UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÀNICA

CARRERA DE INGENIERÌA CIVIL

TRABAJO EXPERIMENTAL PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL

TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

TEMA:

“ESTUDIO DE PELIGRO SÍSMICO DETERMINISTA PARA LAS ESTRUCTURAS DEL CANTÓN AMBATO – PARROQUIA LA MERCED – SECTOR CASHAPAMBA Y BARRIO JESUS OBRERO – UBICADO EN LAS AVENIDAS UNIDAD NACIONAL, CEVALLOS, JULIO ENRIQUE PAREDES, JULIAN CORONEL, HUMBERTO ALBORNOZ, VICENTE MALDONADO Y CRISTOBAL COLON.”

AUTOR: Lenin Andrés Galarza Barrionuevo.

TUTOR: Ing. Mg. Juan Garcés.

AMBATO-ECUADOR.

2019

CERTIFICACIÓN DEL TUTOR

Yo, Ing. Mg. Juan Garcés, certifico que el presente trabajo bajo el tema**: ESTUDIO DE PELIGRO SÍSMICO DETERMINISTA PARA LAS ESTRUCTURAS DEL CANTÓN AMBATO – PARROQUIA LA MERCED – SECTOR CASHAPAMBA Y BARRIO JESUS OBRERO – UBICADO EN LAS AVENIDAS UNIDAD NACIONAL, CEVALLOS, JULIO ENRIQUE PAREDES, JULIAN CORONEL, HUMBERTO ALBORNOZ, VICENTE MALDONADO Y CRISTOBAL COLON**, es de autoría del Sr. Lenin Andrés Galarza Barrionuevo, el mismo que ha sido realizado bajo mi supervisión y tutoría.

Es todo cuanto puedo certificar en honor a la verdad.

Ambato, Junio del 2019

_____

Ing. Mg Juan Garcés

AUTORÍA

Yo, Lenin Andrés Galarza Barrionuevo con C.I: 180426095-6, egresado de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica de la Universidad Técnica de Ambato, certifico por medio de la presente que el trabajo con el tema: ESTUDIO DE PELIGRO SÍSMICO DETERMINISTA PARA LAS ESTRUCTURAS DEL CANTÓN AMBATO – PARROQUIA LA MERCED – SECTOR CASHAPAMBA Y BARRIO JESUS OBRERO – UBICADO EN LAS AVENIDAS UNIDAD NACIONAL, CEVALLOS, JULIO ENRIQUE PAREDES, JULIAN CORONEL, HUMBERTO ALBORNOZ, VICENTE MALDONADO Y CRISTOBAL COLON , es de mi completa autoría.

Ambato, Junio del 2019

_____

Lenin Andrés Galarza Barrionuevo

DERECHOS DE AUTOR

Autorizo a la Universidad Técnica de Ambato, para que haga de este Trabajo Experimental o parte de él, un documento disponible para su lectura, consulta y procesos de investigación, según las normas de la Institución.

Cedo los derechos en línea patrimoniales de mi Trabajo Experimental con fines de difusión pública, además apruebo la reproducción de este documento dentro de las regulaciones de la Universidad, siempre y cuando ésta reproducción no suponga una ganancia económica y se realice respetando mis derechos de autor.

Ambato, Junio del 2019

Autor

_____

Lenin Andrés Galarza Barrionuevo

C.I: 180426095-6

APROBACIÓN DEL TRIBUNAL DE GRADO

Los miembros del tribunal de calificación de grado aprueban el Trabajo Experimental, sobre el tema: "ESTUDIO DE PELIGRO SÍSMICO DETERMINISTA PARA LAS ESTRUCTURAS DEL CANTÓN AMBATO – PARROQUIA LA MERCED – SECTOR CASHAPAMBA Y BARRIO JESUS OBRERO – UBICADO EN LAS AVENIDAS UNIDAD NACIONAL, CEVALLOS, JULIO ENRIQUE PAREDES, JULIAN CORONEL, HUMBERTO ALBORNOZ, VICENTE MALDONADO Y CRISTOBAL COLON", del egresado Lenin Andrés Galarza Barrionuevo, de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica, de la Universidad Técnica de Ambato.

Para constancia firman.

Ing. Mg. Santiago Medina	Ing. Mg. Jorge Cevallos

DEDICATORIA

El presente trabajo lo dedico a mis padres Juan y Jacqueline que con esfuerzo y cariño me apoyaron diariamente para poder alcanzar este logro. A mis hermanas y hermano Hipatia, Rebeca, Evelyn y Juan José, que con su apoyo y palabras de aliento me impulsaron a seguir adelante. A mi linda esposa Liliana por su paciencia y dedicación a mi hija, las cuales fueron mi motivación para llegar al final de este trayecto. Gracias familia.

AGRADECIMIENTO

A la Universidad Técnica de Ambato por haberme formado como profesional, guiado cada semestre con excelentes profesores quienes me impartieron su valioso conocimiento y experiencia.

ÍNDICE GENERAL

CAPÍTULO I 1
ANTECEDENTES 1
1.1. TEMA DEL TRABAJO EXPERIMENTAL 1
1.2. ANTECEDENTES 1
1.3. JUSTIFICACÍON 2
1.4. OBJETIVOS 2
1.4.1 Objetivo General 2
1.4.2 Objetivos Específicos 3
CAPÍTULO II 4
FUNDAMENTACIÓN 4
2.1. FUNDAMENTACÍON TEÓRICA 4
2.1.1 GEOMORFOLOGÍA ESTRUCTURAL DE LA TIERRA 4
2.1.2 DERIVA CONTINENTAL 9
2.1.3 TECTÓNICA DE PLACAS 10
2.1.4 SISMO 18
2.1.5 FALLAS EN EL INTERIOR DE UNA PLACA TECTÓNICA 20
2.1.6 ONDAS SÍMICAS 22
2.1.7 ACELEROGRAMAS 24
2.1.8 INTENSIDAD SISMICA 26
2.1.9 MOMENTO SÍSMICO 28
2.1.10 MAGNITUD DE MOMENTO SÍSMICO 29
2.1.11 PELIGRO SÍSMICO 31
2.1.12 ECUACIONES DE PREDICCIÓN DE MOVIMIENTO DEL SUELO (GMPE'S) 32
2.1.13 EFECTO SÍSMICO EN LOS EDIFICIOS 35
2.1.14 ESPECTRO ELASTICO DE DISEÑO NEC-SE-DS 2015 37
2.2 HIPÓTESIS 44
2.3 SEÑALAMIENTO DE VARIABLES DE LA HIPOTESIS 44
2.3.1 Variable Dependiente 44
2.3.2 Variable Independiente 44
CAPÍTULO III 45
METODOLOGÍA 45
3.1 NIVEL O TIPO DE INVESTIGACIÓN 45

3.2 POBLACIÓN Y MUESTRA 45
3.3 OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES 46
3.3.1 Variable Independiente 46
3.3.2 Variable Dependiente 47
3.4 PLAN DE RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN 48
3.5 PLAN DE PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS 48
CAPÍTULO IV 49
ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS 49
4.1. RECOLECCIÓN DE DATOS: 49
4.1.1. RÉGIMEN TECTÓNICO 49
4.1.2. SELECCIÓN DE FALLAS GEOLÓGICAS 54
4.1.3. CARACTERÍSTICAS DEL SUELO 56
4.1.3.1. ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR 61
4.1.4. VELOCIDAD MEDIA DE LA ONDA DE CORTANTE VS30. 70
4.1.5 ECUACIONES DE ATENUACIÓN PARA CORTICALES FALLAS INTRAPLACA. 85
4.1.5.1. BOORE Y ATKINSON (2008) 85
4.1.5.2. MODELO AKKAR Y BOMMER (2010) 88
4.1.5.3. MODELO KANNO (2006) 90
4.1.6. ECUACIONES DE ATENUACIÓN PARA SUBDUCCIÓN 91
4.1.6.1. MODELO YOUNGS (1997) 91
4.1.6.2. MODELO ZHAO (2006) 92
4.2. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS 94
4.2.1. MAGNITUD DE LAS FALLAS 94
4.2.2. CÁLCULO DE ESPECTROS 94
4.2.2.1. ESPECTROS CÁLCULADOS CON EL MODELO DE BOORE Y ATKINSON 2008 95
4.2.2.2. ESPECTROS CALCULADOS CON EL MODELO DE AKKAR Y BOMMER 2010 95
4.2.2.3. ESPECTROS CALCULADOS CON EL MODELO DE KANNO 2006 96
4.2.2.4. ESPECTRO CALCULADOS CON EL MODELO DE YOUNGS 1997 96
4.2.2.5. ESPECTROS CALCULADOS CON EL MODELO DE ZHAO 97
4.2.3. ESPECTROS GENERADOS CON TRES MODELOS DE ANÁLISIS

PARA UNA FALLA 97
4.2.4. ESPECTROS COMPARADOS CON NEC 2015 100
4.2.5. ESPECTROS DE TODOS LOS MODELOS DE ANÁLISIS COMPARADOS CON LA NEC15 102
4.2.6. ESPECTRO ESPECÍFICO COMPARADO CON LA NEC15 103
4.2.7. MODELADOS 105
4.2.8. COMPARACION DE RESULTADOS 144
4.3. VERIFICACIÓN DE LA HIPÓTESIS 147
CAPÍTULO V 148
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES 148
5.1. CONCLUSIONES 148
5.2. RECOMENDACIONES 149
C. MATERIALES DE REFERENCIA 150
1. BIBLIOGRAFÍA 150
2. ANEXOS 154

ÍNDICE DE TABLAS.

Tabla 1. Vista simplificada y generalizada de la EMS – 98, para fines educativos ..26
Tabla 2. Regresiones de longitud de ruptura. Ancho de ruptura, área de ruptura y magnitud de momento. (M).....30
Tabla 3. Valores de Z en función de la zona sísmica adoptada. 38
Tabla 4. Clasificación de los perfiles de suelo 39
Tabla 5. Tipo de suelo y Factores de sitio Fa 40
Tabla 6. Tipo de suelo y Factores de sitio Fd 40
Tabla 7. Tipo de suelo y Factores de sitio Fs 41
Tabla 8. Operacionalización de la variable independiente 46
Tabla 9. Operacionalización de la variable dependiente 47
Tabla 10. Plan de recolección de información 48
Tabla 11. Intensidades sentidas en la ciudad de Ambato.....51
Tabla 12. Tipos de Fallas 55
Tabla 13.Clasificación del suelo SUCS 56
Tabla 14. Clasificación de suelos para el pozo 1. 57
Tabla 15. Clasificación de suelos para el pozo 2.....58
Tabla 16. Clasificación de suelos para el pozo 3.....59
Tabla 17. Clasificación de suelos para el pozo 4.....60
Tabla 18. Clasificación de suelos para el pozo 5. 61
Tabla 19. Clasificación del tipo de perfil del suelo 63
Tabla 20. Coordenadas UTM de cada perforación realizada en el Sector de estudio 64
Tabla 21. Ensayo de Penetración Estándar – Pozo 1 65
Tabla 22. Ensayo de Penetración Estándar – Pozo 2 66
Tabla 23. Ensayo de Penetración Estándar – Pozo 3 67
Tabla 24. Ensayo de Penetración Estándar – Pozo 4 68
Tabla 25. Ensayo de Penetración Estándar – Pozo 5 69
Tabla 26. Fórmulas para el cálculo de la Velocidad de Onda en función del número de golpes N del SPT.....70
Tabla 27. Ecuaciones para el cálculo del Vs30 en arenas. 72
Tabla 28. Cálculo del valor VS30 para el pozo 1 72
Tabla 29. Velocidad de Onda y la Distribución Normal del Pozo 1. 73
Tabla 30. Valores centrales de la Campana de Gauss del Pozo 1. 74
Tabla 31. Cálculo del valor VS30 para el pozo 2.....75
Tabla 32. Cálculo de la Velocidad de Onda y la Distribución Normal del Pozo 2. ..75

Tabla 33. Valores centrales de la Campana de Gauss del Pozo 2. 76
Tabla 34. Cálculo del valor VS30 para el pozo 3 77
Tabla 35. Cálculo de la Velocidad de Onda y la Distribución Normal del Pozo 3. ..78
Tabla 36. Valores centrales de la Campana de Gauss del Pozo 3. 79
Tabla 37. Cálculo del valor VS30 para el pozo 4 80
Tabla 38. Cálculo de la Velocidad de Onda y la Distribución Normal del Pozo 4. ..80
Tabla 39. Valores centrales de la Campana de Gauss del Pozo 4. 81
Tabla 40. Cálculo del valor VS30 para el pozo 5 82
Tabla 41. Cálculo de la Velocidad de Onda y la Distribución Normal del Pozo 5. ..83
Tabla 42. Valores centrales de la Campana de Gauss del Pozo 5. 84
Tabla 43. Cálculo de Vs30 Final. 85
Tabla 44. Valores de variables ficticias para diferentes tipos de fallas. 86
Tabla 45. Fallas cercanas a la zona de análisis. 94
Tabla 46. Espectro Específico 103
Tabla 47. Zona sísmica y tipo de suelo estructura 1. 107
Tabla 48. Importancia estructura 1 107
Tabla 49. Factor de reducción de resistencia sísmica estructura 1 107
Tabla 50. Periodo de vibración de la estructura 1 108
Tabla 51. Irregularidad en planta y en elevación estructura 1.....108
Tabla 52. Valor de relación de amplificación espectral estructura 1.....108
Tabla 53. Factor r estructura 1.....108
Tabla 54. Valores según NEC-2015 para la estructura 1 110
Tabla 55. Período de vibración calculado en el Etabs para la estructura 1 111
Tabla 56. Períodos de vibración de la estructura 1 112
Tabla 57. Modos de vibración de la estructura 1.....112
Tabla 58. Acumulación del 90% de la masa de la estructura 1 113
Tabla 59. Corte Basal calculado en el Etabs de la estructura 1 113
Tabla 60. Deriva máxima 113
Tabla 61. Deriva de piso calculado en el Etabs para la estructura 1 114
Tabla 62. Deriva de piso calculado en el Etabs para la estructura 1 114
Tabla 63. Período de vibración calculado en el Etabs para la estructura 1 115
Tabla 64. Períodos de vibración para la estructura 1. 115
Tabla 65. Modos de vibración para la estructura 1. 115
Tabla 66. Acumulación del 90% de la masa para la estructura 1. 116
Tabla 67. Cortante Basal calculado en el Etabs para la estructura 1. 116

Tabla 68. Deriva maxima. 117
Tabla 69. Deriva de piso calculado en el Etabs para la estructura 1 117
Tabla 70. Deriva de piso calculado en el Etabs para la estructura 1 117
Tabla 71. Zona sísmica y tipo de suelo para la estructura 2..... 120
Tabla 72. Importancia para la estructura 2..... 120
Tabla 73. Factor de reducción de resistencia sísmica para la estructura 2..... 120
Tabla 74. Periodo de vibración de la estructura 2 121
Tabla 75. Irregularidad en planta y en elevación para la estructura 2 121
Tabla 76. Valor de relación de amplificación espectral para la estructura 2 121
Tabla 77. Factor r para la estructura 2 121
Tabla 78. Valores según NEC-2015 para la estructura 123
Tabla 79. Período de vibración calculado en el Etabs para la estructura 2..... 124
Tabla 80. Períodos de vibración para la estructura 2..... 125
Tabla 81. Modos de vibración de la estructura 2..... 125
Tabla 82. Acumulación del 90% de la masa para la estructura 2..... 125
Tabla 83. Cortante Basal calculado en el Etabs para la estructura 2..... 126
Tabla 84. Deriva de piso calculado en el Etabs para la estructura 2 125
Tabla 85. . Deriva de piso calculado en el Etabs para la estructura 2..... 125
Tabla 86. Período de vibración calculado en el Etabs para la estructura 2..... 125
Tabla 87. Períodos de vibración para la estructura 2..... 128
Tabla 88. Modos de vibración de la estructura para la estructura 2 128
Tabla 89. Acumulación del 90% de la masa para la estructura 2..... 129
Tabla 90. Cortante Basal calculado en el Etabs de la estructura 2 129
Tabla 91. Deriva de piso calculado en el Etabs para la estructura 2 130
Tabla 92. Deriva de piso calculado en el Etabs para la estructura 2 130
Tabla 93. Zona sísmica y tipo de suelo para la estructura 3..... 133
Tabla 94. Importancia para la estructura 3..... 133
Tabla 95. Factor de reducción de resistencia sísmica para la estructura 3..... 133
Tabla 96. Periodo de vibración de la estructura 3 134
Tabla 97. Irregularidad en planta y en elevación para la estructura 3 134
Tabla 98. Valor de relación de amplificación espectral para la estructura 3 134
Tabla 99. Factor r para la estructura 3 134
Tabla 100. Valores según NEC-2015 para la estructura 3..... 136
Tabla 101. Período de vibración calculado en el Etabs para la estructura 3..... 137
Tabla 102. Períodos de vibración para la estructura 3..... 138

Tabla 103. Modos de vibración de la estructura 3 138
Tabla 104. Acumulación del 90% de la masa para la estructura 3 139
Tabla 105. Cortante Basal calculado en el Etabs para la estructura 3 139
Tabla 106. Deriva de piso calculado en el Etabs para la estructura 3..... 140
Tabla 107. Deriva de piso calculado en el Etabs para la estructura 3..... 140
Tabla 108. Período de vibración calculado en el Etabs para la estructura 3 141
Tabla 109. Períodos de vibración para la estructura 3 141
Tabla 110. Modos de vibración de la estructura para la estructura 3 142
Tabla 111. Acumulación del 90% de la masa para la estructura 3 142
Tabla 112. Cortante Basal calculado en el Etabs de la estructura 3 142
Tabla 113. Deriva de piso calculado en el Etabs para la estructura 3..... 143
Tabla 114. Deriva de piso calculado en el Etabs para la estructura 3..... 144
Tabla 115. Periodos de vibración de las 3 estructuras 144
Tabla 116. Modos de vibración de las 3 estructuras 145
Tabla 117. Acumulación del 90% de la masa para las 3 estructuras 145
Tabla 118. Máximas derivas elásticas e inelásticas para ambos sentido y para los dos espectros..... 146
Tabla 119. Cortante basal estático y dinámico para todas las estructuras 147

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Formación de la Tierra 4
Figura 2. Estructura Interna de la Tierra 6
Figura 3. Trayectoria Idealizada de la Onda Sísmica 7
Figura 4. Discontinuidad de Gutenberg 8
Figura 5. Discontinuidad de Lehman 8
Figura 6. Deriva Continental 9
Figura 7. Direcciones y Velocidades de las Placas 10
Figura 8. Bordes divergentes y dorsales oceánicas 11
Figura 9. Borde convergente 11
Figura 10. Convergencia oceánica - continental 12
Figura 11. Convergencia oceánica – oceánica 13
Figura 12. Convergencia continental - continental 13
Figura 13. Falla transformante 14
Figura 14. Modelo para la convección del Manto 15
Figura 15. Ciclo de Wilson 16
Figura 16. Empuje de la dorsal 17
Figura 17. Fuerzas que actúan sobre las placas 17
Figura 18. Hipocentro y Epicentro 18
Figura 19. Tipos de sismos tectónicos 19
Figura 20. Falla normal 20
Figura 21. Falla inversa 21
Figura 22. Falla de desgarre 21
Figura 23. Ondas Internas 22
Figura 24. Ondas Superficiales 23
Figura 25. Ondas P, S y superficiales en un acelerogrma 23
Figura 26. Acelerograma en las componentes norte – sur, este – oeste y vertical del sismo del 16 de abril de 2016. 24
Figura 27. Computador y Acelerografo 24
Figura 28. Acelerogramas típicos 25
Figura 29. Mapa de intensidades del sismo del 16 de abril de 2016. 28
Figura 30. Comparación de energía liberada por un sismo 29
Figura 31. Peligro sísmico determinista 32
Figura 32. Flujo de fuerzas debido a la vibración 35
Figura 33. Respuesta de distintos sistemas 36

Figura 34. Esquema de cálculo de los Espectros de Respuesta. 37
Figura 35. Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z.....38
Figura 36. Espectro NEC 41
Figura 37. Configuración tectónica regional 49
Figura 38. Configuración tectónica regional 50
Figura 39. Fallas Geológicas del Ecuador. 54
Figura 40. Fallas Geológicas de Tungurahua. 54
Figura 41. Fallas Geológicas de Ambato. 55
Figura 42. Ubicación de las perforaciones realizadas en el Sector de estudio 64
Figura 43. Campana de Gauss del Pozo 1. 73
Figura 44. Valores centrales de la Campana de Gauss del Pozo 1. 74
Figura 45. Campana de Gauss del Pozo 2 76
Figura 46. Valores centrales de la Campana de Gauss del Pozo 2. 77
Figura 47. Campana de Gauss del Pozo 3.....78
Figura 48. Valores centrales de la Campana de Gauss del Pozo 3. 79
Figura 49. Campana de Gauss del Pozo 4. 81
Figura 50. Valores centrales de la Campana de Gauss del Pozo 4. 82
Figura 51. Campana de Gauss del Pozo 5.....83
Figura 52. Valores centrales de la Campana de Gauss del Pozo 5. 84
Figura 53. Valores de Sigma. 89
Figura 54. Espectros de aceleración modelo Boore y Atkinson 2008.....95
Figura 55. Espectro de aceleración modelo Akkar y Bommer 2010.....95
Figura 56. Espectro de aceleración modelo Kanno. 96
Figura 57. Espectro de aceleración modelo Youngs 96
Figura 58. Espectro de aceleración modelo Zhao. 97
Figura 59. Espectro de aceleración modelo Boore-Atkinson, Akkar-Bommer, Kanno para la falla de Huachi. 97
Figura 60. Espectro de aceleración modelo Boore-Atkinson, Akkar-Bommer, Kanno para la falla de Ambato. 98
Figura 61. Espectro de aceleración modelo Boore-Atkinson, Akkar-Bommer, Kanno para la falla de Totoras.....98
Figura 62. Espectro de aceleración modelo Boore-Atkinson, Akkar-Bommer, Kanno para la falla de Samanga. 99
Figura 63. Espectro de aceleración modelo Youngs, Zhao para la falla de Nazca. ...99

Figura 64. Espectro de aceleración modelo Boore-Atkinson, Akkar-Bommer, Kanno y NEC-SE-DS-15 para la falla de Huachi. 100
Figura 65. Espectro de aceleración modelo Boore-Atkinson, Akkar-Bommer, Kanno y NEC-SE-DS-15 para la falla de Ambato. 100
Figura 66. Espectro de aceleración modelo Boore-Atkinson, Akkar-Bommer, Kanno y NEC-SE-DS-15 para la falla de Tototras. 101
Figura 67. Espectro de aceleración modelo Boore-Atkinson, Akkar-Bommer, Kanno y NEC-SE-DS-15 para la falla de Samanga. 101
Figura 68. Espectro de aceleración modelo Youngs, Kanno, NEC- SE-DS-15. 102
Figura 69. Todos los espectros comparados con la NEC15. 102
Figura 70. Espectro especifico comparado con la NEC15 104
Figura 71. Vista en planta de la estructura Tipo 1 105
Figura 72. Vista en elevación de la estructura Tipo 1 106
Figura 73. Vista en 3D de la estructura Tipo 1 106
Figura 74. Vista en planta de la estructura Tipo 2 118
Figura 75. Vista en elevación de la estructura Tipo 2 119
Figura 76. Vista en 3D de la estructura Tipo 2 119
Figura 77. Vista en planta de la estructura Tipo 3 131
Figura 78. Vista en elevación de la estructura Tipo 3 132
Figura 79. Vista en 3D de la estructura Tipo 3 132

ÍNDICE DE ANEXOS.

ANEXO A.....154
Fotografía 1. Trípode 154
Fotografía 2. Martinete 154
Fotografía 3. Motor 154
Fotografía 4. Hincado de martinete 155
Fotografía 5. Medición de la muestra 155
Fotografía 6. Muestras colocadas en el horno 155
Fotografía 7. Pesando las muestras 156
Fotografía 8. Muestras colocadas en el Juego de tamices 156
Fotografía 9. Tamizando la muestra 156
ANEXO B.....157
B- 1. Coeficientes de amplificación del sitio dependiente del período 157
B- 2. Coeficientes de escala de distancia (Mref = 4,5 y Rref = 1,0 km para todos los períodos, excepto Rref = 5,0 km para pga4nl) 158
B- 3. Coeficientes de escala de magnitud 159
ANEXO C.....160
C- 1. Coeficientes de las ecuaciones 1 y 2 para la predicción de Pseudoaceleración Espectral 160
ANEXO D.....161
D- 1. Coeficientes de regresión para el modelo de eventos superficiales de PGA, PGV y espectros de respuesta de aceleración amortiguada del 5%. 161
ANEXO E.....162
E- 1. Coeficientes de las relaciones de atenuación para la aceleración espectral horizontal (5% de amortiguación) para terremotos de subducción para suelo. 162
ANEXO F.....163
F- 1. Coeficientes para las condiciones de origen y trayectoria. 163
F- 2. Coeficientes para los términos de clase de sitio y error de predicción 164

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

TEMA: "ESTUDIO DE PELIGRO SÍSMICO DETERMINISTA PARA LAS ESTRUCTURAS DEL CANTÓN AMBATO – PARROQUIA LA MERCED – SECTOR CASHAPAMBA Y BARRIO JESUS OBRERO – UBICADO EN LAS AVENIDAS UNIDAD NACIONAL, CEVALLOS, JULIO ENRIQUE PAREDES, JULIAN CORONEL, HUMBERTO ALBORNOZ, VICENTE MALDONADO Y CRISTOBAL COLON."

Autor: Lenin Andrés Galarza Barrionuevo

Tutor: Ing. Mg. Jorge Garcés

RESUMEN EJECUTIVO

En el presente proyecto de investigación se realizó la evaluación de un espectro determinístico en función de las fallas seleccionadas que afectan el área de estudio con el espectro propuesto por la NEC-2015. El análisis se realizó en 3 estructuras del lugar donde se calculó su periodo de vibración, correspondiente a la aceleración Sa (g) de cada espectro. Para llevar a cabo este análisis se realizó el ensayo de penetración estándar en 5 lugares, donde se clasificó el suelo como una arena y se obtuvo el valor de Nspt para ser aplicado en ecuaciones empíricas que permiten calcular la velocidad media de la onda de cortante Vs30 del perfil del suelo, se tomaron en cuenta 5 fallas geológicas capaces de producir un movimiento del terreno significativo, en base a la distancia fuente-sitio de estudio se calculó la magnitud de momento para cada falla basado en la metodología de Wells – Coppersmith, por medio de parámetros como distancia al epicentro, profundidad focal, se emplearon las ecuaciones de predicción de movimiento de suelo (GMPs) de: Akkar y Bommer (2010), Boore y Atkinson (2008), Kanno (2006), Youngs (1997) y Zhao (2006) obteniendo espectros de aceleración y mediante una envolvente de todos los espectros de aceleración se obtiene un espectro específico de aceleraciones máximas el cual se compara con el espectro de la NEC -15. Individualmente se puede decir que la Falla de Ambato con un valor Mw= 6.5, es la más crítica para el área de estudio ya que tiene una cercanía de 2.4 km siendo esta la menor. Las aceleraciones dadas por el espectro específico para edificaciones que tienen periodos estructurales entre 0,10seg – 0,5seg son mayores a las obtenidas según la NEC-15.

ABSTRACT

In the present research project, the evaluation of a deterministic spectrum was carried out based on the selected faults that affect the study area with the spectrum proposed by the NEC-2015. The analysis was performed in 3 structures of the place where its vibration period was calculated, corresponding to the acceleration Sa (g) of each spectrum. To carry out this analysis, the standard penetration test was performed in 5 places, where the soil was classified as sand and the Nspt value was obtained to be applied in empirical equations that allow to calculate the average speed of the shear wave Vs30 of the soil profile, 5 geological faults capable of producing a significant terrain movement were taken into account, based on the source-site distance of the study the magnitude of moment for each fault was calculated based on the Wells-Coppersmith methodology, by Using parameters such as distance to the epicenter, focal depth, the soil movement prediction equations (GMPs) were used: Akkar and Bommer (2010), Boore and Atkinson (2008), Kanno (2006), Youngs (1997) and Zhao (2006) obtaining acceleration spectra and through an envelope of all the acceleration spectra a specific spectrum of maximum accelerations is obtained which is compared with the spectrum of the NEC15. Individually it can be said that the Fault of Ambato with a value Mw = 6.5, is the most critical for the study area since it has a closeness of 2.4 km being this the lowest. The accelerations given by the specific spectrum for buildings that have structural periods between 0.10sec - 0.5sec are greater than those obtained according to the NEC-15.

CAPÍTULO I

ANTECEDENTES

1.1 TEMA DEL TRABAJO EXPERIMENTAL

ESTUDIO DE PELIGRO SÍSMICO DETERMINISTA PARA LAS ESTRUCTURAS DEL CANTÓN AMBATO – PARROQUIA LA MERCED – SECTOR CASHAPAMBA Y BARRIO JESUS OBRERO – UBICADO EN LAS AVENIDAS UNIDAD NACIONAL, CEVALLOS, JULIO ENRIQUE PAREDES, JULIAN CORONEL, HUMBERTO ALBORNOZ, VICENTE MALDONADO Y CRISTOBAL COLON.

