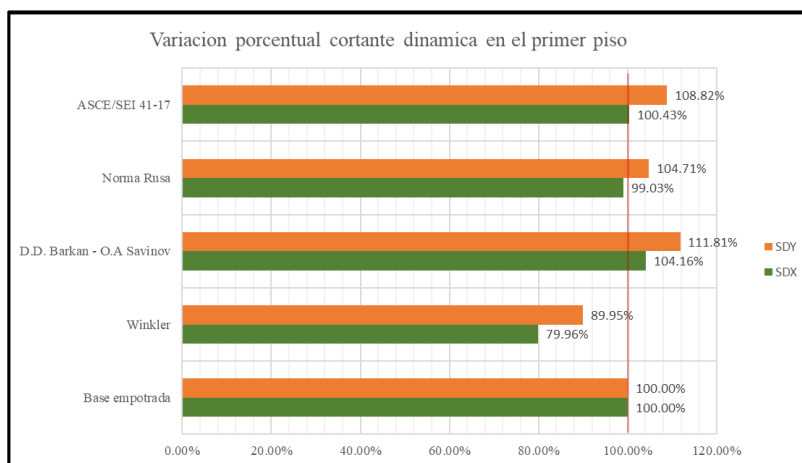


Fig. 188. Variación porcentual de cortante dinámica en el primer piso.

### b) Desplazamientos máximos por sismo dinámico

Se obtuvieron los datos de los desplazamientos máximos de cada piso de la estructura y donde se realizó la comparación teniendo como base el modelo de base empotrada y mostrando las diferencias que se presentaron al aplicar cada metodología en el modelado, pero esta vez teniendo en cuenta el sismo dinámico en ambos sentidos.

TABLA CVII

COMPARACION DE DESPLAZAMIENTOS DINAMICOS POR METODOLOGIAS EN DIRECCION X-X

Desplazamientos por sismo dinámico en dirección X-X						
Nivel	Altura de entrepiso	Metodologías				
		Base empotrada	Winkler	D.D. Barkan - O.A Savinov	Norma Rusa	ASCE/SEI 41-17
Piso 8	26.2	0.031845	0.041677	0.034062	0.033096	0.034056
Piso 7	23.3	0.027659	0.036585	0.029736	0.028844	0.029782

Piso 6	20.4	0.023258	0.031328	0.025203	0.024383	0.025302
Piso 5	17.5	0.018683	0.025934	0.020504	0.019751	0.020656
Piso 4	14.6	0.014053	0.020487	0.015753	0.015065	0.015958
Piso 3	11.7	0.009572	0.015141	0.011147	0.010523	0.011405
Piso 2	8.8	0.005522	0.010109	0.006962	0.0064	0.007273
Piso 1	5.9	0.002265	0.00567	0.003561	0.003056	0.00395
S1	3	0.000307	0.002224	0.001477	0.00099	0.001893
<b>Variación porcentual en ultimo nivel</b>		100%	131%	107%	104%	107%

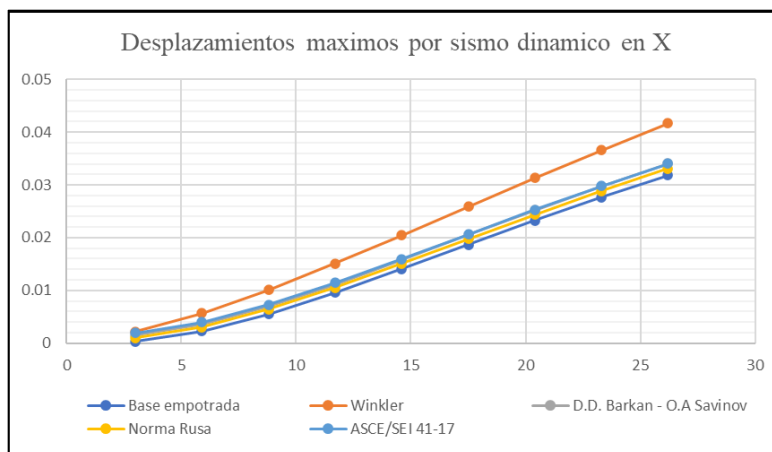


Fig. 189. Desplazamientos máximos por sismo dinámico en dirección X-X.

En la Fig. 190 se puede apreciar la variación porcentual existente entre los desplazamientos máximos presentes en el último nivel de cada modelado.

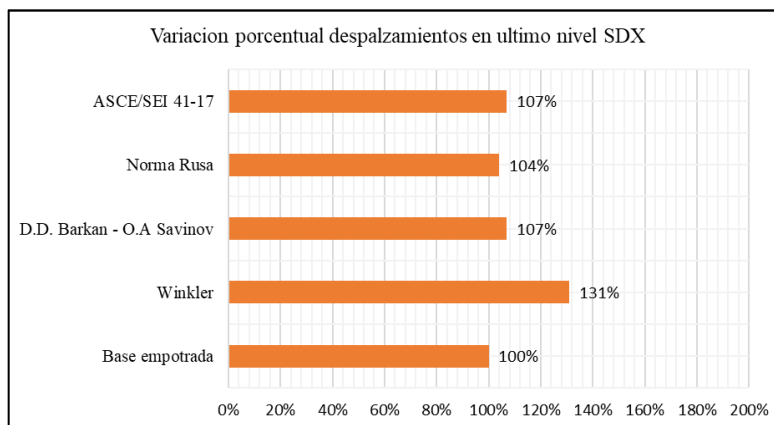


Fig. 190. Variación porcentual desplazamientos ultimo nivel SDX.

En la TABLA CVIII se aprecian los desplazamientos presentes en cada piso de cada metodología aplicada comparada con los modelos que incluyen las metodologías en la dirección Y-Y mediante el sismo dinámico.

TABLA CVIII

COMPARACION DE DESPLAZAMIENTOS DINAMICOS POR METODOLOGIAS EN DIRECCION Y-Y

Desplazamientos por sismo dinámico en dirección Y-Y						
Nivel	Altura de entrepiso	Metodologías				
		Base empotrada	Winkler	D.D. Barkan - O.A Savinov	Norma Rusa	ASCE/SEI 41-17
Piso 8	26.2	0.037185	0.048116	0.041415	0.039627	0.041773
Piso 7	23.3	0.033298	0.043116	0.037251	0.035588	0.037639
Piso 6	20.4	0.028908	0.037694	0.032557	0.031031	0.032975
Piso 5	17.5	0.024029	0.031858	0.027348	0.025969	0.027794
Piso 4	14.6	0.018775	0.025687	0.021734	0.020514	0.022206
Piso 3	11.7	0.01337	0.019347	0.015943	0.01489	0.016436
Piso 2	8.8	0.008147	0.01309	0.010313	0.009431	0.01082
Piso 1	5.9	0.003581	0.007282	0.005339	0.00462	0.005853
S1	3	0.000412	0.00255	0.00183	0.001241	0.002354
<b>Variación porcentual en ultimo nivel</b>		100%	129%	111%	107%	112%

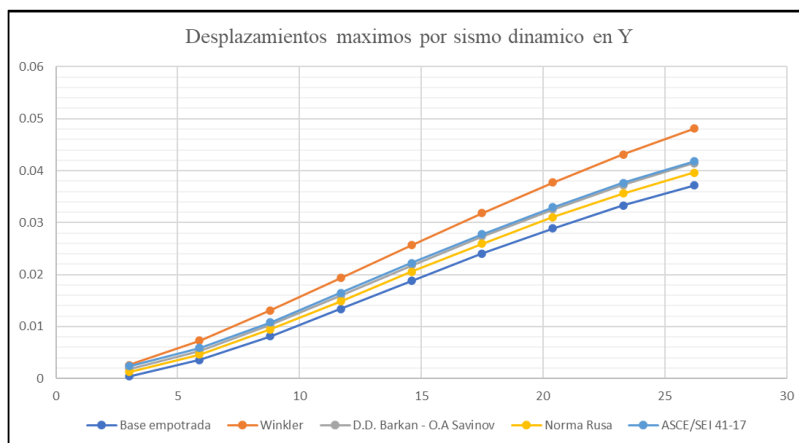


Fig. 191. Desplazamientos máximos por sismo dinámico en dirección Y-Y.

En la Fig. 192 se puede apreciar la variación porcentual existente entre los desplazamientos máximos presentes en el último nivel de cada modelo considerando el sismo dinámico en el sentido Y.

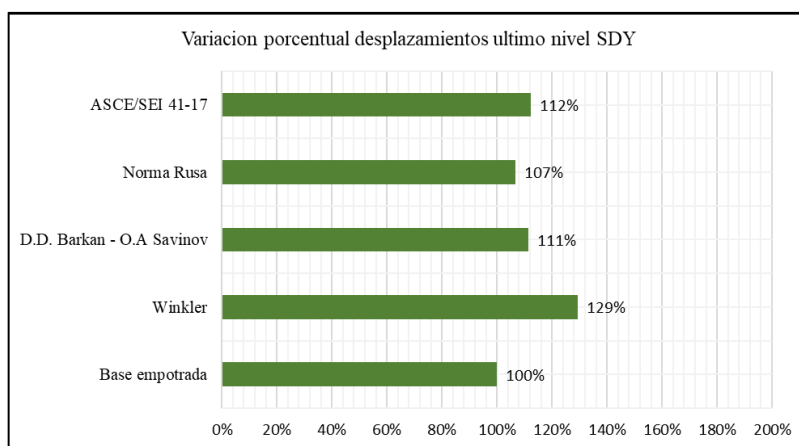


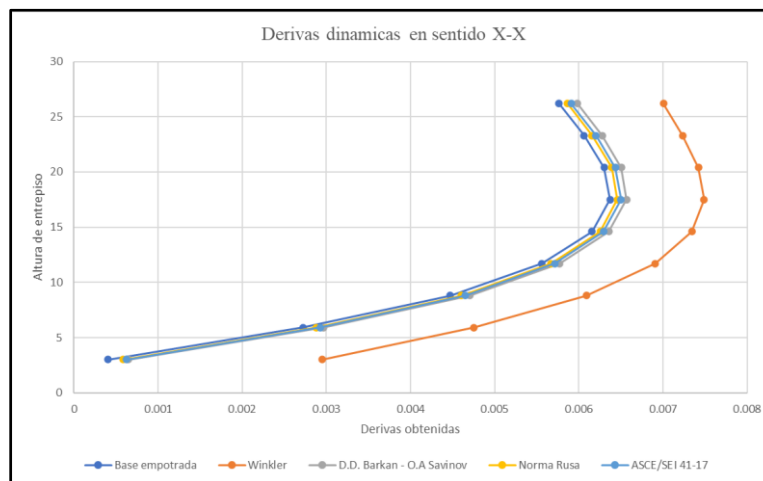
Fig. 192. Variación porcentual desplazamientos último nivel SDY.

### c) Derivas máximas por piso mediante sismo dinámico

Para las derivas se realizó una combinación en los modelados para obtener las derivas directamente donde según la norma E.030 se utiliza la fórmula  $0.75R$  con el valor de reducción de 6 y considerando las irregularidades presentes y realizadas en el análisis del procedimiento y verificar que sean menores al rango permitido por la norma la cual es de 0.007.

**TABLA CIX**  
COMPARACION DE DERIVAS DINAMICOS EN DIRECCION X-X POR PISO

Derivas máximas dinámicas por piso, dirección X-X						
Nivel	Altura de entrespiso	Metodologías				
		Base empotrada	Winkler	D.D. Barkan - O.A Savinov	Norma Rusa	ASCE/SEI 41-17
Piso 8	26.2	0.005765	0.007005	0.005983	0.005865	0.00591
Piso 7	23.3	0.006063	0.007234	0.006277	0.006158	0.006204
Piso 6	20.4	0.0063	0.007422	0.006505	0.00639	0.006433
Piso 5	17.5	0.00637	0.007488	0.006567	0.006459	0.006499
Piso 4	14.6	0.006158	0.007344	0.006358	0.006253	0.006292
Piso 3	11.7	0.005561	0.006908	0.005774	0.005672	0.005712
Piso 2	8.8	0.004471	0.006091	0.004702	0.004604	0.004648
Piso 1	5.9	0.002723	0.004755	0.002968	0.002881	0.002925
S1	3	0.000407	0.00295	0.00065	0.000588	0.000625



**Fig. 193.** Derivas dinámicas en el sentido X-X.

**TABLA CX**  
COMPARACION DE DERIVAS DINAMICOS EN DIRECCION Y-Y POR PISO

Derivas máximas dinámicas por piso, dirección Y-Y						
Nivel	Altura de entrespiso	Metodologías				
		Base empotrada	Winkler	D.D. Barkan - O.A Savinov	Norma Rusa	ASCE/SEI 41-17
Piso 8	26.2	0.003913	0.005001	0.004205	0.004068	0.00417
Piso 7	23.3	0.004417	0.005429	0.004745	0.004592	0.004711
Piso 6	20.4	0.004899	0.005841	0.005254	0.005091	0.005225

Piso 5	17.5	0.005264	0.006168	0.005645	0.005473	0.00562
Piso 4	14.6	0.005404	0.006327	0.005809	0.00563	0.005789
Piso 3	11.7	0.005213	0.006239	0.005638	0.005456	0.005626
Piso 2	8.8	0.004443	0.005729	0.004877	0.004702	0.004877
Piso 1	5.9	0.003044	0.004655	0.003427	0.003283	0.003436
S1	3	0.000396	0.002456	0.000601	0.000543	0.00061

La compara las derivas obtenidas en el sentido Y-Y donde se verifica que este por debajo del límite de 0.007 permitido por la norma.

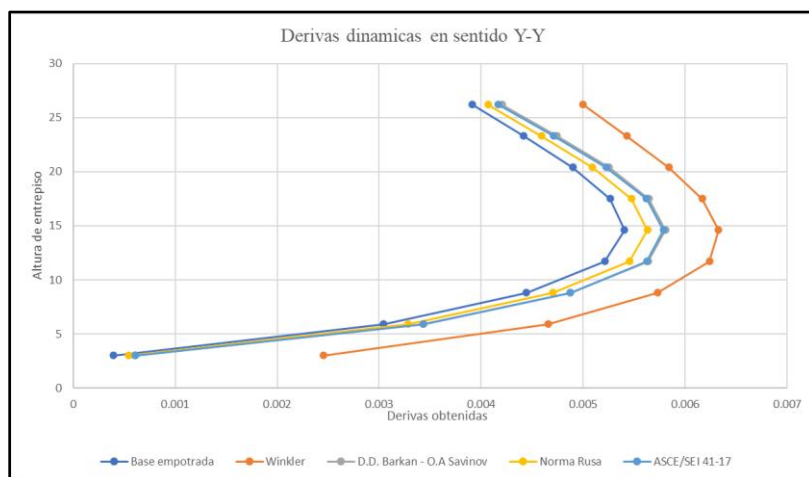


Fig. 194. Derivas dinámicas en el sentido Y-Y.

## Resultados de análisis dinámico tiempo historia

### a) Cortantes sísmicas por análisis tiempo historia

- Cortantes basales por análisis tiempo historia dirección X-X

Para analizar los resultados de la función tiempo historia se compararon primero las cortantes basales presentes en la base de cada metodología estudiada donde se compararon las cortantes elásticas que son los resultados originales de los 3 sismos analizados y luego se dividió entre el factor de reducción correspondiente para cada sentido encontrado en el análisis sísmico para obtener las cortantes de diseño.

TABLA CXI

COMPARACION DE CORTANTES BASALES ELASTICAS DIRECCION X-X

CORTANTES BASALES ELASTICAS DE ANALISIS TH EN DIRECCION X-X										
Registro sísmico	Base empotrada	$\Delta$ (%)	Winkler	$\Delta$ (%)	D.D. Barkan - O.A. Savinov	$\Delta$ (%)	Norma rusa	$\Delta$ (%)	ASCE	$\Delta$ (%)
Ancash 1970	4400.25	100.00%	3952.27	89.82%	6328.60	143.82%	5596.13	127.18%	6587.69	149.71%
Lima 1966	4220.04	100.00%	2876.38	68.16%	6115.40	144.91%	5014.81	118.83%	6592.60	156.22%

Pisco 2007	8709.38	100.00%	12002.31	137.81%	12932.94	148.49%	11707.52	134.42%	13648.05	156.71%
------------	---------	---------	----------	---------	----------	---------	----------	---------	----------	---------

TABLA CXII

COMPARACION DE CORTANTES BASALES DE DISEÑO DIRECCION X-X

CORTANTES BASALES DE DISEÑO POR ANALISIS TH EN DIRECCION X-X (R=5.4)										
Registro sísmico	Base empotrada	$\Delta$ (%)	Winkler	$\Delta$ (%)	D.D. Barkan - O.A. Savinov	$\Delta$ (%)	Norma rusa	$\Delta$ (%)	ASCE	$\Delta$ (%)
Ancash 1970	814.86	100%	731.90	89.82%	1171.96	143.82%	1036.32	127.18%	1219.94	149.71%
Lima 1966	781.49	100%	532.66	68.16%	1132.48	144.91%	928.67	118.83%	1220.85	156.22%
Pisco 2007	1612.85	100%	2222.65	137.81%	2394.99	148.49%	2168.06	134.42%	2527.42	156.71%

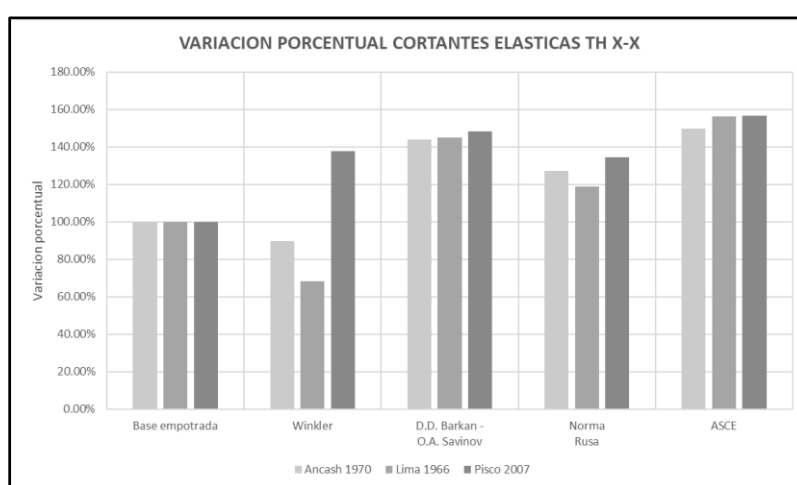


Fig. 195. Comparación de cortantes por metodologías dirección X-X.

- **Cortantes basales por análisis tiempo historia dirección Y-Y**

Se realizaron las mismas comparaciones y los mismos pasos para el sentido Y-Y de las cortantes basales obtenidas por el análisis tiempo historia.

TABLA CXIII

COMPARACION DE CORTANTES BASALES ELASTICAS DIRECCION Y-Y

CORTANTES BASALES ELASTICAS DE ANALISIS TH EN DIRECCION Y-Y										
Registro sísmico	Base empotrada	$\Delta$ (%)	Winkler	$\Delta$ (%)	D.D. Barkan - O.A. Savinov	$\Delta$ (%)	Norma rusa	$\Delta$ (%)	ASCE	$\Delta$ (%)
Ancash 1970	7326.22	100%	4938.05	67.40%	8059.28	110.01%	7960.65	108.66%	8938.53	122.01%
Lima 1966	5517.99	100%	2302.87	41.73%	7959.65	144.25%	6986.05	126.60%	7168.03	129.90%
Pisco 2007	7817.00	100%	8433.25	107.88%	7507.31	96.04%	7971.78	101.98%	7637.78	97.71%

**TABLA CXIV**  
COMPARACION DE CORTANTES BASALES DE DISEÑO DIRECCION Y-Y

CORTANTES BASALES DE DISEÑO POR ANALISIS TH EN DIRECCION Y-Y (R=4.5)										
Registro sísmico	Base empotrada	$\Delta$ (%)	Winkler	$\Delta$ (%)	D.D. Barkan - O.A. Savinov	$\Delta$ (%)	Norma rusa	$\Delta$ (%)	ASCE	$\Delta$ (%)
Ancash 1970	1628.05	100%	1097.34	67.40%	1790.95	110.01%	1769.03	108.66%	1986.34	122.01%
Lima 1966	1226.22	100%	511.75	41.73%	1768.81	144.25%	1552.46	126.60%	1592.89	129.90%
Pisco 2007	1737.11	100%	1874.06	107.88%	1668.29	96.04%	1771.51	101.98%	1697.29	97.71%

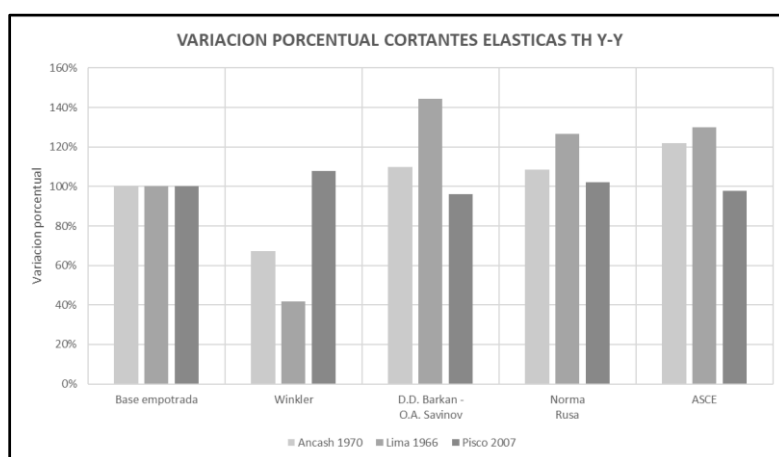


Fig. 196. Comparación de cortantes por metodologías dirección Y-Y.

### b) Derivas de entrepiso por análisis tiempo historia

Para el cálculo de las derivas se crearon en los modelados las combinaciones de derivas de cada sismo tanto para la dirección X-X como para la dirección Y-Y y con eso obteníamos las derivas modificadas con la escala de 0.85 debido a que es un edificio irregular.

- **Resultados sismo Ancash 1970 dirección X-X**

**TABLA CXV**  
COMPARACION DE DERIVAS SISMO ANCASH DIRECCION X-X

Derivas de entrepiso sismo Ancash 1970 dirección X-X					
Nivel	Base empotrada	Winkler	D.D. Barkan - O.A. Savinov	Norma rusa	ASCE
PISO 8	0.007024	0.008714	0.008889	0.008334	0.008985
PISO 7	0.007386	0.008973	0.009298	0.008735	0.009421
PISO 6	0.007674	0.00911	0.009571	0.009019	0.009743
PISO 5	0.007767	0.009109	0.009581	0.009074	0.009793
PISO 4	0.007539	0.008896	0.009259	0.008893	0.009453
PISO 3	0.006898	0.008261	0.00857	0.008262	0.008612
PISO 2	0.005616	0.007206	0.007112	0.006831	0.007031
PISO 1	0.003463	0.005657	0.004553	0.004336	0.004464
S1	0.000582	0.003642	0.001133	0.000998	0.001032

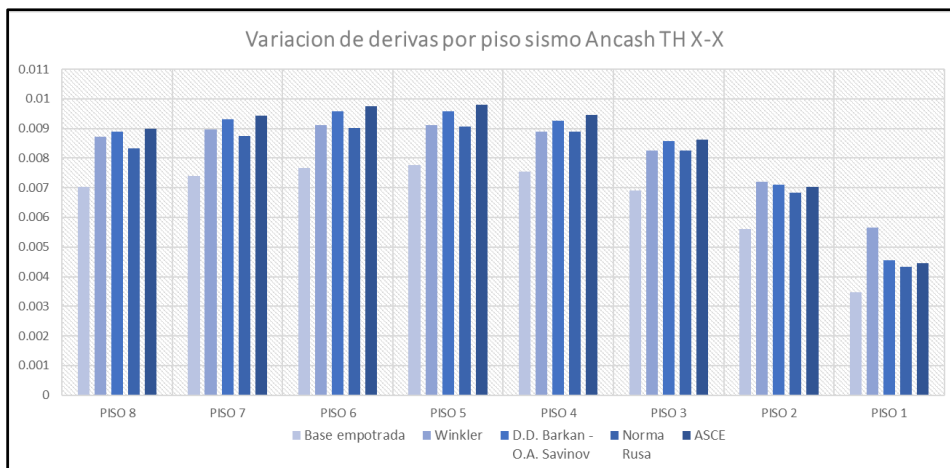


Fig. 197. Comparación de derivas por piso por cada metodología sismo Ancash X-X.

• **Resultados sismo Ancash 1970 dirección Y-Y**

**TABLA CXVI**

COMPARACION DE DERIVAS SISMO ANCASH DIRECCION Y-Y

Derivas de entropiso sismo Ancash 1970 dirección Y-Y					
Nivel	Base empotrada	Winkler	D.D. Barkan - O.A. Savinov	Norma rusa	ASCE
PISO 8	0.005237	0.005991	0.005541	0.005324	0.005695
PISO 7	0.005812	0.006485	0.006337	0.00607	0.006483
PISO 6	0.006395	0.006901	0.007193	0.006861	0.007262
PISO 5	0.006963	0.007196	0.007932	0.00754	0.007921
PISO 4	0.00724	0.007371	0.008319	0.00791	0.008242
PISO 3	0.00707	0.007369	0.00814	0.007788	0.008091
PISO 2	0.006146	0.006863	0.007163	0.006879	0.007122
PISO 1	0.004341	0.005616	0.005137	0.004938	0.005129
S1	0.00058	0.003036	0.000932	0.000837	0.000954

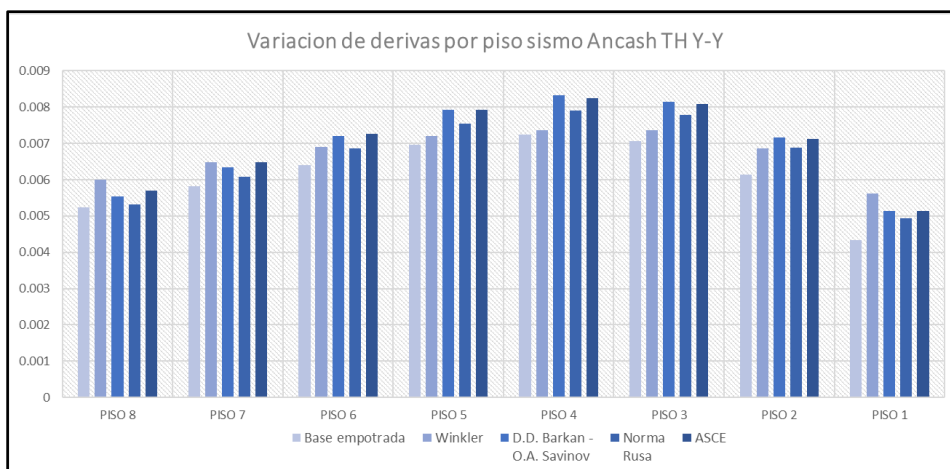


Fig. 198. Comparación de derivas por piso por cada metodología sismo Ancash Y-Y.

- Resultados sismo Lima 1966 dirección X-X

**TABLA CXVII**  
COMPARACION DE DERIVAS SISMO LIMA DIRECCION X-X

Derivas de entrepiso sismo Lima 1966 dirección X-X					
Nivel	Base empotrada	Winkler	D.D. Barkan - O.A. Savinov	Norma rusa	ASCE
PISO 8	0.00598	0.005541	0.006111	0.005566	0.006218
PISO 7	0.006256	0.005703	0.006361	0.005825	0.006479
PISO 6	0.006425	0.005792	0.006467	0.005994	0.006589
PISO 5	0.006433	0.005787	0.006361	0.005984	0.006478
PISO 4	0.00614	0.005673	0.006158	0.005879	0.006186
PISO 3	0.005459	0.005294	0.005709	0.005472	0.005725
PISO 2	0.004357	0.004645	0.004765	0.004609	0.004794
PISO 1	0.002654	0.003667	0.003058	0.002975	0.003078
S1	0.000457	0.002364	0.000761	0.000697	0.000775

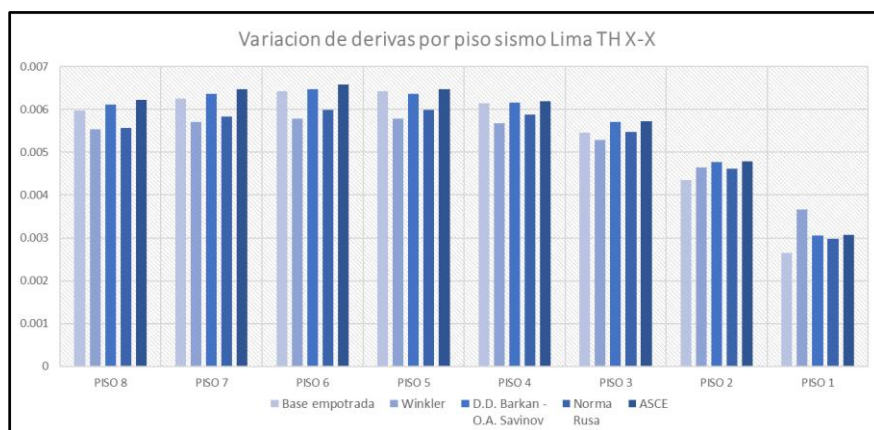


Fig. 199. Comparación de derivas por piso por cada metodología sismo Lima X-X.