1.2 ANTECEDENTES

Según Quinde y Reinoso considera: "El principal objetivo de un estudio de peligro sísmico es el de caracterizar, de la manera más precisa posible, los niveles de movimiento del terreno que deberá soportar una determinada estructura. Se busca que el nivel de demanda sísmica se encuentre asociado a un nivel de desempeño de la estructura determinado previamente, de manera que se puedan controlar los daños que ocasionaría el evento sísmico." [1]

Según Bastias considera: "Un modelo predictivo de intensidades sísmicas busca cuantificar estas intensidades símicas en la superficie (e.g PGA o aceleraciones espectrales) y su incertidumbre. Lo anterior, modelando el fenómeno a través de variables explicativas tales como; la magnitud, la distancia de la fuente sísmica al sitio de estudio, el mecanismo de falla, el efecto de sitio, entre otras''. [2]

Según Ritta, Suarez y Pando considera: "la geología local es uno de los parámetros más importantes, ya que influye grandemente en el tipo de respuesta de sitio para cualquier sitio en particular. Es decir que, para un terremoto dado, la intensidad sísmica depende en gran medida del lugar donde se mide." [3]

Según Medina C, Cobos y Medina S, considera: "El grado de amplificación de la aceleración del sismo desde la roca hacia el suelo de cimentación, está en función de la velocidad de onda de corte". [4]

1.3 JUSTIFICACIÓN

El riesgo sísmico está conformado principalmente del peligro sísmico y la vulnerabilidad de las edificaciones, el riesgo en la conjugación de sus elementos hace referencia a posibilidad pérdidas humanas, materiales y económicas. La mayor parte del territorio Ecuatoriano está catalogado con amenaza sísmica alta, con excepción del nororiente y el litoral que presentan zonas sísmicas intermedia y muy alta respectivamente. [5]

El Ecuador se encuentra localizado en una de las regiones de mayor actividad símica, en el denominado Cinturón de Fuego del Pacífico, donde se libera la mayor cantidad de energía sísmica a nivel mundial. En consecuencia, surge la necesidad de evaluar el peligro sísmico al cual está sujeto el país, ya que la ocurrencia de eventos sísmicos de gran magnitud que generan intensidades elevadas del movimiento de suelo en un determinado sitio, puede provocar daños significativos o el colapso (total o parcial) de estructuras. [6]

El sismo del 5 de agosto de 1949, conocido como Terremoto de Ambato o Pelileo, tuvo un alto potencial destructivo debido a la generación de grandes deslizamientos por efectos de sitio en la localidad de Pelileo. El terremoto ocurrió a las 14h08 (tiempo local) y su epicentro, de acuerdo a las últimas investigaciones, se ubica en una falla al sur del Nido Sísmico de Pisayambo, aproximadamente a 20 km nororiente de Pelileo. La magnitud calculada en función de las intensidades generadas es de 6.8 con una profundidad menor a 15 km. el terremoto dejó más de 6 000 muertos; alrededor de 100000 personas sin hogar y un área afectada de 1 920 km2. Las ciudades con mayor destrucción fueron Pelileo 100%, Píllaro 90%, Guano 80% y Ambato 75%. [7]

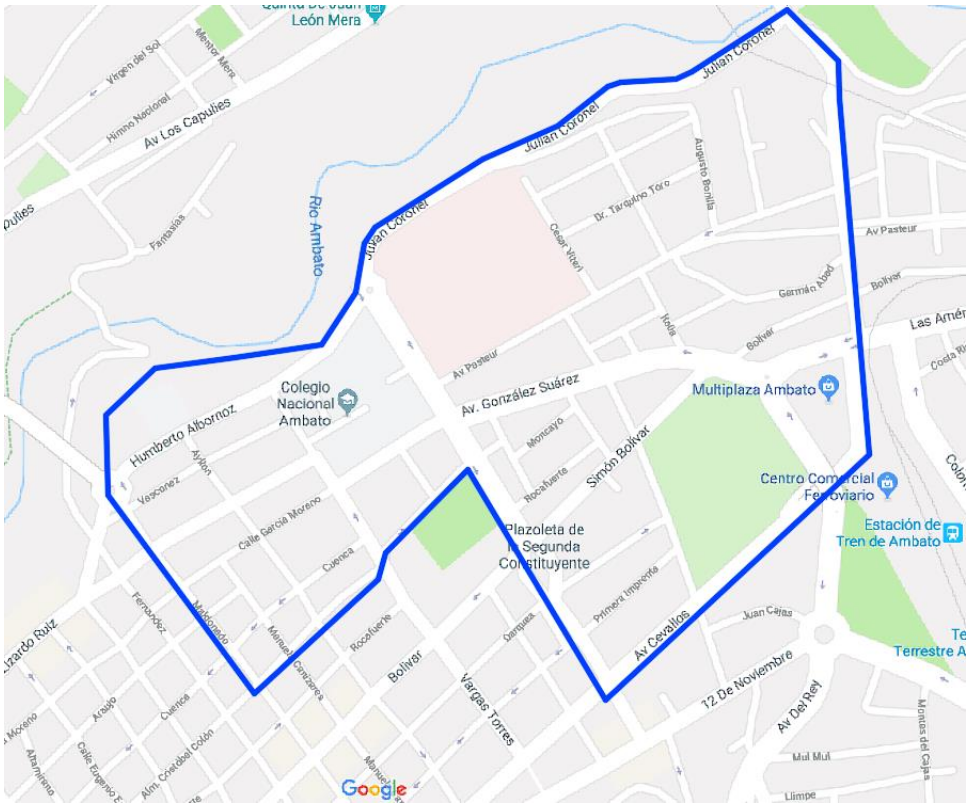
El presente estudio busca evaluar el peligro sísmico del área de estudio en base a un estudio de peligro sísmico deterministas utilizando las GMPEs (Ecuaciones de predicción del movimiento del suelo) en función a los diferentes segmentos de fallas seleccionadas, para determinar los espectros específicos de respuesta en aceleración.

1.4 OBJETIVOS

1.4.1 Objetivo general

Realizar el estudio de peligro sísmico determinístico para las estructuras del cantón Ambato – Parroquia La Merced – sector Cashapamba y barrio Jesús Obrero – ubicado en las avenidas Unidad Nacional, Cevallos, Julio Enrique Paredes, Julian Coronel, Humberto Albornoz, Vicente Maldonado y Cristobal Colon.

Ubicación



1.4.2 Objetivos Específicos

- Seleccionar las fallas activas que abarca el Régimen Tectónico en base al área de estudio.
- Comparar el espectro obtenido con el espectro general dado por la NEC.
- Verificar el comportamiento estructural con tres estructuras tipo del sitio de análisis.

CAPÍTULO II

FUNDAMENTACIÓN

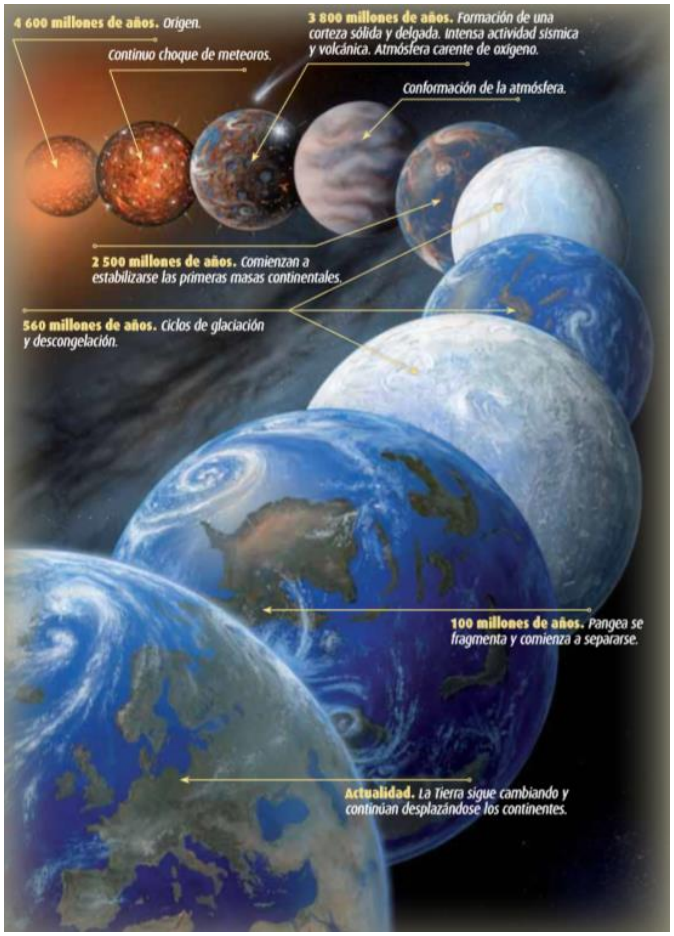
2.1 FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA

2.1.1 GEOMORFOLOGÍA ESTRUCTURAL DE LA TIERRA

Formación de la Tierra

Después de la gran explosión que dio origen al universo hace más de 13000 millones de años toda la materia que se encontraba en un solo punto fue lanzada a todas direcciones, dicha materia se acumuló formando las galaxias, dentro de estas el aglutinamiento de gases y polvo cósmico dio origen a los planetas como es el caso de la Tierra cuya formación surgió hace 4600 millones de años. [8]

Figura 1. Formación de la Tierra. Desde su origen resultado de la acumulación de gases y polvo hasta la actualidad.



Fuente: Instituto de Geografía UNAM. Atlas de Geografía del Mundo

Formación de la Estructura en Capas de la Tierra – Diferenciación Química

Durante el proceso de formación de la Tierra la temperatura fue muy elevada debido a la colisión de partículas y por las desintegraciones radiactivas de los elementos, esta temperatura provocó un proceso denominado diferenciación química, donde los materiales más densos se fundieron y formaron el núcleo compuesto por hierro y níquel, mientras los materiales más ligeros formaron capas superficiales de corteza primitiva compuesta de oxígeno y de elementos liófilos. [9]

Estructura interna de la Tierra

La estructura interna de la tierra se define en 2 grupos: [9]

- Por su composición química.
- Por sus propiedades físicas. [9]

Capas definidas por su composición química

Debido a la diferenciación química antes mencionada, el interior de la Tierra tiene tres regiones de composiciones químicas marcadas y diferentes: [9]

- **La corteza,** capa externa cuyo grosor varía entre 3 kilómetros en las cordilleras oceánicas, y 70 kilómetros en algunos cinturones montañosos.
- **El manto,** una capa de roca sólida (rica en sílice) que se extiende hasta una profundidad de unos 2.900 kilómetros
- **El núcleo,** una esfera rica en hierro con un radio de 3.486 kilómetros. [9]

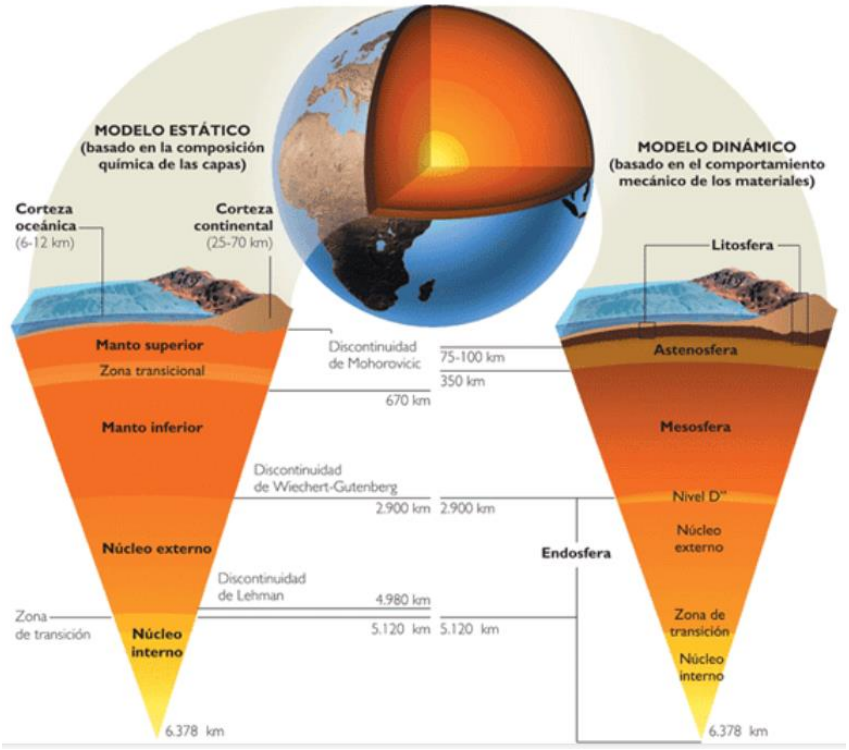
Capas definidas por sus propiedades físicas

Las propiedades físicas y mecánicas del material terrestre depende de la temperatura y la presión condiciones físicas que aumentan conforme incrementa la profundidad es así que el material terrestre puede comportarse como un sólido quebradizo, deformable o fundirse y pasar a líquido. Es así que según sus propiedades físicas la Tierra se divide en cinco capas principales que son: [9]

- **Litosfera.-** Es una región fría y rígida que se encuentra formada por la corteza y el manto superior, su grosor varía desde unos pocos kilómetros debajo de las dorsales oceánicas hasta casi 100 kilómetros en la corteza oceánica más antigua y fría, existen porciones más antiguas de los continentes donde su grosor llega a los 250 kilómetros.
- **Astenosfera.-** Es una capa blanda y plástica que se encuentra en el manto superior debajo de la litosfera, se extiende hasta una profundidad de 660 kilómetros, en la astenosfera superior las condiciones de presión y temperatura acercan a la roca a su temperatura de fusión haciendo esta región blanda donde la litosfera se mueve de manera independiente de la astenosfera.

- **Mesosfera o manto inferior.-** Se extiende desde los 660 kilómetros hasta los 2900 kilómetros, en esta zona conforme la profundidad aumenta las rocas son más resistentes debido a que la elevada presión en esta zona contrarresta a los efectos de la temperatura, aun así la roca puede fluir de manera gradual.
- **Núcleo.-** Está compuesto por una aleación de hierro y níquel, se divide en dos regiones con resistencias mecánicas diferentes. **El núcleo externo** con un espesor de 2.270 kilómetros, es el lugar donde se genera el campo magnético de la Tierra producto del flujo convectivo del hierro metálico. **El núcleo interno** es más fuerte que el núcleo externo ya que se encuentra en estado sólido debido a la enorme presión que contrarresta a la elevada temperatura, su radio es de 1.216 kilómetros. [9]

Figura 2. Estructura Interna de la Tierra. Según el modelo estático (composición química) y el modelo dinámico (comportamiento mecánico de los materiales).

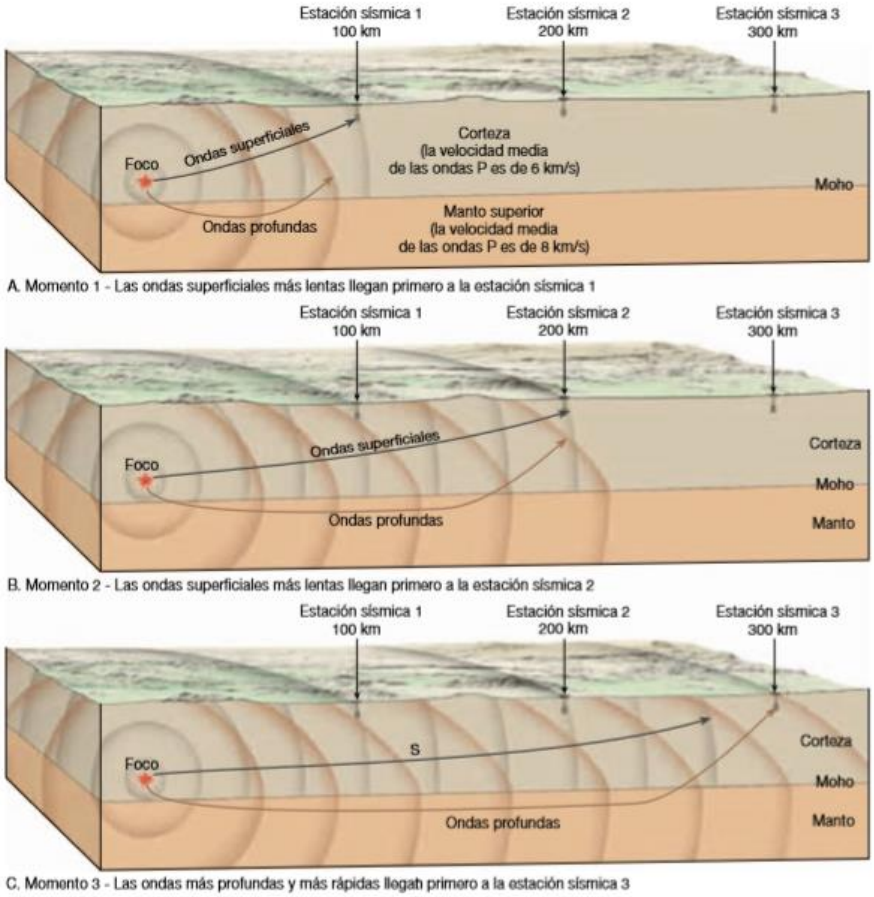


Fuente: http://estudiandobiologia1234.blogspot.com/p/capas.html

Discontinuidad de Mohorovicic

La discontinuidad de Mohorovicic, o Moho, separa la corteza del manto terrestre. La velocidad de las ondas símicas aumenta bruscamente en el Moho tanto en ambientes continentales como oceánicos, a esta conclusión se llegó con la medición de la velocidad de las ondas sísmicas las cuales a una distancia cercana a un terremoto su velocidad era de 6 kilómetros por segundo, mientras que, a una distancia alejada la velocidad era de 8 kilómetros por segundo, se concluyó entonces que a una profundidad de 50 kilómetros se tiene una capa con propiedades diferentes que facilita el desplazamiento de las ondas sísmicas. [10]

Figura 3. Trayectoria Idealizada de la Onda Sísmica. A partir de la discontinuidad de Moho a 50 km de profundidad se facilita el desplazamiento de las ondas sísmicas haciendo que las ondas P viajen más rápido.



Fuente: Tarbuck, E. Lutgens, F. Ciencias de la Tierra

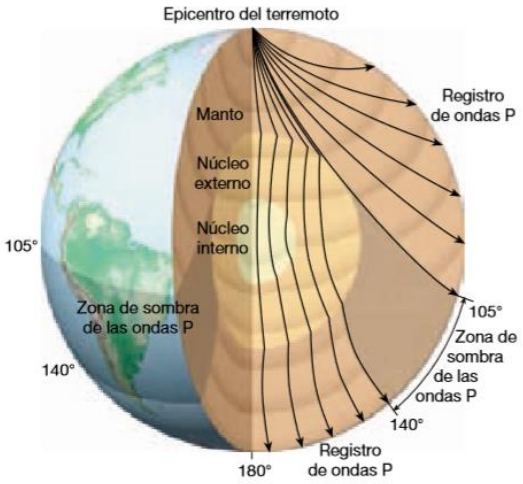
Se reconoce una zona de baja velocidad (ZBV) entre 80 y 300 km de profundidad. Entre los 400 y 670 km la velocidad aumenta claramente en la denominada **zona de transición**, que separa el manto superior del inferior. [10]

Discontinuidad de Gutenberg o Límite núcleo – manto

La velocidad de las ondas sísmicas aumenta paulatinamente en el manto inferior hasta 2891 km, que señala la Discontinuidad de Gutenberg. Esta discontinuidad separa el manto del núcleo terrestre en el que la velocidad de las ondas P disminuye bruscamente y las ondas S no se transmiten, lo que indica que debe estar en estado fundido. [10]

El cambio de las propiedades físicas en el límite núcleo manto hace que la trayectoria de las ondas cambien producto de la refracción de dichas ondas, lo que se traduce en una zona de sombra para las ondas P entre unos 105° y uno 140°.[9]

Figura 4. Discontinuidad de Gutenberg. Esta separa el núcleo del manto, se identifica por impedir el paso a las ondas S debido al estado líquido del núcleo superior y por crear una zona de sombra para las ondas P debido a la refracción de las mismas al pasar por el núcleo.



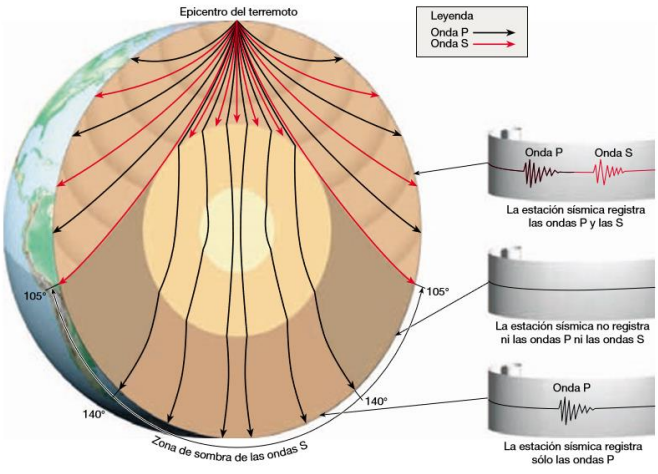
Fuente: Tarbuck, E. Lutgens, F. Ciencias de la Tierra

Discontinuidad de Lehman

Las ondas P incrementan su velocidad a 5150 km que separa el núcleo externo del interno. Algunos investigadores denominan a este límite Discontinuidad de Lehmann (Fowler, 2005). [10]

Debido a la reflexión y refracción de las ondas sísmicas, y el cambio de velocidad de las ondas P (más veloces en el nucleo interno que en el externo) Lehmann descubrió que la región interna del núcleo se encuentra en estado sólido. [9]

Figura 5. Discontinuidad de Lehman. Marca el límite entre el núcleo externo (estado fundido) y el núcleo interno (estado sólido), donde la velocidad, reflexión y refracción de las ondas P se ven afectados por la diferencia de estados líquido y sólido.



Fuente: Tarbuck, E. Lutgens, F. Ciencias de la Tierra

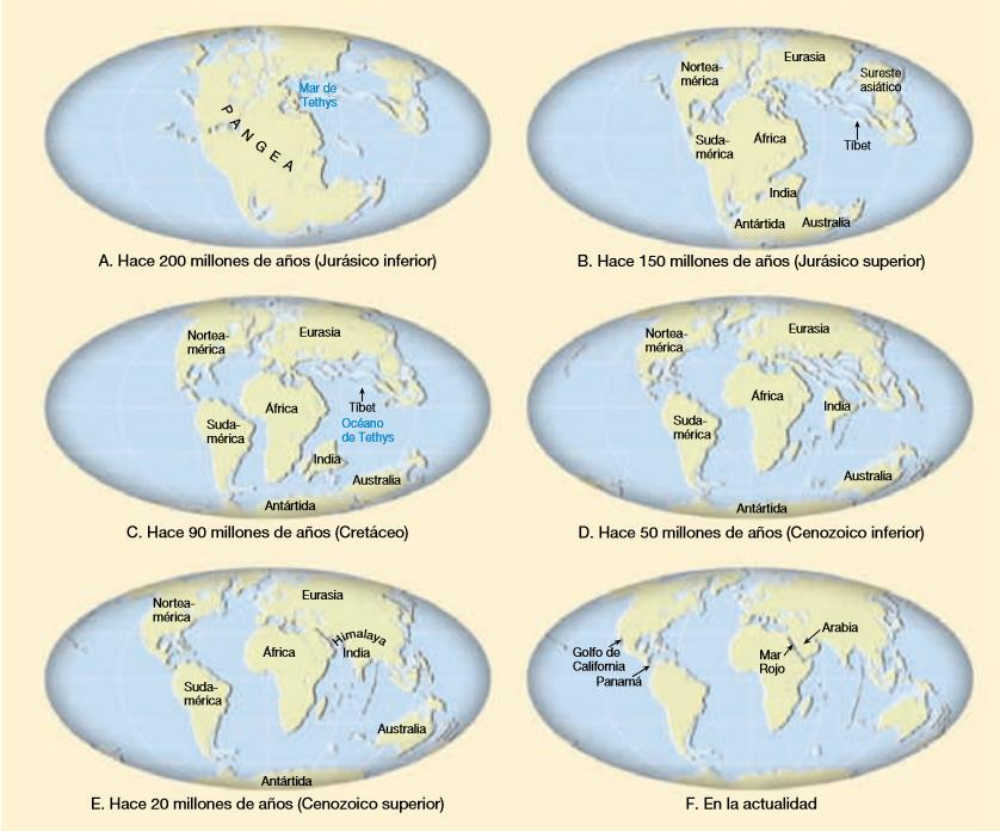
Isostasia

La teoría de la isostasia explica los movimientos corticales en la vertical. La Litosfera rígida flota sobre la Astenosfera interyacente. Cuando la corteza terrestre presenta cordilleras y altiplanicies la inflexión en el manto superior será más profunda. [10]

2.1.2 DERIVA CONTINENTAL

Alfred Wegener desarrolló, en 1912, la Teoría de la Deriva Continental, que afirma que los actuales continentes se hallaban agrupados, hace 200 millones de años, formando un super continente llamado pangea. Dichos continentes al moverse constantemente sobre un supuesto sustrato viscoso llegaron a ocupar su posición actual. [11]

Figura 6. Deriva Continental. Describe el cambio de la forma continental a través del tiempo debido al movimiento del continente sobre la astenosfera.

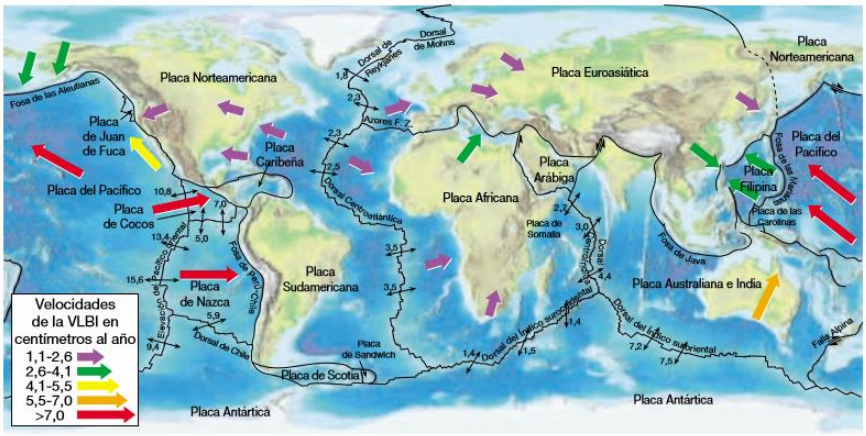


Fuente: Tarbuck, E. Lutgens, F. Ciencias de la Tierra

2.1.3 TECTÓNICA DE PLACAS

La tectónica de placas es un modelo en el que la parte externa de la tierra se divide en número de placas rígidas delgadas, que están en movimiento relativo una con respecto a la otra. Las velocidades relativas de las placas son del orden de unos centímetros por año. [10]

Figura 7. Direcciones y Velocidades de las Placas. Dirección y velocidad del movimiento de las placas según el tipo de falla que ejercen fuerzas que las incitan a desplazarse.



Fuente: Tarbuck, E. Lutgens, F. Ciencias de la Tierra

Límites de las Placas

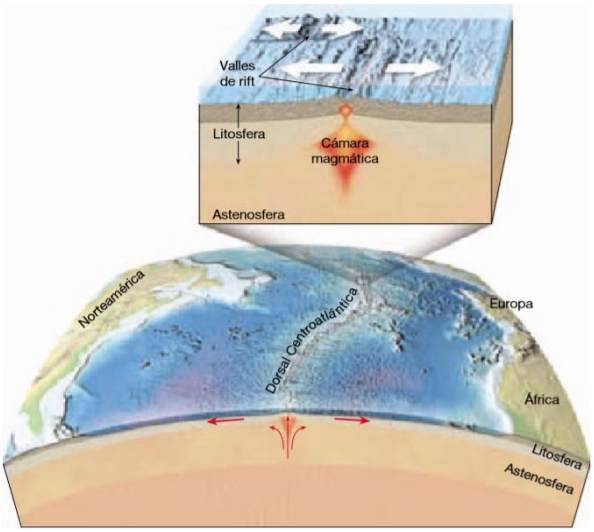
La interacción entre placas se produce entre sus bordes, los cuales se diferencian según el tipo de movimiento y son de tres tipos: [9]

- Márgenes divergentes
- Márgenes convergentes
- Zonas transformantes

Márgenes divergentes

En este tipo de borde las placas se separan, por donde brota el material que asciende desde el manto creando nuevo suelo oceánico, por lo que a este tipo de borde se lo conoce también como borde constructivo. El nuevo suelo oceánico caliente, menos denso pero con más volumen se acumula y forma una **dorsal oceánica** o cadena montañosa submarina**,** conforme se va creando nueva litosfera, ésta se separa de la dorsal oceánica. Por lo tanto, se enfría y se contrae aumentando así su densidad. Este aumento de densidad provoca mayores profundidades oceánicas lejos de la cresta de la dorsal. A lo largo del eje de algunos segmentos de la dorsal existe una profunda estructura fallada denominada **valle de rift.** [9]

Figura 8. Bordes divergentes y dorsales oceánicas. También conocido como borde constructivo ya que es aquí donde se genera nuevo suelo oceánico que al acumularse forma una cadena monañosa submarina o dorsal oceánica.

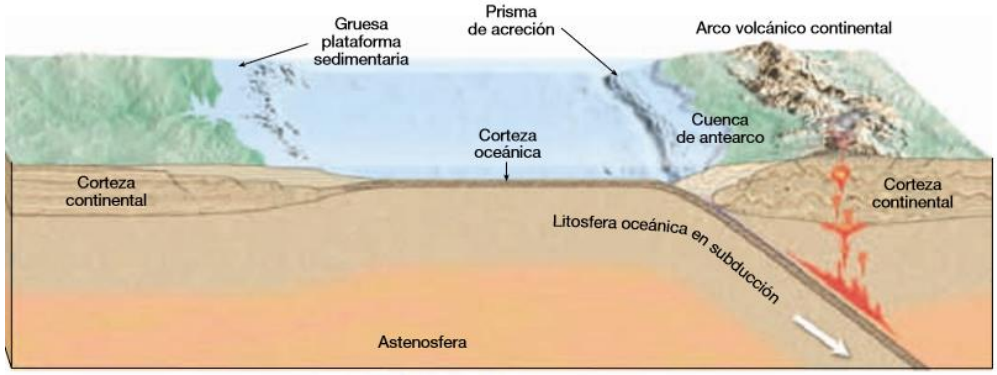


Fuente: Tarbuck, E. Lutgens, F. Ciencias de la Tierra

Márgenes convergentes

Este tipo de márgenes son llamados bordes destructivos o **zona de subducción** porque son lugares donde dos placas se juntan y debido a la diferencia de densidades la placa litosférica más densa que generalmente es la litosfera oceánica desciende (es subducida) hacia la astenosfera, mientras que la litosfera continental es menos densa y resiste la subducción. [9]

Figura 9. Borde convergente. También llamado borde destructivo ya que una de las placas en contacto (la más densa) desciende hacia el manto.



Fuente: Tarbuck, E. Lutgens, F. Ciencias de la Tierra

Tipos de márgenes convergentes

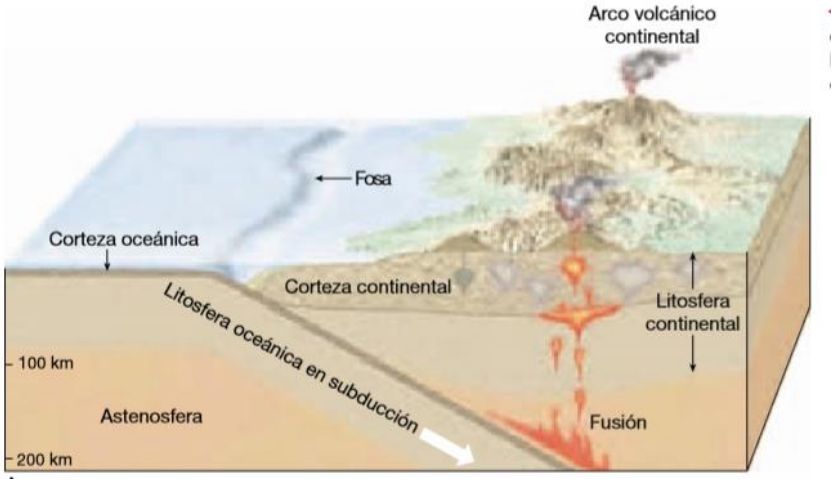
Son de tres tipos que son:

- Convergencia oceánica-continental
- Convergencia oceánica-oceánica
- Convergencia continental-continental

Convergencia oceánica-continental

Es cuando la litosfera oceánica converge con la litosfera continental, donde la litosfera oceánica más densa se hundirá en el manto. Producto del magma generado por la subducción de la placa de Nazca por debajo del continente sudamericano se formaron los volcanes de los Andes. [9]

Figura 10. Convergencia oceánica – continental. Resultado del contacto entre una placa oceánica y una continental donde la más densa se hunde hacia al manto donde se fundirá y cuyo magma creará cadenas montañosas.

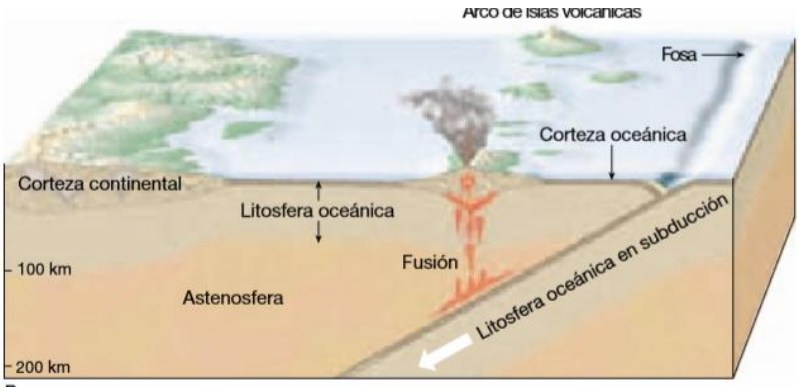


Fuente: Tarbuck, E. Lutgens, F. Ciencias de la Tierra

Convergencia oceánica-oceánica

Cuando convergen dos placas oceánicas, una desciende por debajo de la otra, iniciando la actividad volcánica por el mismo mecanismo que actúa en un borde convergente oceánico-continental. Cuando la subducción se mantiene, acabará por construir cadenas de estructuras volcánicas que emergen como islas. [9]

Figura 11. Convergencia oceánica – oceánica. Resultado del contacto entre una placa oceánica con otra oceánica donde la más densa se hunde hacia al manto donde se fundirá y cuyo magma formará islas.

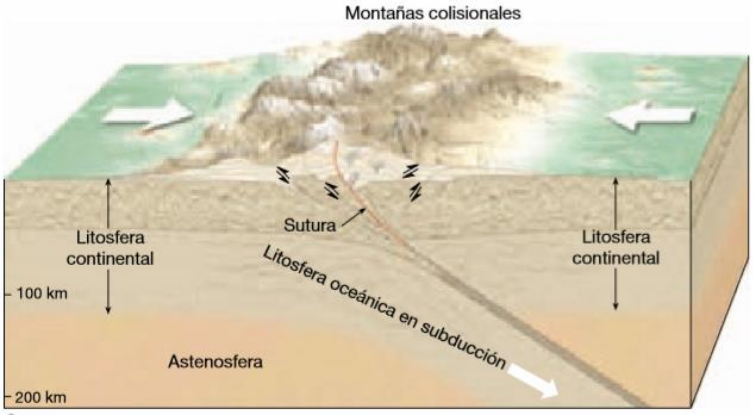


Fuente: Tarbuck, E. Lutgens, F. Ciencias de la Tierra

Convergencia continental-continental

Si la placa en subducción también contiene litosfera continental, la subducción continuada acabará uniendo los dos bloques continentales. Mientras la litosfera oceánica es relativamente densa y se hunde en la astenosfera, la litosfera continental flota, lo cual impide que ésta sea subducida a una gran profundidad. El resultado es una colisión entre los dos bloques continentales. [9]

Figura 12. Convergencia continental – continental. El choque de dos placas continentales con similar densidad impide una subducción profunda, dando como resultado elevaciones montañosas colisionadas.

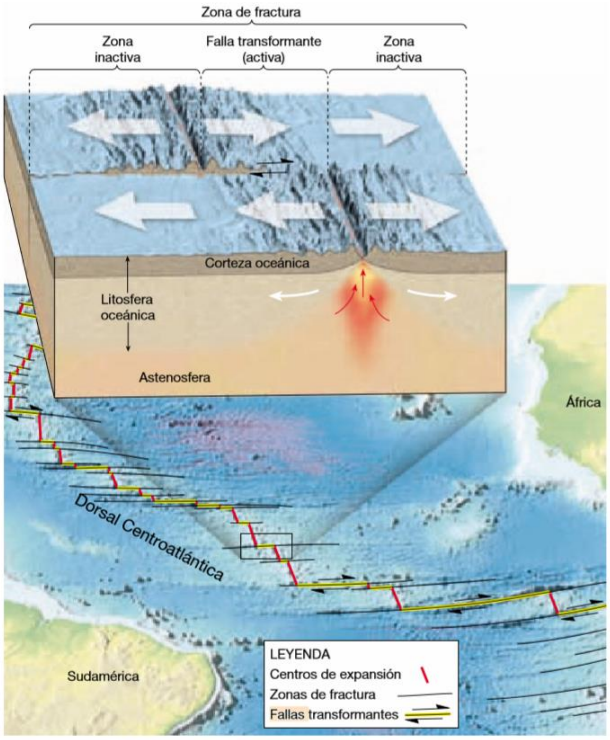


Fuente: Tarbuck, E. Lutgens, F. Ciencias de la Tierra

Bordes de falla transformante

También denominados bordes pasivos donde dos placas se desplazan lateralmente una respecto de la otra sin la producción ni la destrucción de litosfera. Se identificaron donde se desplazan los segmentos desalineados de una dorsal oceánica [9]

Figura 13. Falla transformante. Se forma principalmente a lo largo de una dorsal ya que por ser corteza relativamente nueva se dan deslizamientos horizontales a través de esta.



Fuente: Tarbuck, E. Lutgens, F. Ciencias de la Tierra

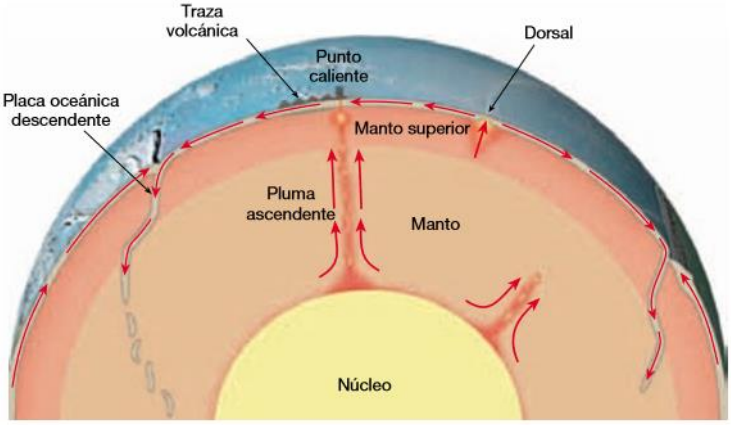
Movimiento de las placas - Flujo Convectivo del Manto

El movimiento lento de las placas es producido por la variación del calor en el interior de la tierra a causa del flujo convectivo del manto rocoso de 2900 kilómetros de espesor. [9]

La convección es la transferencia de calor mediante el movimiento o la circulación en una sustancia. Por consiguiente, las rocas del manto deben ser capaces de fluir. [9]

El flujo convectivo del manto o flujo térmicamente impulsado es el proceso más relevante en el interior de la Tierra, donde el flujo frio (placas oceánicas densas en subducción) desciende y el flujo caliente (dorsales oceánicas menos densas y plumas calientes generadas en el límite núcleo - manto) asciende, este proceso genera fuerzas que impulsa las placas litosféricas rígidas a través del planeta, y genera en última instancia las cordilleras montañosas de la Tierra y la actividad volcánica y sísmica de todo el mundo. [9]

Figura 14. Modelo para la convección del Manto. La variación de calor es el principal motor que genera el movimiento de las placas, el ciclo depende del flujo frío que es la placa oceánica descendente que jala de la placa y el flujo caliente que son las plumas ascendentes, dorsales oceánicas, que generan litosfera y empujan la placa.



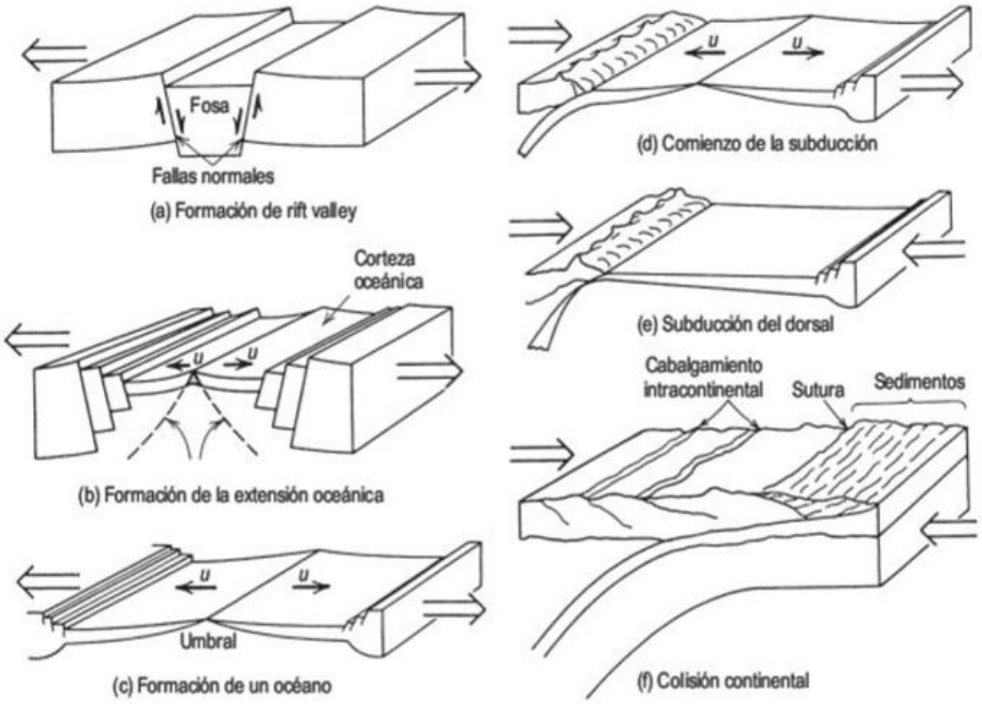
Fuente: Tarbuck, E. Lutgens, F. Ciencias de la Tierra

Ciclo de Wilson

Wilson propuso que la deriva continental es cíclica, esta periodicidad se conoce como el *ciclo de Wilson* en reconocimiento a J. Tuzo Wilson a la ***tectónica de placas.*** [10]

1. Se produce la rotura del continente en los denominados rift valleys (figura 15a).
2. La segunda etapa es la formación de la extensión del fondo oceánico con la formación de una dorsal oceánica y ascenso del material fundido del manto, que genera una corteza oceánica (figura 15b).
3. La continua extensión da origen a una cuenca oceánica (figura 15c).
4. A medida que el fondo oceánico del margen continental crece, la Litosfera se hace más potente y más densa. La Litosfera llega a ser inestable, de modo que se hunde originándose una fosa y el comienzo de la subducción (figura 15d).
5. Las fosas oceánicas se forman adyacentes a los continentes. Si la velocidad de subducción es mayor que la de extensión del fondo oceánico el tamaño del océano disminuye y el resto de la dorsal también entrara en subducción (figura 15e).
6. Con el tiempo los continentes colisionarán (figura 15f). [10]

Figura 15. Ciclo de Wilson. De la figura (a) a la (f) se indica el proceso mediante el cual se crea y se destruye corteza, proceso que origina la deriva continental.



Fuente: Gutiérrez, M. Geomorfología

Fuerzas que impulsan el movimiento de las placas

Las fuerzas que impulsan el movimiento de la las placas son:

- Fuerza de arrastre de la placa
- Fuerza de empuje de dorsal
- Fuerza de succión de la placa

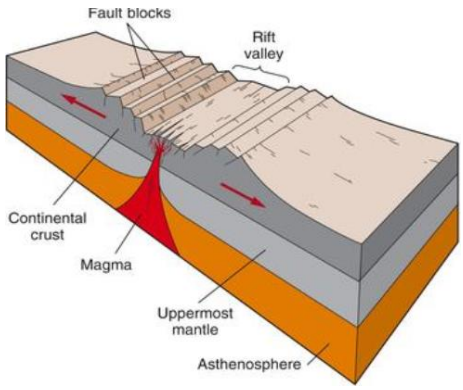
Fuerza de arrastre de la placa

La subducción de la capa más fría y densa de la litosfera oceánica, que se hunde en la astenosfera (menos densa) tiende a jalar de sí misma. [9]

Fuerza de empuje de la dorsal

La posición elevada de la dorsal oceánica, hace que las capas de la litosfera se deslicen hacia abajo por los flancos de la dorsal, generando un empuja a la placa [9]

Figura 16. Empuje de la dorsal. Le creación continua de litosfera oceánica hace que la misma se acumule y se eleve, creando así fuerzas que empujan la placa.

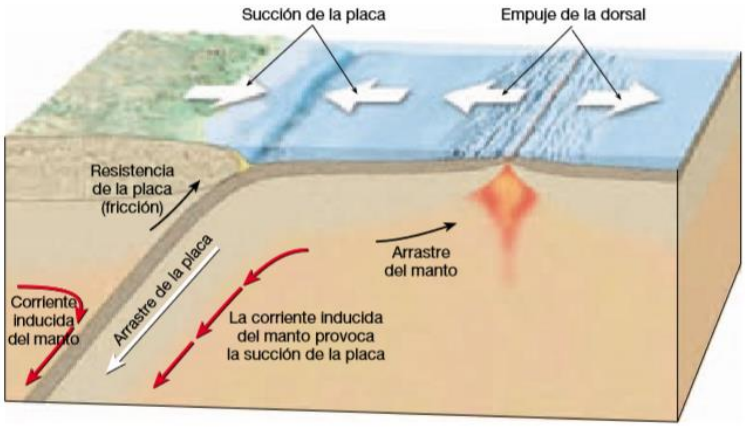


Fuente: Gutiérrez, M. Geomorfología

Fuerza de succión de la placa

El arrastre de una placa en subducción en el manto adyacente, induce una corriente de circulación en la misma dirección que succiona ambas placas, la subducida y la superpuesta hacia la fosa. [9]

Figura 17. Fuerzas que actúan sobre las placas. La subducción de una placa (línea blanca hacia abajo) crea una corriente en el manto en la misma dirección del movimiento (líneas rojas hacia abajo) que incita a continuar el arrastre de la placa.



Fuente: Tarbuck, E. Lutgens, F. Ciencias de la Tierra

Fuerzas que impiden el movimiento de las placas

Las fuerzas que impiden el movimiento de la las placas son:

- Fuerza de resistencia de la placa
- Fuerza de arrastre del manto

Fuerza de resistencia de la placa

Fricción que se produce cuando una placa en subducción roza contra una placa superpuesta (figura 14). [9]

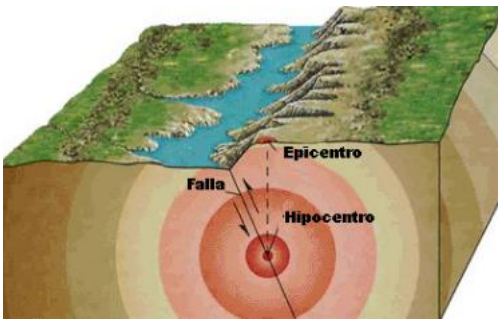
Fuerza de arrastre del manto

La corriente de circulación en la misma dirección que succiona ambas placas, a menudo actúa en la dirección opuesta y contrarresta el movimiento de la placa (figura 14). [9]

2.1.4 SISMOS

Los sismos, terremotos o temblores son movimientos de la corteza terrestre, generado por distintos fenómenos. En un sismo, se identifica un punto denominado foco o hipocentro, donde se considera se inició el movimiento; a su proyección en la superficie de la tierra se la llama epicentro. [14]

Figura 18. Hipocentro y Epicentro. Hipocentro lugar donde se genera el sismo y epicentro su proyección a la superficie.



Fuente: https://www.definicionabc.com/geografia/epicentro.php

Tipos de Sismos

Los sismos pueden ser de varios tipos:

- Tectónicos
- Actividad volcánica
- Actividad humana
- Fallamientos geológicos activos en el interior de una placa tectónica

Tectónicos

Son aquellos producidos por la interacción de placas tectónicas. [11]

Los sismos tectónicos se han clasificado en los siguientes

A. **Sismos Interplaca (< 40-60 km de profundidad):**
   También se conocen como terremotos de subducción. Corresponden a sismos compresionales con mecanismos de falla inversa y su magnitud es proporcional al desplazamiento y al área de la zona de desplazamiento. La profundidad de los terremotos en zona de acoplamiento se limita a una zona de profundidad máxima de 60 km (Delouis et al., 1994; Comte & Suárez, 1994; Araujo & Suárez, 1994). [12]

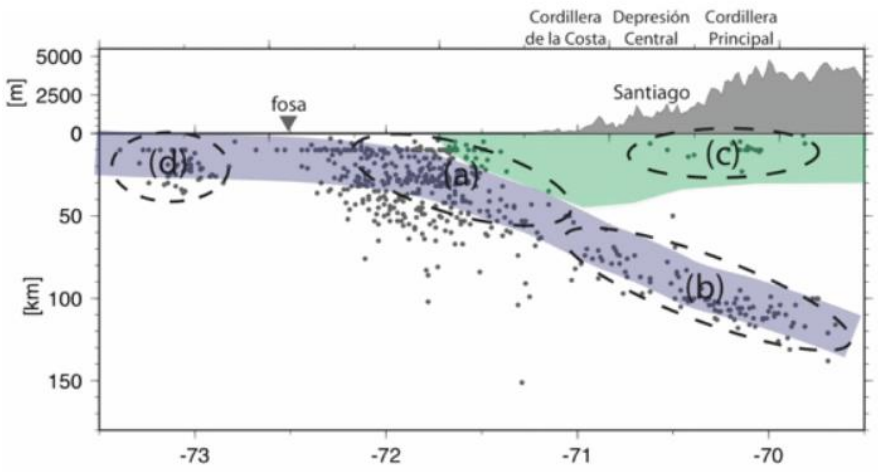
B. **Sismos Intraplaca de profundidad intermedia (> 50 km, < 250 km de profundidad):** Ocurren al interior de la placa oceánica a profundidades superiores a los 50 km hasta profundidades a las cuales se cree la placa pierde su comportamiento frágil (~700 km). [12]

C. **Sismos Superficiales o Corticales (< 60 km de profundidad):** Ocurren dentro de la placa continental en la corteza a profundidades inferiores a los 60 km. Se deben principalmente a las deformaciones generadas por la convergencia entre la placa de Nazca y la placa continental. [12]

D. **Sismos Outer-Rise (< 30 km de profundidad):** Ocurren costa afuera de la fosa oceánica. Se deben a la deformación de la placa de Nazca y a los esfuerzos de flexión sobre ella antes de iniciar el proceso de subducción, ubicándose en la zona de outer-rise o de máxima curvatura. Son sismos de baja profundidad y en general poseen magnitudes inferiores a 7.0, razón por la cual generalmente no generan tsunamis. [12]

E. **Sismos por falla Transformante:** Corresponden a sismos producidos por el desplazamiento lateral de una placa tectónica respecto a la placa vecina.

Figura 19. Tipos de sismos tectónicos. Según su ubicación pueden ser (a) Interplaca, (b) Intraplaca, (c) Corticales, (d) Outer-Rise



Fuente: http://www.csn.uchile.cl/tipos-de-sismos-chile/

Actividad volcánica

Producen sismos de baja magnitud, aunque en erupciones extraordinarias pueden causar daño a construcciones cercanas. [13]

Actividad humana

Resultado de la explosión de bombas atómicas, grandes cantidades de dinamita, o simplemente, el derrumbe de galerías remanentes de la actividad minera. [13]

Fallamientos geológicos activos en el interior de una placa tectónica

Son sismos frecuentes producidos en zonas de debilidad donde los esfuerzos tienden a liberarse, dichas fallas actúan a manera de fusibles en los mecanismos tectónicos. [13]

2.1.5 FALLAS EN EL INTERIOR DE UNA PLACA TECTÓNICA

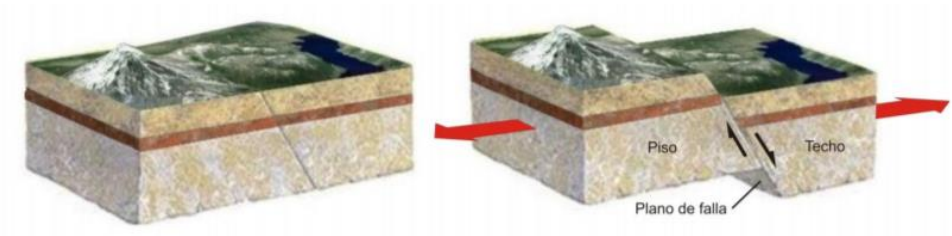
Una falla es una discontinuidad que se forma debido a la fractura de grandes bloques de rocas en la Tierra cuando las fuerzas tectónicas superan la resistencia de las rocas. Los tipos de fallas son: [15]

- Falla normal
- Falla inversa
- Falla de desgarre

Falla normal

Es originada por la tensión horizontal, inducida de manera perpendicular a la línea de ruptura, presenta un movimiento vertical con un ángulo de 60 grados con respecto a la horizontal. El bloque superior se denomina techo con deslizamiento hacia abajo y bloque inferior se denomina piso, el cual asciende. [15]

Figura 20. Falla normal. Se genera por tensión horizontal donde el plano de falla es inclinado, con deslizamiento vertical del techo.

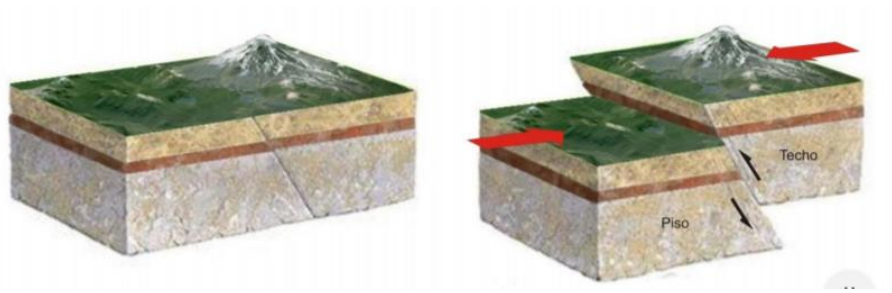


Fuente: http://contenidos.inpres.gov.ar/docs/Fallas%20Geol%C3%B3gicas.pdf

Falla inversa

Es originada por compresión horizontal, presenta un plano de falla con un ángulo de 30 grados respecto a horizontal. El bloque de techo se encuentra sobre el bloque de piso. [15]

Figura 21. Falla inversa. Se genera por compresión horizontal donde el plano de falla es inclinado, con deslizamiento vertical del piso.

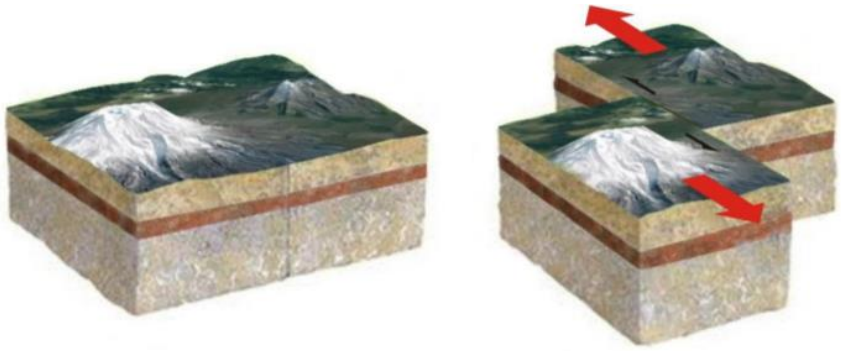


Fuente: http://contenidos.inpres.gov.ar/docs/Fallas%20Geol%C3%B3gicas.pdf

Falla de desgarre

Son comunes en los límites transformantes de placas tectónicas, también son conocidas como fallas transversales. Se desarrollan a lo largo de planos verticales y el movimiento de los bloques es horizontal. Se presentan dos tipos de fallas de desgarre: laterales derechas y laterales izquierdas. Laterales derechas o dextrales, son aquellas en donde el movimiento relativo de los bloques es hacia la derecha; mientras que en las laterales izquierdas o sinestrales, el movimiento es hacia la izquierda. [15]

Figura 22. Falla de desgarre. Llamado también falla transversal y es generado por un movimiento horizontal en sentido opuesto de dos bloques.



Fuente: http://contenidos.inpres.gov.ar/docs/Fallas%20Geol%C3%B3gicas.pdf

2.1.6 ONDAS SÍMICAS

La energía liberada por un sismo se propaga desde la zona de ruptura, mediante diversos tipos de ondas que hacen vibrar la corteza terrestre. [14]

Existen dos tipos de ondas sísmicas. Las ondas internas y las ondas superficiales.

Ondas Internas

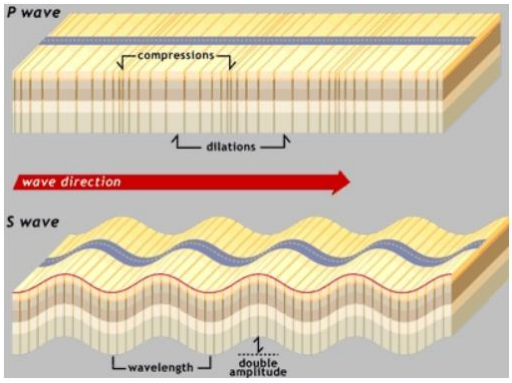
Se transmiten en cualquier dirección por el interior de los cuerpos. [13]

Las ondas internas se dividen en **ondas P**, también llamadas principales o de dilatación y las **ondas S**, secundarias o de cortante. [14]

- **Ondas P**
  Las partículas de la corteza experimentan un movimiento paralelo a la dirección de la propagación. [14]
  Esta onda comprime y expande la roca, en forma alternada, en la misma dirección en la que viaja. Estas ondas son capaces de viajar a través de las rocas solidas así como los líquidos. [11]
  La velocidad de las ondas P, siempre supera a la velocidad de las ondas S. Por este motivo, a una estación sismológica siempre llegan las ondas P que las ondas S. [13]

- **Ondas S**
  Las partículas se mueven transversalmente a la dirección de propagación. Las ondas S producen un movimiento más intenso y de características más dañinas para las edificaciones que las ondas P. [14]
  Este tipo de onda no se transmite en líquidos ni gases. [11]

Figura 23. Ondas Internas. Las ondas P de la parte superior comprime y expande la roca, mientras las ondas S de la parte inferior se mueven transversalmente a la dirección del movimiento.



Fuente: http://www.igeo.ucm-csic.es/cultura-cientifica/divulgacion/228-igeoquiz-12-marzo-el-n%C3%BAcleo-l%C3%ADquido-de-la-tierra

Ondas Superficiales

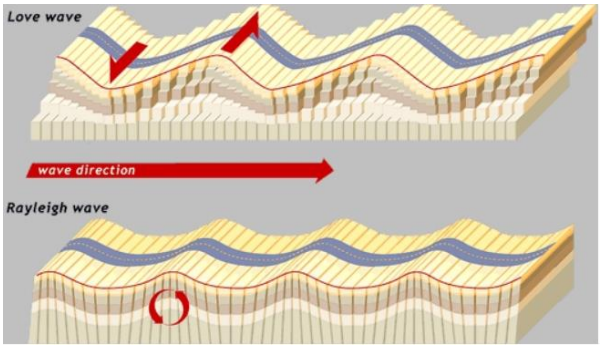
Se propaga por la superficie de la corteza terrestre, la amplitud de su movimiento disminuye a medida que la profundidad aumenta. [11]

Se deben a reflexiones y refracciones de las ondas de cuerpo, cuando estas llegan a la superficie o a una interface entre estratos. [14]

Las ondas superficiales se dividen en ondas **Love** y las ondas **Rayleigh**.

- **Love**
  Las rocas se deforman de la misma manera que las ondas "S". Las ondas superficiales viajan más despacio que las ondas internas y, de éstas, las ondas Love son las más rápidas. [11]
- **Rayleigh**.
  Producen un movimiento elíptico retrógrado del suelo, similar al movimiento de una ola del mar.

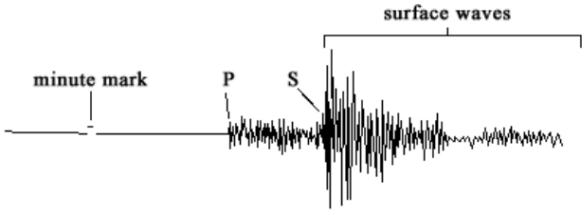
Figura 24. Ondas Superficiales. Las ondas L de la parte superior mueven la superficie de manera transversal, mientras las ondas R de la parte inferior producen un movimiento elíptico.



Fuente: http://www.igeo.ucm-csic.es/cultura-cientifica/divulgacion/228-igeoquiz-12-marzo-el-n%C3%BAcleo-l%C3%ADquido-de-la-tierra

Después de iniciado un evento sísmico las ondas **P** son las que se sienten primero, su efecto de retumbo hace vibrar paredes y ventanas. Después de unos segundos llega la onda **S** seguidas de las **ondas superficiales,** que sacude la superficie del suelo vertical y horizontalmente. Este movimiento es el causante del daño en las construcciones.

Figura 25. Ondas P, S y superficiales en un acelerograma. Forma típica del orden de llegada de las ondas internas y superficiales.

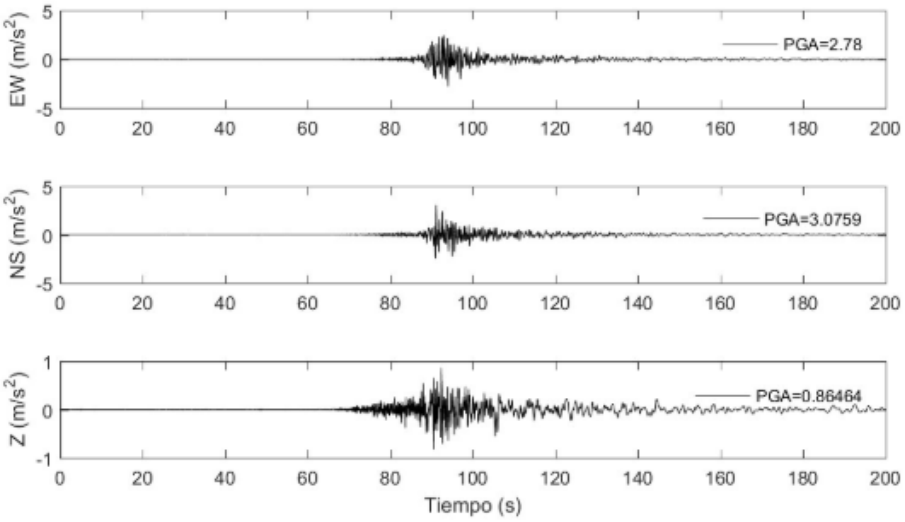


Fuente: https://web.ua.es/es/urs/divulgacion/propagacion-de-ondas-sismicas.html

2.1.7 ACELEROGRAMAS

Los acelerogramas son registros que presentan una serie cronológica de los valores de aceleración durante un sismo, además presentan la aceleración máxima y la duración de la excitación sísmica. [5]

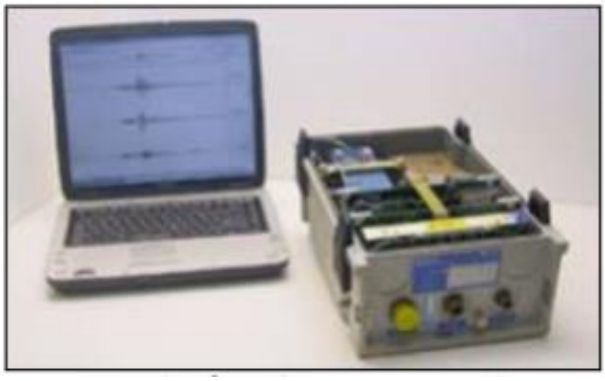
Figura 26. Acelerograma en las componentes norte – sur, este – oeste y vertical del sismo del 16 de abril de 2016.



Fuente: Instituto Geofísico, Informe sísmico especial N. 18 – 2016

Los registros de aceleración se lo realiza con un a**celerógrafo** y los datos obtenidos son específicos de lugar donde este se encuentre. El instrumento posee tres sensores ortogonales, si el equipo se encuentra en el suelo este registra su movimiento en las componentes norte – sur, este – oeste y vertical. [17]

Figura 27. Computador y Acelerógrafo.