- Resultados sismo Lima 1966 dirección Y-Y

**TABLA CXVIII**  
COMPARACION DE DERIVAS SISMO LIMA DIRECCION Y-Y

Derivas de entrepiso sismo Lima 1966 dirección Y-Y					
Nivel	Base empotrada	Winkler	D.D. Barkan - O.A. Savinov	Norma rusa	ASCE
PISO 8	0.004239	0.002454	0.004196	0.004062	0.004014
PISO 7	0.004833	0.002674	0.004745	0.004639	0.004544
PISO 6	0.005393	0.002887	0.005112	0.005149	0.004929
PISO 5	0.00578	0.003079	0.005301	0.005469	0.005077
PISO 4	0.005874	0.003145	0.005285	0.005488	0.004942
PISO 3	0.005737	0.003154	0.004924	0.005268	0.004693
PISO 2	0.004882	0.002965	0.004247	0.004547	0.004014
PISO 1	0.003301	0.002448	0.003023	0.003143	0.00279
S1	0.000425	0.001266	0.000545	0.000505	0.000511

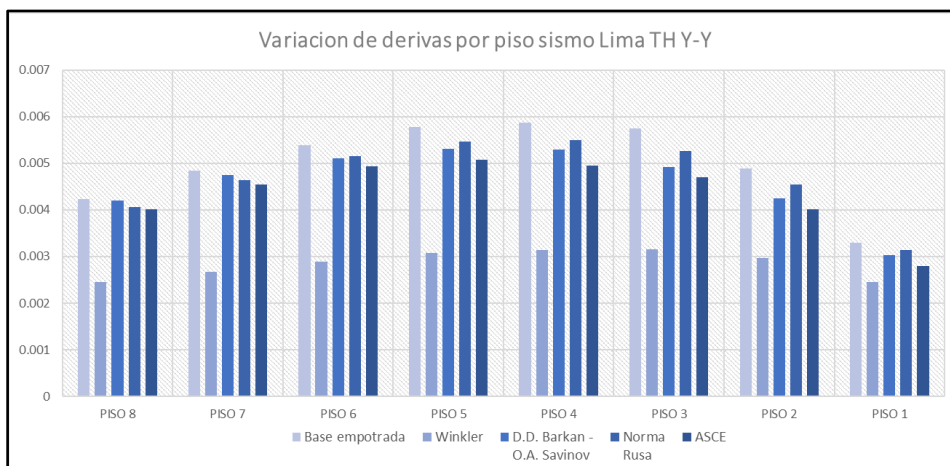


Fig. 200. Comparación de derivas por piso por cada metodología sismo Lima Y-Y.

• **Resultados sismo Pisco 2007 dirección X-X**

**TABLA CXIX**

COMPARACION DE DERIVAS SISMO PISCO DIRECCION X-X

Derivas de entrepiso sismo Pisco 2007 dirección X-X					
Nivel	Base empotrada	Winkler	D.D. Barkan - O.A. Savinov	Norma rusa	ASCE
PISO 8	0.008248	0.022771	0.010112	0.009117	0.010673
PISO 7	0.008679	0.023487	0.010591	0.009585	0.011162
PISO 6	0.009023	0.024077	0.010923	0.010005	0.011455
PISO 5	0.00912	0.024289	0.011113	0.010229	0.011437
PISO 4	0.008805	0.023834	0.010917	0.01004	0.011013
PISO 3	0.007992	0.0225	0.010066	0.009321	0.010234
PISO 2	0.006459	0.019996	0.008335	0.007768	0.008521
PISO 1	0.004014	0.015828	0.005376	0.005017	0.005504
S1	0.00069	0.010237	0.001344	0.0012	0.001363

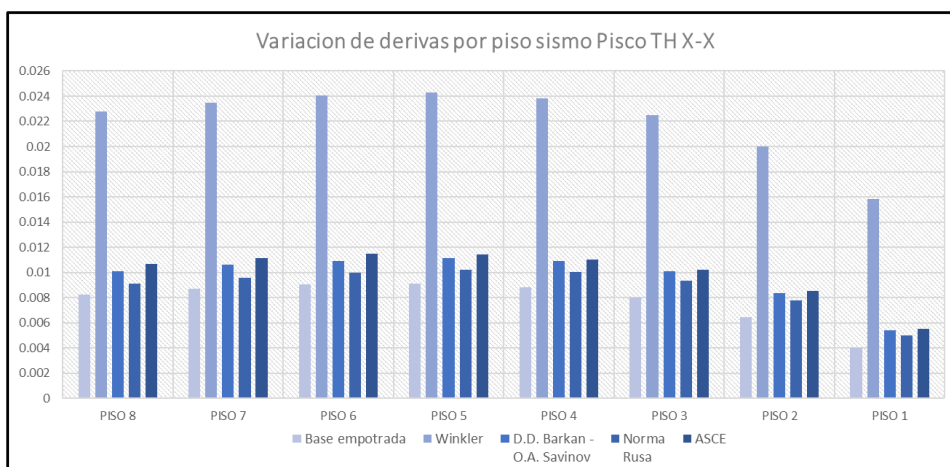


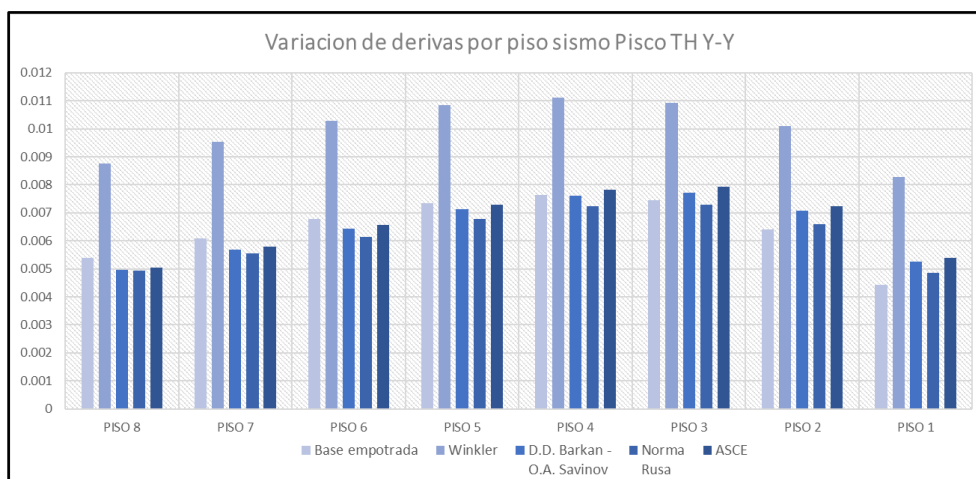
Fig. 201. Comparación de derivas por piso por cada metodología sismo Pisco X-X.

- **Resultados sismo Pisco 2007 dirección Y-Y**

**TABLA CXX**

COMPARACION DE DERIVAS SISMO PISCO DIRECCION Y-Y

Derivas de entrepiso sismo Pisco 2007 dirección Y-Y					
Nivel	Base empotrada	Winkler	D.D. Barkan - O.A. Savinov	Norma rusa	ASCE
PISO 8	0.00539	0.008767	0.004961	0.004935	0.005054
PISO 7	0.00609	0.009539	0.005683	0.005548	0.005787
PISO 6	0.006781	0.010276	0.006446	0.00614	0.006575
PISO 5	0.00735	0.010846	0.007142	0.006776	0.007299
PISO 4	0.007638	0.011103	0.007617	0.007246	0.007816
PISO 3	0.007448	0.010922	0.007708	0.0073	0.007923
PISO 2	0.006414	0.010086	0.007067	0.006599	0.007242
PISO 1	0.004427	0.008274	0.00525	0.004862	0.005384
S1	0.00058	0.004493	0.000974	0.000854	0.001011



**Fig. 202.** Comparación de derivas por piso por cada metodología sismo Pisco Y-Y.

### Resultados de fuerzas internas en columnas

La TABLA CXXI muestra los resultados de las fuerzas internas presentes en las columnas donde se tomaron 3 elementos representativos los cuales presentaban las mayores cargas para realizar esta comparación, además de consideras la carga axial, cortante y momentos flectores para realizar este análisis, se tomaron en cuenta los resultados del modelo de base empotrada como base y luego se compararon con los datos de las metodologías aplicada donde se analizaron ambos sentidos tanto X como Y.

TABLA CXXI

COMPARACION DE FUERZAS INTERNAS EN COLUMNAS POR SISMO DINAMICO EN X

Metodología	Fuerzas internas sismo dinámico X						
	Columna	P axial (tn)	$\Delta$ (%)	Cortante (tn)	$\Delta$ (%)	Momento flector (tn.m)	$\Delta$ (%)
Base empotrada	C-6	111.8971	100.00%	4.5325	100.00%	1.718	100.00%
	C-7	47.5966	100.00%	0.2676	100.00%	0.2516	100.00%
	C-13	42.2964	100.00%	3.5236	100.00%	0.8917	100.00%
Winkler	C-6	86.6299	-22.58%	3.3051	-27.08%	1.0801	-37.13%
	C-7	37.4608	-21.30%	0.2456	-8.22%	0.2194	-12.80%
	C-13	32.3995	-23.40%	2.6867	21.64%	0.6723	-24.60%
D.D. Barkan - O.A Savinov	C-6	111.3729	-0.47%	4.5081	-0.54%	1.8048	5.05%
	C-7	48.0396	0.93%	0.289	8.00%	0.3203	27.31%
	C-13	41.9851	-0.74%	3.5062	28.24%	1.0028	12.46%
Norma Rusa	C-6	110.3869	-1.35%	4.4678	-1.43%	1.7418	1.39%
	C-7	47.5395	-0.12%	0.2766	3.36%	0.2918	15.98%
	C-13	41.6492	-1.53%	3.4733	27.97%	0.9424	5.69%
ASCE/SEI 41-17	C-6	110.5379	-1.21%	4.4693	-1.39%	1.7712	3.10%
	C-7	48.0108	0.87%	0.2853	6.61%	0.3178	26.31%
	C-13	41.745	-1.30%	3.48	28.03%	0.9773	9.60%

TABLA CXXII

COMPARACION DE FUERZAS INTERNAS EN COLUMNAS POR SISMO DINAMICO EN Y

Metodología	Fuerzas internas sismo dinámico Y						
	Columna	P axial (tn)	$\Delta$ (%)	Cortante (tn)	$\Delta$ (%)	Momento flector (tn.m)	$\Delta$ (%)
Base empotrada	C-6	123.3767	100.00%	2.6635	100.00%	1.8052	100.00%
	C-7	180.8857	100.00%	0.3166	100.00%	0.2116	100.00%
	C-13	65.6994	100.00%	0.6399	100.00%	0.3924	100.00%
Winkler	C-6	89.4728	-27.48%	1.5236	-42.80%	1.1282	-37.50%
	C-7	158.171	-12.56%	0.2545	-19.61%	0.2246	6.14%
	C-13	59.0556	-10.11%	0.4497	-29.72%	0.3698	-5.76%
D.D. Barkan - O.A Savinov	C-6	125.6485	1.84%	2.449	-8.05%	1.6458	-8.83%
	C-7	194.6228	7.59%	0.3038	-4.04%	0.2048	-3.21%
	C-13	70.6914	7.60%	0.5948	-7.05%	0.3676	-6.32%
Norma Rusa	C-6	123.4949	0.10%	2.4861	-6.66%	1.6728	-7.33%
	C-7	188.6426	4.29%	0.3034	-4.17%	0.204	-3.59%
	C-13	68.5823	4.39%	0.6008	-6.11%	0.3666	-6.57%
ASCE/SEI 41-17	C-6	124.5626	0.96%	2.3901	-10.26%	1.5982	-11.47%
	C-7	195.4208	8.04%	0.2969	-6.22%	0.2004	-5.29%
	C-13	71.0792	8.19%	0.5866	-8.33%	0.3556	-9.38%

## Resultados de fuerzas internas en vigas

Se obtuvieron los resultados de las fuerzas internas en vigas mediante el sismo dinámico y se obtuvieron los valores de cortante como de momento flector los cuales son valores importantes al momento de realizar algún diseño o verificación de estos elementos, se tomaron en cuenta los resultados del modelo empotrado como la base y se compararon los resultados obtenidos de cada metodología aplicada. Se tomaron 3 vigas representativas las cuales fueron las que presentaban valores mayores los cuales se observan en la TABLA CXXIII.

**TABLA CXXIII**

COMPARACION DE FUERZAS INTERNAS EN VIGAS POR SISMO DINAMICO EN X

Metodología	Fuerzas internas sismo dinámico x				
	Viga	Cortante (tn)	$\Delta$ (%)	Momento flector (tn.m)	$\Delta$ (%)
Base empotrada	B-29	4.1432	100.00%	4.5376	100.00%
	B-90	6.4551	100.00%	12.021	100.00%
	B-91	6.6642	100.00%	12.45	100.00%
Winkler	B-29	3.1232	-24.62%	3.4182	-24.67%
	B-90	5.0214	-22.21%	9.35	-22.22%
	B-91	5.1315	-23.00%	9.5852	-23.01%
D.D. Barkan - O.A Savinov	B-29	4.1232	-0.48%	4.5149	-0.50%
	B-90	6.5018	22.93%	12.1074	0.72%
	B-91	6.6845	0.30%	12.4869	0.30%
Norma Rusa	B-29	4.0818	-1.48%	4.4696	-1.50%
	B-90	6.4248	-1.19%	11.9642	-0.47%
	B-91	6.6104	-0.81%	12.3489	-0.81%
ASCE/SEI 41-17	B-29	4.0894	-1.30%	4.4776	-1.32%
	B-90	6.4798	0.85%	12.0663	0.38%
	B-91	6.6404	-0.36%	12.4046	-0.36%

**TABLA CXXIV**

COMPARACION DE FUERZAS INTERNAS EN VIGAS POR SISMO DINAMICO EN Y

Metodología	Fuerzas internas sismo dinámico y				
	Viga	Cortante (tn)	$\Delta$ (%)	Momento flector (tn.m)	$\Delta$ (%)
Base empotrada	B-29	10.2262	100.00%	11.3802	100.00%
	B-90	3.5369	100.00%	6.6205	100.00%
	B-91	3.4804	100.00%	6.5067	100.00%
Winkler	B-29	8.5888	-16.01%	9.5647	-15.95%
	B-90	1.7229	-51.29%	3.2544	-50.84%
	B-91	1.7144	-50.74%	3.2179	-50.54%
D.D. Barkan - O.A Savinov	B-29	10.9217	6.80%	12.155	6.81%

	B-90	3.2919	-6.93%	6.1757	-6.72%
	B-91	3.1939	-8.23%	5.9773	-8.14%
Norma Rusa	B-29	10.5951	3.61%	11.7914	3.61%
	B-90	3.3187	-6.17%	6.2213	-6.03%
	B-91	3.1568	-8.12%	5.9033	-8.09%
ASCE/SEI 41-17	B-29	10.2575	1.57%	11.4143	1.56%
	B-90	3.0869	-12.27%	5.7874	-12.12%
	B-91	3.0174	-12.18%	5.6445	-12.12%

### Resultados de fuerzas internas en placas

Para la comparación de cada uno de los datos de las placas se tomó en cuenta elementos representativos del modelado para lo cual se tomaron una cantidad de 3 placas representativas y se tomaron en cuenta los valores obtenidos tanto de base empotrada como de cada metodología, además de comparar los resultados obtenidos mediante el caso de sismo dinámico en ambas direcciones.

**TABLA CXXV**

COMPARACION DE FUERZAS INTERNAS EN PLACAS POR SISMO DINAMICO EN X

Metodología	Fuerzas internas sismo dinámico x						
	Placa	P axial (tn)	$\Delta$ (%)	cortante (tn)	$\Delta$ (%)	momento flector (tn.m)	$\Delta$ (%)
Base empotrada	P-5	54.2764	100.00%	61.8996	100.00%	485.511	100.00%
	P-6	49.8664	100.00%	137.1976	100.00%	1169.9547	100.00%
	P-9	7.9383	100.00%	138.5664	100.00%	1191.2292	100.00%
Winkler	P-5	42.3034	-22.06%	50.5106	-18.40%	379.1391	-21.91%
	P-6	37.2486	-25.30%	109.5004	-20.19%	912.2122	-22.03%
	P-9	5.9162	-25.47%	109.6723	-20.85%	919.0126	-22.85%
D.D. Barkan - O.A Savinov	P-5	54.9802	1.30%	63.9363	3.29%	487.2254	0.35%
	P-6	49.5028	-0.73%	142.391	3.79%	1179.2587	0.80%
	P-9	8.1961	3.25%	143.3202	3.43%	1195.9931	0.40%
Norma Rusa	P-5	54.2325	-0.08%	62.4533	0.89%	481.5844	-0.81%
	P-6	49.0393	-1.66%	138.8616	1.21%	1164.9896	-0.42%
	P-9	8.0039	0.83%	139.9192	0.98%	1182.3854	-0.74%
ASCE/SEI 41-17	P-5	55.0274	1.38%	63.5231	2.62%	483.816	-0.35%
	P-6	49.2228	-1.29%	141.8454	3.39%	1175.3611	0.46%
	P-9	8.2597	4.05%	142.38	2.75%	1188.3046	-0.25%

TABLA CXXVI

COMPARACION DE FUERZAS INTERNAS EN PLACAS POR SISMO DINAMICO EN Y

Metodología	Fuerzas internas sismo dinámico y						
	Placa	P axial (tn)	$\Delta$ (%)	Cortante (tn)	$\Delta$ (%)	Momento flector (tn.m)	$\Delta$ (%)
Base empotrada	P-5	229.654	100.00%	50.9445	100.00%	404.9245	100.00%
	P-6	126.2891	100.00%	66.5597	100.00%	616.4052	100.00%
	P-9	101.7125	100.00%	68.9825	100.00%	606.701	100.00%
Winkler	P-5	188.6806	-17.84%	36.0467	-29.24%	266.5966	-34.16%
	P-6	115.1875	-8.79%	28.6793	-56.91%	284.1785	-53.90%
	P-9	90.2666	-11.25%	33.9772	-50.75%	290.5786	-52.11%
D.D. Barkan - O.A Savinov	P-5	242.5707	5.62%	51.8693	1.82%	401.2132	-0.92%
	P-6	135.7691	7.51%	61.082	-8.23%	568.2353	-7.81%
	P-9	109.3003	7.46%	63.9589	-7.28%	553.9365	-8.70%
Norma Rusa	P-5	236.0075	2.77%	50.8661	-0.15%	397.465	-1.84%
	P-6	131.7519	4.33%	61.8586	-7.06%	574.7519	-6.76%
	P-9	105.985	4.20%	64.7208	-6.18%	564.0441	-7.03%
ASCE/SEI 41-17	P-5	242.0175	5.38%	51.235	0.57%	395.947	-2.22%
	P-6	136.6945	8.24%	59.4207	-10.73%	552.3441	-10.39%
	P-9	109.7237	7.88%	62.4453	-9.48%	540.7932	-10.86%

## Discusión

Según el objetivo general, realizar un análisis comparativo entre las diversas metodologías de análisis de la interacción suelo-estructura en una edificación de ocho niveles, los resultados obtenidos mostraron que el procesamiento de datos para cada metodología requirió: 14 días para el modelo de base empotrada, 10 días para el modelo Winkler, 12 días para el modelo Barkan, 15 días para el método de Norma Rusa, 15 días para la metodología ASCE, y 14 días para la de elementos finitos. A continuación, se compararon los periodos fundamentales de vibración, observándose que la metodología Winkler presentó un aumento máximo del 36.42% respecto al modelo empotrado, mientras que el modelo Barkan tuvo un incremento del 4.97%, el método Norma Rusa un 3.48% y la metodología ASCE un 6.01%. En cuanto a los porcentajes de masa participativa, las reducciones máximas fueron del 7.50% para Winkler, 13.26% para Barkan, 14.31% para Norma Rusa y 9.47% para ASCE, todas en comparación con el modelo empotrado. Al comparar estos resultados con los obtenidos por Olivera y Villarreal (2023) en su artículo científico titulado “Interacción Suelo-Estructura para edificaciones con platea de cimentación por los modelos estático y dinámico”, se encontró que para los periodos fundamentales analizados se tuvo que el método estático Winkler presento un aumento máximo de 8.80% para el primer periodo, mientras que para los modelos dinámicos se tuvo que para el

método Barkan presento un aumento de 6.89% para el primer periodo, para el modelo de Norma Rusa se tuvo un aumento de 6.30% para el primer periodo de vibración y en el modelo analizado que trabaja con las fórmulas de la metodología ASCE se presentó un aumento máximo de 7.47% en el primer periodo. La comparación de estos resultados evidencia que, ambos resultados presentan aumentos en sus periodos de vibración pero similares en los modelos dinámicos, la excepción se da en el modelo de winkler ya que en la presente tesis tiene un incremento del 36.42% lo cual es significativamente mayor que el 8.8% de Olivera y Villarreal, estas diferencias se deben a las medidas de la cimentación usada y los parámetros de suelo usados en cada análisis, lo cual explica las variaciones del coeficiente vertical de balasto usado. Además, las reducciones en la masa participativa reflejan diferencias en cómo se modela la interacción suelo-estructura ya que las cargas se distribuyen de la edificación al suelo. No obstante, las similitudes en los incrementos de los periodos en los modelos dinámicos indican que la ISE incrementa siempre la frecuencia de vibración de la edificación. Villarreal (2023) menciona que en un análisis sin ISE, se asume que la cimentación es rígida, lo que resulta en periodos fundamentales más cortos. Al incluir la ISE, el suelo actúa como un sistema flexible, deformándose bajo cargas dinámicas como las fuerzas sísmicas, lo que provoca una redistribución de las cargas y un aumento de los periodos fundamentales, lo que modifica la respuesta estructural. Esto debe ser considerado para un diseño más preciso y seguro en zonas sísmicas.

Según el objetivo específico “identificar y describir las características físicas y mecánicas del suelo donde se realizará la edificación mediante ensayos de laboratorio”, se pudo identificar de los 3 SPT realizados en el terreno de Lambayeque el más crítico en capacidad portante presenta un valor de 1.73 kg/cm<sup>2</sup> y un ángulo de fricción interna de 38.22° siendo determinado un suelo de tipo arena arcillosa lo cual según la clasificación de la normativa E.030 lo clasifica dentro de un suelo de tipo S2 es decir un suelo intermedio. Al comparar estos resultados con los obtenidos por Guerrero y Torres (2022) en su tesis titulada “Influencia de la interacción suelo-estructura en el desempeño sísmico de una vivienda multifamiliar de 5 niveles en la ciudad de Chiclayo”, se pudo notar que los valores obtenidos de los estudios de mecánica de suelos fueron diferentes debido a la zona donde se ubica el estudio, ya que mostraron una capacidad portante de 0.95 kg/cm<sup>2</sup> y un ángulo de fricción interna de 24.74°, además de ser clasificado como un suelo de tipo arena arcillosa de baja plasticidad con arena pero aun siendo considerado como suelo S2, es decir el mismo tipo usado en la presente tesis. Los resultados obtenidos por Odar Acosta (2020) en su tesis titulada “Diseño con interacción suelo-estructura y empotramiento

perfecto para comparar las respuestas sísmicas en la edificación de 07 pisos, Chiclayo” reflejaron resultados diferentes también ya que evidenciaban una capacidad portante de 0.70 kg/cm<sup>2</sup> y un ángulo de fricción interna de 22.60° siendo clasificado como un suelo de tipo Arcillosas inorgánicas de mediana a alta Compacidad pero siendo clasificado dentro de un suelo S2 pero comparando con la presente investigación se ven una reducción tanto en capacidad portante como ángulo de fricción debido a efectos de la zona de estudio. De ambos resultados podemos afirmar que la diferencia principal de ambas investigaciones es la zona de estudio, se muestra una variación en cuanto a la capacidad portante siendo la mayor la de la presente tesis de 1.73 kg/cm<sup>2</sup> y al ángulo de fricción presente en ellas, donde las principales causas de esto se debe a la clasificación distinta del suelo estudiado ya que se presentan arcillas más sueltas, también la densidad del suelo y resistencia presentada durante el ensayo de penetración de la presente investigación y la profundidad donde se empleara la cimentación estudiada generan esta variación de resultados. Por ello Los resultados obtenidos destacan la importancia de un estudio de suelos detallado en cada zona, especialmente en la determinación precisa de la capacidad portante. Este análisis es esencial para un diseño adecuado de cimentaciones y la correcta aplicación de la ISE, garantizando un desempeño estructural óptimo, especialmente en zonas sísmicas como menciona Villarreal Castro (2023).

Según el objetivo específico “diseñar la cimentación de la edificación de ocho niveles aplicando las metodologías de interacción suelo-estructura frente a un diseño con apoyo convencional”, se obtuvieron resultados que muestran presiones en la platea inferiores a la capacidad portante del EMS. Se registró una presión máxima de 1.33 kg/cm<sup>2</sup> para el modelo empotrado y valores menores para los modelos Winkler (1.06 kg/cm<sup>2</sup>), Norma Rusa (0.89 kg/cm<sup>2</sup>), ASCE (0.86 kg/cm<sup>2</sup>) y Barkan (0.82 kg/cm<sup>2</sup>), con un pequeño aumento en los resultados de SAFE, pero aún por debajo de la presión admisible. En cuanto al método de elementos finitos, los diseños con acero mostraron presiones de 1.57 kg/cm<sup>2</sup> para acero de 5/8”, 0.93 kg/cm<sup>2</sup> para 3/4” y 0.82 kg/cm<sup>2</sup> para 1”. Los momentos presentes en la platea mostraron aumentos de hasta 84.77% en el sentido X-X para los métodos Winkler y Norma Rusa, y reducciones de 21.95% y 34.02% para Barkan y ASCE. En los momentos inferiores en X-X, los incrementos fueron significativamente altos, con un aumento de 217.49% para ASCE. En el sentido Y-Y, los momentos superiores mostraron incrementos máximos de 109.20% para el método Winkler y mínimos de 50.38% para Barkan y entre ellos se presentaron aumentos de 87.57% para la Norma Rusa y 72.14% para el método ASCE. Respecto a los diámetros de acero, se usaron aceros de 1” y 3/4” en todos los diseños, con diferencias en la distribución y ubicación. Las

metodologías Norma Rusa y ASCE mostraron distribuciones más cercanas al modelo empotrado con espaciamientos de 0.10 m, 0.20 m y 0.40 m. Comparando esto con los datos obtenidos por Bustamante Moreno (2021) en su tesis titulada “Comparación de los métodos de cálculo de interacción suelo estructura con la NTP E-0.30.2018, al determinar la respuesta estructural de la Torre II de la clínica Limatambo S.A.C Cajamarca”, donde compararon los resultados respecto a la presión admisible presente la cual era 1.04 kg/cm<sup>2</sup> y se obtuvieron presiones menores de 0.445 kg/cm<sup>2</sup> para la metodología Norma Rusa, 0.5 kg/cm<sup>2</sup> para la metodología Barkan y de 2.035 kg/cm<sup>2</sup> para el método ASCE pero solo fue en un 15% del área de la platea total donde se presentaba ese valor por lo cual sucede el mismo caso que la presente investigación donde aplicando las metodologías de ISE se reducen las presiones presentes en la platea. Los resultados obtenidos por Odar Acosta (2020) en su tesis titulada “Diseño con interacción suelo-estructura y empotramiento perfecto para comparar las respuestas sísmicas en la edificación de 07 pisos, Chiclayo” reflejaron resultados igualmente parecidos donde se presentaron presiones de 0.62 kg/cm<sup>2</sup> para el modelo empotrado y de 0.66 kg/cm<sup>2</sup> para el modelo con ISE por Norma Rusa y en cuanto a los diseños con acero para el modelo empotrado se trabajaron con aceros de 3/4" cada 0.20 m y aceros de 1" cada 0.20 para el modelo con ISE, por lo cual es parecido a lo obtenido en la presente tesis en cuestión de diseño ya que se trabajaron con los mismos diámetros pero la diferencia recae en el aumento de las presiones del modelo empotrado y el método de ISE. Al comparar estos resultados se pudo notar que en la tesis de Odar Acosta tuvo diferencias en las variaciones de presiones ya que el modelo ISE aumento 0.04 kg/cm<sup>2</sup> mientras que en esta tesis y Bustamante Moreno los métodos de ISE redujeron las presiones hasta en 0.5 kg/cm<sup>2</sup> en la platea en comparación con los modelos empotrados, esto se debe a las características del suelo estudiado. Sin embargo, los incrementos en los momentos flectores, especialmente en los sentidos X-X y Y-Y, son atribuibles a la mayor flexibilidad de los modelos ISE, lo que genera una redistribución de los esfuerzos y mayores deformaciones. Las diferencias en la distribución y diámetro de acero también tienen influencia en el diseño y aceptación de las metodologías. Las similitudes con los estudios de Bustamante Moreno y Odar Acosta, confirman que los métodos ISE son efectivos para modelar el comportamiento estructural, aunque se requiere ajustar la distribución del acero y la rigidez del suelo para optimizar los resultados. Tena Colunga (2019) menciona que el suelo, al actuar de manera flexible, puede redistribuir las cargas aplicadas sobre la estructura, lo que influye en las presiones que se generan en la cimentación y esto puede dar lugar a una distribución de

presiones no uniforme, afectando la capacidad de carga de la cimentación y, en consecuencia, la estabilidad global de la estructura.

Según el objetivo específico “aplicar la metodología de Winkler para analizar la interacción suelo-estructura en la edificación de ocho niveles”, de la aplicación se pudo obtener como resultado la presencia de un coeficiente vertical de balasto con el valor de 485.28 Ton/m<sup>3</sup> para el análisis de esta metodología. Comparándolo con los resultados obtenidos por Olivera y Villarreal (2023) en su artículo científico titulado “Interacción Suelo-Estructura para edificaciones con platea de cimentación por los modelos estático y dinámico”, presentaron un valor de coeficiente vertical de balasto de 693.818 Ton/m<sup>3</sup>. La comparación de estos resultados evidencia una ligera reducción del valor obtenido en la presente investigación, pero se aplicó la misma metodología y fórmulas de desarrollo. La causa de esta variación recae en la fórmula empleada ya que en el artículo se tiene solo la presencia de un estrato mientras que en la presente tesis se cuenta con dos estratos presentes en el suelo estudiado, además que se denota la presencia de módulos de elasticidad más bajos en esta investigación y un espesor de estrato menor en la presente tesis. Otra diferencia importante a mencionar es la región de estudio diferente entre ambas ya que el artículo se realiza en Tumbes y la presente tesis se realiza en Pimentel lo cual evidencia la posibilidad de estas diferencias. Para denotar la importancia de esta metodología Oliveros Caicedo et. al (2023) menciona que las funciones de impedancia de Winkler representan la respuesta de una cimentación sobre un suelo elástico y homogéneo, donde la deformación del suelo es proporcional a la carga aplicada. Este modelado se basa en la rigidez del suelo, la profundidad de la cimentación y su geometría.