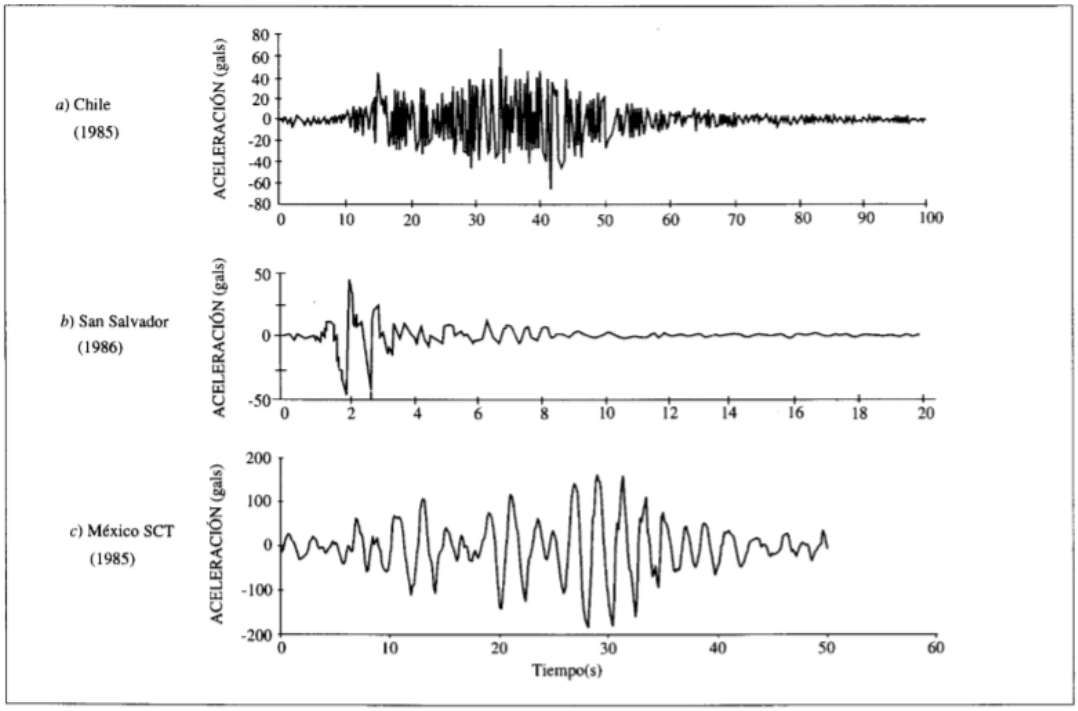
Fuente: http://www.estructuras.lis.ucr.ac.cr/index.php?id=Inicio

Los parámetros más relevantes que definen la intensidad de evento sísmico y su efecto en las estructuras son la aceleración máxima esperada, expresada como fracción de la gravedad, la duración de la fase intensa del movimiento y el contenido de frecuencias (tasa de cambio de la dirección del movimiento), que hace referencia al tipo de estructuras que será más afectado.

En la figura 28 se presentan 3 tipos de acelerogramas donde cada uno de ellos es peligroso para un tipo de estructuras en particular. El registro *a* con una aceleración máxima de 0.16 g y con frecuencias altas que predominan el acelerograma (número de picos por segundo) es dañino para estructuras de mediana y baja altura con periodos fundamentales cortos. El registro *b* con una aceleración de 0.68 g muy superior a la anterior, resulta menos dañino que el primero, ya que los periodos predominantes cortos y la poca duración del evento hace que los ciclos de vibración inducidos en la estructura sean menores y así los movimientos de esta no se amplificaran. El registro *c* con una larga duración y periodos de vibración muy largos aunque su aceleración no sea muy grande es muy peligroso para estructuras altas y flexibles con periodos naturales de vibración largos. [14]

Lo anterior expuesto hace referencia al efecto de **resonancia** en las estructuras, lo que quiere decir que mientras más cercanos se encuentren los periodos dominantes del movimiento del suelo y el periodo fundamental de vibración de la estructura, los movimientos inducidos en la estructura se verán amplificados y los efectos del sismo serán más críticos en la edificación. [14]

Figura 28. Acelerogramas típicos. Registro: (a) Frecuencias altas y periodos cortos, duración larga resulta dañino para estructuras bajas, (b) Frecuencia moderada y periodos cortos, poca duración, resulta menos dañino que el anterior, (c) Frecuencia moderada y periodos largos, larga duración resulta dañino para estructuras altas.



Fuente: Bazán, E. y Meli, R .Diseño sísmico de edificios

2.1.8 INTENSIDAD SISMICA

La intensidad en función de la aceleración son las escalas más precisas, pero se necesita coloca un número considerable de instrumentos para poder realizar esta medición, así que se ha creado otro tipo de escalas de intensidad de carácter cualitativo que se basa en la severidad de los daños producidos. [14]

La intensidad de carácter cualitativo es un indicador de la fuerza del evento, medido en personas, objetos y edificaciones. Para determinar los niveles de intensidad en el sino del 16 de abril de 2016 se utilizó la Escala Macrosísmica Europea (EMS98), que es una actualización de la Escala de Mercalli. Esta escala cuenta con 12 grados. [18]

Tabla 1. Vista simplificada y generalizada de la EMS – 98, para fines educativos. Se indica la Escala Macrosismica Europea (EMS98) utilizada para medir la intensidad del sismo del 16 de abril del 2016, que es una actualización de la escala de Mercalli.

INTENSIDAD EMS	DEFINICION	TIPO DE DAÑOS
I	No sensible	No sensible.
II	Sensible levemente	Sensible solamente para poca gente personas en reposo en vivienda.
III	Débil	Sensible adentro para poca gente. La gente en reposo siente una oscilación o temblor leve.
IV	Observado ampliamente	Sensible por muchos adentro y pocos afuera de edificios. Pocas personas se despiertan. Las ventanas, puertas y platos se estremecen.
V	Fuerte	Sensible por casi todos adentro y pocos afuera de edificios. Muchas personas se despiertan. Algunos se asustan. Los edificios tiemblan por doquier. Los objetos colgantes se mecen considerablemente. Pequeños objetos se desplazan. Las puertas y ventanas se abren y se cierran.
VI	Causa Daños leves	Mucha gente se asusta y corre hacia fuera. Algunos objetos se caen. Muchas viviendas sufren daños leves no estructurales, como grietas muy delgadas y la caída de piezas de repello.
VII	Causa daños	Mucha gente se asusta y corre hacia fuera. Los muebles son desplazados y se caen muchos objetos de repisas. Muchos edificios ordinarios bien construidos sufren daños moderados; pequeñas grietas en los muros, caída de repello, se caen partes de chimeneas; edificios antiguos pueden mostrar grandes grietas en los muros y fallas en las paredes y tabiques

Fuente: ESC

Tabla 1. (Continuación) Vista simplificada y generalizada de la EMS – 98, para fines educativos

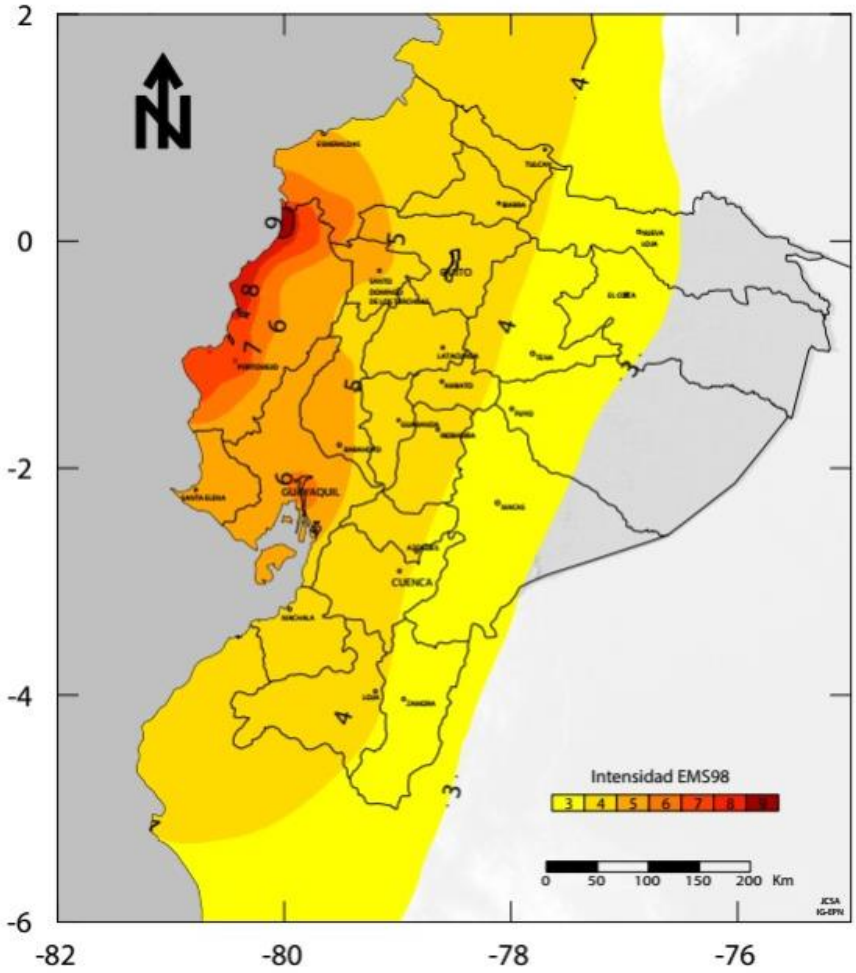
INTENSIDAD EMS	DEFINICION	TIPO DE DAÑOS
VIII	Causa daños severos	A mucha gente le cuesta mantenerse de pie. Muchas viviendas muestran grietas grandes en los muros. Pocos edificios bien construidos muestran daños serios en los muros, mientras que las estructuras antiguas pueden colapsar
IX	Destructivo	Pánico general. Muchas construcciones endebles colapsan. Aun los edificios ordinarios bien construidos muestran daños serios: fallas graves en los muros y falla estructural parcial.
X	Muy destructivo	Muchos edificios ordinarios bien construidos colapsan.
XI	Devastador	Casi todos los edificios ordinarios bien construidos colapsan, aun se destruyen algunos que tienen buen diseño sismo resistente.
XII	Completamente devastador	Casi todos los edificios están destruidos.

Fuente: ESC

Días posteriores al sismo del sábado 16 de abril del 2016, 18h58 (tiempo local) de Mw 7.8 (Magnitud de momento) cuyo hipocentro se ubicó frente a Pedernales (Manabí) a 20 Km de profundidad, se crearon 6 grupos de trabajo conformados por técnicos del Instituto Geofísico, Docentes de la facultad de Ingeniería Civil y Ambiental de la Escuela Politécnica Nacional y estudiantes de Ingeniería Civil, los equipos recorrieron las áreas afectadas para identificar los daños en las edificaciones y establecer la intensidad del siniestro. El reconocimiento de campo determino una intensidad máxima de 9 EMS en Pedernales y San José de Chamanga, donde se observó el colapso y vulnerabilidad de las estructuras. En poblaciones como Bahía de Caráquez, Jama y Canoa y las zonas centrales de Manta y Portoviejo reflejo una intensidad de 8 EMS, mientras en las provincias de la sierra se registró una intensidad de 4EMS. [18]

La figura 29 es un mapa de isosistas de intensidades según la Escala Macrosísmica Europea 98 que indican los daños en las provincias de Manabí, Esmeraldas, Santa Elena, Guayas, Los Rios y Parte de Santo Domingo de los Tsáchilas, en las cuales la intensidad fue relativamente mayor que en el resto del país. [18]

Figura 29. Mapa de intensidades del sismo del 16 de abril de 2016. Intensidad según la Escala Macrosísmica Europea 98, donde en el Oriente se registró una intensidad de 3 EMS, y en Pedernales 9 EMS.



Fuente: Instituto Geofísico, Informe sísmico especial N. 18 – 2016

2.1.9 MOMENTO SÍSMICO

Es una medida que tiene relación con la cantidad de energía liberada por un sismo, la cual se determina por el producto de la rigidez a corte de la corteza, por el área de ruptura y por el desplazamiento de la falla que genera el temblor.[14]

$$M_o = \text{uAD} \qquad (1)$$

Donde:

$\boldsymbol{M_o}$**:** Momento sísmico – tiene unidades de energía dinas - cm

u: Rigidez a cortante de la corteza terrestre

A: Área de ruptura

D: Desplazamiento de la falla que genera el temblor.

2.1.10 MAGNITUD DE MOMENTO SÍSMICO

Se creó para relacionar las escalas convencionales con la magnitud de momento sísmico, Hanks y Kanamori (1979) han definido la escala como: [14]

$$M_w = 2(\log M_o)/3 - 10.7 \quad (2)$$

Donde:

$\boldsymbol{M_w}$**:** Magnitud de momento sísmico

La última ecuación es una función lineal del logaritmo de la energía liberada M_o, es así que un incremento de un grado en M corresponde a un evento que libera 32 veces más energía. [14]

Figura 30. Comparación de energía liberada por un sismo. Equivalencia de la magnitud de un sismo con la energía liberada por una bomba atómica.

Fuente: Fragmento de https://www.explora.cl/101-infografias/infografias-1/1585-inspirate-infografias-tierra-sismologia

La magnitud del terremoto puede correlacionarse con parámetros de ruptura tales como; longitud y desplazamiento, los diferentes estudios de fallas se pueden usar para evaluar la cantidad de desplazamiento por evento y la segmentación de la zona de falla.

Para el presente trabajo, la magnitud de momento se obtendrá por medio de Wells – Coppersmith nos dice: Los análisis probabilísticos como deterministas, requieren una evaluación del futuro potencial del terremoto en una región. Es necesario estimar el tamaño de los terremotos más grandes que podrían ser generados por una falla particular o una fuente de terremoto. El futuro potencial de terremoto de un fallo comúnmente se evalúa a partir de estimaciones de parámetros de ruptura de falla, ya que están relacionados con la magnitud del terremoto. [19]

Tabla 2. Regresiones de longitud de ruptura, ancho de ruptura, área de ruptura y magnitud de momento (M)

Table 2A
Regressions of Rupture Length, Rupture Width, Rupture Area, and Moment Magnitude (**M**)

Equation*	Slip Type†	Number of Events	Coefficients and Standard Errors		Standard Deviation	Correlation Coefficient	Magnitude Range	Length/Width Range (km)
			a(sa)	b(sb)	s	r		
$\mathbf{M} = a + b * \log$ (SRL)	SS	43	5.16(0.13)	1.12(0.08)	0.28	0.91	5.6 to 8.1	1.3 to 432
	R	19	5.00(0.22)	1.22(0.16)	0.28	0.88	5.4 to 7.4	3.3 to 85
	N	15	4.86(0.34)	1.32(0.26)	0.34	0.81	5.2 to 7.3	2.5 to 41
	All	77	5.08(0.10)	1.16(0.07)	0.28	0.89	5.2 to 8.1	1.3 to 432
$\log$ (SRL) $= a + b * \mathbf{M}$	SS	43	−3.55(0.37)	0.74(0.05)	0.23	0.91	5.6 to 8.1	1.3 to 432
	R	19	−2.86(0.55)	0.63(0.08)	0.20	0.88	5.4 to 7.4	3.3 to 85
	N	15	−2.01(0.65)	0.50(0.10)	0.21	0.81	5.2 to 7.3	2.5 to 41
	All	77	−3.22(0.27)	0.69(0.04)	0.22	0.89	5.2 to 8.1	1.3 to 432
$\mathbf{M} = a + b * \log$ (RLD)	SS	93	4.33(0.06)	1.49(0.05)	0.24	0.96	4.8 to 8.1	1.5 to 350
	R	50	4.49(0.11)	1.49(0.09)	0.26	0.93	4.8 to 7.6	1.1 to 80
	N	24	4.34(0.23)	1.54(0.18)	0.31	0.88	5.2 to 7.3	3.8 to 63
	All	167	4.38(0.06)	1.49(0.04)	0.26	0.94	4.8 to 8.1	1.1 to 350
$\log$ (RLD) $= a + b * \mathbf{M}$	SS	93	−2.57(0.12)	0.62(0.02)	0.15	0.96	4.8 to 8.1	1.5 to 350
	R	50	−2.42(0.21)	0.58(0.03)	0.16	0.93	4.8 to 7.6	1.1 to 80
	N	24	−1.88(0.37)	0.50(0.06)	0.17	0.88	5.2 to 7.3	3.8 to 63
	All	167	−2.44(0.11)	0.59(0.02)	0.16	0.94	4.8 to 8.1	1.1 to 350
$\mathbf{M} = a + b * \log$ (RW)	SS	87	3.80(0.17)	2.59(0.18)	0.45	0.84	4.8 to 8.1	1.5 to 350
	R	43	4.37(0.16)	1.95(0.15)	0.32	0.90	4.8 to 7.6	1.1 to 80
	N	23	4.04(0.29)	2.11(0.28)	0.31	0.86	5.2 to 7.3	3.8 to 63
	All	153	4.06(0.11)	2.25(0.12)	0.41	0.84	4.8 to 8.1	1.1 to 350
$\log$ (RW) $= a + b * \mathbf{M}$	SS	87	−0.76(0.12)	0.27(0.02)	0.14	0.84	4.8 to 8.1	1.5 to 350
	R	43	−1.61(0.20)	0.41(0.03)	0.15	0.90	4.8 to 7.6	1.1 to 80
	N	23	−1.14(0.28)	0.35(0.05)	0.12	0.86	5.2 to 7.3	3.8 to 63
	All	153	−1.01(0.10)	0.32(0.02)	0.15	0.84	4.8 to 8.1	1.1 to 350
$\mathbf{M} = a + b * \log$ (RA)	SS	83	3.98(0.07)	1.02(0.03)	0.23	0.96	4.8 to 7.9	3 to 5,184
	R	43	4.33(0.12)	0.90(0.05)	0.25	0.94	4.8 to 7.6	2.2 to 2,400
	N	22	3.93(0.23)	1.02(0.10)	0.25	0.92	5.2 to 7.3	19 to 900
	All	148	4.07(0.06)	0.98(0.03)	0.24	0.95	4.8 to 7.9	2.2 to 5,184
$\log$ (RA) $= a + b * \mathbf{M}$	SS	83	−3.42(0.18)	0.90(0.03)	0.22	0.96	4.8 to 7.9	3 to 5,184
	R	43	−3.99(0.36)	0.98(0.06)	0.26	0.94	4.8 to 7.6	2.2 to 2,400
	N	22	−2.87(0.50)	0.82(0.08)	0.22	0.92	5.2 to 7.3	19 to 900
	All	148	−3.49(0.16)	0.91(0.03)	0.24	0.95	4.8 to 7.9	2.2 to 5,184

*SRL—surface rupture length (km); RLD—subsurface rupture length (km); RW—downdip rupture width (km), RA—rupture area (km^2).
†SS—strike slip; R—reverse; N—normal.

Fuente: Wells, D. Coppersmith, K. Nuevas relaciones empíricas entre magnitud, longitud de ruptura, Ancho de ruptura, área de ruptura y desplazamiento de superficie.

2.1.11 PELIGRO SÍSMICO

El historial de la actividad sísmica y los estudios geológicos permiten la identificación de las zonas donde existen fallas tectónicas activas (zonas simogenéticas). Los sismos afectan los sectores suficientemente cercanos a la zona sismogenética con ondas sísmicas de amplitud significativa. Por lo tanto, el peligro sísmico se refiere al grado de exposición que presenta un lugar específico a los movimientos símicos, en lo referente a las máximas intensidades que se pueden generar. [14]

Según la NEC-2015 es la probabilidad de excedencia, dentro de un período específico de tiempo y dentro de una región determinada, de movimientos del suelo cuyos parámetros aceleración, velocidad, desplazamiento, magnitud o intensidad son cuantificados. [5]

Existen dos métodos de evaluación del peligro sísmico:

Métodos Probabilístico

Los métodos probabilistas toman en cuenta las probabilidad de ocurrencia de distintos niveles de intensidad de movimiento del suelo en un lugar determinado en un período de tiempo dado, dando como resultado estimaciones de riesgo en probabilidad de excedencia (probabilidades anuales o periodo de retorno) para cada valor de la intensidad del movimiento en el lugar de emplazamiento, corresponde al terremoto con una probabilidad de ocurrencia del 10% de ser excedido en 50 años que equivale a un periodo de retorno de 475 años. [20] [21] [5]

En este método el terremoto que puede producirse en una zona con mayor intensidad no está determinado por el terremoto máximo registrado en el pasado, sino que se estima a partir de las leyes estadísticas de la sismicidad de cada zona. [21]

Método Determinista

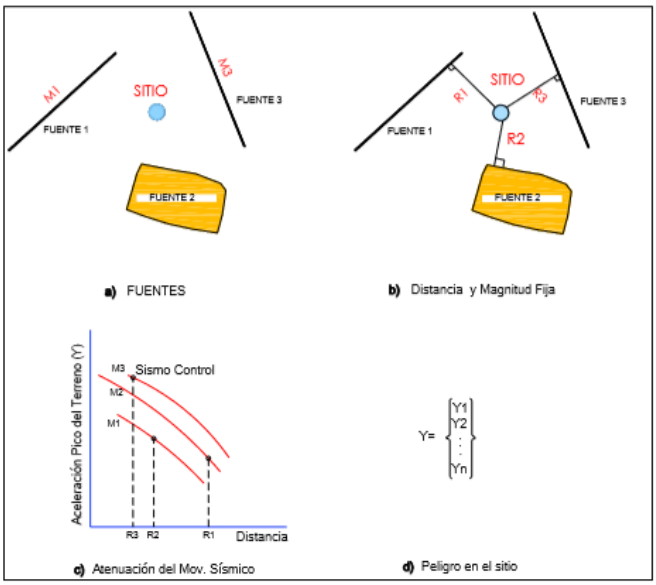
Los métodos deterministas consideran que la sismicidad futura de una zona será igual a la del pasado, es decir se cuenta con un escenario sísmico (sismo de magnitud especificada, distancia fija a punto de estudio) sobre el cual se basa la evaluación del peligro del movimiento sísmico en un lugar determinado. En este método no se establece la relación de excedencia del movimiento fuerte en el lugar de emplazamiento en un periodo de exposición dado. [22]

Los pasos a seguir son: [22]

a) Identificación de todas fuentes sísmicas capaces de producir sismos significativos en el área de estudio.
b) Selecciona la distancia de la fuente sísmica al sitio para cada fuente, se toma la menor distancia entre la fuente y el lugar de estudio.
c) Seleccionar el sismo que produzca mayor movimiento expresado en magnitud.
d) Determinación del peligro en términos de un parámetro de movimiento, el movimiento sísmico en el área de estudio por la fuente sísmica predominante

producirá un sismo de magnitud alta, para lo cual se utilizará las Ecuaciones de Predicción de Movimiento del Suelo (GMPE`s) validadas por el Global Earthquake Model (GEM).

Figura 31. Peligro sísmico determinista. Selección de la fuente y distancia al sitio de estudio.



Fuente: Cañizares, F. Selección de las ecuaciones de atenuación (GMPEs) compatibles con el sistema de fallas de Quito. Escuela Politécnica Nacional del Ecuador.

2.1.12 ECUACIONES DE PREDICCIÓN DE MOVIMIENTO DEL SUELO (GMPE'S)

Los GMPEs o relaciones de atenuación, proporcionan estimaciones pico del movimiento del suelo, se desarrollan mediante el análisis empírico de una base de datos de movimientos fuertes (strong-motion) registrados por las redes sismológicas. Los GMPEs, son un insumo clave dentro de los estudios y análisis del riesgo sísmico, ya que estas ecuaciones permiten estimar los efectos de los terremotos sobre la superficie terrestre. [23]

Los modelos relacionan la magnitud, distancia, intensidad en términos de aceleración velocidad y desplazamiento, existen modelos que usan variables como tipo de suelo, mecanismos focales entre otros, dichos modelos ayudan a predecir el movimiento en escenarios definidos. [24]

Con base en un conjunto sistemático y consistente de criterios de evaluación los GMPEs existen para cada entorno tectónico, en el territorio ecuatoriano para las fuentes intraplaca se pueden usar Boore y Atkinson (2008), Akkar y Boomer (2010), Kanno et.al (2006), Bindi et.al (2009) y para las fuentes de subducción Young et.el (1997), Atkinson y Boore (2003), Kanno et.al (2006), McVerry et.al (2006), Lin y Lee (2008), Zhao et.al (2006).

Sismos Intraplaca (Fallamiento Cortical)

- **Boore y Atkinson (2008)**

$$\mathbf{Ln\ y} = F_M(\mathbf{M}) + F_D(\mathbf{R_{JB}}, \mathbf{M}) + F_S(\mathbf{V_{S30}}, \mathbf{R_{JB}}, \mathbf{M}) + \varepsilon \quad (3)$$

Dónde:

$\mathbf{F_{M,D,S}}$**:** Coeficientes

M: Magnitud de momento

$\mathbf{R_{JB}}$**:** Distancia desde donde se libera la energía hasta el punto de estudio

V_{S30}**:** Velocidad media de la onda de cortante

- **Akkar y Bommer (2010)**

$$\mathbf{Log\ y} = \mathbf{b1} + \mathbf{b2M} + \mathbf{b3M^2} + (\mathbf{b4} + \mathbf{b5M})\ \mathbf{log}\ \sqrt{\mathbf{R^2_{JB}} + \mathbf{b^26}} + \mathbf{b_7S_S} + \mathbf{b_8S_A} + \mathbf{b_9F_N} + \mathbf{b_{10}F_R} + \varepsilon\boldsymbol{\sigma} \quad (4)$$

Dónde:

b: Coeficientes

$\mathbf{F_N}$**:** Falla normal

$\mathbf{F_R}$**:** Falla inversa

M: Magnitud de momento

$\mathbf{R_{JB}}$**:** Distancia desde donde se libera la energía hasta el punto de estudio

$\mathbf{S_A}$**:** Suelo rígido

$\mathbf{S_S}$: Suelo suave

- **Kanno et al. (2006)**

Si D ≤ 30 Km:

$$\mathbf{Log\ pre} = \mathbf{a1Mw} + \mathbf{b1X} - (\mathbf{X} + \mathbf{d1} * 10^{e1Mw}) + \mathbf{c1} + \varepsilon\mathbf{1} \quad (5)$$

Si D > 30 Km:

$$\mathbf{Log\ pre} = \mathbf{a2Mw} + \mathbf{b2X} - (\mathbf{X}) + \mathbf{c2} + \varepsilon\mathbf{2} \quad (6)$$

Dónde:

D: Profundidad Focal

a, b, c, d: Coeficientes

Mw: Magnitud de momento

X: Distancia de la fuente

Sismos Subducción

- **Youngs et al. (1997)**

$$\mathbf{Ln\ y} = -\mathbf{0.6687} + \mathbf{1.438M} + \mathbf{C1} + \mathrm{C2}(10 - \mathrm{M})^3 + \boldsymbol{C3} * \boldsymbol{Ln}\,(\boldsymbol{R} + 1.097e^{0.617*M}) + \mathbf{0.00648}\boldsymbol{H} + \mathbf{0.3643}\boldsymbol{Zt} \quad (7)$$

Dónde:

y: Aceleración espectral en g

C: Coeficientes

R: Distancia fuente a sitio H: Profundidad focal

M: Magnitud de momento

Zt: Tipo de falla

- **Zhao (2006)**

$$\boldsymbol{log\ y} = \boldsymbol{aMw} + \boldsymbol{bx} - \boldsymbol{log}(\boldsymbol{r}) + \boldsymbol{e}(\boldsymbol{h} - \boldsymbol{hc})\boldsymbol{\delta h} + \boldsymbol{FR} + \boldsymbol{SI} + \boldsymbol{Ss} + \boldsymbol{SSL}\ \boldsymbol{log}(\boldsymbol{x}) + \boldsymbol{Ck} \quad (8)$$

Dónde:

M: Magnitud de momento

a, b, e, Ck: Coeficientes

x: Distancia a la fuente en Km

h: Profundidad focal

hc: Constante

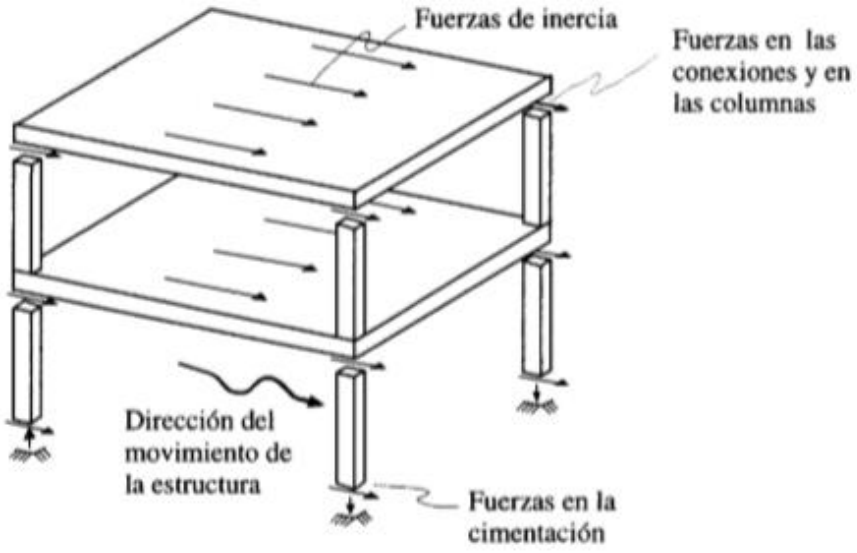
Ck: Clase de sitio

2.1.13 EFECTO SÍSMICO EN LOS EDIFICIOS

El movimiento del suelo se trasmite a la base de las edificaciones que se apoyan sobre este, la base sigue el movimiento del suelo mientras que, la masa del edificio se opone a ser desplazada y a seguir el movimiento de la base. Se generan entonces fuerzas de inercia que generan esfuerzos y deformaciones que ponen en peligro la estabilidad estructural. [14]

Las fuerzas de inercia inducidas a la edificación (las cuales son proporcionales a la masa del mismo) por acción del sismo no dependen únicamente de la intensidad de movimiento del suelo, sino también de la configuración estructural. Como se puede apreciar las zonas críticas pueden ser las uniones de los elementos estructurales, las fuerzas cortantes en columnas y la transmisión de dichas fuerzas a la cimentación. [14]

Figura 32. Flujo de fuerzas debido a la vibración. La base de la estructura sigue el movimiento del suelo, mientras la oposición de la masa de cada piso a ser desplazada genera fuerzas de inercia las cuales crean esfuerzos y deformaciones en los elementos estructurales como en las uniones entre ellos.



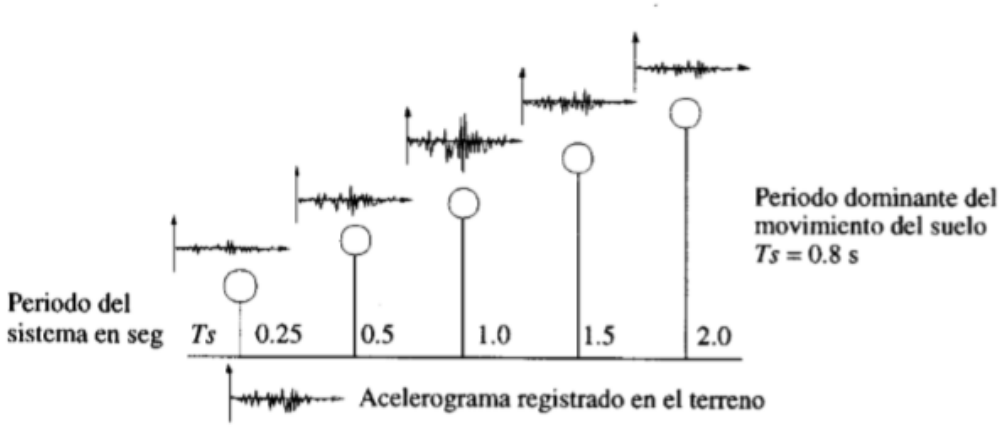
Fuente: Bazán, E. y Meli, R .Diseño sísmico de edificios

La flexibilidad de la estructura ante el efecto de las fuerzas de inercia hace que esta vibre de forma distinta a la del suelo, las aceleraciones que se presentan en la estructura llegan a ser varias veces superiores a la del terreno, este grado de amplificación dependerá de la relación entre el periodo de la estructura y el periodo predominante del suelo, como ya se explicó anteriormente. [14]

Respuesta de los edificios a la acción símica

Las características principales de la respuesta estructural se llegan a determinar de manera aceptable modelando la estructura mediante un sistema de grado de libertad con un periodo de vibración igual al fundamental de la estructura. Como se aprecia en la figura 33 la respuesta de cada oscilador (que posee un distinto periodo de vibración) a un mismo acelerograma del terreno, es diferente, amplificándose mayormente en el oscilador cuya relación entre el periodo de la estructura y el periodo predominante del suelo se aproxime a la unidad. [14]

Figura 33. Respuesta de distintos sistemas



Fuente: Bazán, E. y Meli, R .Diseño sísmico de edificios

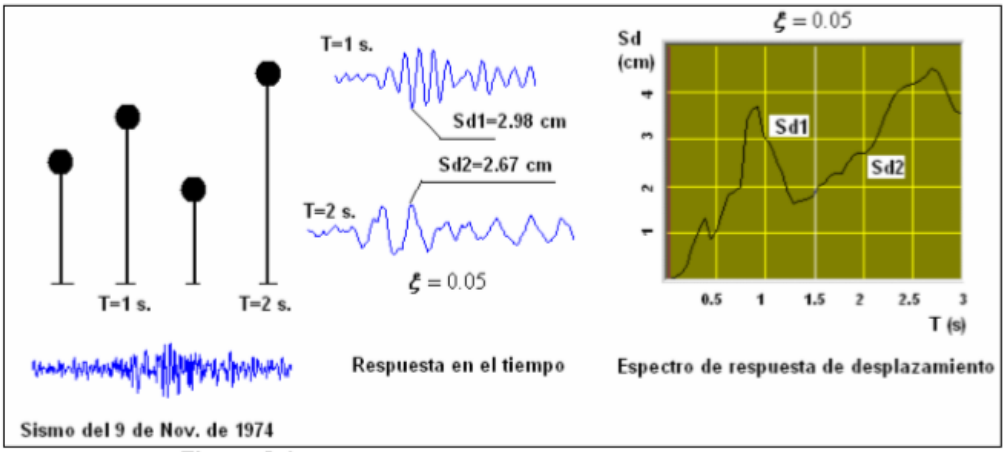
Espectros de respuesta

Se define el espectro de respuesta como la respuesta máxima de un conjunto de osciladores de 1 gdl que tienen el mismo amortiguamiento, sometidas a una historia de aceleraciones dadas.[6]

En la figura 34 a la izquierda se indica un conjunto de osciladores de 1 gdl, todos con un amortiguamiento ξ =0.05, los cuales al ser sometidos al acelerograma de la parte inferior izquierda, responden cronológicamente en el tiempo con diferentes desplazamientos. Los valores máximos de desplazamientos (Sd) como valor absoluto para cada sistema, junto con su periodo fundamental de vibracion (T) correspondiente, se colocan en una gráfica denominada **Espectro de Respuesta Elástica de Desplazamientos,** se pudo haber colocado las respuestas máximas de velocidades o de aceleraciones, con lo que se habría hallado los espectros de respuesta elásticos de velocidad y aceleración, respectivamente**.** [6]

De estos tres tipos de espectros los que más se utilizan, al menos en Latino América son los espectros de aceleraciones y son los que vienen definidos en las normativas sísmicas. [6]

Figura 34. Esquema de cálculo de los Espectros de Respuesta Elástico de Desplazamiento. Los osciladores de 1gdl sometido a un acelerograma responden con una serie de valores de los cuales se toman los máximos, aquellos valores máximos de desplazamiento (Sd) de cada oscilador se los coloca en una sola grafica junto con cada periodo de vibración correspondiente (T).



Fuente: Aguiar, Diseño sísmico de Edificios.

2.1.14 ESPECTRO ELASTICO DE DISEÑO NEC-SE-DS 2015

El espectro de diseño puede representarse mediante un espectro de respuesta basado en las condiciones geológicas, tectónicas, sismológicas y del tipo de suelo asociadas con el sitio de emplazamiento de la estructura. Es un espectro de tipo elástico para una fracción de amortiguamiento respecto al crítico del 5%, utilizado con fines de diseño para representar los efectos dinámicos del sismo de diseño. [5]

El espectro de respuesta elástico de aceleraciones Sa, expresado como fracción de la aceleración de la gravedad, para el nivel del sismo de diseño consistente con:

- Factor de zona sísmica Z,
- Tipo de suelo del sitio de emplazamiento de la estructura,
- Consideración de los valores de los coeficientes de amplificación de suelo Fa, Fd, Fs.

Zonificación sísmica y factor de zona Z

El valor de Z de cada zona sísmica representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad. [5]

El sitio donde se construirá la estructura determinará una de las seis zonas sísmicas del Ecuador, caracterizada por el valor del factor de zona Z, de acuerdo el mapa de la Figura 35. [5]

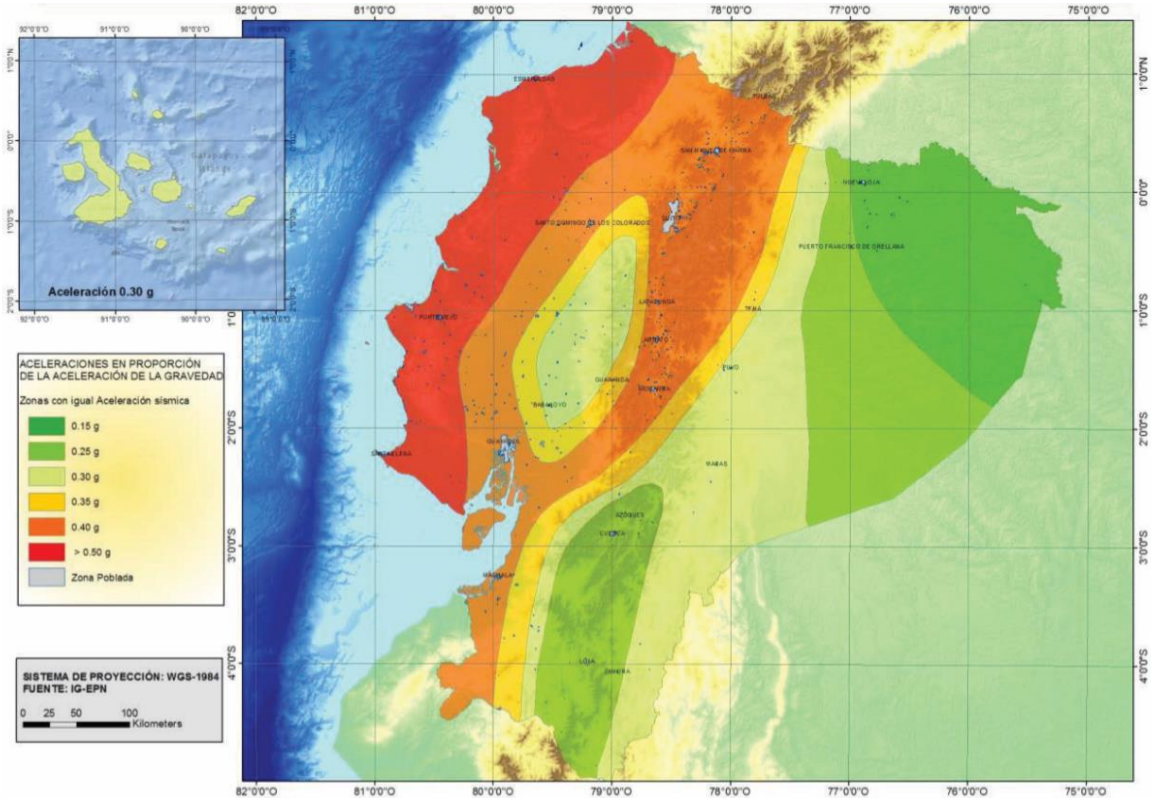
Tabla 3. Valores de Z en funcion de la zona sísmica adoptada.

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

Fuente: NEC - 2015

El mapa de zonificación sísmica para diseño proviene del resultado del estudio de peligro sísmico para un 10% de excedencia en 50 años (período de retorno 475 años), que incluye una saturación a 0.50 g de los valores de aceleración sísmica en roca en el litoral ecuatoriano que caracteriza la zona VI. [5]

Figura 35. Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z



Fuente: NEC – 2015

Tipos de perfiles de suelos para el diseño sísmico

Los parámetros utilizados en la clasificación son los correspondientes a los 30 m superiores del perfil para los perfiles tipo A, B, C, D y E. Aquellos perfiles que tengan estratos claramente diferenciables deben subdividirse, asignándoles un subíndice i que va desde 1 en la superficie, hasta n en la parte inferior de los 30 m superiores del perfil.[5]

Tabla 4. Clasificación de los perfiles de suelo

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	1500 m/s $> V_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	760 m/s $> V_s \geq 360$ m/s
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100$ KPa
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	360 m/s $> V_s \geq 180$ m/s
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ 100 kPa $> S_u \geq 50$ kPa
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$Vs < 180$ m/s
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50$ kPa
F	Los perfiles de suelo tipo **F** requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases:	
	F1—Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.	
	F2—Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas ($H > 3$m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).	
	F3—Arcillas de muy alta plasticidad ($H > 7.5$ m con índice de Plasticidad $IP > 75$)	
	F4—Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda ($H > 30$m)	
	F5—Suelos con contrastes de impedancia α ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.	
	F6—Rellenos colocados sin control ingenieril.	

Fuente: NEC – 2015

Coeficientes de perfil de suelo Fa, Fd y Fs

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

En la Tabla 5 se presentan los valores del coeficiente Fa que amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones para diseño en roca, tomando en cuenta los efectos de sitio.

Tabla 5. Tipo de suelo y Factores de sitio Fa

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85
F	Véase Tabla 2: Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.5.4					

Fuente: NEC – 2015

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

En la Tabla 6 se presentan los valores del coeficiente Fd que amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio

Tabla 6. Tipo de suelo y Factores de sitio Fd

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Véase Tabla 2: Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Fuente: NEC – 2015

Fs: comportamiento no lineal de los suelos

En la Tabla 7 se presentan los valores del coeficiente Fs, que consideran el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos.

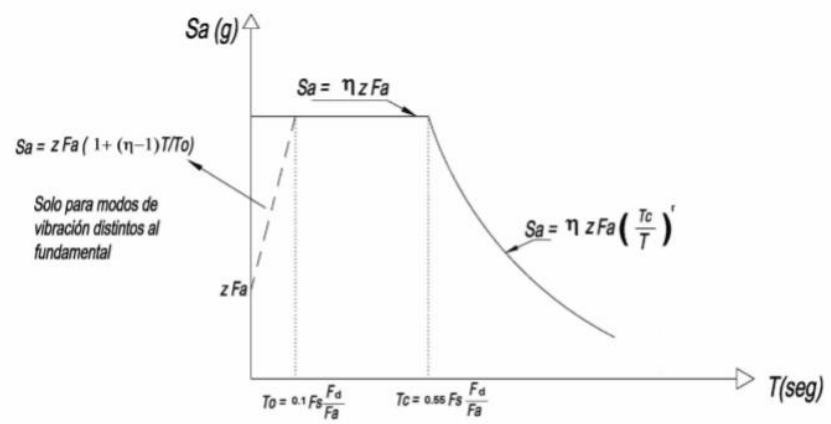
Tabla 7. Tipo de suelo y Factores de sitio Fs

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Véase Tabla 2: Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Fuente: NEC – 2015

ESPECTRO ELASTICO DE DISEÑO NEC-SE-DS 2015

Figura 36. Espectro NEC



Fuente: NEC – 2015

Donde:

- **η** Razón entre la aceleración espectral ($T = 0.1\ s$) y el PGA para el período de retorno seleccionado.
- ***Fa*** Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de aceleraciones para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.

- $\boldsymbol{Fd}$ Coeficiente de amplificación de suelo. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.
- $\boldsymbol{Fs}$ Coeficiente de amplificación de suelo. Considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleración y desplazamientos.
- $\boldsymbol{Sa}$ Espectro de respuesta elástico de aceleración (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g). Depende del período o modo de vibración de la estructura.
- $\boldsymbol{T}$ Período fundamental de vibración de la estructura.
- $\boldsymbol{T0}$ Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.
- $\boldsymbol{TC}$ Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.
- $\boldsymbol{Z}$ Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad g.

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

$$S_a = \eta \, Z \, F_A \qquad \text{para } 0 \leq T \leq T_C \tag{9}$$

$$S_a = \eta \, Z \, F_A \left(\frac{T_C}{T}\right)^r \qquad \text{para } T > T_C \tag{10}$$

Donde:

- $\boldsymbol{r}$ Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto $r = 1$ para todos los suelos, con excepción del suelo tipo E. $r = 1.5$ para tipo de suelo E.

Asimismo, de los análisis de las ordenadas de los espectros de peligro uniforme en roca para el 10% de probabilidad de excedencia en 50 años (periodo de retorno 450 años), que se obtiene a partir de los valores de aceleraciones espectrales proporcionados por las curvas de peligro sísmico y, normalizados para la aceleración máxima en el terreno Z, se definieron los valores de amplificación espectral, η(Sa/Z, en roca), que varían dependiendo de la región del Ecuador, adoptando los siguientes valores:

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

- η= 2.60: Provincias del Oriente

Los limites para el período de vibración Tc y Tl (este último a ser utilizado para la definición de espectro de respuesta en desplazamientos) se obtiene de las siguientes expresiones:

$$T_c = 0.55\, F_s \frac{F_d}{F_a} \tag{11}$$

$$T_L = 2.4 * F_a \tag{12}$$

Donde:

- $\boldsymbol{Fa}$ Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de aceleraciones para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.
- $\boldsymbol{Fd}$ Coeficiente de amplificación de suelo. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.
- $\boldsymbol{Fs}$ Coeficiente de amplificación de suelo. Considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleración y desplazamientos.
- $\boldsymbol{TC}$ Es el período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.
- $\boldsymbol{TL}$ Es el período límite de vibración utilizado para la definición de espectro de respuesta en desplazamientos.

Para los perfiles de suelo tipo D y E, los valores de Tl se limitarán a un valor máximo de 4 segundos.

Para el análisis dinámico y, únicamente para evaluar la respuesta de los modos de vibración diferentes al modo fundamental, el valor de Sa debe evaluarse mediante la siguiente expresión, para valores de periodo de vibración menores a To.

$$S_a = Z\, F_a[1 + (\eta - 1)]\frac{T}{T_c} \qquad para\ \mathrm{T} \leq T_0 \tag{13}$$

$$T_o = 0.10\, F_s \frac{F_d}{F_a} \tag{14}$$

Donde:

- η Razón entre la aceleración espectral (T = 0.1 s) y el PGA para el período de retorno seleccionado.
- $\boldsymbol{Fa}$ Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de aceleraciones para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.
- $\boldsymbol{Fd}$ Coeficiente de amplificación de suelo. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.
- $\boldsymbol{Fs}$ Coeficiente de amplificación de suelo. Considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleración y desplazamientos.
- $\boldsymbol{Sa}$ Espectro de respuesta elástico de aceleración (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g). Depende del período o modo de vibración de la estructura.
- $\boldsymbol{T}$ Período fundamental de vibración de la estructura.
- $\boldsymbol{T0}$ Es el período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.
- $\boldsymbol{Z}$ Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad g.

2.2 HIPÓTESIS

¿El estudio de Peligro Sísmico Determinista influye en el nivel de amenaza de las estructuras del sector de la Merced, Cashapamba y barrio Jesús Obrero en la ciudad de Ambato?

2.3 SEÑALAMIENTO DE VARIABLES DE LA HIPOTESIS

2.3.1 Variable Dependiente

Nivel de amenaza de las estructuras del sector el sector de la Merced, Cashapamba y barrio Jesús Obrero en la ciudad de Ambato

2.3.2 Variable Independiente

Peligro Sísmico Determinista

CAPÍTULO III

METODOLOGÍA

3.1 NIVEL O TIPO DE INVESTIGACIÓN

Los tipos de investigación que se realizaran para el desarrollo de este proyecto son métodos de exploración y de laboratorio.

Exploración debido a que en el sector de la Merced, Cashapamba y barrio Jesús Obrero – ubicado en las avenidas Unidad Nacional, Cevallos, Julio Enrique Paredes, Julian Coronel, Humberto Albornoz, Vicente Maldonado y Cristobal Colon de la ciudad de Ambato, no se han realizado aun el estudio del peligro sísmico para sus estructuras, evaluando los espectros de respuestas específicos con el espectro presentado por la NEC-15.

Laboratorio debido a que se realizará el ensayo SPT que permite determinar el tipo de perfil de suelo del área de estudio. Posterior al ensayo SPT se establecerá las fallas activas que afecten al sector utilizando los datos de NeoTec/Ecuador. En relación al régimen tectónico y aplicando las ecuaciones de predicción de movimiento del terreno (GMPEs) se determinara el espectro específico para posteriormente compararlo con el espectro dado por la NEC, analizando el comportamiento de tres estructuras distintas de alta, media y baja altura.

3.2 POBLACIÓN Y MUESTRA

Población:

El Estudio de Peligro Sísmico Determinista se lo realizará para la parroquia la Merced, sector Cashapamba y barrio Jesús Obrero – ubicado en las avenidas Unidad Nacional, Cevallos, Julio Enrique Paredes, Julian Coronel, Humberto Albornoz, Vicente Maldonado y Cristobal Colon de la ciudad de Ambato. Para ello es necesario conocer las características geotectónicas del suelo y las GMPE`s que se va a utilizar.

Muestra:

La cantidad de perforaciones para el estudio de suelos recomendado por la NEC-15 es de 3, en este caso por el tamaño del área de estudio se realizara 5 perforaciones.

Las GMPE`s que se utilizarán son:

- Akkar y Bommer (2010)

- Boore y Atkinson (2008)

- Kanno (2006)

- Youngs (1997)

- Zhao (2006)

3.3 OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES

3.3.1 Variable Independiente

Peligro Sísmico Determinista

Tabla 8. Operacionalización de la variable independiente

Conceptualización	**Dimensiones**	**Indicadores**	**Ítems**	**Técnicas e instrumentos**
Toma en cuenta un escenario sísmico, el más destructivo, sobre el cual se evalúa el peligro sísmico que puede afectar a las edificaciones del sitio de interés.	Movimiento sísmico	-Fuentes generadoras de sismos	-¿Cuáles son las fuentes generadoras de sismos?	-Experimental -Bibliográfica
		-Magnitud de Momento	-¿Cuál es la Magnitud de momento del sismo?	-Experimental -Bibliográfica
		-Velocidad media de la onda de corte (Vs30)	-¿Cuál es la Velocidad media de la onda de corte (Vs30)?	-Experimental - -Bibliográfico
		-Distancia a la fuente	- ¿Cuál es la Distancia a la fuente?	-Experimental -Bibliográfica

Fuente: Lenin Galarza

3.3.2 Variable Dependiente

Nivel de amenaza de las estructuras del cantón Ambato Sector Cashapamba y barrio Jesús Obrero.

Tabla 9. Operacionalización de la variable dependiente

Conceptualización	**Dimensiones**	**Indicadores**	**Ítems**	**Técnicas e instrumentos**
Posible ocurrencia de un sismo en un lugar y tiempo determinado.	Amenaza sísmica	-Tipo de Suelo	-¿Cuál es el tipo de suelo?	-Experimental -Bibliográfica
		-Ecuaciones de Atenuación	-¿Cuál es la aceleración obtenida?	-Experimental -Bibliográfica

Fuente: Lenin Galarza

3.4 PLAN DE RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN

Tabla 10. Plan de recolección de información

Preguntas Básicas	Explicación
1. ¿Para qué?	Para evaluar el peligro en la parroquia la Merced, sector Cashapamba y barrio Jesús Obrero mediante la determinación de espectros de respuesta asociados a las fallas seleccionadas.
2. ¿De qué personas u objetos?	Régimen tectónico, fallas seleccionadas y tipo de suelo en el área de estudio.
3. ¿Sobre qué aspectos?	Influencia del peligro sísmico determinista para las estructuras.
4. ¿Quién?	Lenin Andrés Galarza Barrionuevo.
5. ¿Dónde?	Laboratorio de Suelos de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica de la Universidad Técnica de Ambato.
6. ¿Cómo?	-Investigación bibliográfica - Ensayos de laboratorio - Norma NEC-15

Fuente: Lenin Galarza

3.5 PLAN DE PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS

El proceso a seguir será de la siguiente manera:

- Identificación del régimen tectónico en base al área de estudio.
- Selección de las fallas más importantes que afectan al área de estudio, basado en NeoTec/Ecuador.
- Determinación de la magnitud máxima de las fallas seleccionadas, basado en la metodología de Wells – Coppersmith.
- Identificación del tipo de perfil de suelo mediante el ensayo de penetración estándar SPT, basado en la Norma Ecuatoriana de la Construcción.
- Estimar la aceleración máxima de suelo de acuerdo al régimen tectónico, basado en Ecuaciones de Predicción de Movimiento del Suelo (GMPEs).
- Comparación de espectro de respuesta analizada con los de la NEC-15

CAPÍTULO IV

ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

4.1. RECOLECCIÓN DE DATOS:

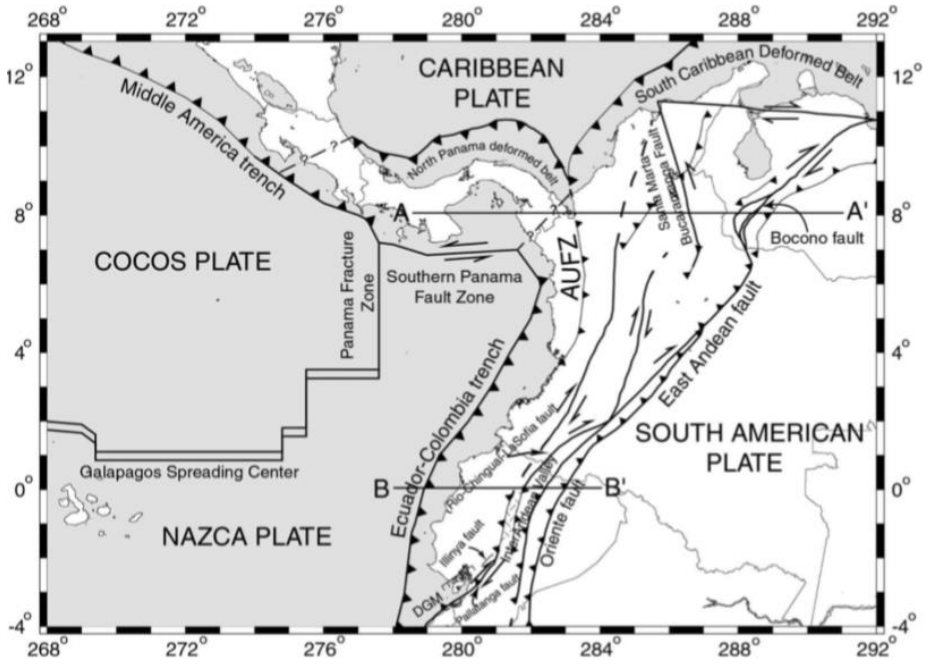
4.1.1. RÉGIMEN TECTÓNICO

El sector de Cashapamba y barrio Jesús Obrero de la ciudad de Ambato de la provincia de Tungurahua está ubicado sobre los 2540 msnm, en la región interandina del Ecuador la misma que es sísmica y volcánica.

La principal fuente generadora de sismos tectónicos en el Ecuador es la subducción de la Placa de Nazca dentro de la Placa Sudamericana. Sumado al complejo sistema de fallamiento local superficial que también produce sismos importantes en todo el territorio ecuatoriano. Ecuador pertenece a la región denominada Cinturón de Fuego del Pacífico, donde se libera el 85% de la energía sísmica que libera el planeta, los sismos con magnitud mayor a 5.0 son frecuentes y muchos de ellos ocurren en las placas superficiales causando a menudo daños en las estructuras [25]

La región noroeste de Sudamérica es un ancho límite de placas convergente caracterizado por sismicidad activa, un arco volcánico, subducción y una colisión arco-continente en curso (Egbue y Kellogg, 2010). [26]

Figura 37. Configuración tectónica regional. Se indica la interacción entre las placas tectónicas de los Cocos, Nazca, Caribe y Sur América.



Fuente: Trenkamp 2002

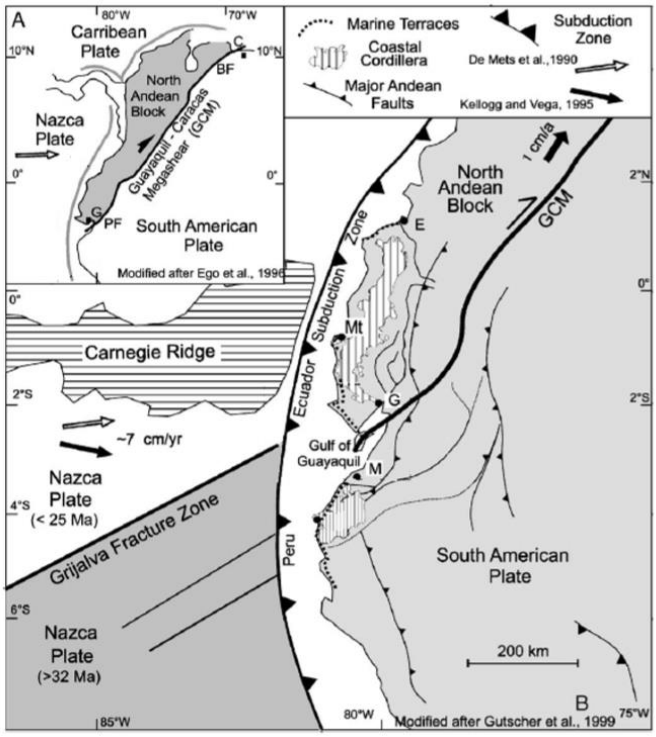
La subducción de la placa de Nazca debajo de la placa Sudamericana en la región ecuatoriana es esencialmente ortogonal, la placa subducente se hunde con un ángulo entre 25º y 35º y es discontinua a una profundidad cercana a los 200 Km (Guillier et al., 2001). [26]

El estudio de Collot et al. (2009), menciona que el movimiento relativo entre las placas de Nazca y Sudamericana es de aproximadamente de 56mm/año en una dirección N83°E. [27]

En la parte Nor-Occidental de América del Sur se encuentra ubicado el Ecuador, una parte del territorio occidental se encuentra sobre una micro placa denominada "Bloque Norandino" definida por Pennington (1981). La misma se encuentra controlada por la interacción de las placas Sudamericana, Nazca-Cocos y Caribe. [28]

La Cordillera Carnegie es un alto batimétrico en la placa de Nazca originado en el hot-spot (Punto caliente) Galápagos, tiene una dirección aproximada E-W, y entra en la zona de subducción entre 1ºN y 2ºS de latitud (Witt et al., 2006). De acuerdo a Pennington (1981) y Gutscher et al. (1999), el arribo de la Cordillera Carnegie a la fosa ecuatoriana inició el escape del Bloque Norandino (Trenkamp et al., 2002). Kellogg y Mohriak (2001) propusieron que la subducción oblicua de la placa de Nazca y la subducción de Carnegie pudieron conducir al despegue del Bloque Norandino (Trenkamp et al., 2002). [26]

Figura 38. Configuración tectónica regional. La Subducción oblicua de la placa de Nazca bajo la placa Sudamericana y la subducción de la cordillera de Carnegie está desplegando el bloque Norandino (Megacizalla Guayaquil – Caracas).



Fuente: Dumont 2002

La Megacizalla Guayaquil - Dolores (también conocida como Guayaquil – Caracas) es un sistema de fallas de desgarre dextral con tendencia noreste y de fallas inversas en dirección norte y se constituye en el límite oriental a lo largo del cual se desplaza el Bloque Norandino.

Los últimos sismos más importantes que se sintió en la ciudad de Ambato son los siguientes:

El sismo del 5 de agosto de 1949 fue registrado en la provincia de Tungurahua, el epicentro se localizó en Pelileo cerca de una falla al sur del Nido sísmico de Pisayambo a unos 20 Km al nororiente de Pelileo, el cual alcanzó una magnitud de momento de Mw = 6.8. [29]

El más reciente se registró el 16 de abril de 2016 en la provincia de Manabí, su hipocentro se localizó en la ciudad de Pedernales siendo resultado del desplazamiento de la placa de Nazca con la placa Sudamericana (subducción), que alcanzó una magnitud momento de Mw = 7.8. [29]

Tabla 11. Intensidades sentidas en la ciudad de Ambato. Historial de intensidades sentidas en la ciudad de Ambato a través de la Historia.

FECHA DEL EVENTO	INTENSIDAD
22 de Noviembre de 1687	Gran terremoto en las provincias centrales. Destrucción de ***Ambato***, Latacunga y muchas poblaciones de la comarca. Deslizamientos de montes y taludes. Muchas réplicas sin interrupción durante varias semanas. Aproximadamente 7200 muertos. (J. De Velasco: 22.000 muertos; dato erróneo).
20 de Junio de 1698	Los daños materiales se extendieron desde el Nudo de Tiopullo hasta el Nudo del Azuay. Muertos: ***Ambato*** más de 3000; Latacunga aproximadamente 2000; en los pueblos de sus jurisdicciones se estimó unos 1500; en Patate alrededor de 200 y en Riobamba 100.
	Según algunos autores el número de víctimas ascendió a 8000. Gran destrucción de casas e iglesias en ***Ambato***, Latacunga, Riobamba y todos los pueblos de la comarca.
	Grandes deslizamientos en montes, laderas y taludes. Represamientos de ríos y quebradas; desbordamiento y avalancha en el río ***Ambato***. Derrumbes en el Carihuairazo. Grietas de 4 a 5 pies de ancho y 1 legua de longitud, en dirección N-S.
	En vista de la gran destrucción y efectos asociados, se intenta mudar de sitio a las ciudades de Ambato, Latacunga y Riobamba, lo cual no fue permitido por las autoridades de la Real Audiencia.
04 de Febrero de 1797	Destrucción total de la Villa de Riobamba. El terremoto más destructivo en el territorio ecuatoriano y uno de los de mayor magnitud en toda su historia. Destrucción total de la antigua ciudad de Riobamba, razón por la cual no fue reconstruida en el mismo sitio y se mudó al lugar que actualmente ocupa. Daños muy severos en ciudades, pueblos y caseríos de lo que actualmente son las provincias de Chimborazo, Tungurahua y Cotopaxi y parte de Bolívar y Pichincha. Las trepidaciones y

Tabla 11. (Continuación) Intensidades sentidas en la ciudad de Ambato.

FECHA DEL EVENTO	INTENSIDAD
	Inmensos deslizamientos de laderas y montes, uno de los cuales, sepultó por completo tres barrios de Riobamba.
	Grietas muy profundas y anchas. Algunas de impresionante longitud. En el valle de Patate, por ejemplo, se dice que las grietas fueron tan grandes, que "desaparecieron haciendas"
	Notable cambio del paisaje por las grietas, destrucción de los montes, levantamientos y hundimientos del terreno, cambio del curso de los ríos, etc.
	Brotan o desaparecen fuentes termales. Licuefacciones en muchos sitios. Represamiento de varios ríos durante varios días y hasta semanas, siendo los principales el ***Ambato***, "Tacunga" y Pachanlica, además de varias quebradas afluentes. Al romperse los diques naturales, se originaron enormes avalanchas que arrasaron lo que quedaba de pueblos y haciendas, como ocurrió en el valle de Patate.
	Brotó agua y lodo de mal olor en varios lugares, como en el cerro Altar. Igual aconteció en cerro Igualata, donde, además: "se abrieron cinco bocas en la cumbre por las que salían llamas de fuego y lodo, que formaban por la falda ríos de mucha extensión ... cada borbotón de lodo, un nuevo temblor..."
	Posible volcanismo asociado. Se inflamó el volcán y laguna de Quilotoa.
	En Quito se presentaron graves daños, especialmente en las iglesias.
	Centenares de réplicas, durante varios meses. Algunas fueron tan fuertes que por sí solas pudieron causar daños por sí solas, y lo hicieron más aún en lo que quedó del terremoto principal.
	Muertos contabilizados: 12.833, pero se estima que la cifra debió ser mucho mayor. Hay quienes estiman que fueron 31.000 y otros autores incluso mencionan cifras aún mayores, tomando en consideración que en algunas zonas, la contabilización fue imposible hacerla con precisión y, en otros sitios, no se tomó en cuenta a las clases sociales bajas. Los heridos se sumaron igualmente por millares, muchos de los cuales murieron posteriormente, en infinidad de casos por la imposibilidad de rescatarlos
	En muchos otros casos los heridos fallecieron por la inexistencia de ayuda médica y tiempo más tarde, a causa de las epidemias y pestes que se propagaron, como resultado de la contaminación causada por la descomposición de cadáveres de personas y animales.
	Como es obvio suponer, el impacto social y económico y social de este terremoto fue incalculable. Incluso las consecuencias políticas y administrativas para el gobierno de la Real Audiencia de Quito fueron notables.