Según el objetivo específico “implementar la metodología de D.D. Barkan – O.A. Savinov para modelar la interacción suelo-estructura”, de la aplicación se obtuvieron como resultados valores de 2455610.34 Ton/m, 3116736.21 Ton/m, 209666126.89 Ton.m y 173587849.22 Ton.m para los coeficientes de rigidez traslacionales y rotaciones respectivamente. Comparándolo con los resultados obtenidos por Villarreal et. al (2021) en su artículo científico titulado “Interacción sísmica suelo-estructura en edificaciones con muros de ductilidad limitada sobre plateas de cimentación”, presentaron valores de 110186.098 Ton/m, 133797.405 Ton/m, 164755.283 Ton.m y 184687.068 Ton.m para los coeficientes de rigidez traslacionales y rotaciones respectivamente. La comparación de estos resultados evidencia un ligero aumento en los valores de los coeficientes usados en la presente investigación lo cual se debe a los datos empleados en las fórmulas ya que el área de la cimentación usada en esta tesis es mayor a la empleada en el artículo comparado, además de la presencia de un mayor peso de la estructura

sobre la cimentación y junto con ello la presencia de mayores valores de inercias de la cimentación. Villarreal Castro (2009) denota el método Barkan es útil en suelos complejos y para análisis detallados de la transferencia de cargas entre el suelo y la cimentación, ya que considera la distribución no uniforme de las fuerzas, proporcionando una estimación más simplificada de los momentos y presiones en los elementos ya que tiene solo la consideración de 5 grados de libertad.

Según el objetivo específico “utilizar el método de elementos finitos mediante el software Abaqus para realizar un análisis detallado de la interacción suelo-estructura”, se obtuvieron resultados de las capacidades portantes de la platea bajo la carga completa del edificio, donde los valores obtenidos estuvieron por debajo de la capacidad admisible del suelo. Para un diseño con aceros de 5/8” en capas inferiores, las presiones mínimas fueron 0.39 kg/cm<sup>2</sup> y máximas 1.57 kg/cm<sup>2</sup>; con aceros de 3/4” de diámetro, las presiones mínimas fueron 0.23 kg/cm<sup>2</sup> y máximas 0.93 kg/cm<sup>2</sup>; y para aceros de 1” de diámetro, las presiones mínimas fueron 0.21 kg/cm<sup>2</sup> y máximas 0.82 kg/cm<sup>2</sup>. Se consideraron los 6 grados de libertad y el suelo como un medio deformable, lo que sirvió como base comparativa para las metodologías estudiadas, junto con el uso de elementos C3D8R para mejorar la precisión de los resultados. Al compararlos con los resultados de Clero Jiménez et al. (2020) en su artículo “Estudio de la interacción suelo-estructura de una cimentación aislada mediante simulación numérica”, se observó que la concentración de presiones fue mayor en los extremos del plato, disminuyendo hacia el centro con el aumento de carga, logrando una distribución más uniforme. Las presiones fueron más altas en el centro de los suelos arcillo-arenosos y arenosos, mientras que las zonas periféricas mostraron menores presiones. Además, los suelos tipo 1 (arcilla), 2 (arena) y 5 (combinación de arcilla y arena) presentaron mayores desplazamientos bajo una carga de 600 kN, mientras que el suelo tipo 3 (arcilla-arenosa) mostró una mínima deformación. El elemento finito C3D8R resultó ser el más adecuado para modelar el suelo, logrando una buena aproximación a los desplazamientos observados. Al comparar estos resultados se pudo denotar que, aunque los métodos y condiciones de cada estudio varían, ambos muestran una tendencia similar en la distribución de presiones, con valores más altos en el centro de la cimentación y menores en las zonas periféricas. Las diferencias en los valores de presión entre la tesis y el artículo de Clero Jiménez et al. pueden atribuirse a las variaciones en las propiedades del suelo, como módulo de elasticidad y cohesión, así como a diferencias en el diseño, como el diámetro del acero de refuerzo y la distribución de las cargas. Además, los suelos arcillo-arenosos mostraron una mayor resistencia y menores deformaciones en el estudio de Clero Jiménez, lo que sugiere una

diferencia en la calidad del suelo o en las características de compresión no lineales modeladas. La similitud en el uso del elemento finito C3D8R en ambos estudios resalta su efectividad para obtener resultados precisos en cuanto a desplazamientos y esfuerzos, permitiendo una comparación confiable entre las metodologías. Por ello Villarreal Castro (2023) recomendó el uso responsable de software en la evaluación de estructuras, así como la comparación de los resultados obtenidos con datos experimentales in-situ para un mejor apoyo en el uso y verificación de metodologías de ISE.

Según el objetivo específico “desarrollar la metodología Norma Rusa SNIP 2.02.05-87 para realizar un análisis de la interacción suelo-estructura”, de la aplicación se obtuvieron como resultados valores de 1392314.38 Ton/m, 1989020.54 Ton/m, 234311723.29 Ton.m, 196071810.25 Ton.m y 215191766.77 Ton.m para los coeficientes de rigidez traslacionales y rotaciones respectivamente y valores de 6825.26 Ton.s/m, 13596.23 Ton.s/m, 566708.80 Ton.s.m, 474291.89 Ton.s.m y 441292.24 Ton.s.m para los coeficientes de amortiguamiento traslacionales y rotacionales respectivamente. Comparándolo con los resultados obtenidos por Olivera y Villarreal (2023) en su artículo científico titulado “Interacción Suelo-Estructura para edificaciones con platea de cimentación por los modelos estático y dinámico”, presentaron valores de 546419 Ton/m, 780599 Ton/m, 57373994.497 Ton.m, 21986859.569 Ton.m y 39680427.033 Ton.m para los coeficientes de rigidez traslacionales y rotaciones respectivamente y valores de 2959 Ton.s/m, 5894 Ton.s/m, 95294.225 Ton.s.m, 95003.238 Ton.s.m y 89890.235 Ton.s.m para los coeficientes de amortiguamiento traslacionales y rotacionales respectivamente. La comparación de estos resultados evidencia un ligero aumento en los valores de los coeficientes usados en la presente investigación lo cual se debe a los datos empleados en las fórmulas ya que el área de la cimentación usada en esta tesis es mayor a la empleada en el artículo comparado, además de la presencia de un mayor peso de la estructura sobre la cimentación y además se destaca un valor mayor del módulo de elasticidad del suelo lo cual genera el aumento en resultados. Villarreal Castro (2009) muestra que esta metodología es valiosa en regiones con suelos complejos, ya que considera los efectos estáticos y dinámicos del suelo sobre la estructura. Al integrar la rigidez del suelo y las propiedades de la cimentación, ayuda a prever el comportamiento del sistema bajo condiciones sísmicas, permitiendo tomar decisiones informadas para garantizar la seguridad y estabilidad de las estructuras.

Según el objetivo específico “realizar la metodología ASCE/SEI 41-17 para analizar la interacción suelo-estructura”, de la aplicación se obtuvieron como resultados valores de 1781776.24 Ton/m, 1806677.04 Ton/m, 2103311.64 Ton/m, 244953499.57 Ton.m,

320673325.93 Ton.m y 382928653.78 Ton.m para los coeficientes de rigidez traslacionales y rotaciones respectivamente además de presentar un amortiguamiento efectivo de 5.5%. Comparándolo con los resultados obtenidos por Bustamante Moreno (2021) en su tesis titulada “Comparación de los métodos de cálculo de interacción suelo estructura con la NTP E-0.30.2018, al determinar la respuesta estructural de la Torre II de la clínica Limatambo S.A.C Cajamarca”, presentaron valores de 2039145.299 Ton/m, 2101998.674 Ton/m, 1687653.861 Ton/m, 260243051.319 Ton/m, 387655232.159 Ton.m y 358328202.771 Ton.m para los coeficientes de rigidez traslacionales y rotaciones respectivamente además de presentar un amortiguamiento efectivo de 4.67%. La comparación de estos resultados evidencia una cierta similitud en resultados de los coeficientes de rigidez ya que se tienen medidas similares de cimentaciones y valores parecidos de velocidad de ondas de corte y valores parecidos de propiedades de suelo y profundidad de cimentación. La principal diferencia que se puede apreciar es en los resultados del amortiguamiento para trabajar los espectros de respuesta ya que se trabajan con distintos tipos de suelo y por lo tanto se obtuvo un factor de corrección de amortiguamiento menor y los espectros de respuesta de la presenta tesis son mayores debido a que se trabaja con un suelo intermedio. Según el NIST (2012) el método ASCE es clave para evaluar el comportamiento sísmico de las edificaciones, ya que considera tanto las propiedades dinámicas de la estructura como las del suelo. Al incorporar la ISE, mejora la predicción de desplazamientos, fuerzas internas y presiones en la cimentación, facilitando el diseño de refuerzos para una mayor resiliencia ante terremotos.

Según el objetivo específico “evaluar el comportamiento sísmico estático y dinámico de la edificación utilizando las metodologías a comparar”, los resultados obtenidos en el análisis estático muestran que la cortante basal, en comparación con el modelo empotrado, presentó una reducción de 36.53% en X y 20.99% en Y para el método Winkler, 5.65% en X y un aumento de 0.09% en Y para el método Barkan, una reducción de 3.37% en X y un aumento de 0.09% en Y para el método de Norma Rusa, y una reducción de 5.25% en X y un aumento de 0.09% en Y para el modelo ASCE. En cuanto al desplazamiento en el último nivel, en comparación con el modelo empotrado, se observaron aumentos de 33% en X y 42% en Y para el modelo Winkler, 4% en X y 9% en Y para el método Barkan, 3% en X y 6% en Y para el método de Norma Rusa, y 3% en X y 10% en Y para el método ASCE. Respecto a las derivas, todas cumplen con la norma, excepto el método Winkler, que está por encima del límite de 0.007 permitido, siendo el ASCE el que presenta las menores derivas con un valor máximo de 0.006395, seguido por el método de Norma Rusa con 0.006494. En el análisis dinámico, la

cortante basal presentó una reducción de 20.04% en X y 10.05% en Y para el método Winkler, un aumento de 4.16% en X y 11.81% en Y para el método Barkan, una reducción de 0.97% en X y un aumento de 4.71% en Y para el método de Norma Rusa, y un aumento de 0.43% en X y 8.82% en Y para el modelo ASCE. Los desplazamientos en el último nivel mostraron aumentos de 31% en X y 29% en Y para el modelo Winkler, 7% en X y 11% en Y para el método Barkan, 4% en X y 4% en Y para el método de Norma Rusa, y 7% en X y 12% en Y para el modelo ASCE. En cuanto a las derivas, todas cumplen, excepto el método Winkler en X, que supera el límite de 0.007 mientras que el método que menores derivas presenta es el ASCE con un valor máximo de 0.006292 seguida del método de norma rusa que presenta un valor de 0.006253 en el sentido X. En el análisis de tiempo-historia, las cortantes basales mostraron aumentos en X para los tres sismos analizados, siendo el método ASCE el que presentó el mayor aumento, con un 56.71% en el sismo de Pisco, seguido por el método Barkan con un aumento de 48.49% en el mismo sismo, y la Norma Rusa con un aumento de 34.42% y el método Winkler con un 37.81%. En Y, el patrón de aumentos fue similar, con el máximo aumento en el sismo de Lima (29.90%). Respecto a las derivas, se observó que, en los sismos de Ancash y Pisco, los valores sobrepasaron el límite permitido por la norma, y el método ASCE presentó el mayor aumento con 26.08% y 13.84%, respectivamente, mientras que el método Winkler presentó el mayor aumento en Pisco con 46.64%. Comparándolo con los datos obtenidos por Mori Infante (2020) en su tesis titulada “Evaluación de la Respuesta Sísmica de una Edificación de Concreto Armado con Cimentación Rígida en el Distrito de Lince Considerando los Efectos de la Interacción Suelo – Estructura”, donde presento resultados de derivas las cuales comparados con el modelo de ISE presento aumentos en los últimos niveles de 4.60% y en los primeros pisos de 63.57% donde para el modelo empotrado se tuvieron valores de 0.0598 para X y 0.00630 para Y mientras que para el modelo ISE aumento a 0.00610 para X y 0.00640 para Y, para el caso de las cortantes se tuvieron reducciones en la cortante dinámica máximas de 4.39% para X y 4.74% para Y, para la cortante estática se tuvieron reducciones de 8.20% para X y 5.66% para Y, para el caso del análisis tiempo historia se emplearon registros sísmicos ocurridos en Lima donde se presentaron en cortantes aumentos y reducciones como en el caso del sismo de 1966 se tuvieron reducciones de 1.88% en X y aumentos de 2.66% en Y, para el caso de las derivas se denota un aumento por encima del límite permitido en ambos casos y donde se presentan aumentos de 1% a 85% en las derivas al considerar la ISE. Al comparar estos resultados se puede denotar que, aunque existen diferencias entre los métodos y modelos utilizados, las tendencias generales se mantienen consistentes, especialmente en

desplazamientos y derivas. Los métodos ASCE y Barkan muestran aumentos en algunos casos, mientras que Winkler presenta reducciones. Esto se debe a que el modelo de interacción suelo-estructura (ISE) considera de manera más detallada los efectos del suelo sobre la estructura, generando una distribución más flexible de las fuerzas, a diferencia de los modelos empotrados. La diferencia en las derivas puede explicarse por las variaciones en la rigidez y cómo cada modelo maneja las deformaciones del suelo. El modelo ASCE, que genera mayores desplazamientos, refleja una mayor flexibilidad estructural. Además, los aumentos en las derivas observados en el método Winkler y en los resultados de Mori Infante para la ISE se deben a una modelación más precisa de la deformación del suelo y la estructura bajo cargas sísmicas, lo que resulta en un mayor movimiento de los niveles superiores, especialmente en suelos menos rígidos, además para el caso de las cortantes podemos decir que la estructura responde a las excitaciones sísmicas con su propia frecuencia, lo que provoca una amplificación de las frecuencias similares a la de la estructura y por lo tanto no siempre ocurre que, al aumentar el cortante en una dirección, también se incremente en la otra dirección de análisis. Oliveros Caicedo et al. (2023) menciona que se denotan aumentos de derivas para sistemas estructurales menores a 15 pisos donde presentan una mayor respuesta cuando se cimentan en suelos flexibles y se va reduciendo mediante más rígido sea el suelo, ya que la combinación de flexibilidad del suelo y altura del edificio provoca mayores deformaciones ante cargas laterales.

Y por último según el objetivo específico “realizar un análisis comparativo a partir de los resultados obtenidos por cada metodología para así determinar cuál es más conservadora y cual es más crítica”, se obtuvieron resultados de fuerzas internas de elementos representativos de la edificación donde los resultados de las fuerzas axiales, cortantes y momentos flectores obtenidos mediante las metodologías de análisis sísmico muestran diversas variaciones porcentuales en placas, columnas y vigas. Con la metodología Winkler, la fuerza axial en P-6 disminuye un 25.30%, con cortantes de -8.40% en X y -56.91% en Y, y momentos flectores con una reducción de -21.91% en X y -53.90% en Y. La metodología D.D. Barkan – O.A. Savinov muestra un incremento del 1.30% en la fuerza axial de P-5, con un aumento del 3.29% en el cortante X, mientras que en Y el aumento es menor (1.82%). Por otro lado, la Norma Rusa presenta una ligera disminución de -0.08% en la fuerza axial de P-5, con cortantes en X de -1.98% y en Y de -56.91%, y momentos flectores en X y Y con reducciones de -21.91% y -53.90%, respectivamente. En el análisis con ASCE/SEI 41-17, la fuerza axial en P-6 disminuye un -1.29%, con cortantes de 3.39% en X y 8.24% en Y, y momentos flectores con un aumento de 4.67% en X y una disminución de -10.73% en Y. En las columnas, con la metodología Winkler,

se observa una disminución de la fuerza axial de -21.30% para la C-7, con cortantes de -21.64% en X y -12.56% en Y, y momentos flectores con una reducción de -24.60% en X y -5.76% en Y. El análisis con D.D. Barkan – O.A. Savinov muestra un incremento del 0.93% en la fuerza axial de C-7, con cortantes en X y Y de 8.00% y 7.59%, respectivamente, y un aumento significativo del 27.31% en el momento flector en X. La Norma Rusa presenta una disminución de 1.12% en la fuerza axial de C-7, con cortantes de 1.39% en X y 1.26% en Y, y momentos flectores en X y Y con reducciones de 2.77% y 10.26%, respectivamente. Por último, la metodología ASCE/SEI 41-17 muestra un incremento de 8.19% en la fuerza axial de C-13, con cortantes en aumento de 28.03% en X y reducciones de 8.33% en Y, y momentos flectores con un aumento de 26.31% en X y una disminución de 11.47% en Y. En las vigas, con la metodología Winkler, los cortantes en X disminuyen un 24.67%, mientras que en Y la disminución es del -16.01%, con momentos flectores reducidos en ambas direcciones (24.67% en X y 15.98% en Y). La metodología D.D. Barkan – O.A. Savinov muestra un aumento del cortante en Y de 0.72% y una disminución en X de 23.01%, mientras que los momentos flectores experimentan una ligera reducción en X (0.50%) y un aumento del 5.05% en Y. Con la Norma Rusa, los cortantes en X y Y disminuyen un -0.47% y -1.32%, respectivamente, mientras que los momentos flectores en X y Y presentan reducciones de -1.50% y -6.12%, respectivamente. Finalmente, el análisis con ASCE/SEI 41-17 muestra un incremento de 0.30% en el cortante X y una disminución del 9.41% en Y, con momentos flectores reducidos en X (1.32%) y en Y (8.33%). Al comparar estos resultados con los obtenidos por Villarreal et. al (2021) en su artículo titulado “Interacción sísmica suelo-estructura en edificaciones con muros de ductilidad limitada sobre plateas de cimentación”, mostro reducciones de fuerzas axiales de 46%, en fuerzas cortantes presento reducciones de 42% máximo y en momento flector presento reducciones de 34% lo cual es similar a la presente tesis ya que también se evidenciaron reducciones en las fuerzas internas. Según los resultados obtenidos por Mori Infante (2020) en su tesis titulada “Evaluación de la Respuesta Sísmica de una Edificación de Concreto Armado con Cimentación Rígida en el Distrito de Lince Considerando los Efectos de la Interacción Suelo – Estructura” realizo una comparación de fuerzas internas para una columnas, una viga y una placa donde se mostró que para la viga analizada se tuvieron incrementos de momento máximo en un 3.36% y para cortante un incremento del 3.43%, en el caso de la columna se presentaron reducciones de los momentos flectores en 1.16% y para las cortantes de 10.49% mientras que para los momentos flectores se tuvo un incremento de 12.94%, para el caso de la placa estudiada se presentaron reducciones de 3.79% para el momento flector y 7.38% para las

cortantes máximas mientras que para la carga axial se incrementó en un 4.69%. La comparación de estos resultados demostró que, aunque existen variaciones en las fuerzas axiales, cortantes y momentos flectores, las tendencias generales son similares. Las metodologías utilizadas, como Winkler, D.D. Barkan – O.A. Savinov, y ASCE/SEI 41-17, mostraron tanto incrementos como disminuciones, dependiendo del tipo de elemento y las cargas aplicadas. Las reducciones observadas en momentos flectores y cortantes en esta tesis coinciden con las presentadas por Villarreal et al. y Mori Infante, quienes también encontraron disminuciones en las fuerzas internas, especialmente en vigas y placas, mientras que las columnas mostraron tanto aumentos como reducciones. Las diferencias entre los resultados se deben a las distintas configuraciones de las edificaciones, el tipo de interacción suelo-estructura y las metodologías empleadas, pero las similitudes indican que como ahora la base considera la flexibilidad del suelo y no es fija, la edificación tiende a generar tracción en los elementos como columnas y placas, disminuyendo las fuerzas axiales, pero incrementando los momentos de volteo, por lo tanto las metodologías usadas son efectivas para capturar la respuesta estructural ante cargas sísmicas. Además, Fernández Limés et al. (2023) menciona que la consideración de la ISE provoca una redistribución de las fuerzas en los elementos estructurales de la edificación, particularmente en la fuerza cortante de las columnas, donde algunos elementos pueden estar sometidos a mayores solicitaciones, mientras que otros experimentan menores, dependiendo del caso.

## Conclusiones

- Se realizó el análisis comparativo donde según la comparación de periodos el método más crítico fue el modelo Winkler, ya que presentó el mayor aumento del periodo fundamental con un 36.42% en comparación con el modelo empotrado, lo que refleja una mayor flexibilidad y redistribución de fuerzas, lo que puede implicar un comportamiento más vulnerable. En contraste, el método ASCE, con un aumento de solo 6.01%, resultó ser más conservador en sus resultados, manteniendo un comportamiento más estable y controlado. Esto hace que el método ASCE sea más adecuado para proyectos, ya que, considera la interacción suelo-estructura de manera detallada y predice de manera más precisa y segura los desplazamientos y derivas, siendo una opción más confiable en zonas sísmicas.
- Se identificó y constató que el suelo estudiado en Pimentel (S2 de tipo arena arcillosa) presenta una capacidad portante de 1.73 kg/cm<sup>2</sup> y un ángulo de fricción interna (38.22°) más altos que los de otros estudios comparados. Lo cual muestra evidencia de diferentes características regionales del suelo, como la densidad y la resistencia a la perforación, lo que reafirma la necesidad de realizar estudios de suelos detallados para el diseño de cimentaciones y la aplicación adecuada de la ISE.
- Se diseñó la platea de cimentación mediante las metodologías estudiadas (Winkler, Norma Rusa, Barkan y ASCE), esto permitió obtener presiones inferiores a la capacidad portante del EMS. Donde el modelo Winkler presentó una presión máxima de 1.33 kg/cm<sup>2</sup>, mientras que el modelo ASCE mostró una presión máxima de 0.86 kg/cm<sup>2</sup>, ambas por debajo de la capacidad portante. Sin embargo, los incrementos en los momentos, especialmente en el sentido X-X, evidencian la flexibilidad del suelo modelado en estas metodologías, lo que lleva a una redistribución de los esfuerzos y deformaciones. Además, el método ASCE presentó los resultados más conservadores, con una reducción de 5.25% en los momentos en X y un aumento de 26.31% en Y, logrando una distribución uniforme de esfuerzos y cumpliendo con la verificación por Safe tanto en diseño y diámetros de acero empleados, en cambio, el método Winkler mostró los peores resultados, con un aumento de 84.77% en los momentos en X-X y una distribución menos eficiente en los diámetros de acero.
- Se aplicó la metodología Winkler y presentó un valor de coeficiente vertical de balasto de 485.28 Ton/m<sup>3</sup>, inferior al de otros estudios comparados, que reportaron un coeficiente de 693.818 Ton/m<sup>3</sup>, estas diferencias se deben a la variación en el número

de estratos, la densidad del suelo y la fórmula utilizada ya que no considera correctamente los grados de libertad completos del suelo, ya que no tiene en cuenta las interacciones dinámicas del suelo de manera adecuada. Además, no incorpora el amortiguamiento presente en el suelo, ya que solo toma en cuenta el comportamiento estático vertical del suelo lo que limita su capacidad para modelar con precisión el comportamiento sísmico real de la edificación, mostrando elevaciones excesivas de resultados, especialmente en suelos que presentan un comportamiento más flexible o que requieren una modelización más detallada de sus características dinámicas.

- Se implementó el método Barkan donde mostró un aumento en los valores de coeficientes de rigidez en comparación con otros estudios, con un coeficiente de rigidez traslacional de 2455610.34 Ton/m y un coeficiente de rigidez rotacional de 173587849.22 Ton.m, mostrando su capacidad para modelar suelos complejos. Sin embargo, teniendo una desventaja, ya que, aunque considera las rigideces del suelo, solo toma en cuenta cinco grados de libertad, lo que limita el análisis completo del comportamiento del suelo. Esta reducción generó resultados conservadores, pero no efectivos en su totalidad, ya que no se realiza un análisis completo de la deformación y las interacciones dinámicas del suelo. Fue útil para modelar la transferencia de cargas entre el suelo y la cimentación, pero su capacidad para predecir con precisión los momentos y presiones se ve afectada por la simplificación de la consideración de no todos los grados de libertad.
- Se utilizó el software Abaqus mediante el análisis con elementos finitos y mostraron una distribución de presiones más uniforme que otros métodos, ya que las presiones en el centro de la cimentación fueron mayores, donde las presiones mínimas fueron de 0.21 kg/cm<sup>2</sup> y las máximas de 1.57 kg/cm<sup>2</sup> para el acero de 5/8" la cual fue un diámetro menor a los usados en diseños con metodologías. La desventaja de este método es el tiempo de procesamiento y la complejidad de modelado, así como el tiempo necesario para comprender el programa y discernir todas sus capacidades además de la dificultad de acceder a la versión completa de este programa. Sin embargo, es extremadamente preciso en la predicción de desplazamientos y fuerzas internas, lo que lo convierte en una herramienta valiosa para el análisis de la interacción suelo-estructura como un fin comparativo y de apoyo para las metodologías que aplican fórmulas estudiadas.
- Se desarrolló el método Norma Rusa donde presentaron valores más altos que los de otras investigaciones comparadas, debido a las características de la cimentación y al

mayor módulo de elasticidad del suelo. En este contexto, los coeficientes de rigidez traslacionales y rotacionales fueron de 1,392,314.38 Ton/m, 1,989,020.54 Ton/m, 234,311,723.29 Ton.m, 196,071,810.25 Ton.m y 215,191,766.77 Ton.m, mientras que los coeficientes de amortiguamiento fueron de 6,825.26 Ton.s/m, 13,596.23 Ton.s/m, 566,708.80 Ton.s.m, 474,291.89 Ton.s.m y 441,292.24 Ton.s.m. Este método, al considerar estos factores, ofrece mayor precisión en suelos con características geotécnicas similares a las estudiadas en la presente tesis y es especialmente adaptable, ya que existe amplia bibliografía específica sobre su uso en el contexto local y nacional. Su principal ventaja es la integración de efectos estáticos y dinámicos, permitiendo prever el comportamiento de la estructura en condiciones sísmicas. No obstante, puede ser menos preciso en suelos muy heterogéneos. A pesar de esto, el método Norma Rusa presenta resultados más conservadores, convirtiéndolo en una de las mejores opciones para garantizar un diseño seguro y fiable, especialmente en zonas sísmicas.

- Se realizó el método ASCE/SEI 41-17 donde demostró una gran capacidad para modelar con precisión los desplazamientos y fuerzas internas en las edificaciones, presentando resultados conservadores y más cercanos al modelo de base empotrada sin alterar excesivamente su análisis. En este contexto, los coeficientes de rigidez traslacionales y rotacionales fueron de 1,781,776.24 Ton/m, 1,806,677.04 Ton/m, 2,103,311.64 Ton/m, 244,953,499.57 Ton.m, 320,673,325.93 Ton.m y 382,928,653.78 Ton.m respectivamente, con un amortiguamiento efectivo de 5.5%. Esto denota que la principal ventaja es que considera las propiedades dinámicas tanto de la estructura como del suelo, mejorando la predicción de las respuestas sísmicas y realizando un análisis sísmico completo de todas las fases de la interacción suelo-estructura (ISE). No obstante, su desventaja es que requiere más datos y parámetros, lo que aumenta el tiempo de procesamiento y la complejidad del modelo, además de la necesidad de adaptarlo a las condiciones de cada país.
- Se evaluó el comportamiento sísmico y se concluye que los métodos Norma Rusa y ASCE/SEI 41-17 son los más conservadores y efectivos para el contexto peruano, ya que sus resultados se aproximan de manera más precisa al modelo empotrado. En el análisis estático, el método Norma Rusa presentó una reducción de 3.37% en X y un aumento de 0.09% en Y en la cortante basal, mientras que el ASCE mostró una reducción de 5.25% en X y un aumento de 0.09% en Y. Ambos métodos presentaron derivas dentro del límite permitido, destacándose como opciones confiables. En

contraste, el método Winkler fue más crítico, con una reducción de 36.53% en X y 20.99% en Y en la cortante basal y un aumento de 33% en X y 42% en Y en los desplazamientos, lo que excede los límites de derivas permitidos. Este método no considera adecuadamente los grados de libertad completos del suelo ni el amortiguamiento presente, lo que provoca sobreestimaciones. En el análisis de tiempo-historia, el ASCE mostró el mayor aumento en las cortantes basales, con un 56.71% en el sismo de Pisco, seguido por Barkan y Norma Rusa. En las derivas, el Winkler presentó el mayor aumento en Pisco con 46.64%. Por lo tanto, se determinó que los métodos Norma Rusa y ASCE son los más adecuados para el diseño sísmico en el Perú, mientras que el método Winkler es más crítico y sobrestima las respuestas estructurales.

- Se realizó que el análisis comparativo de metodologías para la interacción suelo-estructura, y se determinó que los métodos Norma Rusa y ASCE/SEI 41-17 son los más conservadores y efectivos para adaptarse al contexto peruano, ya que consideran tanto los efectos estáticos como dinámicos, incluyendo el amortiguamiento y una modelización precisa del comportamiento sísmico. El método Norma Rusa presentó un aumento de 4.39% en la fuerza axial en columnas y reducciones de -6.66% en cortantes además de una reducción de -7.33% en momentos flectores en Y, mientras que el ASCE/SEI 41-17 mostró un incremento de 8.19% en la fuerza axial en columnas, una disminución de -10.26% en cortantes y una reducción de -11.47% en momentos flectores en Y. En cambio, el método Winkler mostró variaciones más elevadas en todos los elementos analizados, como una disminución de -25.30% en la fuerza axial de placas en X y -56.91% de cortantes en Y, excediendo el promedio presentado en las otras metodologías. Por lo que según todos los resultados analizados la metodología más conservadora y que se puede adaptar mejor al contexto peruano actualmente y tiene mejor comprensión de la ISE en combinación con el análisis sísmico es el método ASCE ya que es más adecuado para garantizar la seguridad estructural en el contexto sísmico peruano, mientras que el método Winkler presenta limitaciones importantes y aumentos excesivos determinándola como la metodología más crítica ya que solo considera efectos estáticos.