Tabla 11. (Continuación) Intensidades sentidas en la ciudad de Ambato.

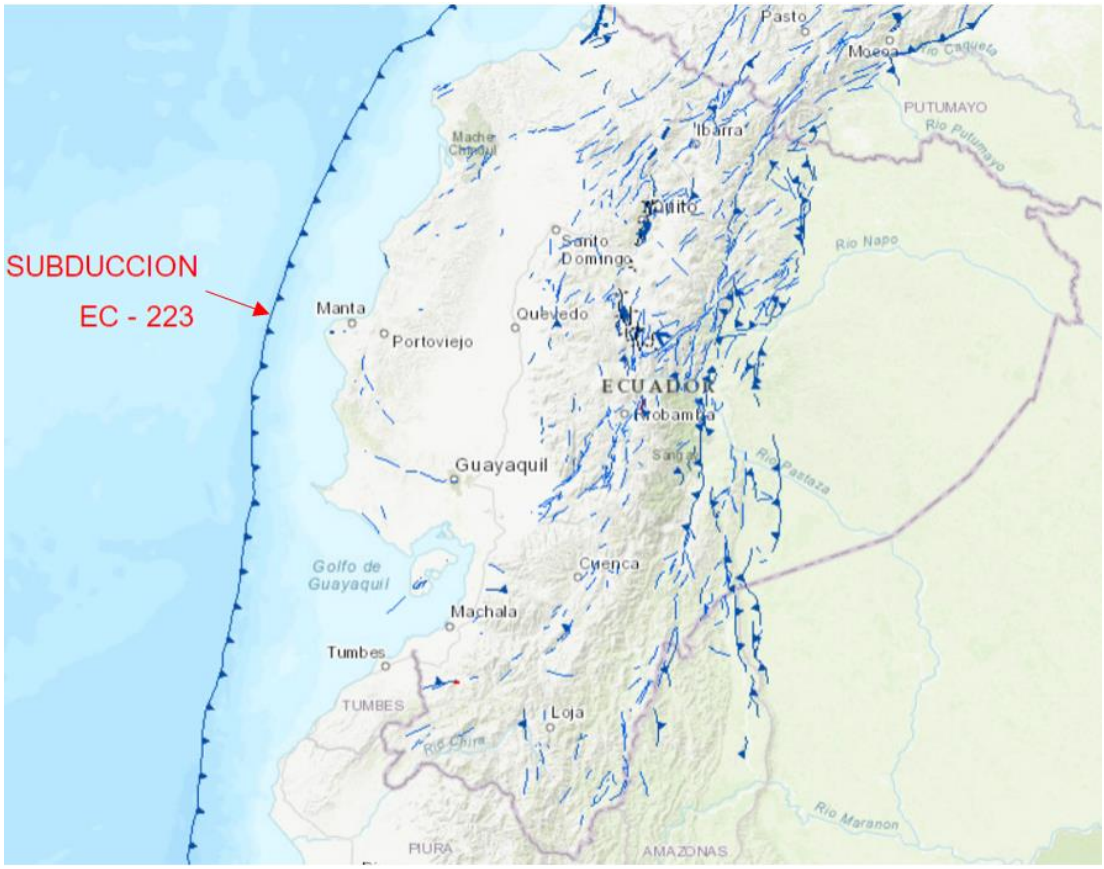
FECHA DEL EVENTO	INTENSIDAD
05 de Agosto de 1949	Gran terremoto de Pelileo, ciudad que fue totalmente destruida.
	Ambato en escombros.
	Destrucción casi total de muchas poblaciones de las provincias de ***Tungurahua*** y Cotopaxi. Graves daños en localidades de las provincias de Chimborazo y Bolívar.
	Grandes grietas en el terreno y derrumbes y deslizamientos voluminosos en montes y caminos de toda la región.
	Cambio del paisaje en muchos lugares.
	Licuefacciones especialmente en el sector de La Moya de Pelileo, donde tradicionalmente ha ocurrido el mismo fenómeno con otros terremotos, como el de Riobamba de 1797.
	Brotaron nuevas fuentes termales y otras modificaron sus caudales, la temperatura, desaparecieron temporal o definitivamente.
	Millares de muertos y heridos.
	Gran cantidad de réplicas durante los meses subsiguientes.
	La pérdidas materiales, tanto para el Estado como para la población fueron incalculables y las consecuencias socioeconómicas afectaron al país durante varios años.
	La destrucción de Pelileo fue tal, que se hizo necesario reconstruir la población en otro sitio, aunque con posterioridad se repobló el anterior lugar que en la actualidad lleva el nombre de Pelileo Viejo.
	El movimiento sísmico se sintió prácticamente en todo el país.
	Area afectada: 1920 km2. Muertos: 6000 (aproximado). Personas sin hogar: 100.000
	Mayor destrucción: Pelileo: 100% Píllaro: 90%
	Guano: 80% ***Ambato: 75%*** Carreteras: 407 km.

Fuente: Adaptado del Catálogo de Terremotos del Ecuador.- Intensidades- Instituto Geofísico.http://repositorio.puce.edu.ec/bitstream/handle/22000/6007/CATALOGO%20TERREMOTOS%20113-127.pdf?sequence=5&isAllowed=y

4.1.2. SELECCIÓN DE FALLAS GEOLÓGICAS

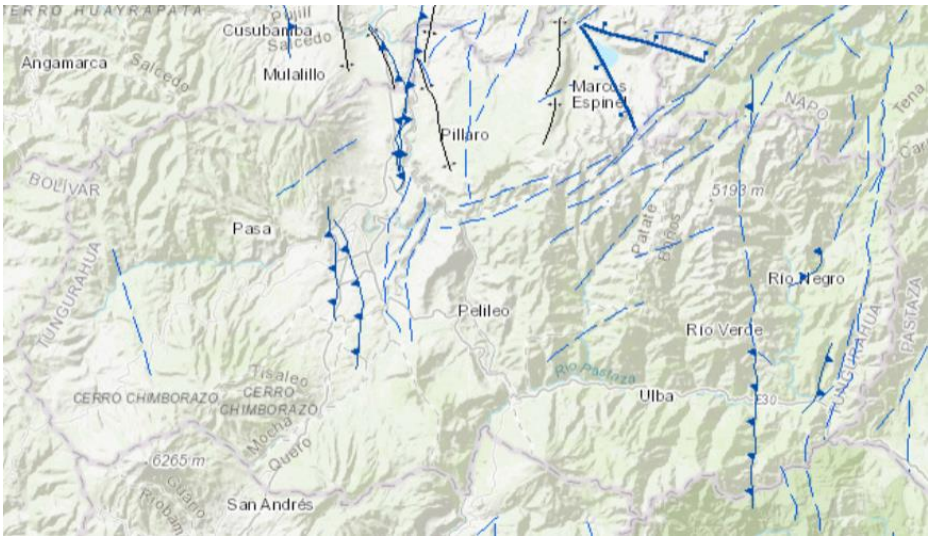
A continuación se seleccionan las fallas más cercanas al área de estudio utilizando la base de datos de neotec. Se visualizan las fallas de Ecuador, Tungurahua y Ambato.

Figura 39. Fallas Geológicas del Ecuador. Falla EC-223 de subducción



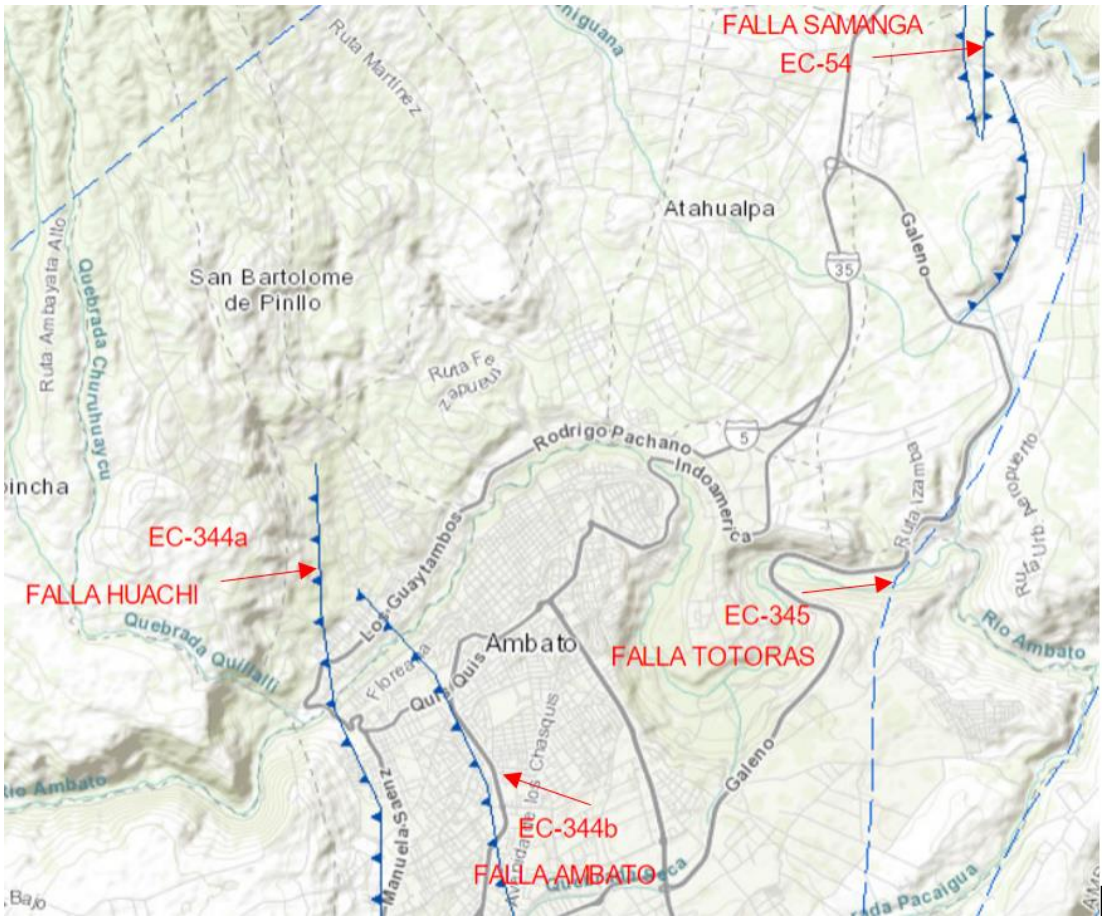
Fuente: Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Militar

Figura 40. Fallas Geológicas de Tungurahua.



Fuente: Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Militar

Figura 41. Fallas Geológicas de Ambato. Seleccionadas las fallas de Huachi, Ambato, Totoras y Samanga.



Fuente: Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Militar

En el siguiente cuadro se especifica las fallas seleccionadas en su respectiva longitud y distancia desde la fuente hasta el sitio de estudio:

Tabla 12. Tipos de Fallas**.** Fallas seleccionadas, tipo, código y longitud al área de estudio.

CÓDIGO	NOMBRE	TIPO	LONGITUD (Km)	DISTANCIA (Km)
EC-223	Subducción	Inversa	1536,5	294
EC-344a	Huachi	Inversa Ciega	12	2,8
EC-344b	Ambato	Inversa Ciega	16,3	2,4
EC-345	Totoras	Transcurrente inversa ciega	17,7	3,7
EC-54	Samanga	Inversa ciega	33	6,1

Fuente: Fuente: Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Militar

4.1.3. CARACTERÍSTICAS DEL SUELO

En la siguiente tabla se determina la granulometría y se establece el tipo de suelo según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelo (SUCS).

Tabla 13. Clasificación del suelo SUCS

Tipo	Sub-Tipos		Identificación			Símbolo de Grupo
Suelos (partículas menores de 7,5 cm)	SUELOS GRUESOS Más de la mitad del material se retiene en la malla N°200 (0.075 mm)	GRAVA Más de la mitad de la fracción gruesa se retiene en la malla N°4	GRAVA LIMPIA (Poco o nada de partículas finas)	Grava bien graduada; mezcla de grava y arena con poco o nada de finos. Debe tener un coeficiente de uniformidad (C_u) mayor de 4 y un coeficiente de curvatura (C_c) entre 1 y 3[1]	Menos del 5% en masa pasa la malla N°200	GW
				Grava mal graduada; mezcla de grava y arena con poco o nada de finos. No satisface los requisitos de graduación para GW.	Menos del 5% en masa pasa la malla N°200	GP
			GRAVA CON FINOS (Cantidad apreciable de partículas finas)	Grava limosa; mezcla de grava, arena y limo.	Más de 12% en masa pasa la malla N°200 y las pruebas de límites de consistencia clasifican a la fracción fina como ML o MH (véanse abajo los grupo ML y MH)	GM
				Grava arcillosa; mezclas de grava, arena y arcilla	Más de 12% en masa pasa la malla N°200 y las pruebas de límites de consistencia clasifican a la fracción fina como CL o CH (véanse abajo los grupo CL y CH)	GC
		ARENA Más de la mitad de la fracción gruesa pasa la malla N°4	ARENA LIMPIA (Poco o nada de partículas finas)	Arena bien graduada; mezcla de arena y grava con poco o nada de finos. Debe tener un coeficiente de uniformidad (C_u) mayor de 6 y un coeficiente de curvatura (C_c) entre 1 y 3[1]	Menos del 5% en masa pasa la malla N°200	SW
				Arena mal graduada; mezcla de arena y grava con poco o nada de finos. No satisface los requisitos de graduación para SW.	Menos del 5% en masa pasa la malla N°200	SP
			ARENA CON FINOS (Cantidad apreciable de partículas finas)	Arena limosa; mezcla de arena, grava y limo.	Más de 12% en masa pasa la malla N°200 y las pruebas de límites consistencia clasifican a la fracción fina como ML o MH (véanse abajo los grupo ML y MH)	SM
				Arena arcillosa; mezclas de arena, grava y arcilla	Más de 12% en masa pasa la malla N°200 y las pruebas de límites de consistencia clasifican a la fracción fina como CL o CH (véanse abajo los grupo CL y CH)	SC
	SUELOS FINOS Más de la mitad del material pasa la malla N°200 (0.075 mm)	LIMO Y ARCILLA Límite líquido	Menor de 50%	Limo de baja compresibilidad; mezcla de limo de baja plasticidad, arena y grava; polvo de roca. Se localiza dentro de la zona I de la carta de plasticidad mostrada en la Figura 1 de este Manual.		ML
				Arcilla de baja compresibilidad; mezcla de arcilla de baja plasticidad, arena y grava. Se localiza dentro de la zona II de la carta de plasticidad mostrada en la Figura 1 de este Manual.		CL
				Limo orgánico de baja compresibilidad; mezcla de limo orgánico de baja plasticidad, arena y grava. Se localiza dentro de la zona I de la carta de plasticidad mostrada en la Figura 1 de este Manual.		OL
			Mayor de 50%	Limo de alta compresibilidad; mezcla de limo de alta plasticidad, arena y grava. Se localiza dentro de la zona III de la carta de plasticidad mostrada en la Figura 1 de este Manual.		MH
				Arcilla de alta compresibilidad; mezcla de arcilla de alta plasticidad, arena y grava. Se localiza dentro de la zona IV de la carta de plasticidad mostrada en la Figura 1 de este Manual.		CH
				Limo orgánico de alta compresibilidad; mezcla de limo orgánico de alta compresibilidad, arena y grava. Se localiza dentro de la zona III de la Carta de plasticidad mostrada en la Figura 1 de este Manual.		OH
	ALTAMENTE ORGANICOS			Turba, fácilmente identificables por su color, olor, sensación esponjosa y frecuentemente por su textura fibrosa.		P_t

Fuente: SUCS

En las siguientes tablas se presenta los resultados de la granulometría realizadas a cada muestra tomadas a a un metro de perforación, así también se determinará el tipo de suelo según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS)

Tabla 14. Clasificación de suelos para el pozo 1.

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL ENSAYO GRANULOMÉTRICO					
POZO 1					
TAMIZ	**ABERTURA**	**PESO RET PARCIAL**	**PESO RET/ACUM**	**% RET**	**% QUE PASA**
1m (POZO 1)					
N4	4,76	8	8	2%	98%
N10	2	4	12	3%	97%
N40	0,42	24	36	8%	92%
N100	0,149	123	159	36%	64%
N200	0,074	170	329	75%	25%
FUENTE		110		25%	
TOTAL		439		100%	
2m (POZO 1)					
N4	4,76	3	3	1%	99%
N10	2	3	6	2%	98%
N40	0,42	18	24	8%	92%
N100	0,149	69	93	32%	68%
N200	0,074	80	173	59%	41%
FUENTE		122		41%	
TOTAL		295		100%	
3 m (POZO 1)					
N4	4,76	5	5	2%	98%
N10	2	3	8	3%	97%
N40	0,42	21	29	11%	89%
N100	0,149	53	82	32%	68%
N200	0,074	79	161	63%	37%
FUENTE		93		37%	
TOTAL		254		100%	
4 m (POZO 1)					
N4	4,76	2	2	1%	99%
N10	2	9	11	3%	97%
N40	0,42	66	77	22%	78%
N100	0,149	85	162	46%	54%
N200	0,074	82	244	69%	31%
FUENTE		111		31%	
TOTAL		355		100%	
5 m (POZO 1)					
N4	4,76	13	13	4%	96%
N10	2	29	42	13%	87%
N40	0,42	33	75	23%	77%
N100	0,149	58	133	42%	58%
N200	0,074	44	177	55%	45%
FUENTE		143		45%	
TOTAL		320		100%	

Elaboración: Lenin Galarza

De las tabla anterior del pozo 1 se determina que de cada metro realizado el ensayo de granulometría más del 50% de la muestra fue retenida en el tamiz N200 (0.074mm) lo que indica que se trata de suelo grueso, además más del 50% de la misma pasa el tamiz N4 (4.760mm) y más del 12% en masa pasa el tamiz N200 (0.074mm) lo que muestra que el tipo de suelo en el sector es una arena limosa (SM).

Tabla 15. Clasificación de suelos para el pozo 2.

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL ENSAYO GRANULOMÉTRICO					
POZO 2					
TAMIZ	**ABERTURA**	**PESO RET PARCIAL**	**PESO RET/ACUM**	**% RET**	**% QUE PASA**
1 m (POZO 2)					
N4	4,76	26	26	10%	90%
N10	2	12	38	14%	86%
N40	0,42	27	65	24%	76%
N100	0,149	44	109	41%	59%
N200	0,074	48	157	59%	41%
FUENTE		109		41%	
TOTAL		266		100%	
2 m (POZO 2)					
N4	4,76	39	39	13%	87%
N10	2	21	60	20%	80%
N40	0,42	43	103	35%	65%
N100	0,149	51	154	52%	48%
N200	0,074	51	205	69%	31%
FUENTE		90		31%	
TOTAL		295		100%	
3 m (POZO 2)					
N4	4,76	25	25	6%	94%
N10	2	14	39	10%	90%
N40	0,42	49	88	22%	78%
N100	0,149	79	167	43%	57%
N200	0,074	89	256	65%	35%
FUENTE		136		35%	
TOTAL		392		100%	
3,5 m (POZO 2)					
N4	4,76	34	34	11%	89%
N10	2	19	53	18%	82%
N40	0,42	40	93	31%	69%
N100	0,149	59	152	50%	50%
N200	0,074	49	201	67%	33%
FUENTE		101		33%	
TOTAL		302		100%	

Elaboración: Lenin Galarza

De las tabla anterior del pozo 2 se determina que de cada metro realizado el ensayo de granulometría más del 50% de la muestra fue retenida en el tamiz N200 (0.074mm) lo que indica que se trata de suelo grueso, además más del 50% de la misma pasa el tamiz

N4 (4.760mm) y más del 12% en masa pasa el tamiz N200 (0.074mm) lo que muestra que el tipo de suelo en el sector es una arena limosa (SM).

Tabla 16. Clasificación de suelos para el pozo 3.

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL ENSAYO GRANULOMÉTRICO					
POZO 3					
TAMIZ	**ABERTURA**	**PESO RET PARCIAL**	**PESO RET/ACUM**	**% RET**	**% QUE PASA**
1 m (POZO 3)					
N4	4,76	33	33	4%	96%
N10	2	8	41	6%	94%
N40	0,42	50	91	12%	88%
N100	0,149	212	303	41%	59%
N200	0,074	227	530	72%	28%
FUENTE		208		28%	
TOTAL		738		100%	
2 m (POZO 3)					
N4	4,76	6	6	2%	98%
N10	2	4	10	3%	97%
N40	0,42	14	24	7%	93%
N100	0,149	95	119	34%	66%
N200	0,074	126	245	71%	29%
FUENTE		101		29%	
TOTAL		346		100%	
3 m (POZO 3)					
N4	4,76	9	9	4%	96%
N10	2	36	45	19%	81%
N40	0,42	79	124	52%	48%
N100	0,149	38	162	68%	32%
N200	0,074	31	193	81%	19%
FUENTE		45		19%	
TOTAL		238		100%	

Elaboración: Lenin Galarza

De las tabla anterior del pozo 3 se determina que de cada metro realizado el ensayo de granulometría más del 50% de la muestra fue retenida en el tamiz N200 (0.074mm) lo que indica que se trata de suelo grueso, además más del 50% de la misma pasa el tamiz N4 (4.760mm) y más del 12% en masa pasa el tamiz N200 (0.074mm) lo que muestra que el tipo de suelo en el sector es una arena limosa (SM).

Tabla 17. Clasificación de suelos para el pozo 4.

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL ENSAYO GRANULOMÉTRICO					
POZO 4					
TAMIZ	**ABERTURA**	**PESO RET PARCIAL**	**PESO RET/ACUM**	**% RET**	**% QUE PASA**
1 m (POZO 4)					
N4	4,76	5	5	4%	96%
N10	2	3	8	7%	93%
N40	0,42	23	31	26%	74%
N100	0,149	36	67	57%	43%
N200	0,074	21	88	75%	25%
FUENTE		29		25%	
TOTAL		117		100%	
2 m (POZO 4)					
N4	4,76	2	2	1%	99%
N10	2	3	5	2%	98%
N40	0,42	34	39	13%	87%
N100	0,149	100	139	46%	54%
N200	0,074	91	230	75%	25%
FUENTE		75		25%	
TOTAL		305		100%	
3 m (POZO 4)					
N4	4,76	6	6	1%	99%
N10	2	5	11	2%	98%
N40	0,42	41	52	10%	90%
N100	0,149	154	206	41%	59%
N200	0,074	134	340	68%	32%
FUENTE		158		32%	
TOTAL		498		100%	
4 m (POZO 4)					
N4	4,76	16	16	4%	96%
N10	2	8	24	6%	94%
N40	0,42	20	44	11%	89%
N100	0,149	80	124	32%	68%
N200	0,074	123	247	64%	36%
FUENTE		138		36%	
TOTAL		385		100%	

Elaboración: Lenin Galarza

De las tabla anterior del pozo 4 se determina que de cada metro realizado el ensayo de granulometría más del 50% de la muestra fue retenida en el tamiz N200 (0.074mm) lo que indica que se trata de suelo grueso, además más del 50% de la misma pasa el tamiz N4 (4.760mm) y más del 12% en masa pasa el tamiz N200 (0.074mm) lo que muestra que el tipo de suelo en el sector es una arena limosa (SM).

Tabla 18. Clasificación de suelos para el pozo 5.

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA CARRERA DE INGENIERIA CIVIL ENSAYO GRANULOMÉTRICO					
POZO 5					
TAMIZ	**ABERTURA**	**PESO RET PARCIAL**	**PESO RET/ACUM**	**% RET**	**% QUE PASA**
1 m (POZO 5)					
N4	4,76	14	14	5%	95%
N10	2	11	25	9%	91%
N40	0,42	39	64	22%	78%
N100	0,149	72	136	47%	53%
N200	0,074	74	210	72%	28%
FUENTE		82		28%	
TOTAL		292		100%	
2 m (POZO 5)					
N4	4,76	29	29	6%	94%
N10	2	16	45	10%	90%
N40	0,42	92	137	30%	70%
N100	0,149	101	238	51%	49%
N200	0,074	94	332	72%	28%
FUENTE		131		28%	
TOTAL		463		100%	
3 m (POZO 5)					
N4	4,76	19	19	5%	95%
N10	2	13	32	9%	91%
N40	0,42	64	96	26%	74%
N100	0,149	94	190	51%	49%
N200	0,074	65	255	68%	32%
FUENTE		118		32%	
TOTAL		373		100%	

Elaboración: Lenin Galarza

De las tabla anterior del pozo 4 se determina que de cada metro realizado el ensayo de granulometría más del 50% de la muestra fue retenida en el tamiz N200 (0.074mm) lo que indica que se trata de suelo grueso, además más del 50% de la misma pasa el tamiz N4 (4.760mm) y más del 12% en masa pasa el tamiz N200 (0.074mm) lo que muestra que el tipo de suelo en el sector es una arena limosa (SM).

4.1.3.1. ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR

Se detalla a continuación el Equipo necesario para realizar el ensayo SPT:

- Trípode de aluminio con patas de 16’ de largo, con accesorios de ensamble
- Polea para cable de manila de 1”
- Gancho de seguridad
- Motor a gasolina de 4 ciclos de 5.5 HP
- Cabeza de golpe AW de 2 ½”

- Guía de golpe de 2 ½" de diámetro de 42" de largo
- Anillo de golpe de 2 ½"
- Martillo de 140 libras con cadena
- 4 Tubería de perforación AW de 10 pies (3mts)
- 10 Tuberías de perforación AW de 2 pies (70cm)
- 2 Tuberías de perforación AW de 5 pies (1.5mts)
- 2 Cuchara partida de 24' tipo Lynac de trabajo pesado
- 3 Zapatas de incado
- 1 Izador giratorio
- 10 Retenedores de plástico

En la Norma INEN 689 se especifican los pasos que se deben seguir para poder realizar el ensayo de penetración estándar y son los siguientes:

1. Luego de apoyar el muestreador en el fondo del pozo perforado, se procede a hincarlo mediante golpes del martinete lanzado en caída libre desde una altura de 75 ± 5 cm sobre la cabeza de golpe. [30]
2. Se debe usar un cabo de manila o similar para el izaje del martinete, en caso de ser accionado mecánicamente, el cabo no debe enrollarse más de dos vueltas en el malacate. [30]
3. La barra rígida de acero que sirve de guía en la caída del martinete debe estar completamente vertical, con lo que se asegura que la energía de los golpes no disminuya. [30]
4. El muestreador debe penetrar 15 cm en primera instancia, esto se considera como un proceso de preparación y ajuste para el ensayo, el número de golpes para este primer tramo tiene únicamente un valor referente de orientación. [30]
5. Se inicia el ensayo contando el número de golpes (N) necesarios para hacer penetrar 30 cm esta profundidad compartida en 2 tramos de 15 cm, lo cual determina la resistencia a la penetración del suelo en estudio. [30]
6. Si se sobrepasa los 50 golpes, sin que hubiera penetrado la totalidad de la medida indicada, se registrará el número de golpes realizados y la longitud de penetración del muestreador. [30]
7. Antes de extraer el muestreador se debe girar como mínimo dos revoluciones con el fin de cortar la muestra, luego se extrae el muestreador a la superficie, se abre y se mide la longitud de la muestra, se retira la muestra de suelo separando la parte superior que no es representativa. [30]
8. La muestra obtenida se describirá según la Norma INEN 693, luego se debe cerrar herméticamente en un envase adecuado para su posterior envío al laboratorio. [30]
9. Los recipientes que contengan las muestras obtenidas deben encontrarse etiquetadas adecuadamente para una fácil identificación, las mismas que deben estar protegidas con un forro plástico. [30]

Tabla 19. Clasificación del tipo de perfil del suelo

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	1500 m/s $> V_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	760 m/s $> V_s \geq 360$ m/s
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100$ KPa
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	360 m/s $> V_s \geq 180$ m/s
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ 100 kPa $> S_u \geq 50$ kPa
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	Vs < 180 m/s
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	IP > 20 w ≥ 40% $S_u < 50$ kPa
F	Los perfiles de suelo tipo **F** requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases:	
	F1—Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.	
	F2—Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H > 3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).	
	F3—Arcillas de muy alta plasticidad (H > 7.5 m con índice de Plasticidad IP > 75)	
	F4—Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H > 30m)	
	F5—Suelos con contrastes de impedancia α ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.	
	F6—Rellenos colocados sin control ingenieril.	

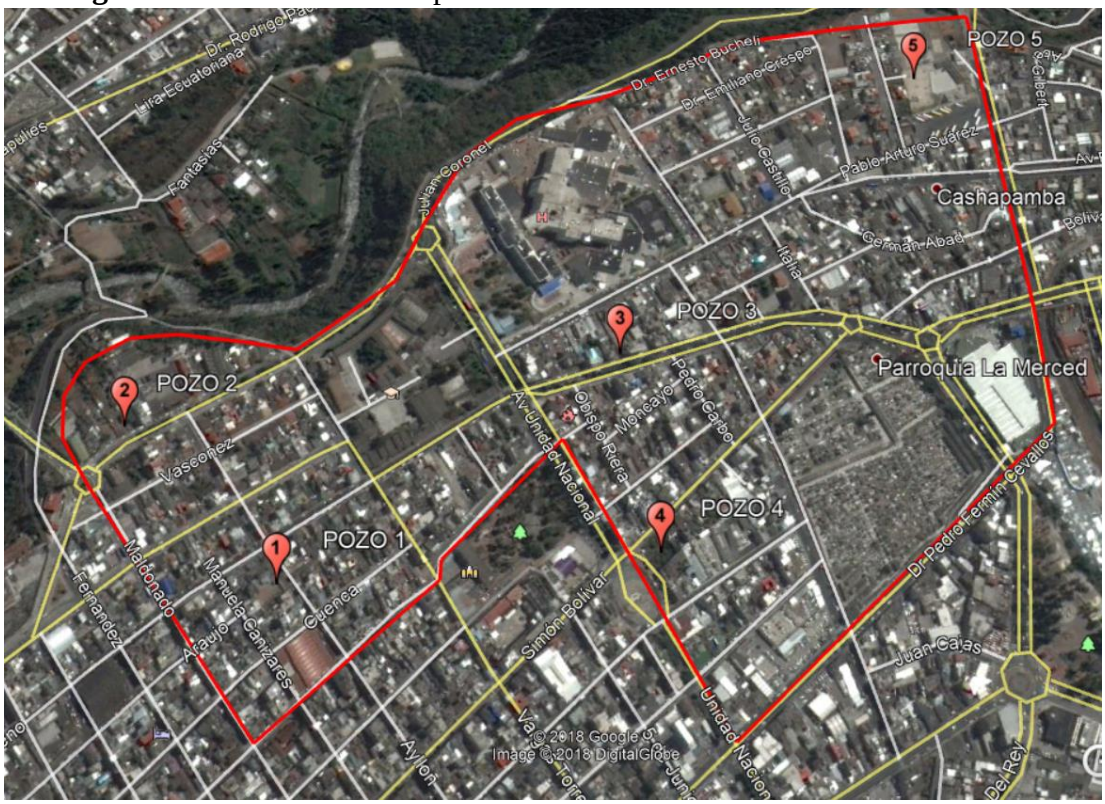
Fuente: NEC – SE – DS 2015

Donde:

N: Número medio de golpes del ensayo de penetración estándar en cualquier perfil del suelo. Vs30: Velocidad media de la onda de cortante.

A continuación se indica la ubicación de cada uno de los puntos en los que se realizó el ensayo SPT.