## Recomendaciones

- Se recomienda realizar estudios de suelos detallados en cada zona de construcción para obtener una correcta caracterización del suelo y sus propiedades, para así adaptar las metodologías ISE a las condiciones locales ya que muchas investigaciones y construcciones solo usan estudios generales de suelo de la región para el diseño y análisis de las estructuras.
- Se recomienda optimizar el diseño de cimentaciones utilizando el método clásico con coeficiente de balasto, incorporando la interacción suelo-estructura en los softwares estructurales disponibles. En caso de no ser posible, se sugiere integrar las características específicas del suelo estudiado, dado que los softwares actuales ya ofrecen herramientas para este tipo de análisis.
- Dado el estado del arte de la presente investigación, se recomienda utilizar la ISE mediante la metodología ASCE para concientizar e informar a la comunidad peruana y al estado de la importancia de la ISE y fácil adaptabilidad al contexto peruano para tener un análisis estructural más completo.
- Comparar la eficacia de la metodología ASCE en los distintos tipos de suelo presentes en el territorio peruano para establecer estándares de referencia y variación en los resultados de las diferentes estructuras para poder ser considerado a la normativa peruana.
- Optimizar el uso de programas de elementos finitos, como Abaqus, para análisis comparativos y validaciones de resultados obtenidos con otras metodologías, a pesar de su complejidad y tiempo de procesamiento.
- Se recomienda aplicar la ISE en otros softwares de elementos finitos que sea de un acceso más fácil ya que para la presente tesis se usó una versión gratuita para estudiantes que presenta limitaciones y la versión completa tiene un acceso difícil debido al precio que tiene para su adquisición.
- Capacitar en el uso de metodologías como el método ASCE/SEI 41-17 para poder agilizar su desarrollo ya que requiere más datos y parámetros dictados por la normativa americana que otras metodologías, pero proporciona una visión más completa y detallada del comportamiento sísmico de la estructura, lo que es esencial para la seguridad estructural en el contexto peruano.

## Referencias

- [1] KENYI CARRASCO NIZAMA, “Análisis comparativo entre el diseño estructural con el modelo sísmico normativo y los modelos dinámicos de interacción suelo- estructura para un edificio con porticos y placas cimentado sobre zapatas aisladas,” UNIVERSIDAD NACIONAL DE PIURA, PIURA, 2019.
- [2] Brayan Vicente Ccapa Anton, “Influencia de la interacción dinámica suelo-estructura en la respuesta sísmica de una edificación de concreto armado con irregularidad de piso blando en primer nivel en un suelo de tipo grava,” UNIVERSIDAD PERUANA UNIÓN, Lima, 2021.
- [3] G. Alvarito, V. Castro, and T. Aguila Gómez, “SOIL-STRUCTURE INTERACTION AND ITS INFLUENCE ON THE SEISMIC RESPONSE OF RC BUILDINGS,” *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, vol. 26, pp. 426–471, 2021, doi: 10.24133/riie.v26i3.2336.
- [4] J. García, R. Rodríguez, and L. Fernandez-Sola, *EFFECTO DE LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN LA DETECCIÓN DE DAÑO, USANDO EL MÉTODO DE RIGIDECES BASE*. 2011.
- [5] A. Rodríguez, B. Mora, A. Reyes-Salazar, J. Avilés, and S. E. Ruiz Gómez, “DETERMINACIÓN DE ESPECTROS DE RESPUESTA CONSIDERANDO DAÑO ACUMULADO E INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA,” *Revista de Ingeniería Sísmica*, vol. 96, pp. 18–38, 2017, [Online]. Available: [https://www.scielo.org.mx/scielo.php?script=sci\\_arttext&pid=S0185-092X2017000100018](https://www.scielo.org.mx/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0185-092X2017000100018)
- [6] A. Fernández Limés, I. Fernández Lorenzo, and W. D. Cobelo Cristiá, “Influencia de la interacción suelo-estructura estática en edificios de 100 metros de altura,” *Ingeniería y Desarrollo*, vol. 41, no. 02, pp. 213–232, Jul. 2023, doi: 10.14482/inde.41.02.201.456.
- [7] M. A. Oliveros-Caicedo, D. S. Cotes-Prieto, and L. E. Zapata-Orduz, “Análisis comparativo en la respuesta lineal de sistemas estructurales muro-pórtico representativos de Bucaramanga incorporando interacción suelo estructura,” *Revista Politécnica*, vol. 19, no. 38, pp. 173–191, Aug. 2023, doi: 10.33571/rpolitec.v19n38a11.
- [8] J. Avilés and L. E. Pérez-Rocha, “BASES PARA LAS NUEVAS DISPOSICIONES REGLAMENTARIAS SOBRE INTERACCIÓN DINÁMICA SUELO-ESTRUCTURA,” *Revista de Ingeniería Sísmica*, vol. 71, pp. 1–36, 2004, [Online]. Available: <http://www.redalyc.org/articulo.oa?id=61807101>
- [9] L. R. Fernández Sola and J. Avilés López, “EFECTOS DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN EDIFICIOS CON PLANTA BAJA BLANDA,” *Revista de Ingeniería Sísmica*, vol. 79, pp. 71–90, 2008, [Online]. Available: [http://www.scielo.org.mx/scielo.php?script=sci\\_arttext&pid=S0185-092X2008000200004&lng=es&nrm=iso](http://www.scielo.org.mx/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0185-092X2008000200004&lng=es&nrm=iso)
- [10] A. T. Colunga, “SOIL-STRUCTURE INTERACTION. REFLECTIONS ABOUT ITS IMPORTANCE IN THE DYNAMIC RESPONSE OF STRUCTURES DURING

- EARTHQUAKES,” *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, vol. 24, pp. 141–165, 2019, doi: <https://doi.org/10.24133/riie.v24i2.1282>.
- [11] B. Clero Jiménez and G. R. Plasencia, “Estudio de la Interaccion suelo-estructura de una cimentacion aislada mediante simulacion numerica,” *Universidad&Ciencia*, vol. Vol. 9, No. 1, Jan. 2020, [Online]. Available: <http://revistas.unica.cu/uciencia>
- [12] G. Villarreal Castro, “INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA EN EDIFICACIONES,” *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, vol. 28, no. 2, pp. 103–125, Sep. 2023, doi: 10.24133/riie.v28i2.3028.
- [13] F. L. Tori Tori and M. Mori Infante, “Evaluación de la respuesta sísmica de una edificación de concreto armado con cimentación rígida en el distrito de Lince considerando los efectos de la interacción suelo–estructura”.
- [14] JUAN FERNANDO BUSTAMANTE MORENO, “COMPARACIÓN DE LOS MÉTODOS DE CÁLCULO DE INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA CON LA NTP E- 0.30. 2018, AL DETERMINAR LA RESPUESTA ESTRUCTURAL DE LA TORRE II DE LA CLÍNICA LIMATAMBO S.A.C CAJAMARCA,” UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA, CAJAMARCA, 2021.
- [15] R. Olivera and G. Villarreal, “Interacción Suelo-Estructura para edificaciones con platea de cimentación por los modelos estático y dinámico,” *Memoria Investigaciones en Ingeniería*, no. 25, pp. 137–171, Dec. 2023, doi: 10.36561/ing.25.9.
- [16] G. Villarreal Castro, “INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA EN EDIFICIOS ALTOS,” in *PREMIO NACIONAL ANR 2007*, Lima, 2009.
- [17] G. Alvarito, V. Castro, M. A. Cerna Vasquez, C. Ubaldo, and E. Torres, “SEISMIC INTERACTION OF SOIL-STRUCTURE IN BUILDINGS WITH LIMITED DUCTILITY WALLS ON FOUNDATION PLATES,” *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, vol. 26, pp. 153–178, 2021, doi: 10.24133/riie.v26i1.1967.
- [18] G. Alvarito and V. Castro, “SOIL STRUCTURE INTERACTION IN BUILDINGS WITH ISOLATED FOUNDATIONS,” *Revista Internacional de*, vol. 25, pp. 311–332, 2020, doi: 10.24133/riie.v25i3.1689.
- [19] C. J. Guerrero Cotrina and J. D. Torres Melendez, “Influencia de la interacción suelo-estructura en el desempeño sísmico de una vivienda multifamiliar de 5 niveles en la ciudad de Chiclayo,” Chiclayo, 2022.
- [20] L. G. Odar Acosta, “Diseño con interacción suelo-estructura y empotramiento perfecto para comparar las respuestas sísmicas en la edificación de 07 pisos, Chiclayo,” Chiclayo, 2020.
- [21] E. Kausel, “Early history of soil-structure interaction,” *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 30, no. 9, pp. 822–832, Sep. 2010, doi: 10.1016/j.soildyn.2009.11.001.
- [22] M. Lou, H. Wang, X. Chen, and Y. Zhai, “Structure-soil-structure interaction: Literature review,” *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 31, no. 12, pp. 1724–1731, Dec. 2011, doi: 10.1016/j.soildyn.2011.07.008.

- [23] prepared by Applied Technology Council for the Federal Emergency Management Agency, “FEMA P-2091, A Practical Guide to Soil-Structure Interaction,” Dec. 2020. [Online]. Available: [www.ATCouncil.org](http://www.ATCouncil.org)
- [24] NEHRP Consultants Joint Venture, “Soil-Structure Interaction for Building Structures,” 2012.
- [25] Eduardo. Miranda Mijares, *Conceptos básicos sobre interacción dinámica suelo-estructura*. México, D.F, 1995.
- [26] V. Anand and S. R. Satish Kumar, “Seismic Soil-structure Interaction: A State-of-the-Art Review,” Nov. 01, 2018, *Elsevier Ltd*. doi: 10.1016/j.istruc.2018.10.009.
- [27] Y. M. Ghugal, P. M. Yesane, Y. M. Ghugal, and R. L. Wankhade, “Study on Soil-Structure Interaction: A Review,” *Article in International Journal of Engineering Research*, vol. 3, no. 5, pp. 737–741, 2016, doi: 10.17950/ijer/v5i3/047.
- [28] G. Villarreal Castro, *INTERACCIÓN SÍSMICA SUELO-ESTRUCTURA EN EDIFICACIONES CON PLATEAS DE CIMENTACIÓN*, 1st ed. Lima: Editora & Imprenta Gráfica Norte S.R.L., 2017. [Online]. Available: [www.gennervillarrealcastro.blogspot.com](http://www.gennervillarrealcastro.blogspot.com)
- [29] G. Villarreal Castro, *INTERACCION SISMICA SUELO-ESTRUCTURA EN EDIFICACIONES CON ZAPATAS AISLADAS*. Lima, 2009.
- [30] CHRISTIAN JOSÉ VALDERRAMA CARPIO and JOSÉ ANTONIO MEZA RODRÍGUEZ, “INFLUENCIA DE LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN LA REDUCCIÓN DE ESFUERZOS DE UNA EDIFICACIÓN APORTICADA CON ZAPATAS AISLADAS,” UNIVERSIDAD PERUANA DE CIENCIAS APLICADAS, Lima, 2014. Accessed: Oct. 14, 2024. [Online]. Available: <https://repositorioacademico.upc.edu.pe/handle/10757/346266>
- [31] M. Lou, H. Wang, X. Chen, and Y. Zhai, “Structure-soil-structure interaction: Literature review,” *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 31, no. 12, pp. 1724–1731, Dec. 2011, doi: 10.1016/j.soildyn.2011.07.008.
- [32] Omar FRANCO-CAMILO, José-Luis RANGEL-NÚÑEZ, Luciano R. FERNÁNDEZ-SOLA, and Alonso GÓMEZ-BERNAL, “Evaluación de la interacción suelo-estructura dinámica en depósitos de suelo blando empleando dos métodos: numérico y analítico,” Cancun: proceedings of XVI Pan- American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (XVI PCSMGE), 2019. doi: 10.3233/STAL190095.
- [33] G. H. . Powell, *Modeling for structural analysis : behavior and basics*. Computers and Structures, 2010.
- [34] W.S. HALL and G. OLIVETO, *Boundary Element Methods for Soil-Structure Interaction*. New York: KLUWER ACADEMIC PUBLISHERS.
- [35] ASCE, *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*, 41st–17th ed. Reston, VA: American Society of Civil Engineers, 2017. doi: 10.1061/9780784414859.
- [36] D. Braja M, *Fundamentos de ingeniería de cimentaciones Séptima edición*, 7th ed.

- [37] El Peruano, “NORMA TÉCNICA E.050 SUELOS Y CIMENTACIONES 2018.” [Online]. Available: [www.vivienda.gob.pe](http://www.vivienda.gob.pe)
- [38] Comision de reglamentos tecnicos y comerciales, “SUELOS. Método de Ensayo de Penetración Estándar SPT,” Lima, 1999.
- [39] INACAL, “SUELOS. Método de ensayo para determinar el contenido de humedad de un suelo,” Lima, 2019.
- [40] INACAL, “SUELOS. Método de ensayo para el análisis granulométrico,” Lima, 2019.
- [41] INACAL, “SUELOS. Método de ensayo para determinar el límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad de suelos,” Lima, 2019.
- [42] INACAL, “SUELOS. Método de ensayo para determinar el peso específico relativo de las partículas sólidas de un suelo,” Lima, 2019.
- [43] Comision de reglamentos tecnicos y comerciales, “SUELOS. Método de ensayo normalizado para la determinación del contenido de sales solubles en suelos y agua subterránea,” Lima, 2002.
- [44] INACAL, “SUELOS. Determinacion del peso volumetrico de suelo cohesivo,” Lima, 2019.
- [45] Comision de reglamentos tecnicos y comerciales, “SUELOS. Metodo de ensayo estandar para la resistencia a la compresion no confinada de suelos cohesivos,” Lima, 2002.
- [46] INSTITUTO NACIONAL DE DEFENSA CIVIL, “MAPA DE PELIGROS DE PIMENTEL,” Aug. 2003.
- [47] MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE PIMENTEL, “PLAN URBANO DISTRITAL DE PIMENTEL 2013 - 2023,” Oct. 2013.
- [48] C. Y. S. MINISTERIO DE VIVIENDA, “MODIFICAN LA NORMA TÉCNICA E.030 DISEÑO SISMORRESISTENTE DEL REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES.”
- [49] Ricardo Oviedo Sarmiento, *DISEÑO SISMORRESISTENTE DE EDIFICACIONES DE CONCRETO ARMADO*, Primera. 2016.
- [50] C. y S. Ministerio de Vivienda, *NORMA TÉCNICA DE EDIFICACIÓN E.060 CONCRETO ARMADO*. Peru, 2019. [Online]. Available: [www.construccion.org](http://www.construccion.org)
- [51] Ing. Manuel Borja Suárez, *Metodología de la Investigación Científica para ingenieros*. Chiclayo, 2016.

## Anexos

### Anexo N°1: Matriz de consistencia

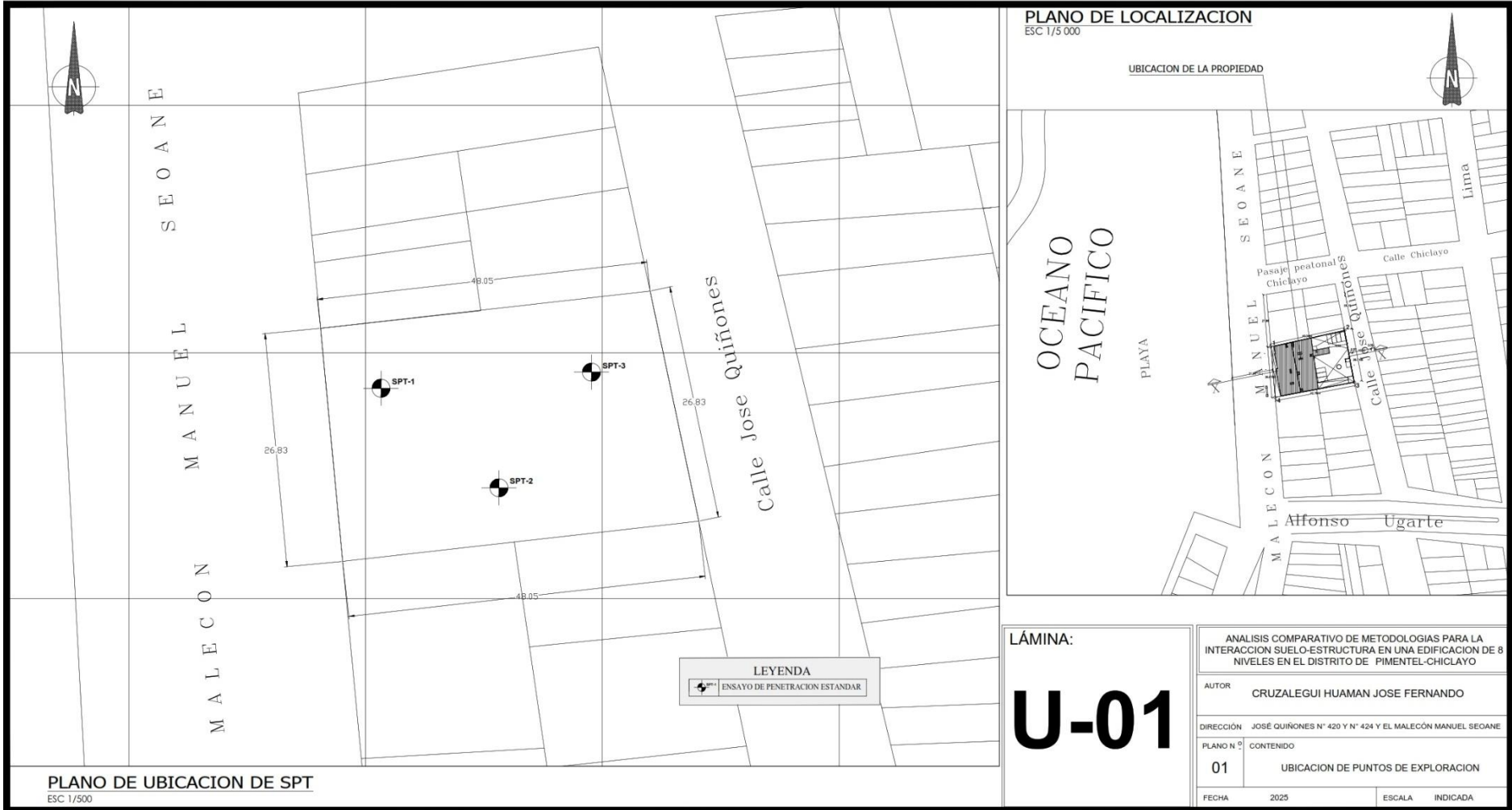
**TABLA CXXVII**  
**MATRIZ DE CONSISTENCIA**

TITULO: “ANÁLISIS COMPARATIVO DE METODOLOGÍAS PARA LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN UNA EDIFICACIÓN DE 8 NIVELES EN EL DISTRITO DE PIMENTEL-CHICLAYO”										
FORMULACION DEL PROBLEMA	OBJETIVOS	HIPOTESIS	VARIABLES DE ESTUDIO	DEFINICIÓN CONCEPTUAL	DEFINICIÓN OPERACIONAL	DIMENSIONES	INDICADORES	UNIDAD DE MEDIDA	ESCALA DE MEDICIÓN	INSTRUMENTO DE MEDICION
¿Cuál de las cinco metodologías para la interacción suelo estructura comparadas es la más conservadora y la más crítica para analizar una edificación de 8 niveles?	<b>OBJETIVO GENERAL</b>	A través de un análisis comparativo de cinco metodologías para la interacción suelo estructura se determinará cuál de ellas es la más conservadora y la más crítica para poder analizar una edificación de 8 niveles.	<b>VARIABLE INDEPENDIENTE</b>							
	<b>OBJETIVOS ESPECIFICOS</b>		Aplicación de metodologías para interacción suelo estructura	Consiste en el uso de modelos analíticos y numéricos que permiten representar el comportamiento conjunto entre el suelo de fundación y la edificación, con el fin de estimar de manera más realista la respuesta estructural frente a cargas sísmicas y estáticas.	Se determinaron mediante las fórmulas que presenta cada metodología los coeficientes de rigidez y amortiguamiento en caso lo tuvieran que serían aplicados en los modelados para analizar cada metodología	Metodologías de la interacción suelo estructura que se aplicaran a la edificación	Método de Winkler	Global	Razón	Aplicación de Formulas y modelamiento mediante Software
			Método dinámico de D.D. Barkan – O.A. Savinov							
			Método dinámico de la Norma Rusa SNIP 2.02.05-87							
			Método de ISE del ASCE/SEI 41-17							
Técnicas de obtención de las propiedades del suelo	Comprenden los métodos de exploración y ensayos de campo y laboratorio que permiten identificar las características físicas, mecánicas e	Se realizaron los estudios de suelo correspondiente en el terreno para encontrar las propiedades del suelo donde se ubicará la estructura para poder realizar las fórmulas de cada	Estudio de mecánica de suelos (EMS)	Tipo de suelo	Clasificación SUCS y ASHTO	Razón	Ensayos de clasificación de suelos (granulometría, límites de Atterberg) NTP 339.123			
Módulo de elasticidad del suelo	Kg/cm2	Ensayo de gravedad específica, contenido de								

<p>software Abaqus para realizar un análisis detallado de la interacción suelo-estructura.</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Desarrollar la metodología Norma Rusa SNIP 2.02.05-87 para realizar un análisis de la interacción suelo-estructura.</li> <li>• Realizar la metodología ASCE/SEI 41-17 para analizar la interacción suelo-estructura.</li> <li>• Evaluar el comportamiento sísmico estático y dinámico de la edificación utilizando las metodologías a comparar.</li> <li>• Realizar un análisis comparativo a partir de los resultados obtenidos por cada metodología para así determinar cuál es más conservadora y cual es más crítica.</li> </ul>			<p>hidráulicas del terreno siendo fundamentales para definir parámetros confiables en el diseño y la seguridad de las cimentaciones.</p>	<p>metodología y poder diseñar las cimentaciones de cada una.</p>					sales, peso volumétrico								
									Densidad del suelo	g/cm <sup>3</sup>	Ensayo de gravedad específica, contenido de sales, peso volumétrico						
									Coefficiente Poisson del suelo	Valor adimensional	Ensayo de compresión simple NTP 339.167						
									Angulo de fricción interna del suelo	Grados (°)	Ensayo de Penetración estándar NTP 339.133						
									Cohesión	kPa	Ensayo de compresión simple NTP 339.167						
									Resistencia al corte en suelos	Kg/cm <sup>2</sup>	Ensayo de Penetración estándar NTP 339.133						
									<b>VARIABLE DEPENDIENTE</b>								
									Comportamiento de la cimentación	Forma en que las cimentaciones transmiten las cargas de la superestructura al suelo, considerando la capacidad portante y momentos presentes, factores que determinan la seguridad y desempeño de la edificación.	Luego de incluidos los factores de rigidez y amortiguamiento se verifico el comportamiento de la cimentación dentro de cada modelado viendo que cumplieran la capacidad portante y se procedió con el diseño por momentos.	Rigidez de la zona de interacción	Relación entre la carga aplicada y la deformación en la cimentación	Ton/m	Intervalo	Software de simulación y formulas	
												Presión de la cimentación al suelo	Distribución de la presión en la base de la cimentación	Ton/m <sup>2</sup>		Software de simulación	
												Diseño de cimentación	Distribución de aceros en la cimentación	m		Mediante fórmulas y Software de simulación	
Momentos resultantes en la cimentación	Momentos presentes por envolvente de momentos	Ton.m	Software de simulación														

			Comportamiento de la estructura	Respuesta de la edificación frente a cargas estáticas y dinámicas, evaluada a través de parámetros como desplazamientos, fuerzas internas, periodos, cortantes y modos de vibración, que permiten valorar su seguridad y desempeño.	Se realiza el análisis sísmico tanto estático, dinámico e incluyendo un análisis tiempo historia dentro de cada modelado analizado y se verifico que estuvieran los resultados dentro del límite establecido por la norma y poder establecer las comparaciones entre las respuestas arrojadas.	Fuerzas internas	Fuerzas en los elementos estructurales (axiales, cortantes, y momentos)	Ton, Tonm	Intervalo	Software estructural
		Desplazamientos laterales				Desplazamiento máximo en los niveles superiores	m	Software estructural		
		Periodos de vibración de la estructura				Periodos fundamentales	segundos	Software estructural		
		Cortantes de entrepiso				obtenidos mediante el	Ton	Software estructural		
		Derivas de entrepiso				modelo dinámico espectral	Unidad	software estructural cumpliendo con la norma E.030		
		Procesamiento de resultados				Etapas de análisis, interpretación y sistematización de los datos obtenidos mediante ensayos, modelaciones o simulaciones, para su posterior comparación y discusión.	Se midió el tiempo empleado en el desarrollo de cada metodología desde desarrollo de fórmulas, cálculo de valores, desarrollo de modelados, diseños y procesamiento de resultados y comparaciones.	Tiempo de desarrollo y procesamiento de cada metodología		Determinar el tiempo cuando se procesa los resultados de cada metodología para hacer la comparación





**PLANO DE UBICACION DE SPT**  
ESC. 1/500

**PLANO DE LOCALIZACION**  
ESC 1/5 000

LÁMINA:

**U-01**

ANÁLISIS COMPARATIVO DE METODOLOGÍAS PARA LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN UNA EDIFICACIÓN DE 8 NIVELES EN EL DISTRITO DE PIMENTEL-CHICLAYO	
AUTOR	CRUZALEGUI HUAMAN JOSE FERNANDO
DIRECCIÓN	JOSÉ QUIÑONES N° 420 Y N° 424 Y EL MALECÓN MANUEL SEOANE
PLANO N°	CONTENIDO
01	UBICACION DE PUNTOS DE EXPLORACION
FECHA	2025
ESCALA	INDICADA



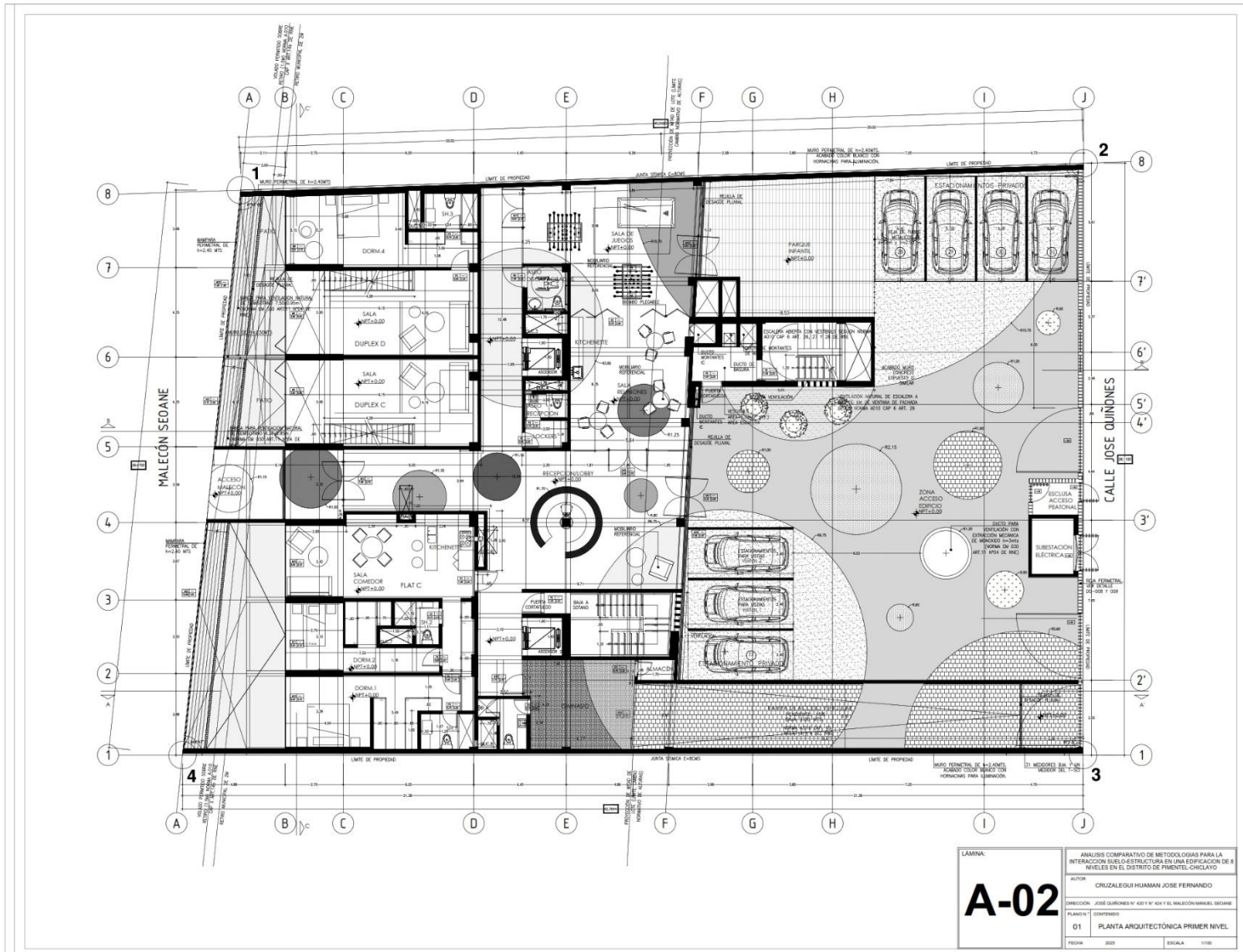


LÁMINA:	ANÁLISIS COMPARATIVO DE METODOLOGÍAS PARA LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN UNA EDIFICACIÓN DE 8 NIVELES EN EL DISTRITO DE PIMENTEL-CHILAYO
AUTOR:	CRUZALEGUI HUAMAN JOSE FERNANDO
DIRECCIÓN:	JOSE QUIRÓNES N° 403 Y N° 404 Y EL MALECÓN MANUEL SEDANE
PLANO N°:	CONTENIDO
01	PLANTA ARQUITECTÓNICA PRIMER NIVEL
FECHA:	2023
ESCALA:	1:100