Figura 42. Ubicación de las perforaciones realizadas en el Sector de estudio



Fuente: Google Earth

Tabla 20. Coordenadas UTM de cada perforación realizada en el Sector de estudio

	NORTE	ESTE	ZONA
POZO 1	9863356.00 m S	764226.00 m E	17 M
POZO 2	9863520.00 m S	764056.00 m E	17 M
POZO 3	9863597.00 m S	764577.00 m E	17 M
POZO 4	9863387.00 m S	764617.00 m E	17 M
POZO 5	9863920.00 m S	764912.00 m E	17 M

Elaboración: Lenin Galarza

Tabla 21. Ensayo de Penetración Estándar – Pozo 1

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL
ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTANDAR - POZO 1

Profundidad (m)	NSPT (parcial)	NSPT (total)	NSPT (medio)	Tipo de Peril	CLASIFICACIÓN S.U.C.S
55	Limpieza	11	33	D	**SM** **ARENA LIMOSA** Mezcla de arena, grava y limo.
70	2				
85	4				
100	7				
120	9	14			**SM** **ARENA LIMOSA** Mezcla de arena, grava y limo.
135	7				
150	7				
170	9	19			
185	9				
200	10				
220	12	25			**SM** **ARENA LIMOSA** Mezcla de arena, grava y limo.
235	13				
250	12				
270	14	34			
285	18				
300	16				
320	24	55			**SM** **ARENA LIMOSA** Mezcla de arena, grava y limo.
335	25				
350	30				
370	16	39			
385	15				
400	24				
420	34	66			**SM** **ARENA LIMOSA** Mezcla de arena, grava y limo.
435	26				
450	40				
470	29	Rechazo			
485	35				
500	50				

Elaboración: Lenin Galarza

Tabla 22. Ensayo de Penetración Estándar – Pozo 2

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL
ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTANDAR - POZO 2

Profundidad (m)	NSPT (parcial)	NSPT (total)	NSPT (medio)	Tipo de Peril	CLASIFICACIÓN S.U.C.S
55	Limpieza	34	32	D	**SM ARENA LIMOSA** Mezcla de arena, grava y limo.
70	14				
85	16				
100	18				
120	20	44			**SM ARENA LIMOSA** Mezcla de arena, grava y limo.
135	21				
150	23				
170	33	47			
185	27				
200	20				
220	22	21			**SM ARENA LIMOSA** Mezcla de arena, grava y limo.
235	13				
250	8				
270	4	16			
285	6				
300	10				
320	10	Rechazo			
335	29				
350	57				

Elaboración: Lenin Galarza

Tabla 23. Ensayo de Penetración Estándar – Pozo 3

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL
ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTANDAR - POZO 3

Profundidad (m)	NSPT (parcial)	NSPT (total)	NSPT (medio)	Tipo de Peril	CLASIFICACIÓN S.U.C.S
55	Limpieza	26	53	C	**SM ARENA LIMOSA** Mezcla de arena, grava y limo.
70	15				
85	13				
100	13				
120	16	44			**SM ARENA LIMOSA** Mezcla de arena, grava y limo.
135	20				
150	24				
170	28	73			
185	39				
200	34				
220	35	68			**SM ARENA LIMOSA** Mezcla de arena, grava y limo.
235	33				
250	35				
270	38	Rechazo			
285	43				
300	39				

Elaboración: Lenin Galarza

Tabla 24. Ensayo de Penetración Estándar – Pozo 4

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL
ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTANDAR - POZO 4

Profundidad (m)	NSPT (parcial)	NSPT (total)	NSPT (medio)	Tipo de Peril	CLASIFICACIÓN S.U.C.S
55	Limpieza	12	34	D	**SM ARENA LIMOSA** Mezcla de arena, grava y limo.
70	5				
85	5				
100	7				
120	8	20			**SM ARENA LIMOSA** Mezcla de arena, grava y limo.
135	10				
150	10				
170	12	31			
185	17				
200	14				
220	15	41			**SM ARENA LIMOSA** Mezcla de arena, grava y limo.
235	15				
250	26				
270	17	39			
285	18				
300	21				
320	27	59			**SM ARENA LIMOSA** Mezcla de arena, grava y limo.
335	29				
350	30				
370	29	Rechazo			
385	35				
400	50				

Elaboración: Lenin Galarza

Tabla 25. Ensayo de Penetración Estándar – Pozo 5

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL
ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTANDAR - POZO 5

Profundidad (m)	NSPT (parcial)	NSPT (total)	NSPT (medio)	Tipo de Peril	CLASIFICACIÓN S.U.C.S
55	Limpieza	24	39	D	**SM ARENA LIMOSA** Mezcla de arena, grava y limo.
70	11				
85	12				
100	12				
120	19	31			**SM ARENA LIMOSA** Mezcla de arena, grava y limo.
135	17				
150	14				
170	16	50			
185	23				
200	27				
220	24	51			**SM ARENA LIMOSA** Mezcla de arena, grava y limo.
235	26				
250	25				
270	31	Rechazo			
285	32				
300	49				

Elaboración: Lenin Galarza

En las tablas anteriores se muestran los valores NSPT obtenidos en cada uno de los ensayos realizados en los cuales se procedió a sumar los dos últimos valores parciales para obtener el valor de NSPT total de cada metro perforado, para posterior sacar un promedio general de todos los valores dando como resultado el N(promedio) de cada ensayo SPT realizado, valor necesario para clasificar el perfil del suelo según lo establecido en la NEC2015 en la Tabla 4 del Capítulo de Peligro Sísmico, cuatro de los pozos el número de golpes se encuentra en el rango de $50>N\geq15$ el cual pertenece al tipo de perfil D y en el pozo 3 el número de golpes es igual a 53 y este se encuentra en el rango de $N\geq 50$ el cual pertenece al tipo de perfil C. A pesar que se haya encontrado dos tipos de perfiles de suelos diferentes se asumirá el tipo de suelo D para el análisis debido a que este fue el predominante en las cinco perforaciones.

4.1.4. VELOCIDAD MEDIA DE LA ONDA DE CORTANTE VS30.

Particularmente los métodos geofísicos han adquirido un rol fundamental para estimar la respuesta símica y la calidad del suelo, ya que son utilizados en la determinación de la velocidad de ondas de corte promedio de los 30 m superiores V_{S30}.

Para el cálculo de la velocidad de onda se tomó como base las 16 formulas empíricas presentadas a continuación:

Tabla 26. Fórmulas para el cálculo de la Velocidad de Onda en función del número de golpes N del SPT.

Table 1. Existing correlation between shear wave velocity and standard penetration resistance.				
Researcher(s)	**All soils (m/s)**	**Sand (m/s)**	**Silt (m/s)**	**Clay (m/s)**
Kanai (1966)	Vs= 19*(N^0.6)	-	-	-
Shibata (1970)	-	Vs= 31.7*(N^0.54)	-	-
Imai and Yoshimura (1970)	Vs= 76*(N^0.33)	-	-	-
Ohba and Toriuma (1970)	Vs= 84*(N^0.31)	-	-	-
Ohta et al. (1972)	-	Vs= 87.2*(N^0.36)	-	-
Fujiwara (1972)	Vs= 92.1*(N^0.337)	-	-	-
Ohsaki and Iwasaki (1973)	Vs= 81.4*(N^0.39)	-	-	-
Ima et al. (1978)	Vs= 89.9*(N^0.341)	-	-	-
Imai (1977)	Vs= 91*(N^0.337)	Vs= 80.6*(N^0.331)	-	Vs= 80.2*(N^0.292)
Ohta et al. (1978)	Vs= 85.35*(N^0.348)	-	-	-
Seed and Idriss (1981)	Vs= 61.4*(N^0.5)	-	-	-
Imai and Tonouchi (1982)	Vs= 96.9*(N^0.314)	-	-	-
Seed et al. (1983)	-	Vs= 56.4*(N^0.5)	-	-
Sykora and Stokoe (1983)	-	Vs= 100.5*(N^0.29)	-	-
Fumal and Tinsley (1985)	-	Vs= 152+5.1*(N^0.27)	-	-
Tonouchi et al. (1983)	Vs= 97*(N^0.314)	-	-	-

Tabla 26. (Continuación) Fórmulas para el cálculo de la Velocidad de Onda en función del número de golpes N del SPT.

Researcher(s)	All soils (m/s)	Sand (m/s)	Silt (m/s)	Clay (m/s)
Jinan (1987)	Vs= 116.1*(N+0.3185)^0.202	-	-	-
Okanoto et al. (1989)	-	Vs= 125*(N^0.3)	-	-
Lee (1990)	-	Vs= 57.4*(N^0.49)	Vs= 105.64*(N^0.32)	Vs= 114.43*(N^0.31)
Athanasopoulos (1995)	Vs= 107.6*(N^0.36)	-	-	Vs= 76.55*(N^0.445)
Yokota et al. (1991)	Vs= 121*(N^0.27)	-	-	Vs= 114*(N^0.31)
Kalteziotis et al. (1992)	Vs= 76.2*(N^0.24)	-	-	-
Pitilakis et al. (1992)	-	Vs= 162*(N^0.17)	-	-
Raptakis et al. (1995)	-	Vs= 100*(N^0.24)	-	-
Sisman (1995)	Vs= 32.8*(N^0.51)	-	-	-
Iyisan (1996)	Vs= 51.5*(N^0.516)	-	-	-
Kayabali (1996)	-	Vs= 175+(3.75*N)	-	-
Jafari et al. (1997)	Vs= 22*(N^0.85)	-	-	-
Pitilakis et al. (1999)	-	Vs= 145*(Noo^0.178)	-	Vs= 132*(Noo^0.271)
Kiku et al. (2001)	Vs= 68.3*(N^0.292)	-	-	-
Jafari et al. (2002)	-	-	Vs= 22*(N^0.27)	Vs= 27*(N^0.73)
Hasancebi and Ulusay (2006)	Vs= 90*(N^0.309)	Vs= 90.82*(N^0.319)	-	Vs= 97.89*(N^0.209)
Hasancebi and Ulusay (2006)	Vs= 104.79*(Noo^0.26)	Vs= 131*(Noo^0.205)	-	Vs= 107.63*(Noo^0.237)
Dikmen (2009)	Vs= 58*(N^0.39)	Vs= 73*(N^0.33)	Vs= 60*(N^0.36)	Vs= 44*(N^0.48)
Uma Maheshwari et al. (2010)	Vs= 95.64*(N^0.301)	Vs= 100.53*(N^0.265)	-	Vs= 89.3*(N^0.358)
Fauzi et al. (2014)	Vs= 105.03*(N^0.286)	-	-	-
Adopted from Akin et al. (2011)				

Fuente: Akin et al. 2011

Según la clasificación SUCS el suelo del área de estudio es de tipo SM siendo una arena limosa mal graduada, por ende, es así que se escogieron las ecuaciones de la tabla 19 que fueron seleccionadas de la tabla anterior.

Posteriormente se presentan los valores de V_{S30} calculados para cada pozo con las ecuaciones de la tabla 19. Para una correcta selección del valor V_{S30} es necesario general la campana de Gauss para lo cual es necesario determinar la media aritmética y la Desviación Estándar y con estos datos poder determinar la Distribución Normal.

Tabla 27. Ecuaciones para el cálculo del V_{S30} en arenas.

INVESTIGADORES	AÑO	ECUACIÓN
SHIBATA	1970	Vs=31,7*(N^0,54)
OHTA	1972	Vs=87,2*(N^0,36)
IMAI	1977	Vs=80,6*(N^0,331)
SEED	1983	Vs=56,4*(N^0,5)
SYKORA Y STOKOE	1983	Vs=100,5*(N^0,29)
FUMAL Y TINSLEY	1985	Vs=152+5,1*(N^0,27)
OKAMOTO	1989	Vs=125*(N^0,3)
LEE	1990	Vs=57,4*(N^0,49)
PITILAKIS	1992	Vs=162*(N^0,17)
RAPTAKIS	1995	Vs=100*(N^0,24)
KAYABALI	1996	Vs=175+(3,75*N)
PITILAKIS	1999	Vs=145*(N^0,178)
HASANCEBI Y ULUSAY	2006	Vs=90,82*(N^0,319)
HASANCEBI Y ULUSAY	2006	Vs=131*(N^0,205)
DIKMEN	2009	Vs=73*(N^0,33)
UMA MAHESHWARI	2010	Vs=100,5*(N^0,265)

Elaboración: Lenin Galarza

Tabla 28. Cálculo del valor V_{S30} para el pozo 1

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL
CÁLCULO DE LA Vs30 - POZO 1

NSPT (medio)	33		
POZO 1 - ARENA LIMOSA MAL GRADUADA			
INVESTIGADORES	**AÑO**	**ECUACIÓN**	**RESULTADO (m/s)**
SHIBATA	1970	Vs=31,7*(N^0,54)	209,01
OHTA	1972	Vs=87,2*(N^0,36)	306,61
IMAI	1977	Vs=80,6*(N^0,331)	256,10
SEED	1983	Vs=56,4*(N^0,5)	323,38
SYKORA Y STOKOE	1983	Vs=100,5*(N^0,29)	276,73
FUMAL Y TINSLEY	1985	Vs=152+5,1*(N^0,27)	165,10
OKAMOTO	1989	Vs=125*(N^0,3)	356,43
LEE	1990	Vs=57,4*(N^0,49)	317,82
PITILAKIS	1992	Vs=162*(N^0,17)	293,35
RAPTAKIS	1995	Vs=100*(N^0,24)	231,23
KAYABALI	1996	Vs=175+(3,75*N)	298,28
PITILAKIS	1999	Vs=145*(N^0,178)	270,00
HASANCEBI Y ULUSAY	2006	Vs=90,82*(N^0,319)	276,73
HASANCEBI Y ULUSAY	2006	Vs=131*(N^0,205)	268,06
DIKMEN	2009	Vs=73*(N^0,33)	231,15
UMA MAHESHWARI	2010	Vs=100,5*(N^0,265)	253,59

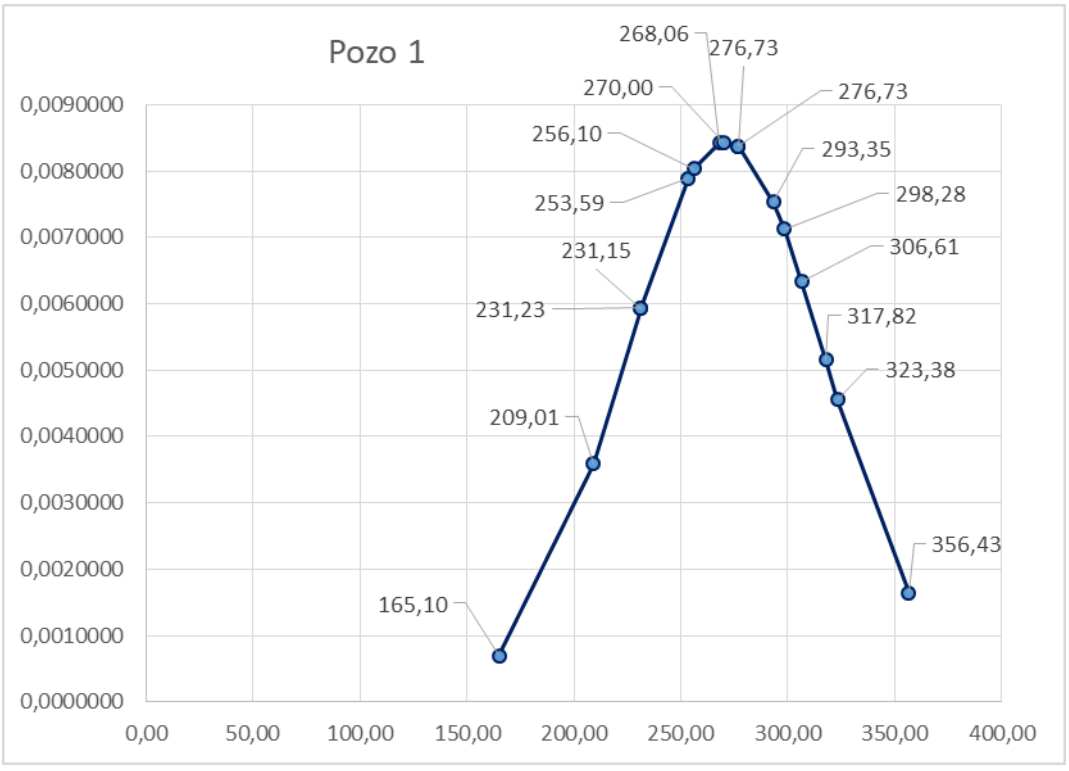
Elaboración: Lenin Galarza

Tabla 29. Velocidad de Onda y la Distribución Normal del Pozo 1.

Vs	DISTRIBUCIÓN NORMAL	MEDIA	DESVIACIÓN ESTANDAR	TIPO DE PERFIL
165,10	0,0006935	270,85	47,31	D
209,01	0,0035889			
231,15	0,0059301			
231,23	0,0059386			
253,59	0,0078898			
256,10	0,0080326			
268,06	0,0084180			
270,00	0,0084312			
276,73	0,0083677			
276,73	0,0083677			
293,35	0,0075307			
298,28	0,0071278			
306,61	0,0063370			
317,82	0,0051511			
323,38	0,0045523			
356,43	0,0016420			

Elaboración: Lenin Galarza

Figura 43. Campana de Gauss del Pozo 1.



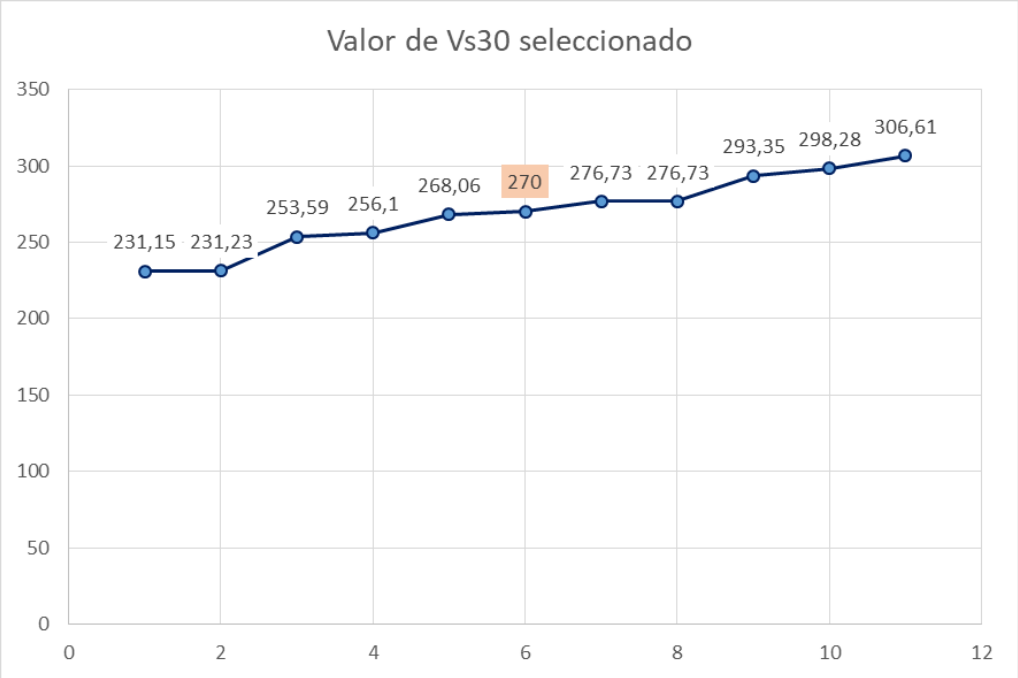
Elaboración: Lenin Galarza

Tabla 30. Valores centrales de la Campana de Gauss del Pozo 1.

VALORES CENTRAL	DISTRIBUCIÓN NORMAL
231,15	0,0059301
231,23	0,0059386
253,59	0,0078898
256,1	0,0080326
268,06	0,0084180
270	0,0084312
276,73	0,0083677
276,73	0,0083677
293,35	0,0075307
298,28	0,0071278
306,61	0,0063370

Elaboración: Lenin Galarza

Figura 44. Valores centrales de la Campana de Gauss del Pozo 1.



Elaboración: Lenin Galarza

Tabla 31. Cálculo del valor V_{S30} para el pozo 2

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL CÁLCULO DE LA Vs30 - POZO 2			
NSPT (medio)	32		
POZO 2 - ARENA LIMOSA MAL GRADUADA			
INVESTIGADORES	**AÑO**	**ECUACIÓN**	**RESULTADO (m/s)**
SHIBATA	1970	Vs=31,7*(N^0,54)	207,37
OHTA	1972	Vs=87,2*(N^0,36)	305,01
IMAI	1977	Vs=80,6*(N^0,331)	254,87
SEED	1983	Vs=56,4*(N^0,5)	321,03
SYKORA Y STOKOE	1983	Vs=100,5*(N^0,29)	275,57
FUMAL Y TINSLEY	1985	Vs=152+5,1*(N^0,27)	165,04
OKAMOTO	1989	Vs=125*(N^0,3)	354,87
LEE	1990	Vs=57,4*(N^0,49)	315,56
PITILAKIS	1992	Vs=162*(N^0,17)	292,62
RAPTAKIS	1995	Vs=100*(N^0,24)	230,43
KAYABALI	1996	Vs=175+(3,75*N)	296,50
PITILAKIS	1999	Vs=145*(N^0,178)	269,31
HASANCEBI Y ULUSAY	2006	Vs=90,82*(N^0,319)	275,45
HASANCEBI Y ULUSAY	2006	Vs=131*(N^0,205)	267,26
DIKMEN	2009	Vs=73*(N^0,33)	230,04
UMA MAHESHWARI	2010	Vs=100,5*(N^0,265)	252,62

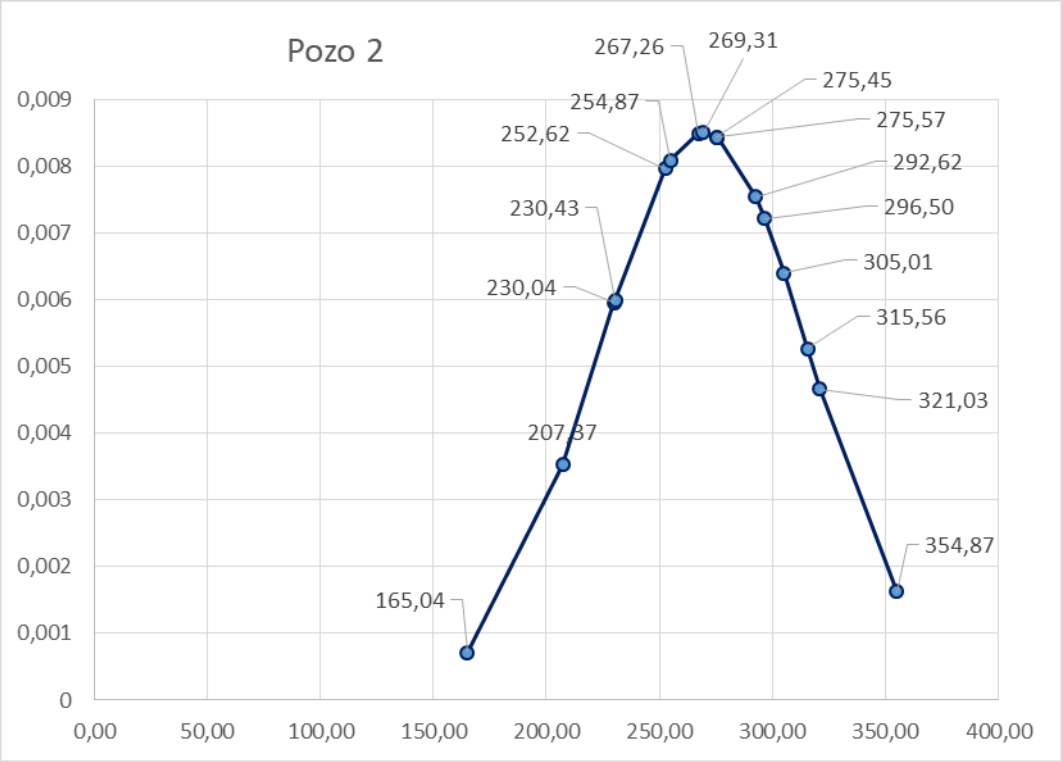
Elaboración: Lenin Galarza

Tabla 32. Cálculo de la Velocidad de Onda y la Distribución Normal del Pozo 2.

Vs	DISTRIBUCIÓN NORMAL	MEDIA	DESVIACIÓN ESTANDAR	TIPO DE PERFIL
165,04	0,000709916	269,60	46,92	D
207,37	0,003528623			
230,04	0,005959535			
230,43	0,006001239			
252,62	0,007963987			
254,87	0,00809407			
267,26	0,00849223			
269,31	0,008502611			
275,45	0,008436867			
275,57	0,008434148			
292,62	0,007538329			
296,50	0,007213851			
305,01	0,006395245			
315,56	0,005262264			
321,03	0,004662526			
354,87	0,001630412			

Elaboración: Lenin Galarza

Figura 45. Campana de Gauss del Pozo 2



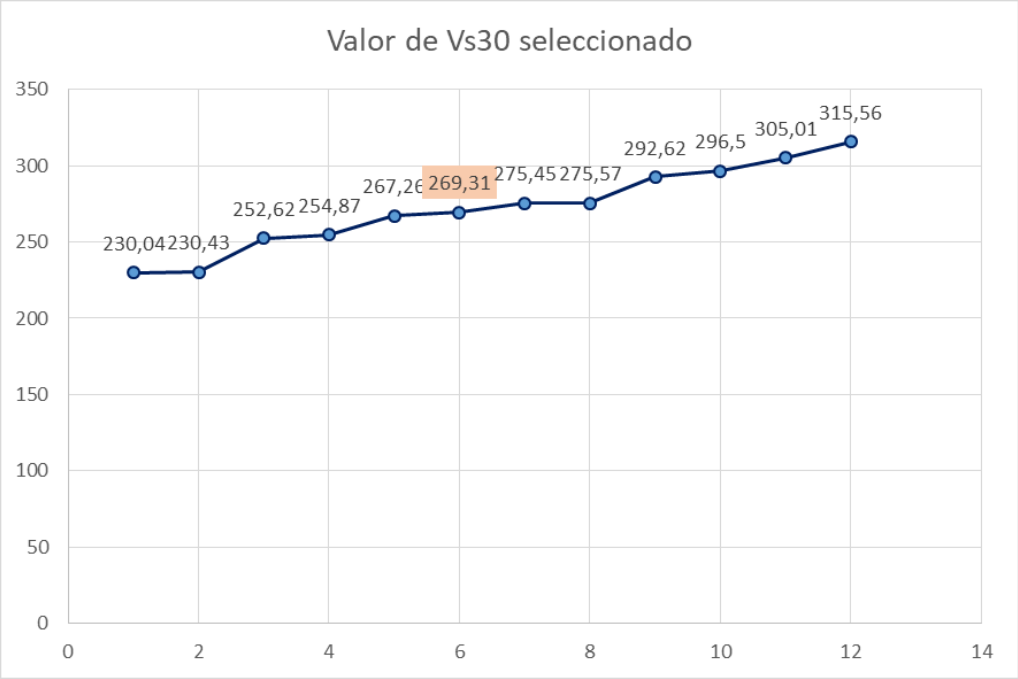
Elaboración: Lenin Galarza

Tabla 33. Valores centrales de la Campana de Gauss del Pozo 2.

VALORES CENTRAL	DISTRIBUCIÓN NORMAL
230,04	0,0059595
230,43	0,0060012
252,62	0,0079640
254,87	0,0080941
267,26	0,0084922
269,31	0,0085026
275,45	0,0084369
275,57	0,0084341
292,62	0,0075383
296,5	0,0072139
305,01	0,0063952

Elaboración: Lenin Galarza

Figura 46. Valores centrales de la Campana de Gauss del Pozo 2.



Elaboración: Lenin Galarza

Tabla 34. Cálculo del valor V_{S30} para el pozo 3

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL
CÁLCULO DE LA Vs30 - POZO 3

NSPT (medi)	53		
POZO 3 - ARENA LIMOSA MAL GRADUADA			
INVESTIGADORES	**AÑO**	**ECUACIÓN**	**RESULTADO (m/s)**
SHIBATA	1970	Vs=31,7*(N^0,54)	269,81
OHTA	1972	Vs=87,2*(N^0,36)	363,51
IMAI	1977	Vs=80,6*(N^0,331)	299,50
SEED	1983	Vs=56,4*(N^0,5)	409,63
SYKORA Y STOKOE	1983	Vs=100,5*(N^0,29)	317,40
FUMAL Y TINSLEY	1985	Vs=152+5,1*(N^0,27)	166,88
OKAMOTO	1989	Vs=125*(N^0,3)	410,75
LEE	1990	Vs=57,4*(N^0,49)	400,68
PITILAKIS	1992	Vs=162*(N^0,17)	317,90
RAPTAKIS	1995	Vs=100*(N^0,24)	259,02
KAYABALI	1996	Vs=175+(3,75*N)	372,81
PITILAKIS	1999	Vs=145*(N^0,178)	293,71
HASANCEBI Y ULUSAY	2006	Vs=90,82*(N^0,319)	321,79
HASANCEBI Y ULUSAY	2006	Vs=131*(N^0,205)	295,34
DIKMEN	2009	Vs=73*(N^0,33)	270,18
UMA MAHESHWARI	2010	Vs=100,5*(N^0,265)	287,45

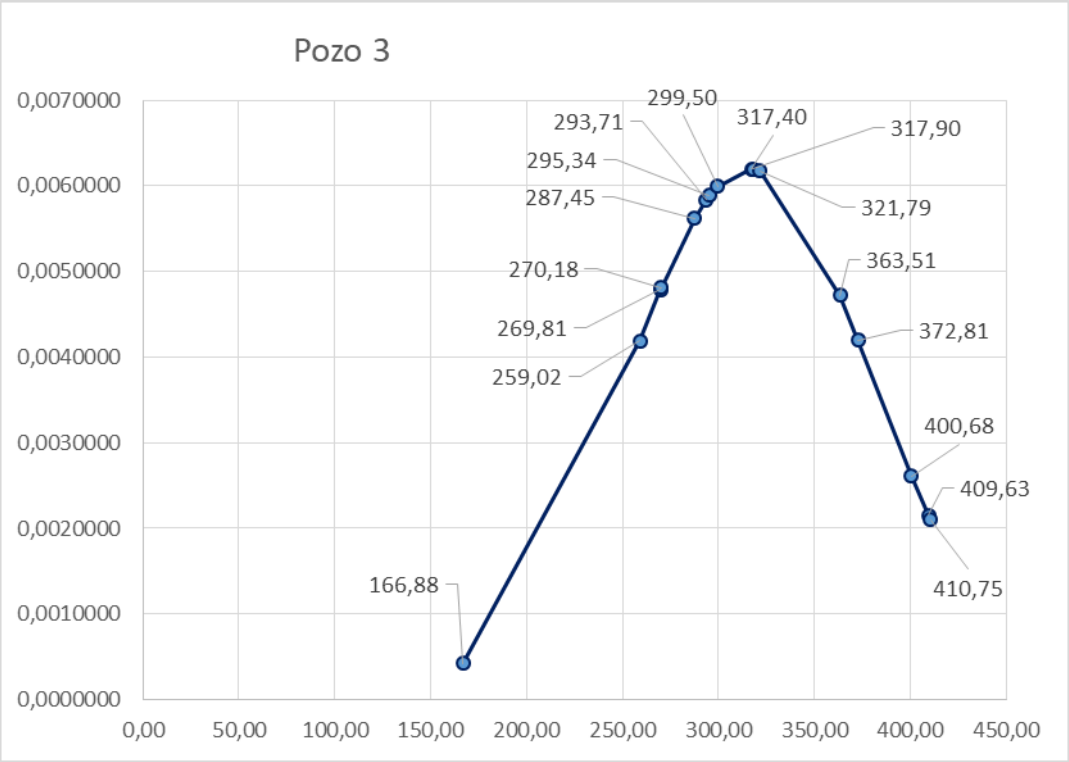
Elaboración: Lenin Galarza

Tabla 35. Cálculo de la Velocidad de Onda y la Distribución Normal del Pozo 3.

Vs	DISTRIBUCION NORMAL	MEDIA	DESVIACIÓN ESTANDAR	TIPO DE PERFIL
166,88	0,0004234	316,02	64,38	D
259,02	0,0041873			
269,81	0,0047894			
270,18	0,0048091			
287,45	0,0056157			
293,71	0,0058357			
295,34	0,0058852			
299,50	0,0059962			
317,40	0,0061955			
317,90	0,0061943			
321,79	0,0061721			
363,51	0,0047209			
372,81	0,0041997			
400,68	0,0026102			
409,63	0,0021532			
410,75	0,0020991			

Elaboración: Lenin Galarza

Figura 47. Campana de Gauss del Pozo 3.