**A-02**



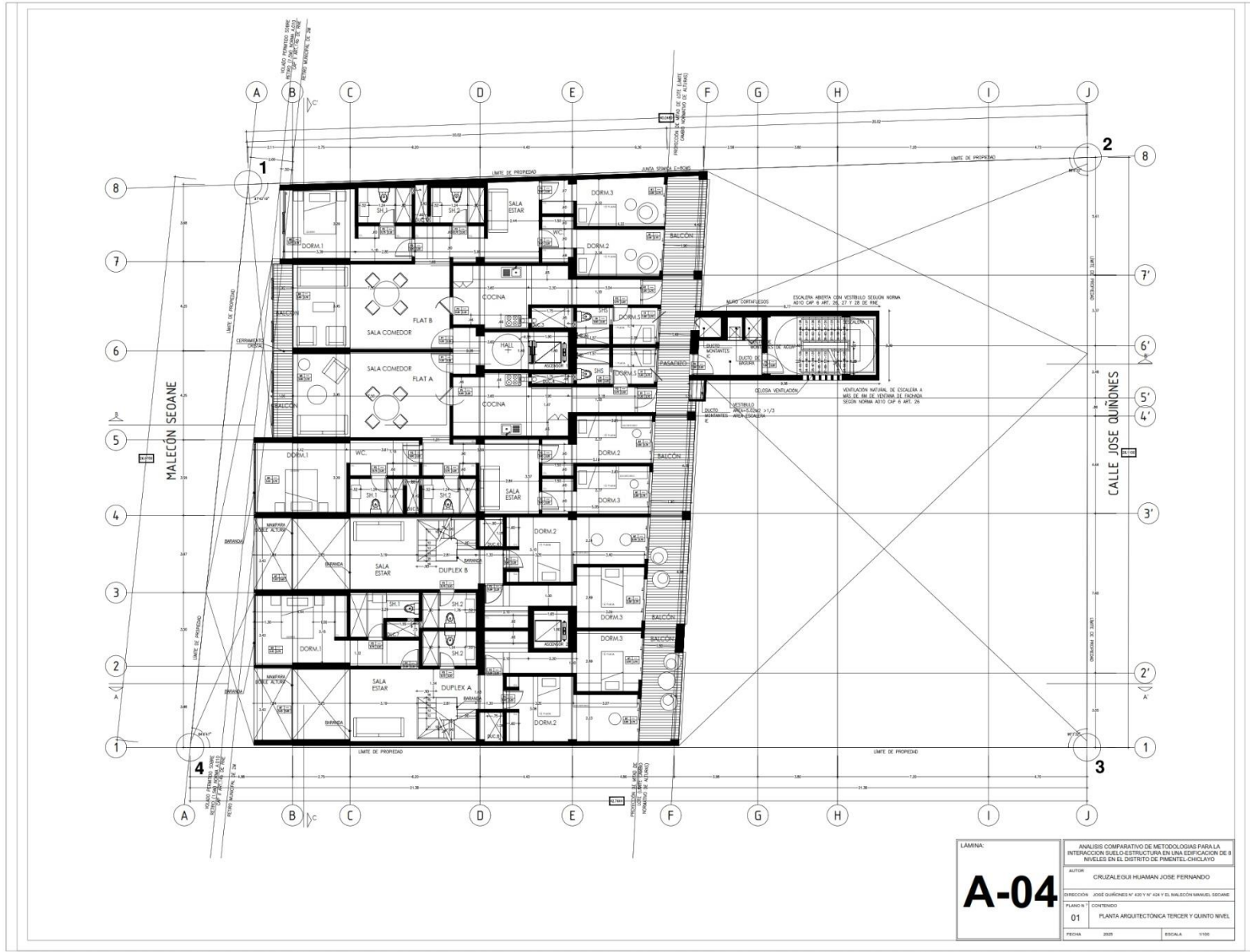
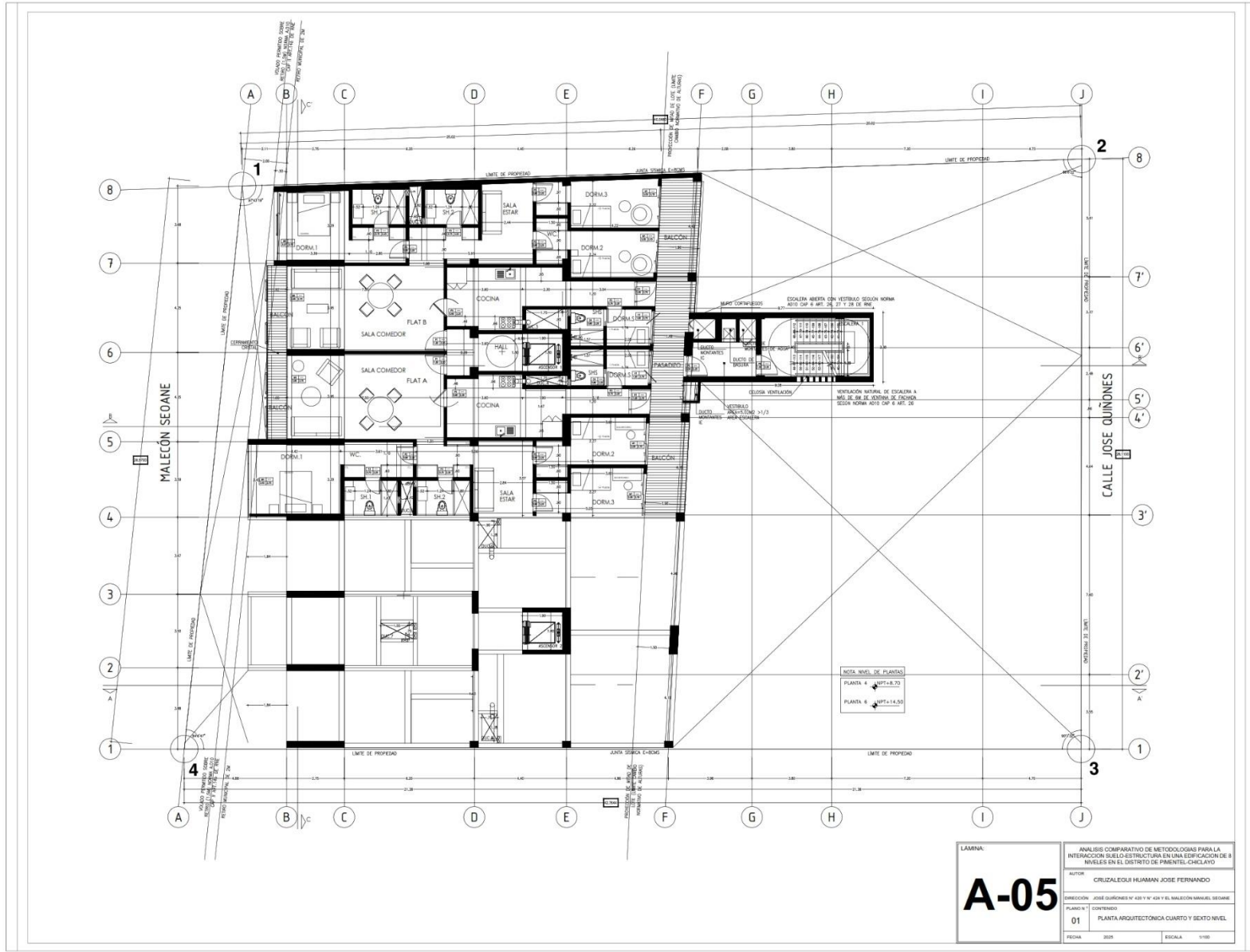
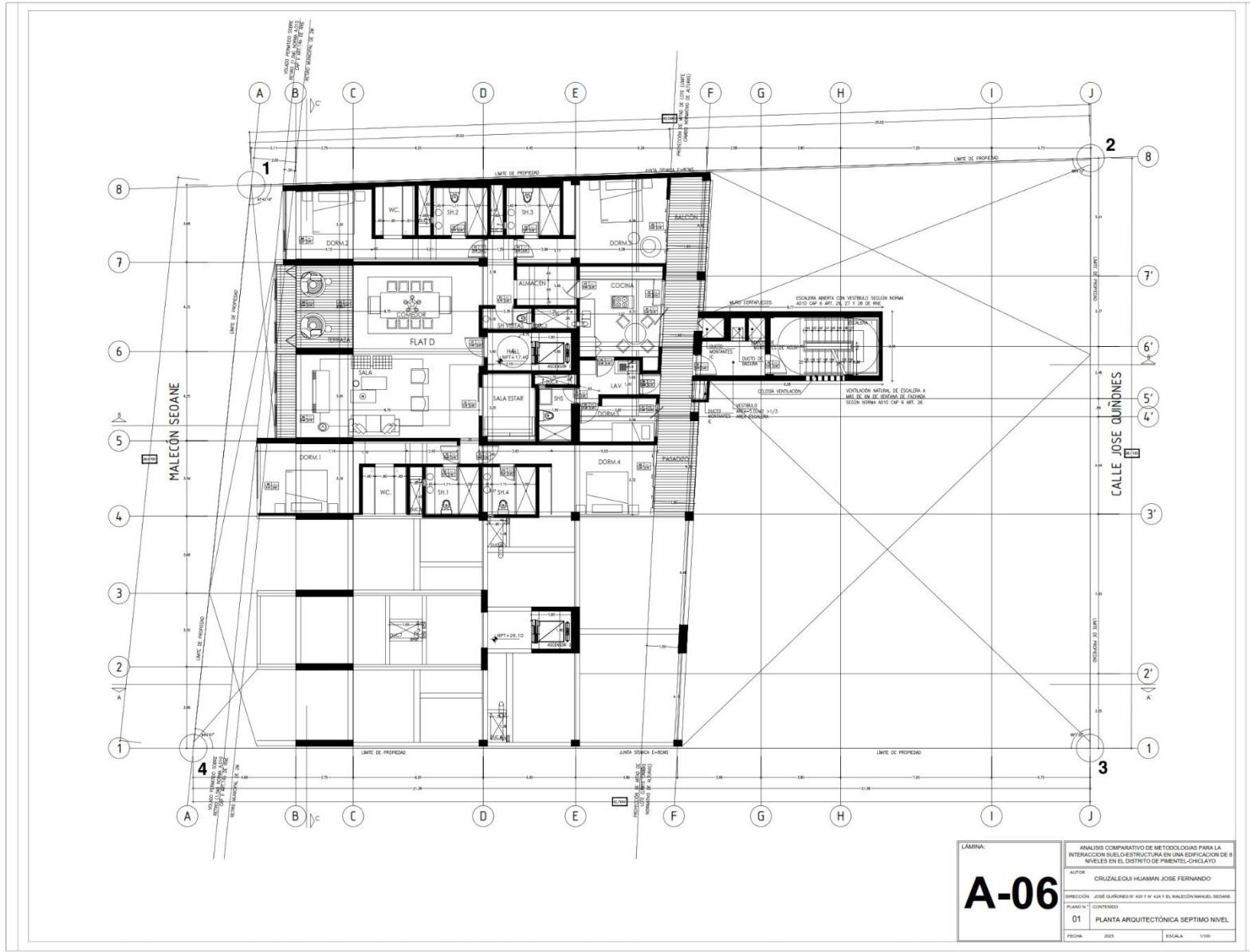


LÁMINA:		ANÁLISIS COMPARATIVO DE METODOLOGÍAS PARA LA INTERIORIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA EN UNA EDIFICACIÓN DE 8 NIVELES EN EL DISTRITO DE PIMENTEL-CHIGLAYO	
AUTOR:		CRUZALEQUI HUAMAN JOSE FERNANDO	
DIRECCIÓN:		JOSE QUINONES N° 1031 Y 1° C/A Y EL MALECÓN MANUEL SEDANE	
PLANO N°:		CONTENIDO	
01		PLANTA ARQUITECTÓNICA TERCER Y QUINTO NIVEL	
FECHA:		2025	
ESCALA:		1:100	

**A-04**





<b>A-06</b>	LAMINA:	ANALISIS COMPARATIVO DE METODOLOGIAS PARA LA INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA EN UNA EDIFICACION DE 8 NIVELES EN EL DISTRITO DE PIMENTEL-CHCLAYO
	AUTOR:	CRUZALEGUI HUAMAN JOSE FERNANDO
	DIRECCION:	JOSE QUINONES N° 400 Y N° 404 Y EL MALECON MANUEL SEDANE
	PLANTA Y CONTENIDO:	01 PLANTA ARQUITECTONICA SEPTIMO NIVEL
	FECHA:	2023





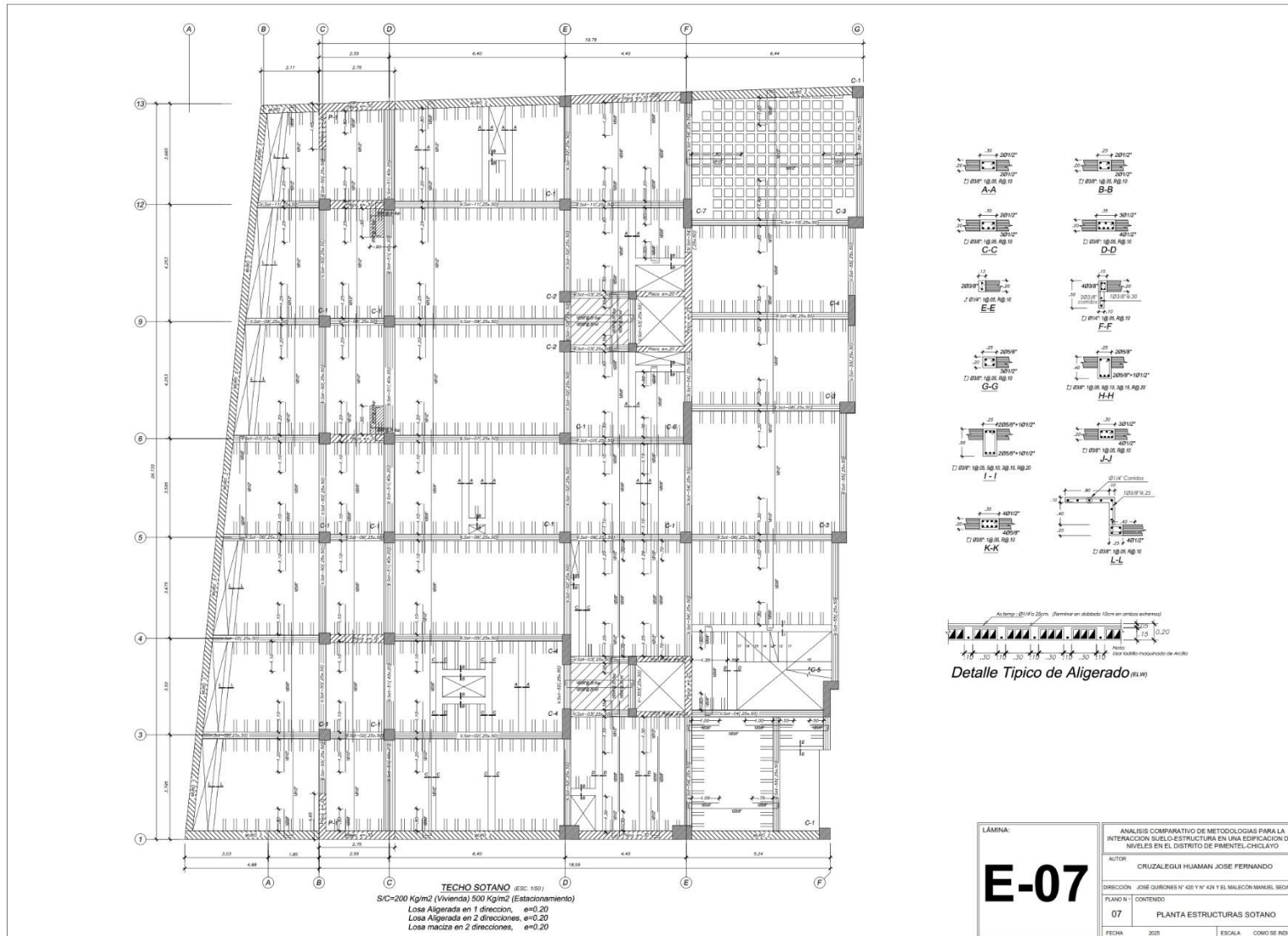
CUADROS DE VANOS PUERTAS				
COD.	DESCRIPCION	ANCH.	ALT.	UBICACION
F1	PUERTA DE 1 HOJA BATENTE CONTRAPLACADA EN MDF	1.00	2.00	ACCESO VIVIENDAS
F2	PUERTA DE 1 HOJA BATENTE CONTRAPLACADA EN MDF	0.90	2.30	DORMITORIOS
F3	PUERTA DE 1 HOJA BATENTE CONTRAPLACADA EN MDF CON REJILLA	0.75	2.00	BANOS 1, 2, 3, 4
F4	PUERTA DE 1 HOJA BATENTE CONTRAPLACADA EN MDF CON VIDRO	0.50	2.00	COCHINAS VIVIENDAS
F5	PUERTA DE 1 HOJA BATENTE METALICA CONTRAPLACADA CON BARRAS ANTIPANICO	1.00	2.00	ESCALERAS DE EVACUACION
F6	PUERTA DE 1 HOJA BATENTE CONTRAPLACADA EN MDF CON PLATINA DE ACCESO EN AMBOS CAROS	1.00	2.00	SALA DESDORMITADOS
F7	PUERTA DE 1 HOJA BATENTE METALICA CONTRAPLACADA CON BARRAS ANTIPANICO	1.80	2.00	GRUPIC ELECTROGENO
F8	PUERTA CON 1 HOJA BATENTE CON REJILLA DE VENTILACION	1.00	2.00	INSTALACIONES SERVICIO
C1	PUERTA DE 1 HOJA CORREDEZA CONTRAPLACADA EN MDF	1.38	2.00	SALA ESTAR DEL FLAT D
C2	PUERTA DE 1 HOJA CORREDEZA CONTRAPLACADA EN MDF	0.70	2.00	BANOS VIVIENDAS DUPLEX/DUPLEX B
C3	PUERTA DE 1 HOJA CORREDEZA CONTRAPLACADA EN MDF	0.75	2.00	BANOS 2 FLAT C
C4	PUERTA CORREDEZA CONTRAPLACADA EN MDF	0.80	2.00	BANOS DE SERVICIO
E1	PUERTA PLEGABLE CONTRAPLACADA EN MDF 4 PAROS	5.75	2.00	SALA REUNIONES/ SALA JUEGOS
E1	PUERTA DE 1 HOJA BATENTE CON MALLA METALICA	1.00	2.00	ACCESO DE SERVICIO A VIVIENDAS
101	PUERTA DE 1 HOJA BATENTE CON BASTIDOR Y CELOSIA METALICA	3.91	2.50	ACCESO A ESPACIOBARRIDOS
102	PUERTA DE 2 HOJAS BATENTES CON BASTIDOR Y CELOSIA METALICA	1.73	2.50	SUBESTACION
103	PUERTA DE 1 HOJA BATENTE CON BASTIDOR Y CELOSIA METALICA	0.90	2.50	INGRESO PEATONAL
104	PUERTA DE 1 HOJA BATENTE CON BASTIDOR Y CELOSIA METALICA	3.07	2.50	INGRESO AUTOMOVILES

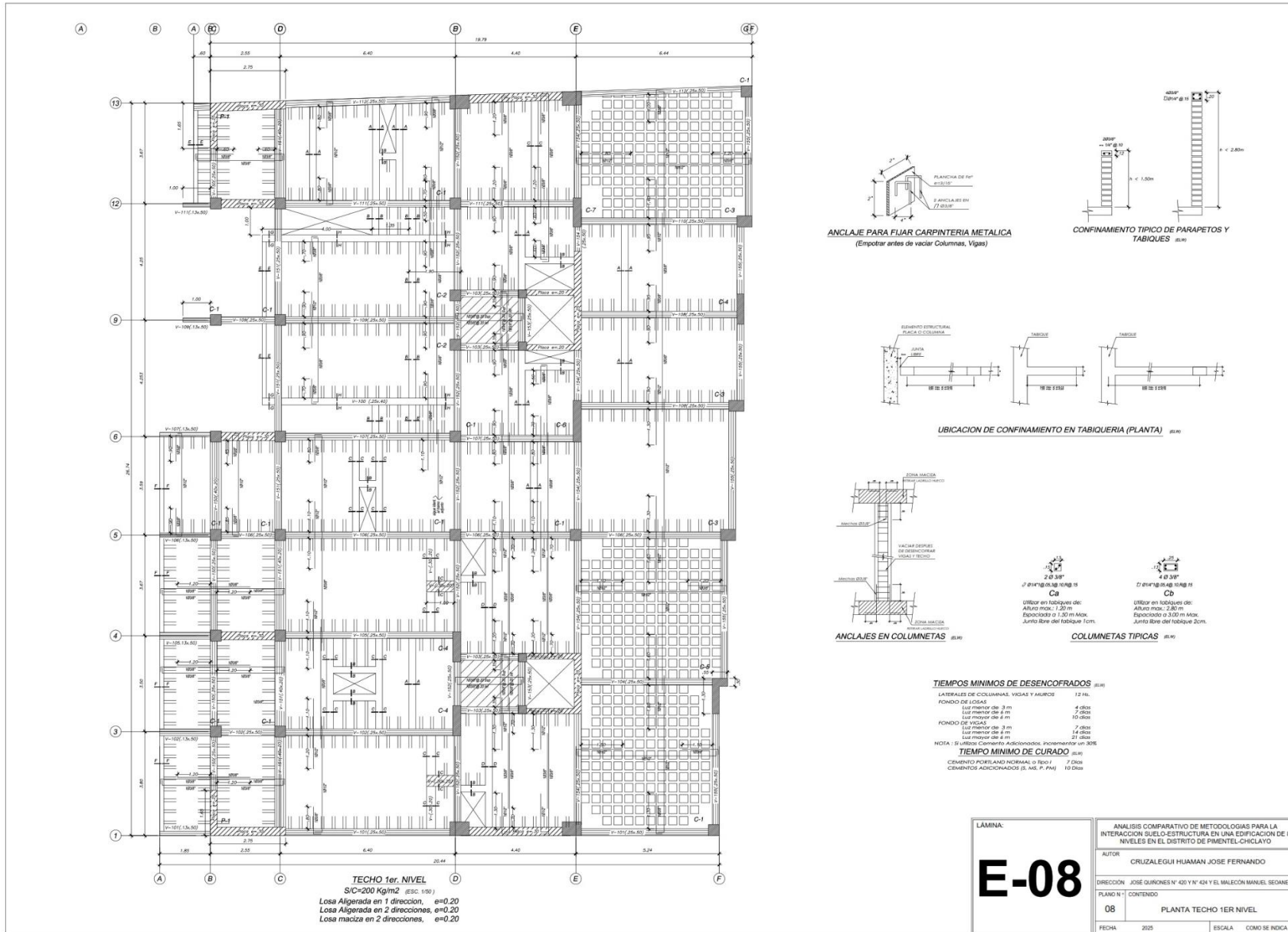
CUADROS DE VANOS VENTANAS				
COD.	DESCRIPCION	ANCH.	ALT.	UBICACION
V11	1 PANGO FLUO Y 1 PANGO PEGANTE CRISTAL TEMPLADO 8 MM PERIFERIA DE ALUMINIO	1.60	2.70	DORMITORIOS DE SERVICIO
V2	2 PANGOS PEGANTES DE CRISTAL TEMPLADO 8 MM PERIFERIA DE ALUMINIO	1.20	2.70	COCHINA FLAT D
V3	1 PANGO FLUO Y 1 PANGO PEGANTE CRISTAL TEMPLADO 8 MM PERIFERIA DE ALUMINIO	1.70	2.70	COCHINA FLAT D
V4	1 PANGO FLUO DE CRISTAL TEMPLADO 8 MM PERIFERIA DE ALUMINIO	0.60	0.90	COCHINA DUPLEX A/B
V5	1 VENTANA CON CELOSIA DE PLATINAS DE ALUMINIO	1.00	1.00	DEPOSITO GRUPO ELECTROGENO

CUADROS DE VANOS MAMPARAS				
COD.	DESCRIPCION	ANCH.	ALT.	UBICACION
M1	MAMPARA CRISTAL TEMPLADO 8 MM PERIFERIA DE ALUMINIO CON PUERTAS CORREDEZAS	2.00	3.70	DORMITORIO A DORMITORIO B
M2	MAMPARA CRISTAL TEMPLADO 8 MM PERIFERIA DE ALUMINIO CON PUERTAS CORREDEZAS	3.00	3.70	DORMITORIO 4 FLAT D
M3	MAMPARA CRISTAL TEMPLADO 8 MM 2 PANGOS FLUOS PERIFERIA DE ALUMINIO	3.10	3.70	COCHINAS DUPLEX A/ DUPLEX B
M4	MAMPARA CRISTAL TEMPLADO 8 MM PERIFERIA DE ALUMINIO CON PUERTAS CORREDEZAS	3.40	3.70	DORMITORIOS 1 DEL FLAT D DORMITORIO 1 DUPLEX A/DUPLEX B
M5	MAMPARA CRISTAL TEMPLADO 8 MM PERIFERIA DE ALUMINIO PUERTAS CORREDEZAS	3.95	3.70	COMEDOR Y SALA DEL FLAT D
M5	MAMPARA CRISTAL TEMPLADO 8 MM PERIFERIA DE ALUMINIO 4 PANGOS PLEGADOS	3.95	3.70	COMEDOR Y SALA DEL FLAT 2 SALA COMEDOR DE FLAT A/FLAT B
M6	MAMPARA CRISTAL TEMPLADO 8 MM PERIFERIA DE ALUMINIO CON PUERTAS CORREDEZAS	3.27	3.70	DORMITORIO 1 DEL FLAT B/ DUPLEX D DORMITORIO 2 DEL FLAT D
M7	MAMPARA CRISTAL TEMPLADO 8 MM 4 PANGOS FLUOS Y 4 PLEGABLES	3.43	3.60	SALA COMEDOR DUPLEX A/DUPLEX B
M8	MAMPARA CRISTAL TEMPLADO 8 MM 4 PANGOS FLUOS Y 4 PLEGABLES	3.95	3.60	SALA COMEDOR DUPLEX D/ DUPLEX D
M9	MAMPARA CRISTAL TEMPLADO 8 MM 4 PANGOS PLEGABLES	3.22	3.70	DORMITORIO 4 DUPLEX D
M10	MAMPARA CRISTAL TEMPLADO 8 MM 4 PANGOS PLEGABLES	3.35	3.70	SALA COMEDOR Y DORMITORIO 1 FLAT C
M11	MAMPARA CRISTAL TEMPLADO 8 MM 4 PANGOS PLEGABLES	3.20	3.70	DORMITORIO 2 FLAT C
M12	MAMPARA CRISTAL TEMPLADO 10 MM 2 PANGOS FLUOS Y 2 BATENTES	2.92	3.70	RECEPCION/LOBBY
M13	MAMPARA CRISTAL TEMPLADO 10 MM 1 PANGO FLUO Y 1 BATENTE	1.71	2.70	INGRESO A GIMNASIO
M14	MAMPARA CRISTAL TEMPLADO 10 MM 1 PANGO FLUO Y 2 BATENTES	3.63	2.70	SALA DE JUEGOS
M15	MAMPARA CRISTAL TEMPLADO 10 MM 2 PANGOS FLUOS Y 2 BATENTES	4.54	2.40	SALA JUEGOS
M16	MAMPARA CRISTAL TEMPLADO 10 MM 2 PANGOS FLUOS Y 2 BATENTES	5.59	2.70	SALA DE REUNIONES
M17	MAMPARA CRISTAL TEMPLADO 10 MM 3 PANGOS FLUOS Y 2 BATENTES	4.85	2.40	SALA DE REUNIONES
M17	MAMPARA CRISTAL TEMPLADO 10 MM 1 PANGO FLUO	0.51	2.40	SALA DE REUNIONES
M18	MAMPARA CRISTAL TEMPLADO 10 MM 3 PANGOS FLUOS	2.98	2.40	RECEPCION
M19	MAMPARA CRISTAL TEMPLADO 10 MM 3 PUERTAS CORREDEZAS	3.12	3.70	GIMNASIO
M20	MAMPARA CRISTAL TEMPLADO 10 MM 3 PANGOS FLUOS	7.40	1.90	PATIO DUPLEX D
M21	MAMPARA CRISTAL TEMPLADO 10 MM 2 PANGOS FLUOS	4.15	1.90	PATIO DUPLEX C
M22	MAMPARA CRISTAL TEMPLADO 10 MM 5 PANGOS FLUOS	10.80	1.90	PATIO FLAT C

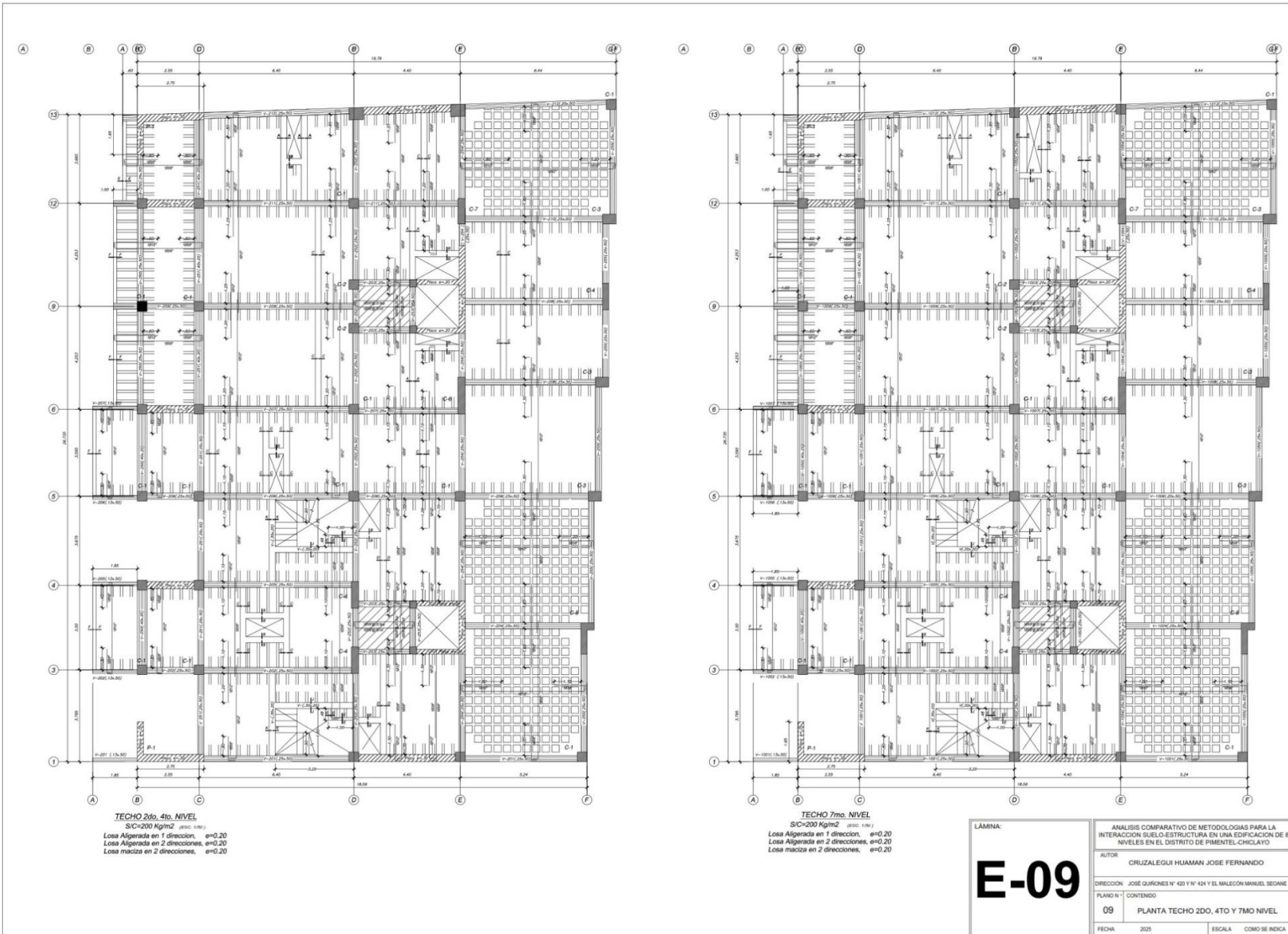
<b>A-09</b>	LÁMINA:		ANÁLISIS COMPARATIVO DE METODOLOGÍAS PARA LA INTERVENCIÓN EN EL SISTEMA DE EDIFICACIÓN EN NIVELES EN EL DISTRITO DE PIMENTEL CHICLAYO	
	AUTOR:		CRUZALCQUI HUAMAN, JOSE FERNANDO	
	DIRECCIÓN:		JOSÉ DUARTE N° 433 Y N° 424 Y EL MALECÓN MANUEL BORGES	
	FOLIO N°:		CONTENIDO	
	FECHA:		2021	
		ESCALA: 1/300		

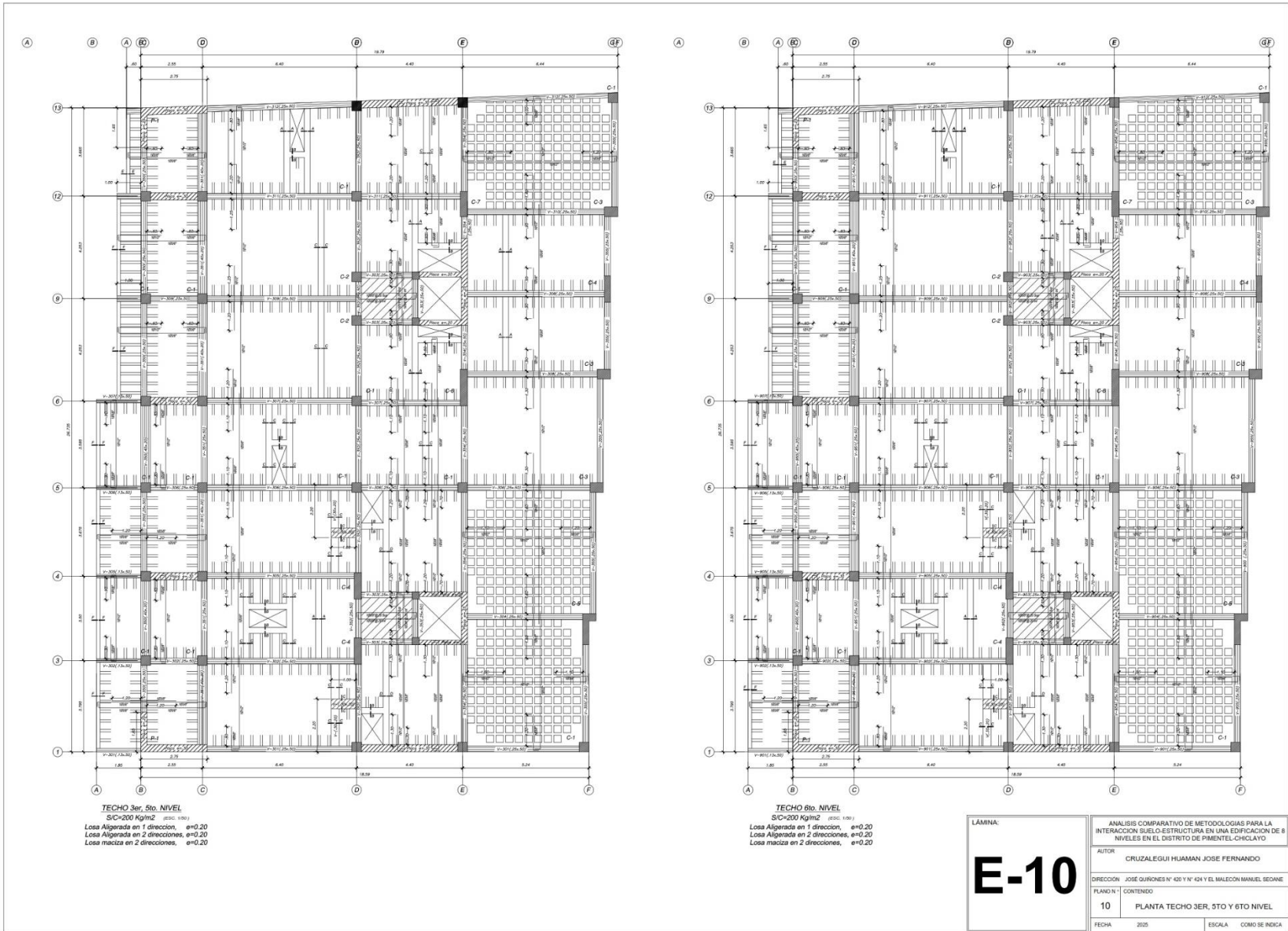
Anexo N°4: Planos de estructuras.





<b>E-08</b>	LÁMINA:	ANÁLISIS COMPARATIVO DE METEOROLOGÍAS PARA LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN UNA EDIFICACIÓN DE 8 NIVELES EN EL DISTRITO DE PIMENTEL-CHICLAYO
	AUTOR:	CRUZALEGUI HUAMAN JOSE FERNANDO
	DIRECCIÓN:	JOSÉ QUIONES N° 40 Y N° 424 Y EL MALECÓN MANUEL BEAUNE
	PLANO N°:	CONTENIDO
	08	PLANTA TECHO 1ER NIVEL
FECHA:	2025	ESCALA: COMO SE INDICA





**E-10**

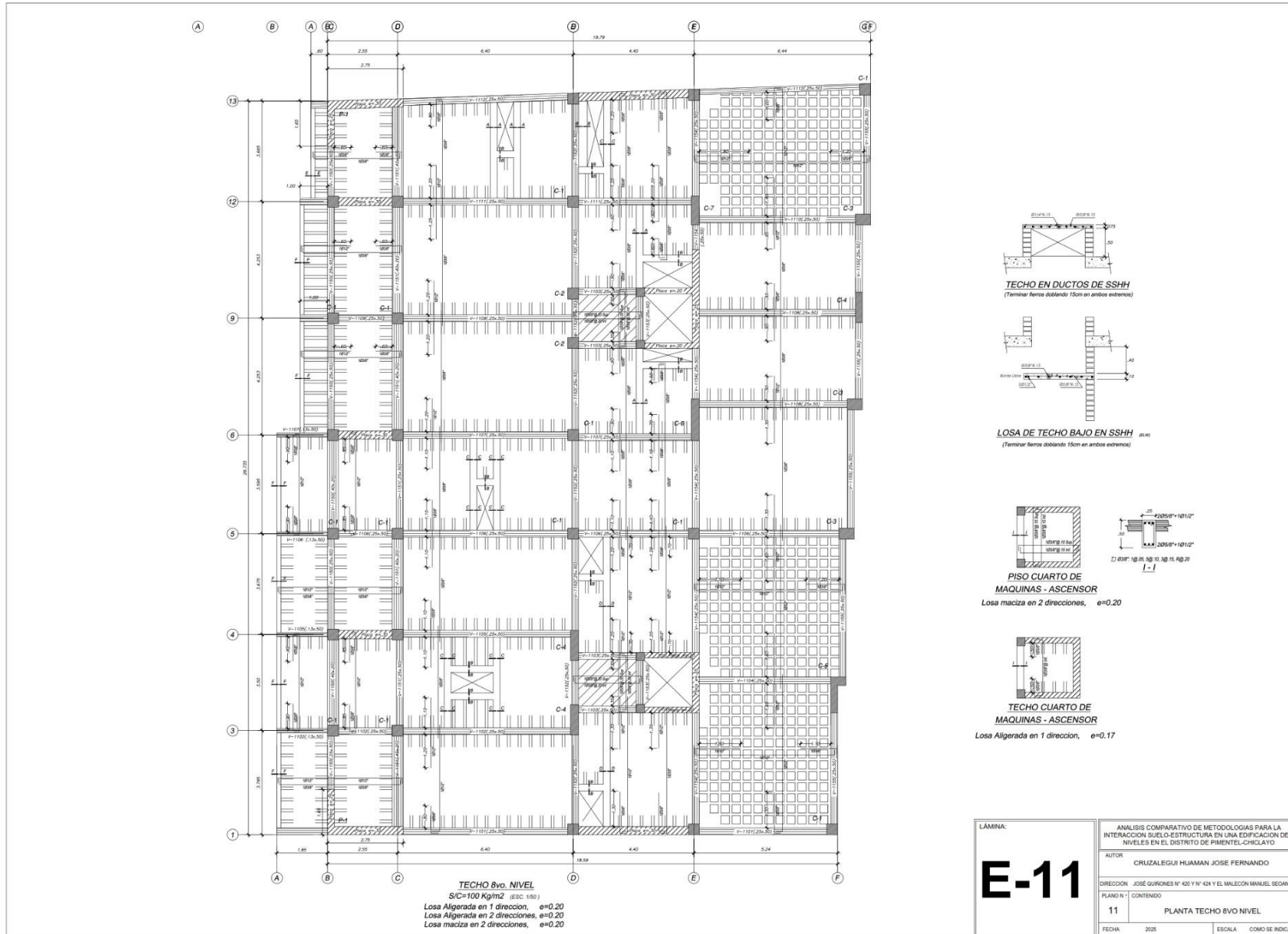
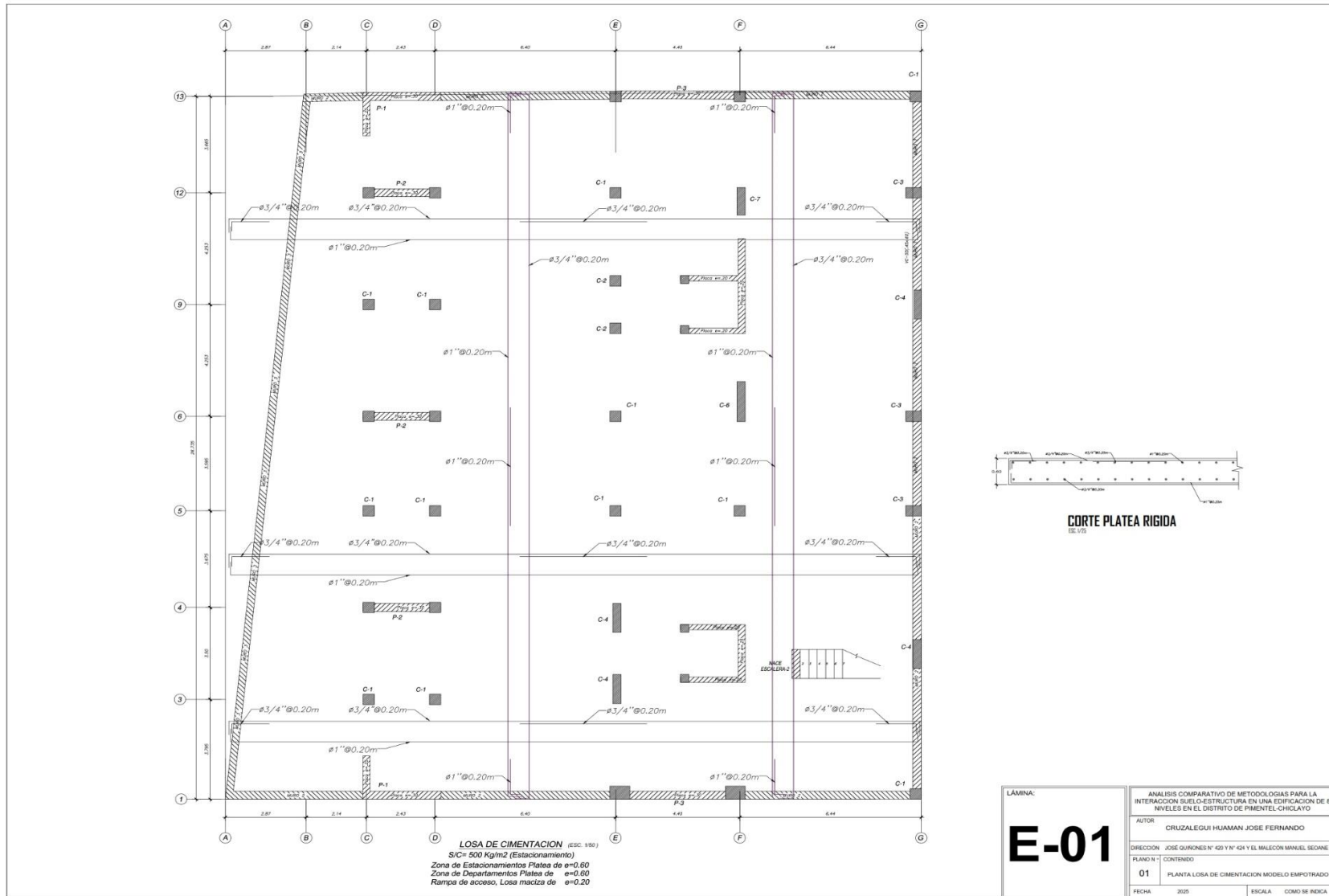


LÁMINA:		ANÁLISIS COMPARATIVO DE METODOLOGÍAS PARA LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN UNA EDIFICACIÓN DE 8 NIVELES EN EL DISTRITO DE PIMENTEL-CHICLAYO	
<b>E-11</b>		AUTOR	CRUZALEGUI HUAMAN JOSE FERNANDO
		DIRECCIÓN	JOSE QUINONES N° 428 Y N° 424 Y EL MALECON MANUEL SEDANE
PLANO N° 1		CONTENIDO	
11		PLANTA TECHO 8VO NIVEL	
FECHA:	2025	ESCALA:	COMO SE INDICA

Anexo N°5: Planos de diseño de plateas de cimentación por cada metodología.



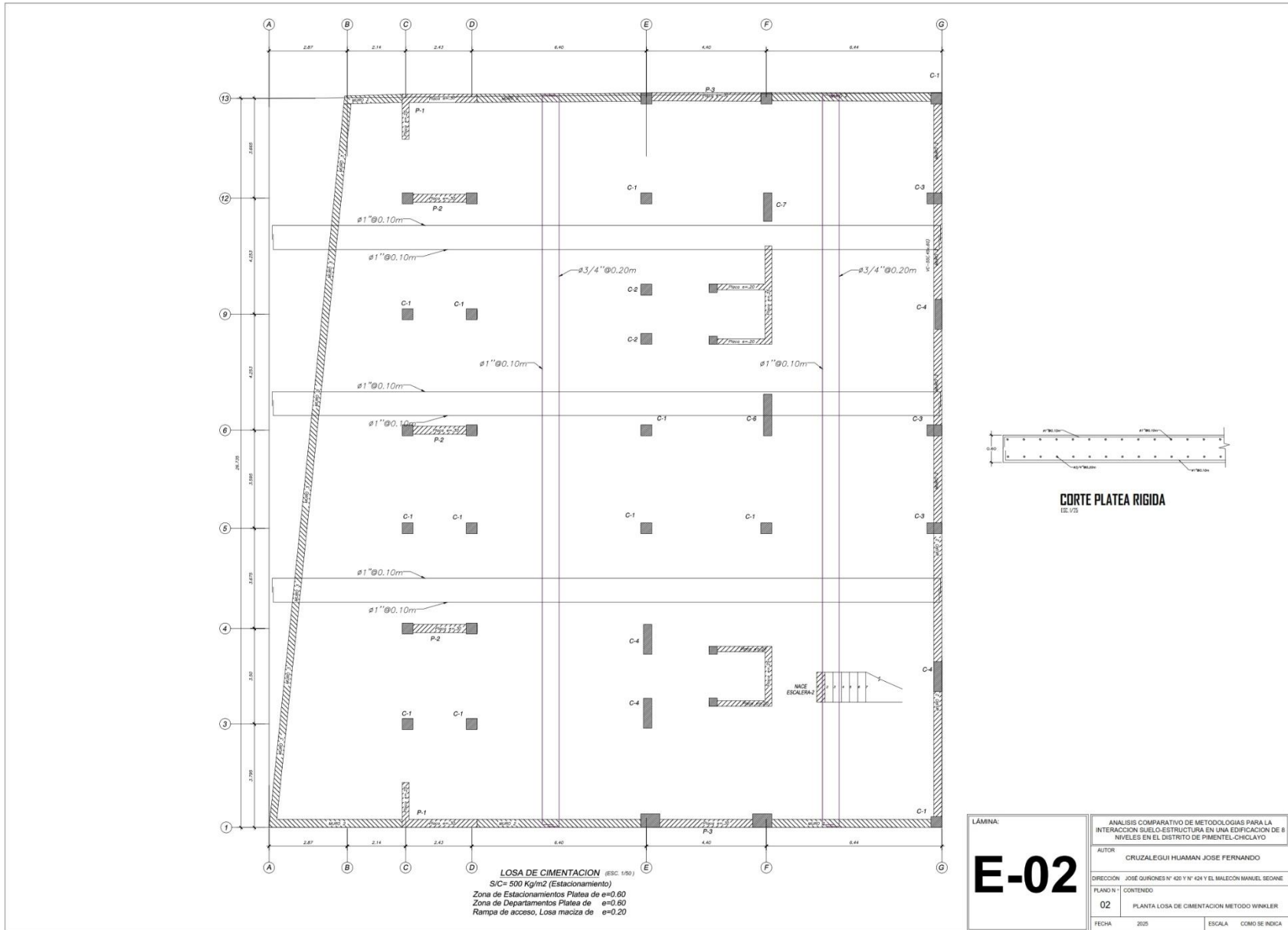
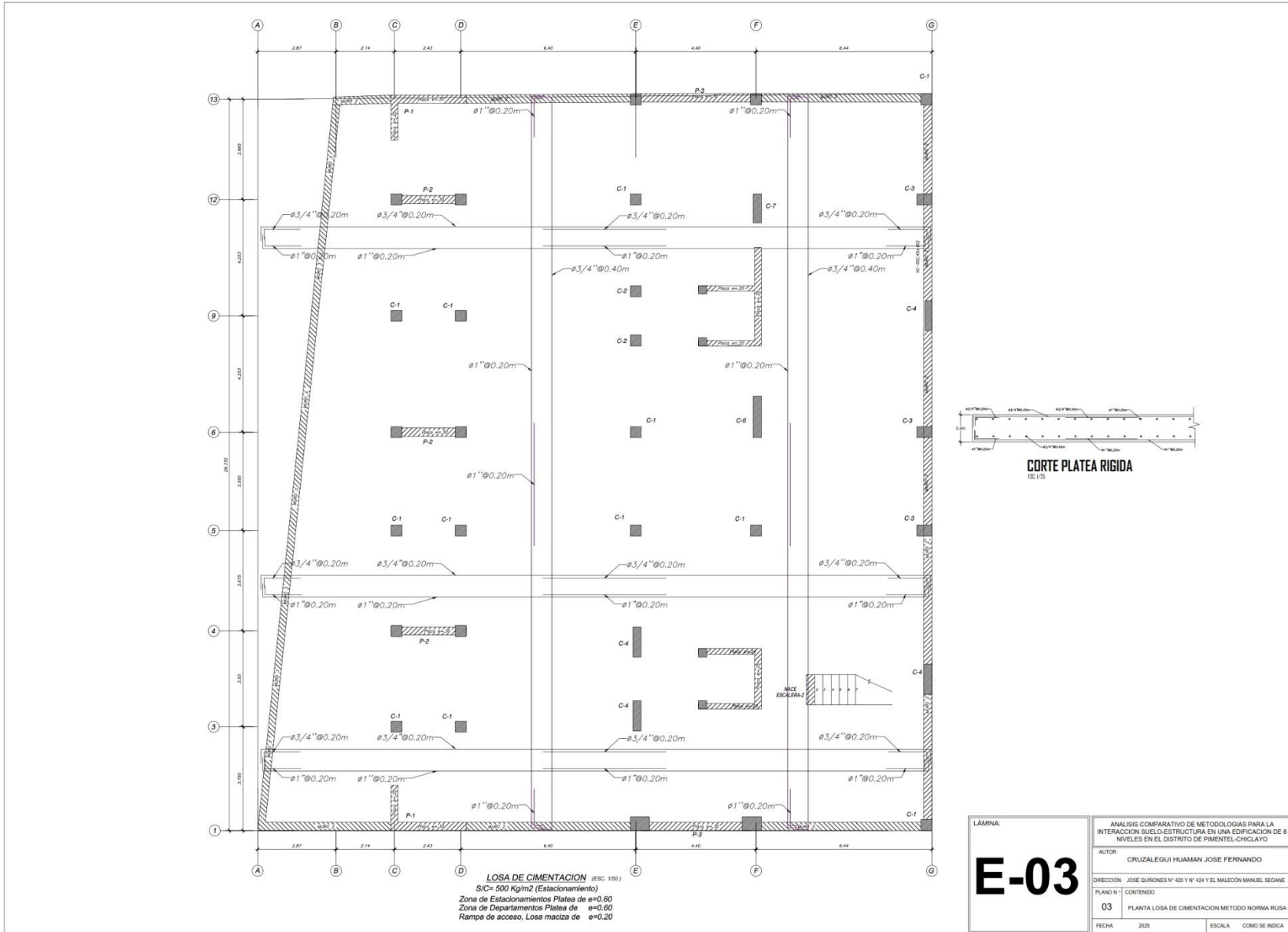
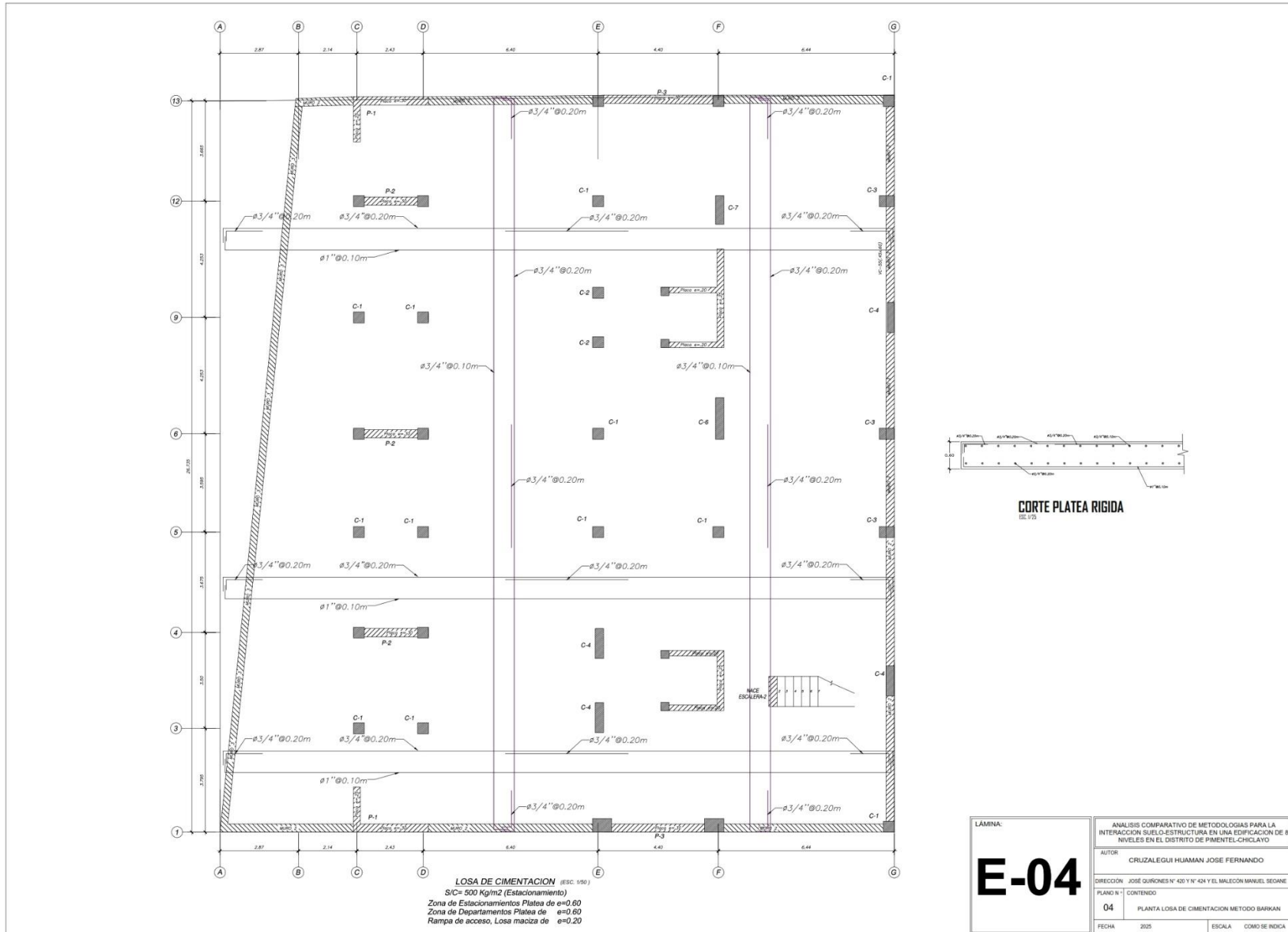
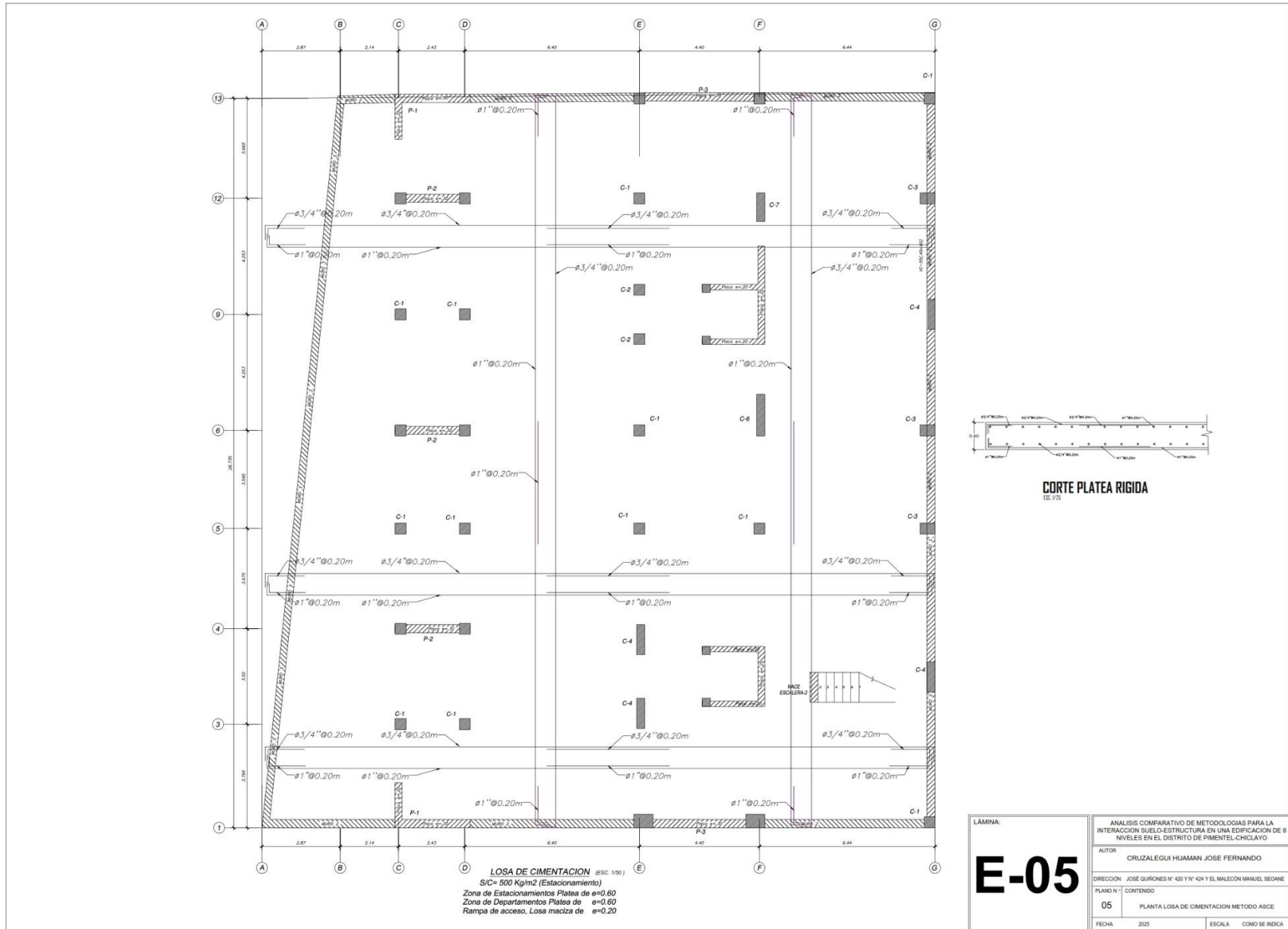


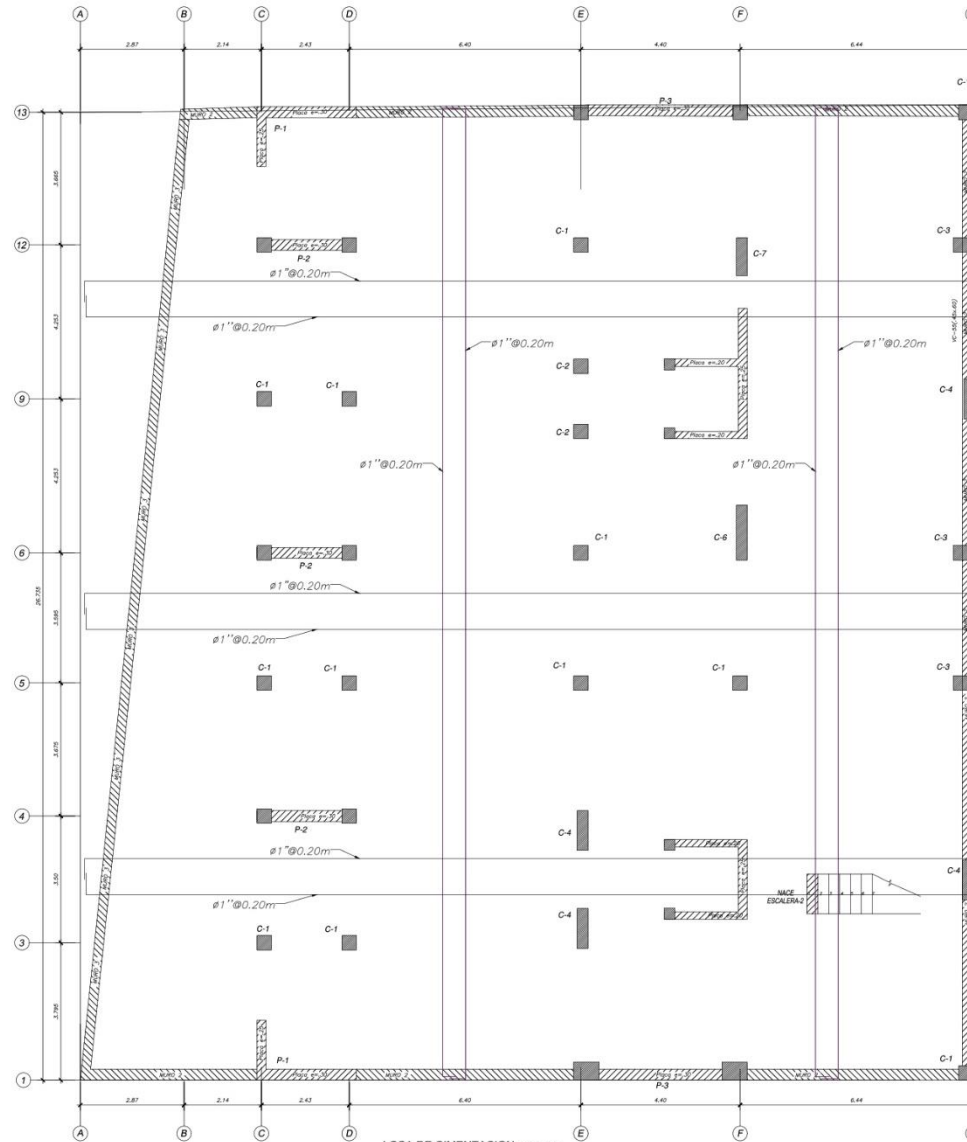
LÁMINA:		ANÁLISIS COMPARATIVO DE METODOLOGÍAS PARA LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN UNA EDIFICACIÓN DE 8 NIVELES EN EL DISTRITO DE PIMENTEL-CHICLAYO	
<b>E-02</b>		AUTOR:	CRUZALEGUI HUAMAN JOSE FERNANDO
		DIRECCIÓN:	JOSE QUIONES N° 425 Y N° 424 Y EL MALECON MANUEL SEDANE
PLANO N°:	02	CONTENIDO:	PLANTA LOSA DE CIMENTACION METODO WINKLER
FECHA:	2025	ESCALA:	COMO SE INDICA



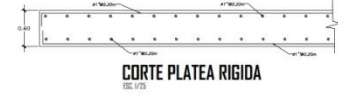


<b>LÁMINA:</b>		ANÁLISIS COMPARATIVO DE METODOLOGÍAS PARA LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN UNA EDIFICACIÓN DE 8 NIVELES EN EL DISTRITO DE PIMENTEL-CHICLAYO	
<b>E-04</b>		AUTOR:	CRUZALEGUI HUAMAN JOSÉ FERNANDO
		DIRECCIÓN:	JOSÉ QUIRÓNES N° 401 Y N° 424 Y EL MALECON MANUEL BOCANE
PLANO N°	CONTENIDO		
04	PLANTA LOSA DE CIMENTACIÓN METODO BARRKAN		
FECHA:	2025	ESCALA:	COMO SE INDICA






**LOSA DE CIMENTACION** (ESC: 1/50)  
 S/C= 500 Kg/m<sup>2</sup> (Estacionamiento)  
 Zona de Estacionamientos Platas de  $\phi=0.60$   
 Zona de Departamentos Platas de  $\phi=0.60$   
 Rampa de acceso, Losa maciza de  $\phi=0.20$



<b>E-06</b>	LÁMINA:		ANÁLISIS COMPARATIVO DE METODOLOGÍAS PARA LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN UNA EDIFICACIÓN DE 8 NIVELES EN EL DISTRITO DE PIMENTEL-CHICLAYO	
	AUTOR:		CRUZALEGUI HUMAN JOSE FERNANDO	
	DIRECCIÓN:		JOSE GUÍRQUEN N° 420 Y N° 424 Y EL MALECÓN MANUEL SEDANE	
	PLANO N°:		CONTENIDO	
06		PLANTA LOSA DE CIMENTACION POR ELEMENTOS FINITOS		
FECHA:		2025		
ESCALA:		COMO SE INDICA		

## Anexo N°6: Resultados de ensayos de laboratorio.



**USAT**  
Universidad Católica  
Santo Toribio de Mogrovejo

**UNIVERSIDAD CATOLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO**  
**ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL**

- LABORATORIO DE ENSAYO DE MATERIALES, SUELOS Y PAVIENTOS
- CONCRETO Y ASFALTO

INFORME N° LEM USAT 003-2025-II

FECHA: 20 de octubre 2025

### VALIDACIÓN DE ENSAYOS DE LABORATORIO

**ESTUDIANTE:** Jose Fernando Cruzalegui Huamán

**TITULO DE LA TESIS:** Análisis comparativo de metodologías para la interacción suelo-estructura en una edificación de 8 niveles en el distrito de Pimentel-Chiclayo.

El que suscribe, responsable del laboratorio de Ingeniería Civil, verifica y da conformidad que los siguientes ensayos de laboratorio realizados por el indicado estudiante se han efectuado en las instalaciones de la USAT, asimismo valida los ensayos realizados fuera de nuestras instalaciones siempre que no se puedan realizar en esta universidad:

- Ensayo de penetración estándar
- Contenido de humedad
- Limite líquido, limite plástico e índice de plasticidad
- Análisis granulométrico
- Peso específico relativo de sólidos
- Peso volumétrico de suelos cohesivos
- Ensayo para la determinación del contenido de sales solubles en suelos y aguas subterráneas
- Ensayo para la determinación de cloruros solubles
- Ensayo para la resistencia a la compresión no confinada de suelos cohesivos

Se alcanza al interesado para los fines pertinentes.

Observación: Adjunto



Henry Rivadeneyra Oblitas  
Responsable de Lab Ing. Civil

Título: Cruzalegui Huaman Jose Fernando  
 Escuela: Ingeniería Civil  
 Tema: "Análisis comparativo de metodologías para la interacción suelo-estructura en una edificación de 8 niveles en el distrito de Pimental-Chiclayo"  
 Lugar: Distrito de Pimental, Chiclayo, Lambayeque  
 SPT: SPT-01

PROF. (m)	Q adm kg/cm <sup>2</sup>	φ	CLASIFICACIÓN		CONT. HUMEDAD (%)	Z	SPT-01		DESCRIPCIÓN Y CLASIFICACIÓN DEL MATERIAL
			SÍMBOLO	GRÁFICO			NUMERO DE GOLPES		
0.30							0 50 100 150	Material descontrolado de desmante	
-0.50			SM		14.00%	2	9		<b>M-01</b> Arena Limosa Límite líquido NP Índice plástico NP Humedad natural 14.00%
-1.00	0.52	29.71				4			
-1.45						3			
-1.90	1.09	32.64	CL-ML		14.90%	5	15	<b>M-02</b> Arcilla Limo Arenosa de baja Plasticidad Límite líquido 23.21% Índice plástico 5.83% Humedad natural 14.90%	
-2.35	0.99	33.14				6			
-2.80	1.12	33.58				7			
-3.25	1.12	35.11				7			
-3.70	1.73	38.22				8			
-4.15	1.79	38.97	SC		12.40%	8	23	<b>M-03</b> Arena Arcillosa Límite líquido 26.41% Índice plástico 18.20% Humedad natural 22.30%	
-4.60	2.23	46.17				12			
-5.05	1.24	37.36				10			
-5.50	1.09	40.34				12			
-5.95	1.05	38.11				11			
-6.40	1.22	37.78	SC		12.70%	17	46	<b>M-04</b> Arena Arcillosa Límite líquido 22.19% Índice plástico 9.25% Humedad natural 12.70%	
-6.85	2.13	43.89				19			
-7.30						22			
-7.75			15	59	12.70%	21	71		
-8.20			25						
-8.65			25						
-9.10			19	59	12.70%	25	74		
-9.55			22						
-10.00			25						
-10.45			16	59	12.70%	25	74		
-10.90			18						
-11.35			20						
-11.80			22	44	12.70%	22	44		
-12.25			22						
-12.70			50						
-13.15			35	115	12.70%	35	115		
-13.60			50						
-14.05			50						

*Henry Rivas de la Cruz*  
 Obilias  
 Tec. Laboratorio USAT

LABORATORIO DE SUELOS, CONCRETO Y MATERIAS PLÁSTICAS  
**USAT**  
 UNIVERSIDAD DE CHICLAYO  
 TÉCNICO DE LABORATORIO



UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO  
 FACULTAD DE INGENIERÍA  
 ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL  
 LABORATORIO DE SUELOS, CONCRETO Y ENSAYOS DE MATERIALES



Tesista : Cruzalegui Huaman Jose Fernando  
 Escuela : Ingeniería Civil  
 Tesis : Análisis comparativo de metodologías para la interacción suelo-estructura en una edificación de 8 niveles en el distrito de Pimentel-Chiclayo  
 Lugar : Distrito de Pimentel, Chiclayo, Lambayeque  
 Fecha de emisión : Chiclayo, 19 de junio del 2025

ENSAYO : SUELO. Método de ensayo para el análisis granulométrico  
 : SUELO. Método de ensayo para determinar el límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad del suelo  
 : SUELOS. Métodos de ensayo para determinar el contenido de humedad de un suelo. 1a. ed.  
 NORMA DE REFERENCIA : N.T.P. 399.128 : 1999  
 : N.T.P. 399.131  
 : N.T.P. 399.127: 1998

Calicata: SPT-01

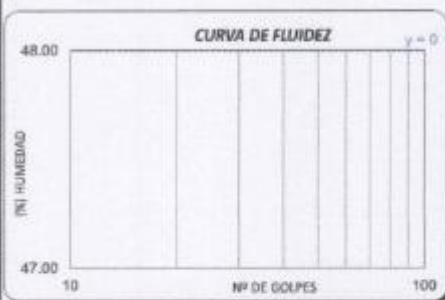
Muestra: M-1

Profundidad: 0.00m. - 1.45m.

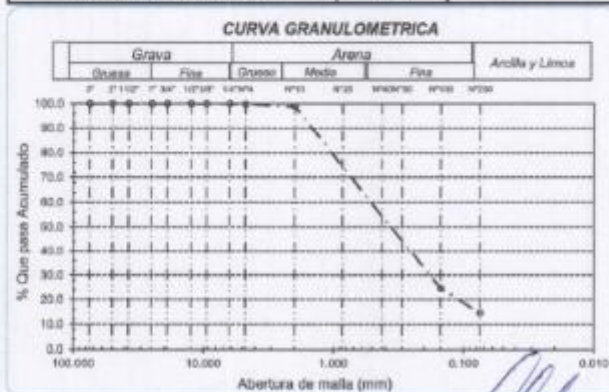
Análisis Granulométrico por tamizado			
N° Tamiz	Abertura (mm)	% Acumulados Retenido	% Acumulados Que pasa
3"	75.000	0.0	100.0
2"	50.000	0.0	100.0
1 1/2"	37.500	0.0	100.0
1"	25.000	0.0	100.0
3/4"	19.000	0.0	100.0
1/2"	12.500	0.0	100.0
3/8"	9.500	0.0	100.0
1/4"	6.300	0.0	100.0
N° 4	4.750	0.2	99.8
N° 10	2.000	1.1	98.9
N° 20	0.850	2.7	97.3
N° 50	0.300	5.9	94.1
N° 100	0.150	75.3	24.7
N° 200	0.075	85.5	14.5

Distribución granulométrica		Límite líquido (LL)		NP
% Grava	G.G. %	0.0		NP
	G.F. %	0.2	0.2	NP
% Arena	A.G. %	0.9		NP
	A.M. %	3.9		
	A.F. %	81.1	85.3	SM
% Arcilla y Limo		14.5	14.5	Arena limosa
Total		100.0		Clasificación (AASH/TC)
Contenido de Humedad		14.0		BUENO
				Descripción
				A-2-4 (0)



Ensayo de Límite de Atterberg



Henry Ribadeneyra Obispo  
 Tec. Laboratorio USAT



UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO  
 FACULTAD DE INGENIERÍA  
 ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL  
 LABORATORIO DE SUELOS, CONCRETO Y ENSAYOS DE MATERIALES



Tesieta : Cruzalegui Husman Jose Fernando  
 Escuela : Ingeniería Civil  
 Tesis : Análisis comparativo de metodologías para la interacción suelo-estructura en una edificación de 6 niveles en el distrito de Pimentel-Chicklayo  
 Lugar : Distrito de Pimentel, Chiclayo, Lambayeque  
 Fecha de emisión : Chiclayo, 15 de junio del 2025

ENSAYO : SUELO. Método de ensayo para el análisis granulométrico  
 : SUELO. Método de ensayo para determinar el límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad del suelo  
 : SUELOS. Métodos de ensayo para determinar el contenido de humedad de un suelo. 1ª. ed.  
 NORMA DE REFERENCIA : N.T.P. 399.128 : 1999  
 : N.T.P. 399.131  
 : N.T.P. 399.127 : 1998

Calicata: SPT-01

Muestra: M-2

Profundidad: 1.45m. - 2.80m.

Análisis Granulométrico por tamizado			
N° Tamiz	Abertura (mm)	% Acumulados Retenido	Que pasa
3"	75.000	0.0	100.0
2"	50.000	0.0	100.0
1 1/2"	37.500	0.0	100.0
1"	25.000	0.0	100.0
3/4"	19.000	0.0	100.0
1/2"	12.500	0.0	100.0
3/8"	9.500	0.0	100.0
1/4"	6.300	0.0	100.0
N° 4	4.750	1.5	98.5
N° 10	2.000	3.9	96.1
N° 20	0.850	10.9	89.1
N° 50	0.300	23.5	76.4
N° 100	0.150	36.3	63.7
N° 200	0.075	40.7	59.3

Distribución granulométrica		
% Grava	G.O. %	0.0
	G. F %	1.5
	A.G %	2.4
% Arena	A.M %	12.8
	A.F %	34.0
	Total	59.3
% Arcilla y Limo		59.3
Total		100.0

Ensayo de Límite de Atterberg	
Límite líquido (LL)	23.21 (%)
Límite Plástico (LP)	17.58 (%)
Índice Plástico (IP)	5.63 (%)
Clasificación (S.U.C.S.)	CL-ML
Descripción del suelo	
Arcilla limo arenosa de baja plasticidad	
Clasificación (AASHTO)	A-4 (5)
Descripción	
REGULAR-MALO	



Henry Rivasdeneyra Obillos  
 Tsc. Laboratorio USAT



UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO  
 FACULTAD DE INGENIERÍA  
 ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL  
 LABORATORIO DE SUELOS, CONCRETO Y ENSAYOS DE MATERIALES



Tesista : Cruzalegui Husman Jose Fernando  
 Escuela : Ingeniería Civil  
 Tesis : Análisis comparativo de metodologías para la interacción suelo-estructura en una edificación de 8 niveles en el distrito de Pimentel-Chichayo  
 Lugar : Distrito de Pimentel, Chichayo, Lambayeque  
 Fecha de emisión : Chichayo, 13 de junio del 2023

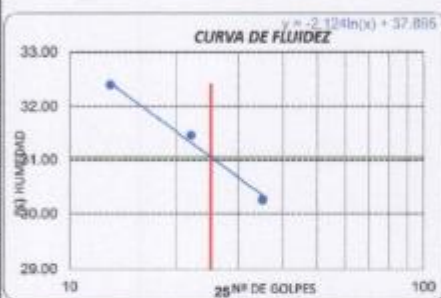
ENSAYO : SUELO. Método de ensayo para el análisis granulométrico  
 : SUELO. Método de ensayo para determinar el límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad del suelo  
 : SUELOS. Métodos de ensayo para determinar el contenido de humedad de un suelo. 1a. ed.  
 NORMA DE REFERENCIA : N.T.P. 399.128 : 1999  
 : N.T.P. 389.131  
 : N.T.P. 339.127: 1998

Calicata: SPT-01 Muestra: M-3 Profundidad: 2.80m. - 4.60m.

Análisis Granulométrico por tamizado			
N° Tamiz	Abertura (mm)	% Acumulados Retenido	Que pasa
3"	75.000	0.0	100.0
2"	50.000	0.0	100.0
1 1/2"	37.500	0.0	100.0
1"	25.000	0.0	100.0
3/4"	19.000	0.0	100.0
1/2"	12.500	0.0	100.0
3/8"	9.500	0.0	100.0
1/4"	6.300	0.0	100.0
N° 4	4.750	9.7	90.3
N° 10	2.000	23.5	76.5
N° 20	0.850	35.4	64.6
N° 50	0.300	46.6	53.4
N° 100	0.150	59.1	40.9
N° 200	0.075	65.4	34.6

Distribución granulométrica		Ensayo de Límite de Atterberg	
% Grava	G.G. %	0.0	Límite líquido (LL)
	G.F. %	9.7	31.06 (%)
	A.G. %	13.8	Límite Plástico (LP)
% Arena	A.M. %	16.8	12.84 (%)
	A.F. %	25.1	Índice Plástico (IP)
		55.7	18.21 (%)
% Arcilla y Limo		34.6	Clasificación (S.U.C.S.)
Total		100.0	SC
			Descripción del suelo
			Arena arcillosa
			Clasificación (AASHTO)
			A-2-0 (2)
			Descripción
			REGULAR



Henry Rivasamayra Obitos  
 Tsc. Laboratorio USAT



UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO  
 FACULTAD DE INGENIERÍA  
 ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL  
 LABORATORIO DE SUELOS, CONCRETO Y ENSAYOS DE MATERIALES



Tesista : Cruzalegui Husman Jose Fernando  
 Escuela : Ingeniería Civil  
 Tesis : Análisis comparativo de metodologías para la interacción suelo-estructura en una edificación de 8 niveles en el distrito de Píemtel-Chiclayo  
 Lugar : Distrito de Píemtel, Chiclayo, Lambayeque  
 Fecha de emisión : Chiclayo, 13 de junio del 2025

ENSAYO : SUELO. Método de ensayo para el análisis granulométrico  
 : SUELO. Método de ensayo para determinar el límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad del suelo  
 : SUELOS. Métodos de ensayo para determinar el contenido de humedad de un suelo. 1a. ed.  
 NORMA DE REFERENCIA : N.T.P. 399.128 - 1999  
 : N.T.P. 399.131  
 : N.T.P. 339.127- 1998

Calicata: SPT-01 Muestra: M-4 Profundidad: 4.60m. - 6.85m.

Análisis Granulométrico por tamizado			
Nº Tamiz	Abertura (mm)	% Acumulados Retenido	Que pasa
3"	75.000	0.0	100.0
2"	50.000	0.0	100.0
1 1/2"	37.500	0.0	100.0
1"	25.000	0.0	100.0
3/4"	19.000	0.0	100.0
1/2"	12.500	0.0	100.0
3/8"	9.500	0.0	100.0
1/4"	6.300	0.0	100.0
Nº 4	4.750	1.2	98.8
Nº 10	2.000	11.2	88.8
Nº 20	0.850	33.8	66.2
Nº 60	0.300	49.7	51.3
Nº 100	0.150	62.8	37.2
Nº 200	0.075	70.4	29.6

Distribución granulométrica		Ensayo de Límite de Atterberg	
% Grava	0.0 %	Límite líquido (LL)	22.19 (%)
G. F %	1.2	Límite Plástico (LP)	12.94 (%)
A. G %	19.0	Índice Plástico (IP)	9.25 (%)
A. M %	29.8	Clasificación (S.U.C.S.)	SC
A. F %	29.4	Descripción del suelo	Arena arcillosa
% Arcilla y Limo	29.6	Clasificación (AASHTO)	A-2-4 (0)
Total	100.0	Descripción	BUENO

Contenido de Humedad	
	12.7



Henry Riosdenezgo Obitos  
 Tec. Laboratorio USAT

Testeta Cruzalegui Human Jose Fernando  
 Escuela Ingeniería Civil  
 Tema "Análisis comparativo de metodologías para la interacción suelo-estructura en una edificación de 8 niveles en el distrito de Pimentel-Chiclayo"  
 Lugar Distrito de Pimentel, Chiclayo, Lambayeque  
 NPT SPT-02

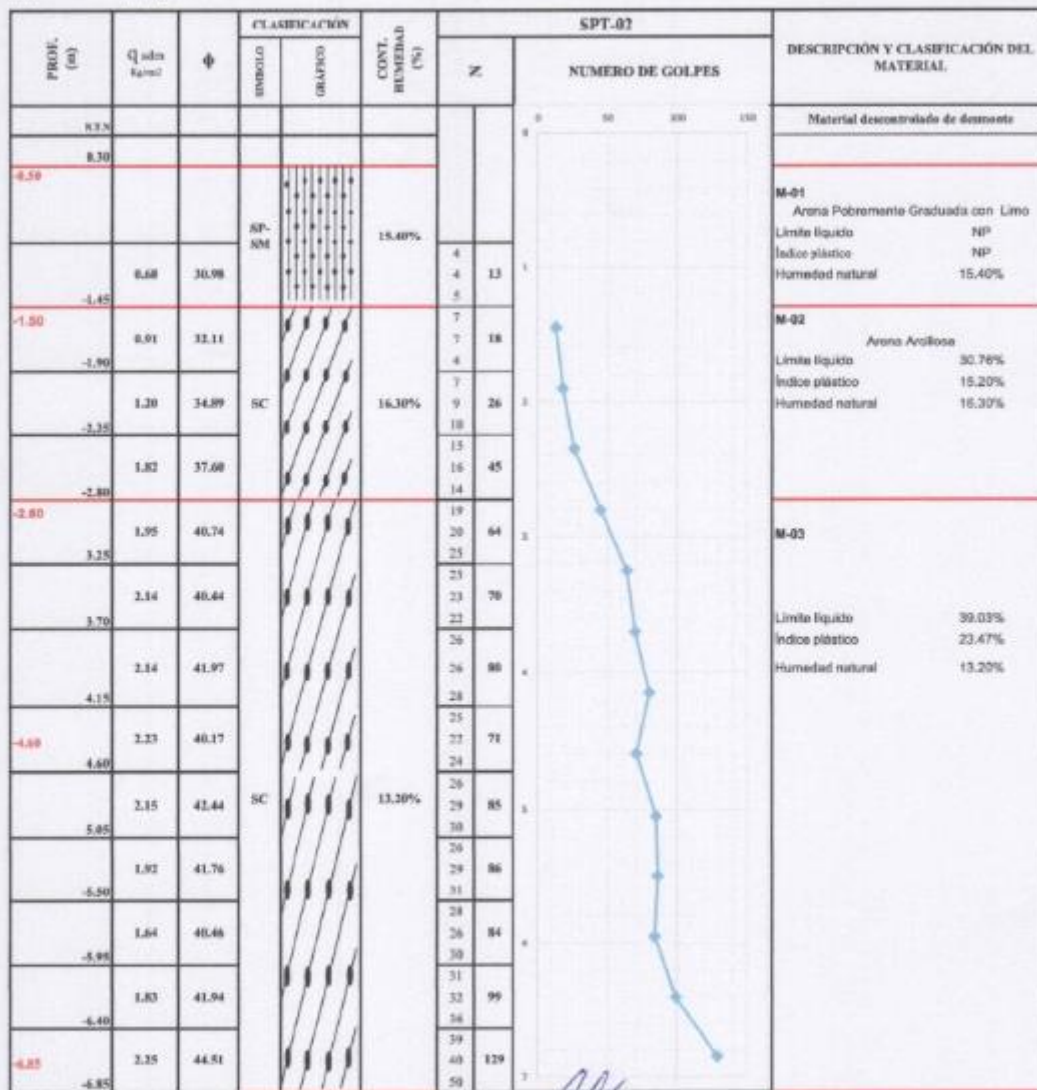


GRAFICO-SPT



UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO  
 FACULTAD DE INGENIERÍA  
 ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL  
 LABORATORIO DE SUELOS, CONCRETO Y ENSAYOS DE MATERIALES



Tesista : Cruzalegui Huaman Jose Fernando  
 Escuela : Ingeniería Civil  
 Tesis : Analisis comparativo de metodologias para la interaccion suelo-estructura en una edificación de 8 niveles en el distrito de Pimental Chiclayo  
 Lugar : Distrito de Pimental, Chiclayo, Lambayeque  
 Fecha de emisión : Chiclayo, 13 de junio del 2025

ENSAYO : SUELO. Método de ensayo para el análisis granulométrico  
 : SUELO. Método de ensayo para determinar el límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad del suelo  
 : SUELOS. Métodos de ensayo para determinar el contenido de humedad de un suelo. 1a. ed.  
 NORMA DE REFERENCIA : N.T.P. 399.125 : 1999  
 : N.T.P. 399.131  
 : N.T.P. 339.127: 1998

Calicata: SPT-02

Muestra: M-1

Profundidad: 0.10m. - 1.45m.

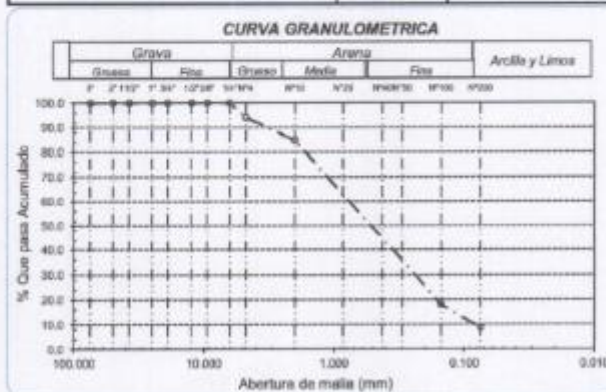
Análisis Granulométrico por tamizado			
N° Tamiz	Abertura (mm)	% Acumulados Retenido	Que pasa
3"	75.000	0.0	100.0
2"	50.000	0.0	100.0
1 1/2"	37.500	0.0	100.0
1"	25.000	0.0	100.0
3/4"	19.000	0.0	100.0
1/2"	12.500	0.0	100.0
3/8"	9.500	0.0	100.0
1/4"	6.300	0.0	100.0
Nº 4	4.750	5.9	94.1
Nº 10	2.000	15.1	84.9
Nº 20	0.850	25.8	74.2
Nº 50	0.300	43.3	56.7
Nº 100	0.150	82.1	17.9
Nº 200	0.075	91.2	8.8

Distribución granulométrica			
% Grava	G.S. %	G.F %	
	0.0	5.9	5.9
	9.2		
	17.9		
	38.2	85.3	
% Arcilla y Limo	8.8	8.8	
Total		100.0	

Ensayo de Límite de Atterberg	
Límite líquido (LL)	NP
Límite Plástico (LP)	NP
Índice Plástico (IP)	NP
Clasificación (S.U.C.S.)	SP-SM
Descripción del suelo	Arena pobremente graduada con limo
Clasificación (AASHTO)	A-3 (U)
Descripción	BUENO



Henry Rodenrys Obillos  
 Tec. Laboratorio USAT



UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO  
 FACULTAD DE INGENIERÍA  
 ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL  
 LABORATORIO DE SUELOS, CONCRETO Y ENSAYOS DE MATERIALES



Tesista : Cruzalegui Huaman Jose Fernando  
 Escuela : Ingeniería Civil  
 Tesis : Análisis comparativo de metodologías para la interacción suelo-estructura en una edificación de 8 niveles en el distrito de Pimental, Chiclayo  
 Lugar : Distrito de Pimental, Chiclayo, Lambayeque  
 Fecha de emisión : Chiclayo, 15 de junio del 2025

ENSAYO : SUELO. Método de ensayo para el análisis granulométrico  
 SUELO. Método de ensayo para determinar el límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad del suelo  
 NORMA DE REFERENCIA : SUELOS. Métodos de ensayo para determinar el contenido de humedad de un suelo. 1a. ed.  
 : N.T.P. 399.128 - 1999  
 : N.T.P. 399.131  
 : N.T.P. 399.127 - 1998

Calicata: SPT-02 Muestra: M-2 Profundidad: 1.45m. - 2.80m.

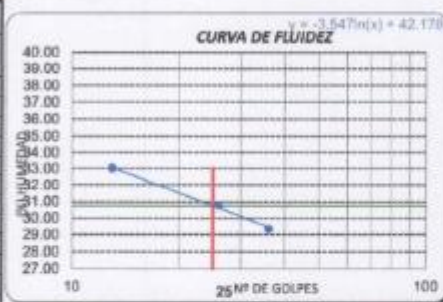
Análisis Granulométrico por tamizado			
N° Tamiz	Abertura (mm)	% Retenido	% Acumulados Que pasa
3"	75.000	0.0	100.0
2"	50.000	0.0	100.0
1 1/2"	37.500	0.0	100.0
1"	25.000	0.0	100.0
3/4"	19.000	0.0	100.0
1/2"	12.500	0.0	100.0
3/8"	9.500	0.0	100.0
1/4"	6.300	0.0	100.0
Nº 4	4.750	4.2	95.8
Nº 10	2.000	19.6	80.4
Nº 20	0.850	37.8	62.2
Nº 50	0.300	53.6	46.4
Nº 100	0.150	63.8	36.2
Nº 200	0.075	67.9	32.1

Distribución granulométrica	
% Grava	0.0
G.S. %	0.0
G.F. %	4.2
% Arena	15.4
A.G. %	24.8
A.F. %	23.5
% Arcilla y Limo	32.1
<b>Total</b>	<b>100.0</b>

Ensayo de Límite de Atterberg	
Límite líquido (LL)	30.76
Límite Plástico (LP)	15.56
Índice Plástico (IP)	15.20
Clasificación (S.U.C.S.)	SC
Descripción del suelo	Arena arcillosa
Clasificación (AASHTO)	A-2-6 (1)
Descripción	REGULAR



Henry Rueda Meyru  
 Obtenida  
 Tec. Laboratorio  
 USAT



UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO  
 FACULTAD DE INGENIERÍA  
 ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL  
 LABORATORIO DE SUELOS, CONCRETO Y ENSAYOS DE MATERIALES



Tesiasta : Cruzalegui Huaman Jose Fernando  
 Escuela : Ingeniería Civil  
 Tesis : Analisis comparativo de metodologías para la interacción suelo-estructura en una edificación de 8 niveles en el distrito de Pimentel-Chilayo  
 Lugar : Distrito de Pimentel, Chilayo, Lambayeque  
 Fecha de emisión : Chilayo, 13 de junio del 2025

ENSAYO : SUELO. Método de ensayo para el análisis granulométrico  
 : SUELO. Método de ensayo para determinar el límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad del suelo  
 : SUELOS. Métodos de ensayo para determinar el contenido de humedad de un suelo. 1a. ed.  
 NORMA DE REFERENCIA : N.T.P. 399.128 : 1990  
 : N.T.P. 399.131  
 : N.T.P. 339.127 : 1998

Calicata: SPT-02

Muestra: M-3

Profundidad: 2.80m. - 6.85m.

Análisis Granulométrico por tamizado			
N° Tamiz	Abertura (mm)	% Acumulados	
		Retenido	Que pasa
3"	75.000	0.0	100.0
2"	50.000	0.0	100.0
1 1/2"	37.500	0.0	100.0
1"	25.000	0.0	100.0
3/4"	19.000	0.0	100.0
1/2"	12.500	0.0	100.0
3/8"	9.500	0.0	100.0
1/4"	6.300	0.0	100.0
N° 4	4.750	8.2	91.8
N° 10	2.000	24.7	75.3
N° 20	0.850	43.6	56.4
N° 50	0.300	56.5	43.5
N° 100	0.150	66.3	33.7
N° 200	0.075	70.7	29.3

Distribución granulométrica		
% Grava	G. G. %	0.0
	C. F. %	8.2
% Arena	A. G. %	16.5
	A. M. %	24.9
	A. F. %	21.1
% Arcilla y Lúmo		29.3
<b>Total</b>		<b>100.0</b>

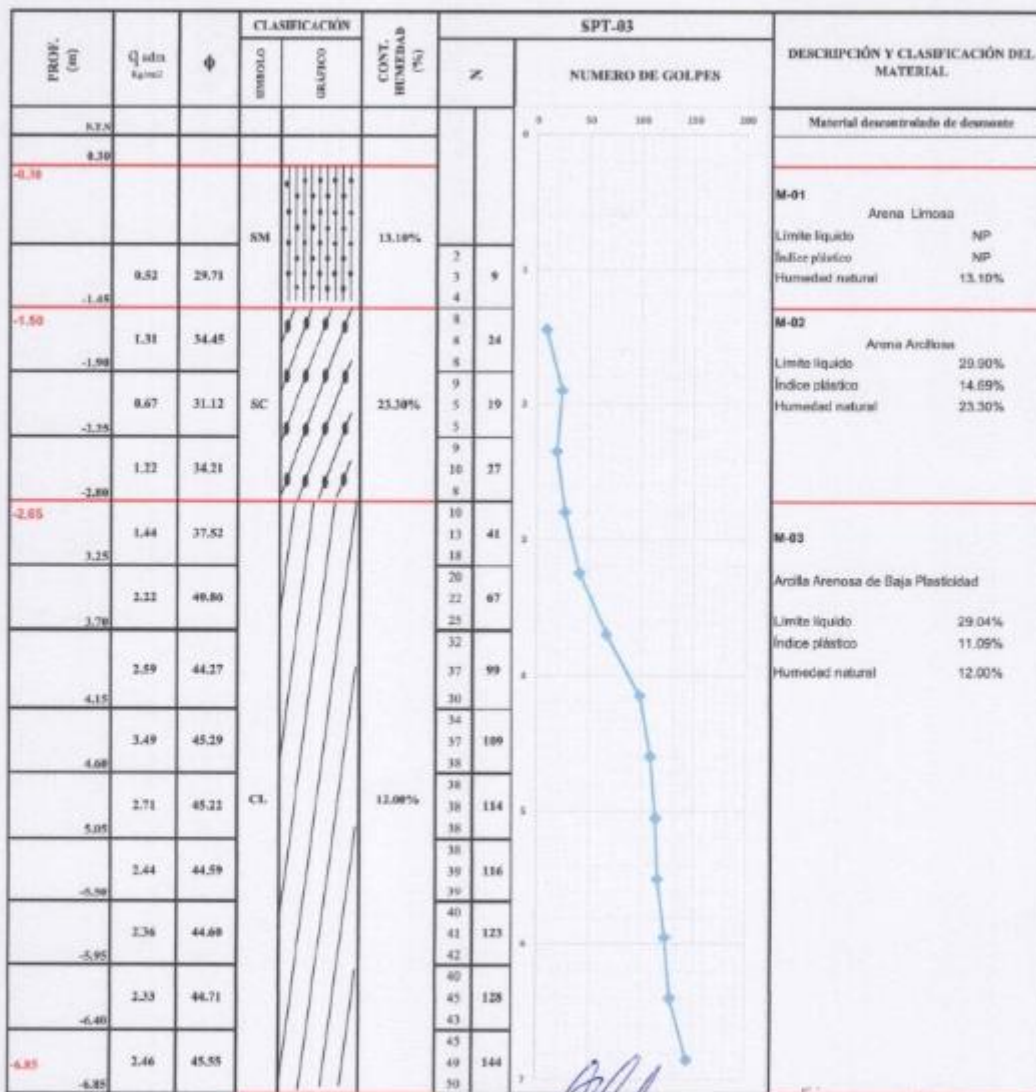
  

Ensayo de Límite de Atterberg	
Límite Líquido (LL)	39.03 (%)
Límite Plástico (LP)	15.56 (%)
Índice Plástico (IP)	23.47 (%)
Clasificación (S.U.C.S.)	SC
Descripción del suelo	
Arena arcillosa	
Clasificación (AASHTC)	A-2-6 (2)
Descripción	
REGULAR	



Henry Rivasdeneyra Oblitas  
 Tec. Laboratorio USAT

**Tecnia:** Cruzategui Huanan Jose Fernando  
**Ejecuta:** Ingenieria Civil  
**Teles:** "Analisis comparativo de metodologias para la interaccion suelo-estructura en una edificacion de 8 niveles en el distrito de Pimentel-Chicleyo"  
**Lugar:** Distrito de Pimentel, Chicleyo, Lambayeque  
**SPT:** SPT-03



Henry Escudencio Oblitas  
 Tec. Laboratorio USAT



GRAFICO-SPT



UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO  
 FACULTAD DE INGENIERÍA  
 ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL  
 LABORATORIO DE SUELOS, CONCRETO Y ENSAYOS DE MATERIALES



Tesista : Cruzalegui Hasman Jose Fernando  
 Escuela : Ingeniería Civil  
 Tesis : Análisis comparativo de metodologías para la interacción suelo-estructura en una edificación de 8 niveles en el distrito de Pimental-Chicklayo  
 Lugar : Distrito de Pimental, Chicklayo, Lambayeque  
 Fecha de emisión : Chiclayo, 13 de junio del 2025

ENSAYO : SUELO. Método de ensayo para el análisis granulométrico  
 : SUELO. Método de ensayo para determinar el límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad del suelo  
 : SUELOS. Métodos de ensayo para determinar el contenido de humedad de un suelo. 1a. ed.  
 NORMA DE REFERENCIA : N.T.P. 399.128 : 1999  
 : N.T.P. 399.131  
 : N.T.P. 399.127 : 1998

Via de acceso (trocha)

Calicata: SPT-03

Muestra: M-1

Profundidad: 0.30m. - 1.50m.

Análisis Granulométrico por tamizado			
N° Tamiz	Abertura (mm)	% Acumulados	
		Retenido	Que pasa
3"	75.000	0.0	100.0
2"	50.000	0.0	100.0
1 1/2"	37.500	0.0	100.0
1"	25.000	0.0	100.0
3/4"	19.000	0.0	100.0
1/2"	12.500	0.0	100.0
3/8"	9.500	0.0	100.0
1/4"	6.300	0.0	100.0
N° 4	4.750	4.3	95.7
N° 10	2.000	7.5	92.5
N° 20	0.850	11.2	88.8
N° 50	0.300	28.4	71.6
N° 100	0.150	73.5	26.5
N° 200	0.075	81.3	18.7

Distribución granulométrica		Ensayo de Límite de Atterberg	
% Grava	G.G. % G.F. %	0.0 4.3	Límite líquido (LL) NP Límite Plástico (LP) NP Índice Plástico (IP) NP
% Arena	A.G. %	3.2	Clasificación (S.U.C.S.) SM Descripción del suelo: Arena limosa
	A.M. %	12.2	
	A.F. %	81.6	
% Arcilla y Limo		18.7	Clasificación (AASHTO) A-2-4 (0) Descripción: BUENO
Total		100.0	
Contenido de Humedad		13.1	



Henry Ríosdeneyra Obllas  
 Tec. Laboratorio USAT



UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO  
 FACULTAD DE INGENIERÍA  
 ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL  
 LABORATORIO DE SUELOS, CONCRETO Y ENSAYOS DE MATERIALES



Tesista : Cruzalegui Herman Jose Fernando  
 Escuela : Ingeniería Civil  
 Tesis : Analisis comparativo de metodologías para la interacción suelo-estructura en una edificación de 8 niveles en el distrito de Pimentel-Chiclayo  
 Lugar : Distrito de Pimentel, Chiclayo, Lambayeque  
 Fecha de emisión : Chiclayo, 10 de junio del 2025

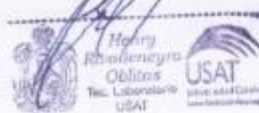
ENSAYO : SUELO. Método de ensayo para el análisis granulométrico  
 : SUELO. Método de ensayo para determinar el límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad del suelo  
 : SUELOS. Métodos de ensayo para determinar el contenido de humedad de un suelo. 1a. ed.  
 NORMA DE REFERENCIA : N.T.P. 300.128 : 1990  
 : N.T.P. 309.131  
 : N.T.P. 339.127 : 1998

Calicata: SPT-03 Muestra: M-2 Profundidad: 1.50m. - 2.65m.

Análisis Granulométrico por tamizado			
Nº Tamiz	Abertura (mm)	% Acumulados Retenido	Que pasa
3"	75.000	0.0	100.0
2"	50.000	0.0	100.0
1 1/2"	37.500	0.0	100.0
1"	25.000	0.0	100.0
3/4"	19.000	0.0	100.0
1/2"	12.500	0.0	100.0
3/8"	9.500	0.0	100.0
1/4"	6.300	0.0	100.0
Nº 4	4.750	11.2	88.8
Nº 10	2.000	14.9	85.1
Nº 20	0.850	19.1	80.9
Nº 50	0.300	29.4	70.6
Nº 100	0.150	50.1	49.9
Nº 200	0.075	57.8	42.2

Distribución granulométrica		Ensayo de Límite de Atterberg	
% Grava	O.G. %	Límite líquido (LL)	29.90 (%)
	G.F. %	Límite Plástico (LP)	15.21 (%)
		Índice Plástico (IP)	14.69 (%)
% Arena	A.G. %	Clasificación (S.U.C.S.)	SC
	A.M. %	Descripción del suelo	Arena arcillosa
	A.F. %	Clasificación (AASHTO)	A-6 (3)
% Arcilla y Lina		Descripción	MALO
Total			





UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO  
 FACULTAD DE INGENIERÍA  
 ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL  
 LABORATORIO DE SUELOS, CONCRETO Y ENSAYOS DE MATERIALES



Tesista : Cruzalegui Human Jose Fernando  
 Escuela : Ingeniería Civil  
 Tesis : Análisis comparativo de metodologías para la interacción suelo-estructura en una edificación de 8 niveles en el distrito de Pimental-Chilayo  
 Lugar : Distrito de Pimental, Chilayo, Lambayeque  
 Fecha de emisión : Chilayo, 10 de junio del 2025

ENSAYO : SUELO. Método de ensayo para el análisis granulométrico  
 : SUELO. Método de ensayo para determinar el límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad del suelo  
 NORMA DE REFERENCIA : SUELOS. Métodos de ensayo para determinar el contenido de humedad de un suelo. 1a. ed.  
 : N.T.P. 398.128 : 1999  
 : N.T.P. 398.131  
 : N.T.P. 398.127 : 1998

Calicata: SPT-03 Muestra: M-3 Profundidad: 2.65m. - 6.85m.

Análisis Granulométrico por tamizado			
N° Tamiz	Abertura (mm)	% Acumulados	
		Retenido	Que pasa
3"	75.000	0.0	100.0
2"	50.000	0.0	100.0
1 1/2"	37.500	0.0	100.0
1"	25.000	0.0	100.0
3/4"	19.000	0.0	100.0
1/2"	12.500	0.0	100.0
3/8"	9.500	0.0	100.0
1/4"	6.300	0.0	100.0
N° 4	4.750	7.7	92.3
N° 10	2.000	20.8	79.2
N° 20	0.850	30.6	69.4
N° 50	0.300	40.4	59.6
N° 100	0.150	46.5	53.5
N° 200	0.075	46.7	50.3

Distribución granulométrica			
% Grava	G.O. %	C.F. %	A.C. %
	0.0	7.7	7.7
% Arena	A.O. %	A.M. %	A.F. %
	13.1	14.5	14.4
	42.0	50.3	50.3
Total		100.0	100.0

Ensayo de Límite de Atterberg	
Límite líquido (LL)	29.04 (%)
Límite Plástico (LP)	17.94 (%)
Índice Plástico (IP)	11.09 (%)
Clasificación (S.U.C.S.)	CL
Descripción del suelo	Arcilla arenosa de baja plasticidad
Clasificación (AASHTO)	A-E (4)
Descripción	MALO



USAT  
 LABORATORIO DE SUELOS, CONCRETO Y ENSAYOS DE MATERIALES  
 TÉCNICO DE LABORATORIO

Henry Rivas Encaya Obilias  
 Tec. Laboratorio USAT



UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO  
 FACULTAD DE INGENIERIA  
 ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL  
 LABORATORIO DE SUELOS, CONCRETO Y ENSAYOS DE MATERIALES



Tesista : Cruzalegui Huaman Jose Fernando  
 Escuela : Ingeniería Civil  
 Tesis : "Análisis comparativo de metodologías para la interacción suelo-estructura en una edificación de 8 niveles en el distrito de Pimental-Chiclayo"  
 Lugar : Distrito de Pimental, Chiclayo, Lambayeque  
 Fecha de emisión : Chiclayo 13 de junio del 2025

ENSAYO : SUELO. Método de ensayo para la determinación del contenido de sales solubles en suelo y agua subterránea.  
 REFERENCIA : NORMA N.T.P. 399.152 : 2002  
 ENSAYO : SUELO. Método de ensayo para la determinación cuantitativa de sulfatos solubles en suelos y agua subterránea.  
 REFERENCIA : NORMA NTP 339.177.2002  
 ENSAYO : SUELO. Método de ensayo para la determinación cuantitativa de cloruros solubles en suelos y agua subterránea.  
 REFERENCIA : NORMA NTP 309.176.2003

Tipo de Análisis : Analisis Químico

		SPT 1 - M- 2	SPT-2 - M- 2	SPT-03 - M- 2
Sales Solubles Totales	ppm	2800	1000	990
	%	0.28	0.10	0.10
Cloruros Cl <sup>-</sup>	ppm	1250	540	505
	%	0.13	0.05	0.05
Sulfatos SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup>	ppm	1346	423	468
	%	0.13	0.04	0.05

Observaciones:

- El presente documento no deberá reproducirse sin la autorización escrita del Laboratorio.

*Henry Rivadeneira Obillos*  
 Henry Rivadeneira Obillos  
 Tec. Laboratorio USAT

LABORATORIO DE SUELOS, CONCRETO Y ENSAYOS DE MATERIALES  
 USAT  
  
 TÉCNICO DE LABORATORIO

**Tesista** : Cruzalegui Human Jose Fernando  
**Escuela** : Escuela de Ingenieria Civil  
**Tesis** : "Análisis comparativo de metodologías para la interacción suelo-estructura en una edificación de 8 niveles en el distrito de Pimentel-Chiclayo".  
**Lugar** : Distrito de Pimentel, Chiclayo, Lambayeque  
**Fecha de emision** : Chiclayo 13 de junio del 2025

**ENSAYO** : SUELOS. Método de ensayo normalizado para la determinación del contenido de sales solubles en suelos y aguas subterránea.

**REFERENCIA** : NTP 339.152 / USBR E - 8

<i>SPT</i>	: 01
<i>Muestra</i>	: M-4
<i>Profundidad</i>	:

Constituyentes de sales solubles totales	ppm	2800
Constituyentes de sales solubles totales	%	0.28

<i>SPT</i>	: 02
<i>Muestra</i>	: M-03
<i>Profundidad</i>	0

Constituyentes de sales solubles totales	ppm	1000
Constituyentes de sales solubles totales	%	0.10

<i>SPT</i>	: 03
<i>Muestra</i>	: M-03
<i>Profundidad</i>	0

Constituyentes de sales solubles totales	ppm	990
Constituyentes de sales solubles totales	%	0.10

  
 Henry Rivasdenegro Obitos  
 Tec. Laboratorio USAT



TÉCNICO DE LABORATORIO



FACULTAD DE INGENIERÍA  
 ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL  
 LABORATORIO DE SUELOS, CONCRETO Y ENSAYOS DE MATERIALES



Tesista: Cruzalegui Huaman Jose Fernando  
 Escuela: Ingeniería Civil  
 Proyecto/Tesis: "Análisis comparativo de metodologías para la interacción suelo-estructura en una edificación de 8 niveles en el distrito de Pimentel-Chiclayo"  
 Ubicación: Distrito de Pimentel, Chiclayo, Lambayeque  
 Fecha de emisión: Chiclayo, 13 de junio del 2025

ENSAYO : Peso Volumétrico de Suelos Cohesivos  
 REFERENCIA : NTP 339.139 / BS-1377

Calicata : C-01  
 Muestra : M-1

Peso volumétrico húmedo	g/cm <sup>3</sup>	2.624
Peso volumétrico seco	g/cm <sup>3</sup>	2.047

Calicata : C-02  
 Muestra : M-1

Peso volumétrico húmedo	g/cm <sup>3</sup>	2.582
Peso volumétrico seco	g/cm <sup>3</sup>	1.962

Calicata : C-03  
 Muestra : M-1  
 Profundidad : 0.15 - 2.20m

Peso volumétrico húmedo	g/cm <sup>3</sup>	2.481
Peso volumétrico seco	g/cm <sup>3</sup>	1.919

*[Handwritten Signature]*  
 Henry Obiliza  
 Ing. Obiliza  
 Ing. Laboratorio  
 USAT





FACULTAD DE INGENIERÍA  
 ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL  
 LABORATORIO DE SUELOS, CONCRETO Y ENSAYOS DE MATERIALES



Tesista : Cruzalogui Huaman Jose Fernando  
 Escuela : Ingeniería Civil  
 Tesis : "Análisis comparativo de metodologías para la interacción suelo-estructura en una edificación de 8 niveles en el distrito de Pimentel-Chiclayo"  
 Lugar : Distrito de Pimentel, Chiclayo, Lambayeque  
 Fecha de emisión : Chiclayo, 13 de junio del 2025

ENSAYO : Peso específico relativo de sólidos ( $G_s$ )-Material que pasa la malla N° 4  
 REFERENCIA : NTP 339.131 ASTM D - 854

		SPT-01	SPT-02	SPT-03			
		F-1	F-3	F-2			
1. N° de fiola							
2. Peso de la fiola	g	63.23	91.62	89.6			
3. Peso de la muestra de suelo - seco	g	25.0	50.0	50.0			
4. Peso de la muestra de suelo seco + peso de la fiola (2+3)	g	88.2	141.6	139.6			
5. Peso de la muestra + Fiola + agua	g	177.3	370.3	368.0			
6. Peso de la fiola + peso de agua	g	162.2	339.9	338.0			
7. Peso específico relativo de sólidos ( $G_s$ )	$(3) / ((3+6) - 5) \text{ g/cm}^3$	2.543	2.548	2.509			

OBSERVACIONES :

- El presente documento no deberá reproducirse sin la autorización escrita del Laboratorio.

*[Handwritten Signature]*  
 Henry  
 Riquelme  
 Oblitas  
 Tec. Laboratorio  
 USAT


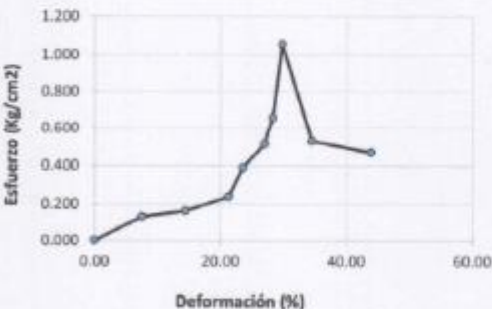
LABORATORIO DE SUELOS, CONCRETO Y ENSAYOS DE MATERIALES  
 USAT  
  
 TÉCNICO DE LABORATORIO

Tesista : Cruzalegui Human Jose Fernando  
 Escuela : Escuela de Ingeniería Civil  
 Tesis : Analisis comparativo de metodologias para la interaccion suelo-estructura en una edificación de 8 niveles en el distrito de Pimentel-Chiclayo

Ubicación : Distrito de Pimentel, Chiclayo, Lambayeque  
 Fecha de emisión : 13/06/2025

ENSAYO : SUELOS. Método de ensayo normalizado para la resistencia a la compresión no confinada de suelos cohesivos.

NORMA DE REFERENCIA: N.T.P. 399.167 : 2002 (Revisado 2015)

Identificación de la Muestra			
CALICATA :	C - 1 0.045+2%	MUESTRA :	M - 1
		PROFUNDIDAD :	1.50 m.
Datos de la muestra			
Tipo: Remoldeado	Forma: Cilindrico	Relación Altura / Diámetro: 0.5	Falla 
Diámetro: 4.00 cm	Altura: 8.10 cm	Área: 12.57 cm <sup>2</sup>	
Densidad Humeda: 2.217 g/cm <sup>3</sup>	Humedad: 10.05 %	Densidad Seca: 2.015 g/cm <sup>3</sup>	
Datos de ensayo			
Deformación (%)	Esfuerzo (Kg/cm <sup>2</sup> )	<b>Esfuerzo - Deformación</b> 	
0.00	0.000		
7.53	0.132		
14.49	0.163		
21.26	0.238		
23.52	0.390		
26.97	0.517		
28.22	0.657		
29.79	1.056		
34.49	0.532		
43.90	0.472		
q <sub>umax</sub> :			
1.06 Kg/cm <sup>2</sup>			

Observaciones:  
 - Muestreo e identificación realizado por el Solicitante.

*Henry Rhadeneyra Obidos*  
 Tec. Laboratorio  
 USAT


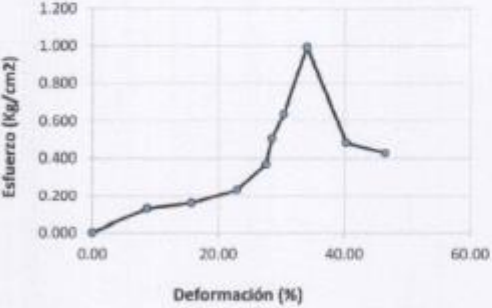


Tesista : Cruzalegui Huaman Jose Fernando  
 Escuela : Escuela de Ingeniería Civil  
 Tesis : Analisis comparativo de metodologias para la interaccion suelo-estructura en una edificación de 8 niveles en el distrito de Pimentel-Chiclayo

Ubicación : Distrito de Pimentel, Chiclayo, Lambayeque  
 Fecha de emisión : 13/06/2025

ENSAYO : SUELOS. Método de ensayo normalizado para la resistencia a la compresión no confinada de suelos cohesivos.

NORMA DE REFERENCIA : N.T.P. 399.167 : 2002 (Revisado 2015)

Identificación de la Muestra			
CALICATA :	C - 1 0.045+2%	MUESTRA :	M - 1
		PROFUNDIDAD :	1.50 m.
Datos de la muestra			
Tipo:	Forma:	Relación Altura / Diámetro	Falla 
Remoldeado	Cilíndrico	0.5	
Diámetro:	Altura:	Área:	
4.00 cm	8.20 cm	12.57 cm <sup>2</sup>	
Densidad Humeda:	Humedad:	Densidad Seca:	
2.292 g/cm <sup>3</sup>	14.55 %	2.001 g/cm <sup>3</sup>	
Datos de ensayo			
Deformación (%)	Esfuerzo (Kg/cm <sup>2</sup> )	<b>Esfuerzo - Deformación</b> 	
0.00	0.000		
8.67	0.131		
15.80	0.161		
22.95	0.233		
27.57	0.369		
28.50	0.506		
30.36	0.637		
34.07	0.992		
40.27	0.485		
46.46	0.428		
q <sub>max</sub> :			
0.99 Kg/cm <sup>2</sup>			

**Observaciones:**

- Muestreo e identificación realizado por el Solicitante.

  
 Henry Rivadeneiro Obitos  
 Tec. Laboratorio USAT  


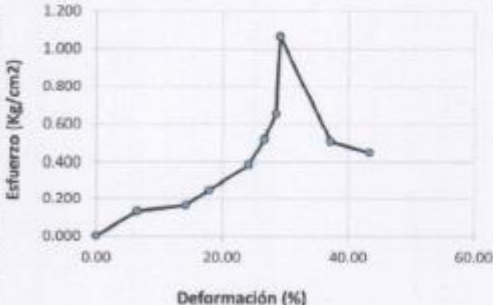

  
 TÉCNICO DE LABORATORIO

Tesista : Cruzalegui Huaman Jose Fernando  
 Escuela : Escuela de Ingeniería Civil  
 Tesis : Analisis comparativo de metodologias para la interaccion suelo-estructura en una edificación de 8 niveles en el distrito de Pimentel-Chiclayo

Ubicación : Distrito de Pimentel, Chiclayo, Lambayeque  
 Fecha de emisión : 13/06/2025

ENSAYO : SUELOS. Método de ensayo normalizado para la resistencia a la compresión no confinada de suelos cohesivos.

NORMA DE REFERENCIA : N.T.P. 399.167 : 2002 (Revisado 2015)

Identificación de la Muestra			
CALICATA :	C - 1 B.045+2%	MUESTRA :	M - 1
		PROFUNDIDAD :	1.50 m.
Datos de la muestra			
Tipo: Remoldeado	Forma: Cilíndrico	Relación Altura / Diámetro 0.5	Falla 
Diámetro: 4.00 cm	Altura: 8.20 cm	Área: 12.57 cm <sup>2</sup>	
Densidad Humeda: 2.292 g/cm <sup>3</sup>	Humedad: 12.15 %	Densidad Seca: 2.044 g/cm <sup>3</sup>	
Datos de ensayo			
Deformación (%)	Esfuerzo (Kg/cm <sup>2</sup> )	<b>Esfuerzo - Deformación</b> 	
0.00	0.000		
6.50	0.134		
14.25	0.164		
17.97	0.248		
24.16	0.386		
26.64	0.520		
28.50	0.654		
29.12	1.066		
37.17	0.510		
43.37	0.452		
q <sub>umax</sub> :			
1.07 Kg/cm <sup>2</sup>			

Observaciones:  
 - Muestreo e identificación realizado por el Solicitante.

*Henry*  
 Rivadeneira  
 Oblitas  
 Tec. Laboratorio  
 USAT



**Anexo N°7: Conformidad de asesor.**

**CONFORMIDAD DE ASESOR**  
**TRABAJO DE INVESTIGACIÓN**

Chiclayo, 21 de octubre del 2025.

Señores

**López Carranza, Atilio Rubén**  
**Castillo Velarde, Roberto Carlos**  
**Escuela Profesional de Ingeniería Civil-USAT**  
Presente.

Le expreso mi saludo y en mi condición de asesor doy mi **CONFORMIDAD** a la tesis titulada: **Análisis comparativo de metodologías para la interacción suelo-estructura en una edificación de 8 niveles en el distrito de Pimentel-Chiclayo.**

Presentado por el estudiante **Cruzalegui Huamán José Fernando** de la Escuela Profesional de **Ingeniería Civil**, de esta manera se cumple con uno de los requisitos para su pase a sustentación del informe de tesis de acuerdo con el art.32 de reglamento de elaboración y sustentación del trabajo de investigación para optar el título profesional.

Atentamente.

-----  
Ing. Atilio López Carranza  
Docente Asesor