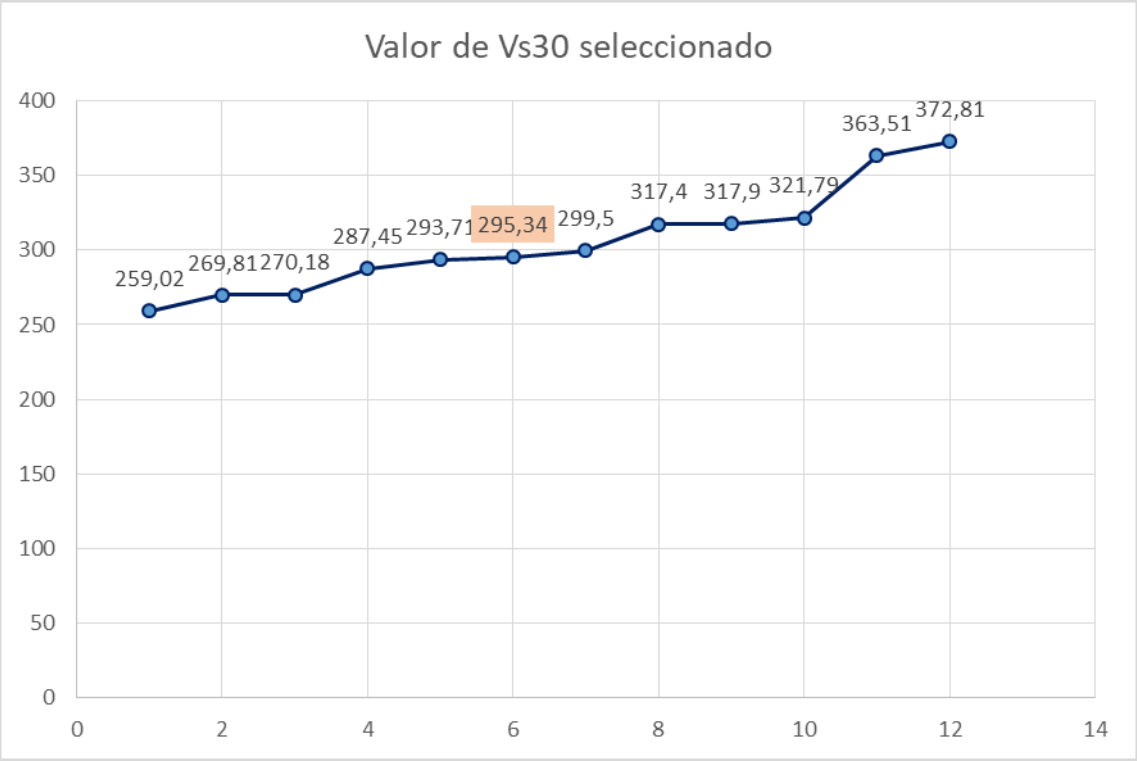
Elaboración: Lenin Galarza

Tabla 36. Valores centrales de la Campana de Gauss del Pozo 3.

VALORES CENTRAL	DISTRIBUCIÓN NORMAL
269,81	0,0047894
270,18	0,0048091
287,45	0,0056157
293,71	0,0058357
295,34	0,0058852
299,5	0,0059962
317,4	0,0061955
317,9	0,0061943
321,79	0,0061721
363,51	0,0047209
372,81	0,0041997

Elaboración: Lenin Galarza

Figura 48. Valores centrales de la Campana de Gauss del Pozo 3.



Elaboración: Lenin Galarza

Tabla 37. Cálculo del valor V_{S30} para el pozo 4

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL CÁLCULO DE LA Vs30 - POZO 4			
NSPT (medio)	34		
POZO 4 - ARENA LIMOSA MAL GRADUADA			
INVESTIGADORES	**AÑO**	**ECUACÓN**	**RESULTADO (m/s)**
SHIBATA	1970	Vs=31,7*(N^0,54)	211,71
OHTA	1972	Vs=87,2*(N^0,36)	309,25
IMAI	1977	Vs=80,6*(N^0,331)	258,13
SEED	1983	Vs=56,4*(N^0,5)	327,25
SYKORA Y STOKOE	1983	Vs=100,5*(N^0,29)	278,65
FUMAL Y TINSLEY	1985	Vs=152+5,1*(N^0,27)	165,18
OKAMOTO	1989	Vs=125*(N^0,3)	358,98
LEE	1990	Vs=57,4*(N^0,49)	321,54
PITILAKIS	1992	Vs=162*(N^0,17)	294,54
RAPTAKIS	1995	Vs=100*(N^0,24)	232,56
KAYABALI	1996	Vs=175+(3,75*N)	301,25
PITILAKIS	1999	Vs=145*(N^0,178)	271,15
HASANCEBI Y ULUSAY	2006	Vs=90,82*(N^0,319)	278,84
HASANCEBI Y ULUSAY	2006	Vs=131*(N^0,205)	269,37
DIKMEN	2009	Vs=73*(N^0,33)	232,97
UMA MAHESHWARI	2010	Vs=100,5*(N^0,265)	255,20

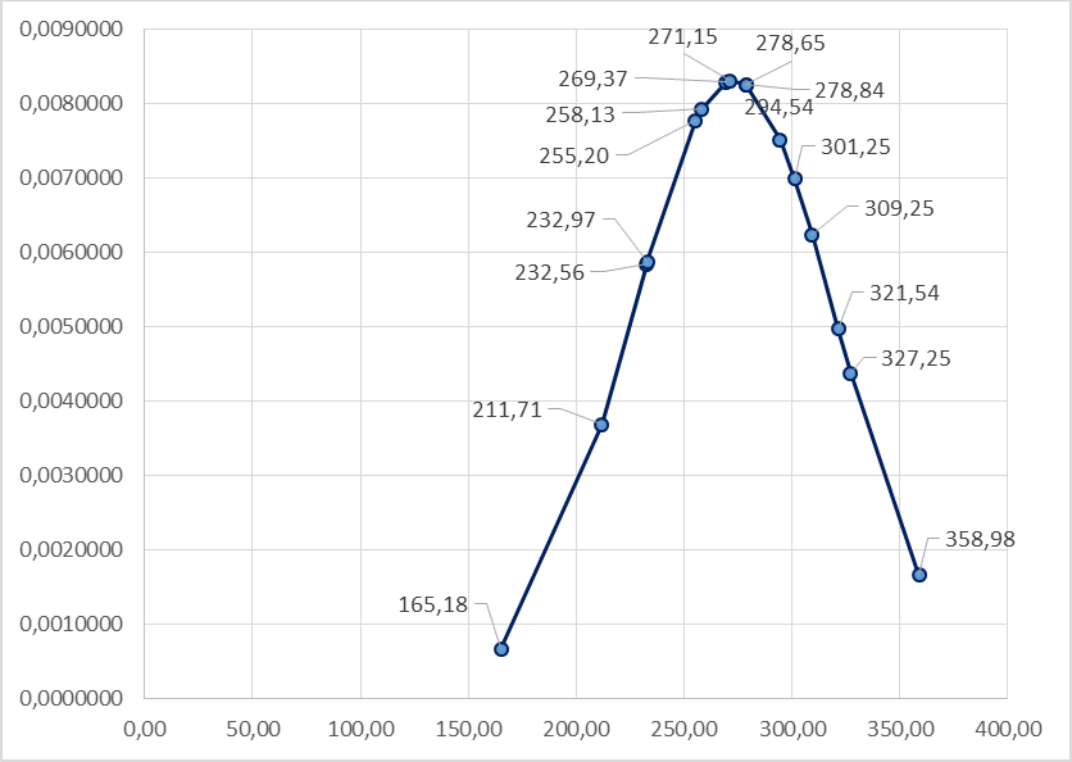
Elaboración: Lenin Galarza

Tabla 38. Cálculo de la Velocidad de Onda y la Distribución Normal del Pozo 4.

Vs	DISTRIBUCIÓN NORMAL	MEDIA	DESVIACIÓN ESTANDAR	TIPO DE PERFIL
165,18	0,0006676	272,91	47,96	D
211,71	0,0036852			
232,56	0,0058387			
232,97	0,0058806			
255,20	0,0077695			
258,13	0,0079319			
269,37	0,0082949			
271,15	0,0083120			
278,65	0,0082582			
278,84	0,0082542			
294,54	0,0075134			
301,25	0,0069853			
309,25	0,0062423			
321,54	0,0049748			
327,25	0,0043780			
358,98	0,0016625			

Elaboración: Lenin Galarza

Figura 49. Campana de Gauss del Pozo 4.



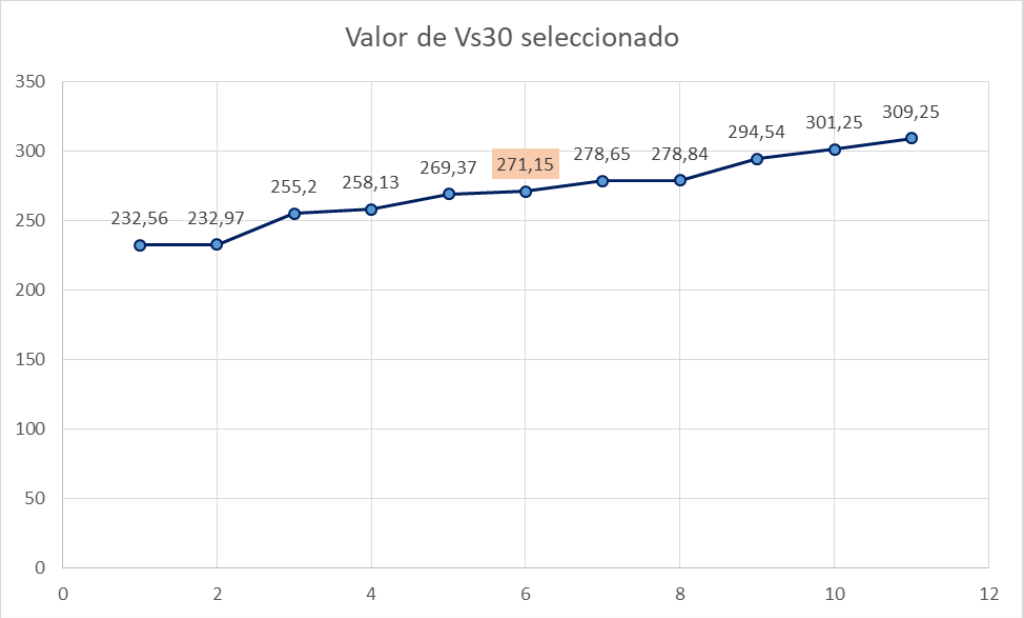
Elaboración: Lenin Galarza

Tabla 39. Valores centrales de la Campana de Gauss del Pozo 4.

VALORES CENTRAL	DISTRIBUCIÓN NORMAL
232,56	0,0058387
232,97	0,0058806
255,2	0,0077695
258,13	0,0079319
269,37	0,0082949
271,15	0,0083120
278,65	0,0082582
278,84	0,0082542
294,54	0,0075134
301,25	0,0069853
309,25	0,0062423

Elaboración: Lenin Galarza

Figura 50. Valores centrales de la Campana de Gauss del Pozo 4.



Elaboración: Lenin Galarza

Tabla 40. Cálculo del valor V_{S30} para el pozo 5

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL CÁLCULO DE LA Vs30 - POZO 5			
NSPT (medio)	39		
POZO 5 - ARENA LIMOSA MAL GRADUADA			
INVESTIGADORES	**AÑO**	**ECUACIÓN**	**RESULTADO (m/s)**
SHIBATA	1970	Vs=31,7*(N^0,54)	229,21
OHTA	1972	Vs=87,2*(N^0,36)	326,06
IMAI	1977	Vs=80,6*(N^0,331)	271,01
SEED	1983	Vs=56,4*(N^0,5)	352,22
SYKORA Y STOKOE	1983	Vs=100,5*(N^0,29)	290,79
FUMAL Y TINSLEY	1985	Vs=152+5,1*(N^0,27)	165,71
OKAMOTO	1989	Vs=125*(N^0,3)	375,17
LEE	1990	Vs=57,4*(N^0,49)	345,57
PITILAKIS	1992	Vs=162*(N^0,17)	301,99
RAPTAKIS	1995	Vs=100*(N^0,24)	240,91
KAYABALI	1996	Vs=175+(3,75*N)	321,25
PITILAKIS	1999	Vs=145*(N^0,178)	278,34
HASANCEBI Y ULUSAY	2006	Vs=90,82*(N^0,319)	292,23
HASANCEBI Y ULUSAY	2006	Vs=131*(N^0,205)	277,61
DIKMEN	2009	Vs=73*(N^0,33)	244,55
UMA MAHESHWARI	2010	Vs=100,5*(N^0,265)	265,34

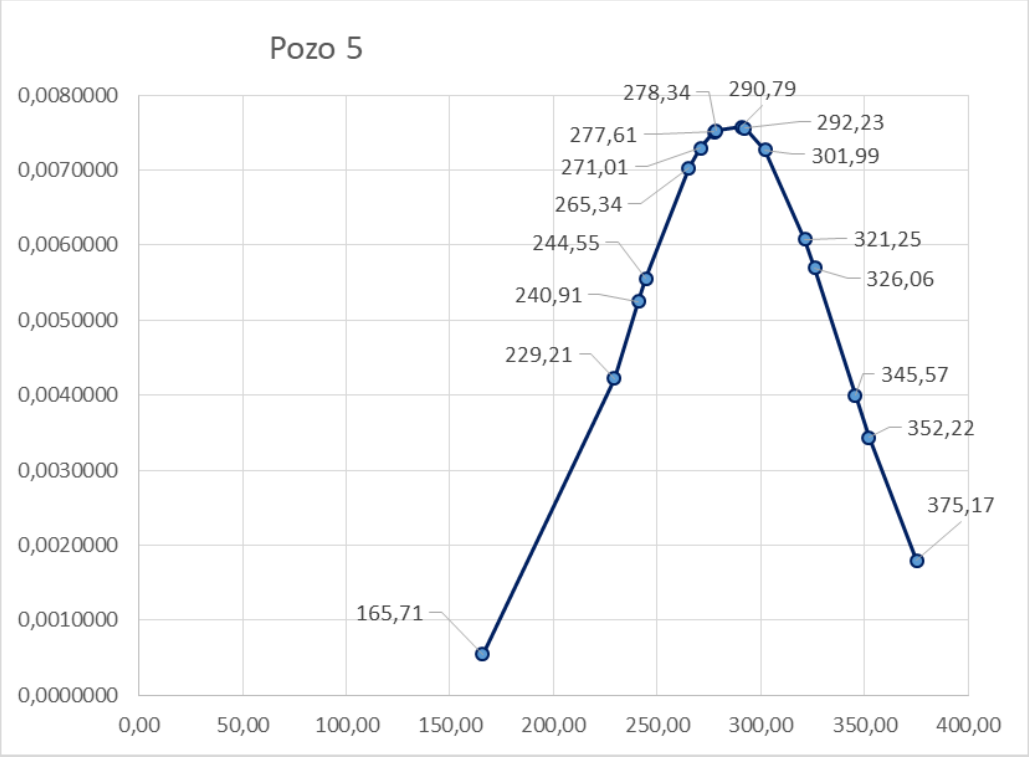
Elaboración: Lenin Galarza

Tabla 41. Cálculo de la Velocidad de Onda y la Distribución Normal del Pozo 5.

Vs	DISTRIBUCIÓN NORMAL	MEDIA	DESVIACIÓN ESTANDAR	TIPO DE PERFIL
165,71	0,0005456	286,12	52,46	D
229,21	0,0042218			
240,91	0,0052456			
244,55	0,0055555			
265,34	0,0070312			
271,01	0,0072961			
277,61	0,0075057			
278,34	0,0075220			
290,79	0,0075752			
292,23	0,0075539			
301,99	0,0072651			
321,25	0,0060777			
326,06	0,0056917			
345,57	0,0040016			
352,22	0,0034383			
375,17	0,0018004			

Elaboración: Lenin Galarza

Figura 51. Campana de Gauss del Pozo 5.



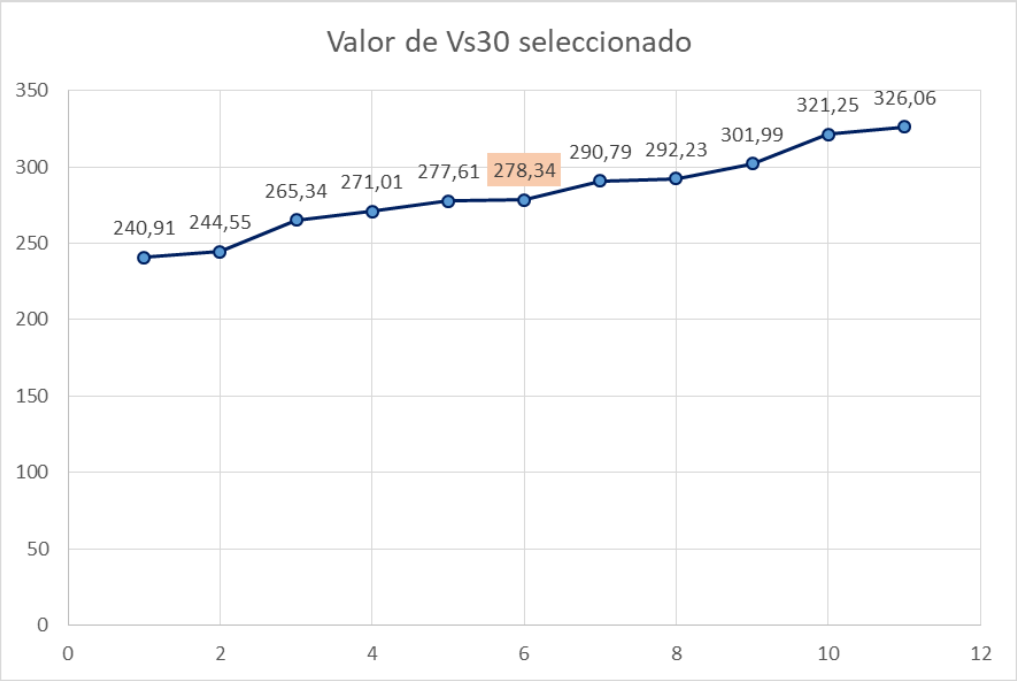
Elaboración: Lenin Galarza

Tabla 42. Valores centrales de la Campana de Gauss del Pozo 5.

VALORES CENTRAL	DISTRIBUCIÓN NORMAL
240,91	0,0052456
244,55	0,0055555
265,34	0,0070312
271,01	0,0072961
277,61	0,0075057
278,34	0,0075220
290,79	0,0075752
292,23	0,0075539
301,99	0,0072651
321,25	0,0060777
326,06	0,0056917

Elaboración: Lenin Galarza

Figura 52. Valores centrales de la Campana de Gauss del Pozo 5.



Elaboración: Lenin Galarza

En la tabla siguiente se muestra los valores de V_{S30} obtenidos de cada pozo mediante las ecuaciones de la tabla 19, en la Tabla 4 de la NEC15 podemos corroborar los valores de la velocidad de onda para el tipo de suelo D 360 m/seg > Vs ≥ 180m/seg.

Tabla 43. Cálculo de Vs30 Final.

Muestra	NSPT	TIPO DE PERFIL	Vs30	Vs30 Final
Pozo 1	33	D	270	276,83
Pozo2	32	D	269,31	
Pozo 3	53	D	295,34	
Pozo 4	34	D	271,15	
Pozo 5	39	D	278,34	

Elaboración: Lenin Galarza

4.1.5 ECUACIONES DE ATENUACIÓN PARA CORTICALES FALLAS INTRAPLACA

Sismos corticales superficiales con una profundidad ≤ 30Km

4.1.5.1. BOORE Y ATKINSON (2008)

Estas ecuaciones de predicción de movimiento en tierra para una componente horizontal promedio provienen del proyecto de atenuación de PEER (Pacific Earthquake Engineering Research Center), en el cual se utilizó una extensa base de datos con miles de registros recopilados de terremotos en zonas tectónicas activas en el mundo. Las variables primarias son la magnitud de momento (M), la distancia horizontal más cercana a la proyección de la superficie de falla (RJB) y la velocidad media de onda de corte desde la superficie hasta los 30m (Vs30). [31]

La ecuación para la predicción del movimiento del suelo está dada por:

$$\ln y = F_M(M) + F_D(R_{JB}M) + F_S(V_{S30}, R_{JB}, M) + \varepsilon\sigma_T$$

La función de la distancia está dada por la siguiente ecuación:

$$F_D(R_{JB},M) = [c1 + c2(M - M_{ref})] \ln(R/R_{ref}) + c3(R - R_{ref})$$

Dónde:

$$R = \sqrt{R^2JB + h^2}$$

(15)

c1, c2, c3 y h son los coeficientes de escala de distancia.

Mref= 4.5

Rref= 1km

El escalamiento de magnitud viene dado por:

a) $M \leq Mh$

$$FM(M) = e1U + e2SS + e3NS + e4RS + e5(m - Mh) + e6(m - Mh)^2$$

(16)

b) M > Mh

$$FM(M) = e1U + e2SS + e3NS + e4RS + e7(m - Mh)$$

(17)

Donde U, SS, NS y RS son variables ficticias que se usan para indicar el tipo de falla no especificada, transcurrente, normal, inversa, Mh denominada magnitud de giro es para la forma de la escala de magnitud, en un coeficiente que se debe establecer durante el análisis.

Tabla 44. Valores de variables ficticias para diferentes tipos de fallas.

Tipo de Falla	U	SS	NS	RS
No especificada	1	0	0	0
Transcurrente	0	1	0	0
Normal	0	0	1	0
Inversa	0	0	0	1

Fuente: Boore, D. Atkinson, M. (2008). Ecuaciones de predicción de movimiento en el suelo para el componente horizontal promedio de PGA, PGV y PSA amortiguado al 5% en períodos espectrales entre 0.01s y 10.0 s.

Categorías:

Transcurrente: $4.3 \leq M \leq 7.9$. SS= 1; U= 0; NS= 0; RS= 0

Inversa: $5.6 \leq M \leq 7.6$. SS= 0; U= 0; NS= 0; RS= 1

Normal: $5.3 \leq M \leq 6.9$. SS= 0; U= 0; NS= 1; RS= 0

Función de amplificación del sitio:

La ecuación de amplificación del sitio esta dada por:

$$Fs = FLIN + FNL$$

(18)

Donde:

$FLIN\ y\ FNL$ son los términos lineales y no lineales respectivamente.

$$FLIN = blin * ln\ (Vs30/Vref)$$

(19)

Donde blin es un coeficiente que depende del periodo, y Vref es la velocidad de referencia especificada (760 m/s), coeficientes descritos por Choi y Stewart (2005). [31]

El término no lineal está dado por:

a) pga4nl ≤ a1

$$FN\text{L} = bnl\ ln\ (pgalow/0.1) \tag{20}$$

b) a1 < pga4nl ≤ a2

$$FN\text{L} = b\ nl\ ln\ ((pgalow)/0.1) + [ln\ (pga4nl/a1)]^2 + [ln\ (pga4nl/a1)]^3 \tag{21}$$

c) a2 < pga4nl

$$\text{FNL} = \text{b nl ln(pga4nl/0.1)} \tag{22}$$

Donde:

a1 (=0.03g) y a2 (=0.09g) se les asignan niveles para la amplificación lineal y no lineal, respectivamente, pga_low (=0.06) es una variable asignada a la transición entre comportamientos lineales y no lineales, pga4nl es la predicción de PGA en g para Vref= 760 m/s, dada por la ecuación principal con Fs=0 y ε = 0.[31]

as ecuaciones para la porción no lineal de la respuesta del suelo son necesarios para evitar que la amplificación no lineal aumente indefinidamente a medida que pga4nl disminuye y suavizar la transición del comportamiento lineal al no lineal. [31]

Los coeficientes c y d en la ecuación 4.7 vienen dados por:

$$c = (3\Delta y - bnl\Delta x)/\ \Delta x^2 \tag{23}$$

$$d = (2\Delta y - bnl\Delta x)/\ \Delta x^2 \tag{24}$$

$$\Delta x = ln\ (a2/a1) \tag{25}$$

$$\Delta y = bnl\ ln\ (a2/pga_low) \tag{26}$$

La pendiente no lineal bnl es una función de ambos períodos y Vs30 viene dado por:

a) Vs30 ≤ V1

$$bnl = b1$$

(27)

b) V1 < Vs30 ≤ V2

$$bnl = (b1 - b2)\,(Vs30/V2)/ln\,(V1/V2) + b2$$

(28)

c) V2 < Vs30 < Vref

$$bnl = b2ln\,(Vs30/Vref)/ln\,(V2/Vref)$$

(29)

d) Vref ≤ Vs30

$$bnl = 0.0$$

(30)

Donde:

V1= 180m/s, V2= 300m/s

Categorias:

- Transcurrente: 4.3 ≤ M ≤ 7.9, SS= 1; U= 0; NS= 0; RS= 0
- Inversa: 5.6 ≤ M ≤ 7.6, SS= 0; U= 0; NS= 0; RS= 1
- Normal: 5.3 ≤ M ≤ 6.9, SS= 0; U= 0; NS= 1; RS= 0

Estas ecuaciones son aplicables para valores 180 ≤ Vs30 ≤ 1300 m/s, no deben ser aplicados para sitios de roca muy dura.

Limitaciones del Modelo

Estas ecuaciones debene ser usadas para:

- M= 5-8
- RBJ < 200 km
- Vs30= 180 – 1300 m/s

4.1.5.2. MODELO AKKAR Y BOMMER (2010)

El modelo de Akkar y Bommer (2007a) que presenta una nueva ecuación de predicción que aborda requisitos adicionales basados en la misma base de datos que Ambraseys y otros en el 2005. EL objetivo fue el de ampliar el rango de períodos de respuesta, ya que Ambraseys solo cubrieron el rango hasta 2.5 segundos, los valores obtenidos se compararon con los de otras ecuaciones como los modelos (NGA), Stafford, Strasser y Bommer 2008, Bommer y otros 2010. [32]

El modelo de Akkar y Bommer consta de un conjunto de datos de 532 acelerogramas registrados a distancias de hasta 100 km de 131 terremotos con magnitudes de Mw 5 a Mw 7.6. [32]

$$\boldsymbol{logy} = \boldsymbol{b1} + \boldsymbol{b2M} + \boldsymbol{b3M^2} + (\boldsymbol{b4} + \boldsymbol{b5M})\sqrt{\mathbf{R^2JB} + \mathbf{b^26}} + \boldsymbol{b7SS} + \boldsymbol{b8SA} + \boldsymbol{b9FN} + \boldsymbol{b10FR} + \boldsymbol{\varepsilon\sigma}$$

Para esta ecuación y se encuentra en cm/s²

Categorias:

Suelo blando: SS= 1; SA= 1; Vs30 < 360m/s.

Suelo rigido: SS= 1; SA= 1

Roca: SS= 0; SA= 0; Vs30 > 750m/s

Categorias mecanismo de falla:

Falla normal: FN= 1; FR= 1

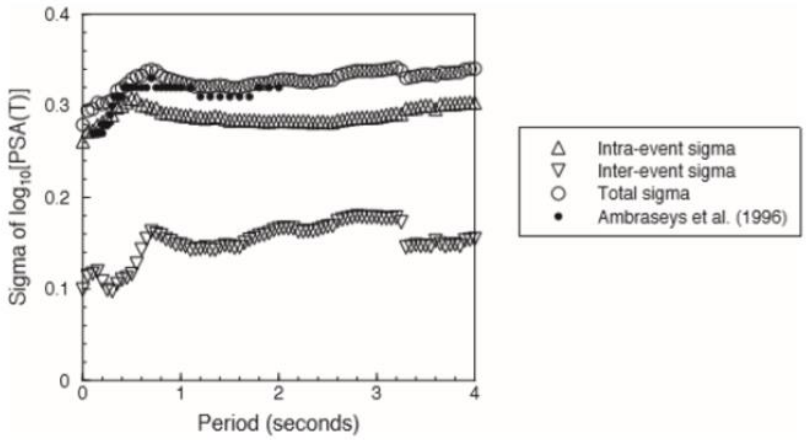
Falla inversa: FN= 1; FR= 1

Falla transcurrente: FN= 0; FR= 0

La variabilidad se descompone en un inter-evento $\sigma 2$ y un componente intra-evento $\sigma 1$, la desviación estándar total σ esta dado por la raíz cuadrada de la suma de sus cuadrados.

$$\sigma = \sqrt{\sigma 1^2 + \sigma 2^2} \tag{31}$$

Figura 53. Valores de Sigma.



Fuente: Akkar y Bommer (2010)

Limitaciones del Modelo

Estas ecuaciones deben ser usadas para:

- M= 5 – 7.6
- Distancia hasta 100 km
- Periodos hasta 3 segundos

4.1.5.3. MODELO KANNO (2006)

El terremoto de Kobe 1995, hizo que el gobierno japonés ponga interés en prevenir futuros desastres sísmicos motivo por el cual instalo varias estaciones de observación de movimiento fuerte, el Earthquake Research Promotion en 2005 publico mapas de peligro sísmico que contenían la intensidad sísmica de Japón, conversiones empíricas de la velocidad máxima predicha por Midorikawa (1999), algunas relaciones de atenuación empíricas para los espectros de respuesta como Kobayashi y Midorikawa (1982), Annaka 1997 de Japón, en este estudio se establece una base de datos extensa de movimiento terrestre japonés entre 1963 y 2003 para la aceleración de respuesta y la aceleración máxima del terreno. [33]

El modelo planteado por Kanno tiene solo tres variables: magnitud de terremoto, distancia más corta al plano de falla sísmica y profundidad focal. [33]

Eventos Superficiales

Si D ≤ 30 Km:

$$\boldsymbol{Log\ pre = a1Mw + b1X - log(X + d1 * 10^{e1Mw}) + c1 + \varepsilon 1}$$

Eventos Profundos

Si D > 30 Km:

$$\boldsymbol{Log\ pre = a2Mw + b2X - log(X) + c2 + \varepsilon 2}$$

Para este estudio se toma como una falla cortical y se utilizara la primera ecuación, por no tener una profundidad focal menor a 30 km.

Donde

Pre= es el PGA y está en cm/sec².

e1= 0.5

D = Profundidad focal (Km)

X= Distancia de la fuente hasta el sitio de estudio.

Se usará distancias de X para suelos poco profundos de:

- 6.0 ($X \leq 25$km)
- 3.0 ($25 < X \leq 50$km)
- 1.5 ($50 < X \leq 75$km)
- 1.0 ($X > 75$km)

Limitaciones del modelo

Estas ecuaciones deben ser usadas para:

- Para eventos poco profundos la profundidad focal debe estar entre 0 y 30 km
- Para eventos profundos la profundidad focal debe estar entre 30 y 180 km

4.1.6. ECUACIONES DE ATENUACIÓN PARA SUBDUCCIÓN

Las GMPEs para zonas de subducción consideran dos tipos de eventos: los sismos intraplaca y los interplaca. [34]

Los sismos intraplaca ocurren dentro de las placas oceánicas de subducción y son típicamente eventos de fallas normales de alto ángulo que responden a la tensión invertida en la placa de subducción. [34]

Los sismos interplaca son superficiales y tienen un ángulo de empuje menor para eventos que ocurre en la superficie entre las placas de subducción y las placas superiores. La profundidad para estos modelos de subducción será de 125 km, ya que en eventos registrados las profundidades han sido mayores a los 100 km. [34]

A continuación se presentan los modelos de atenuación para subducción de zonas sísmicas.

4.1.6.1. MODELO YOUNGS (1997)

Las ecuaciones propuestas considera dos tipos de subducción: los terremotos de interplaca e intraplaca. Los parámetros de la fuente del sismo, (localización del epicentro, profundidad focal, magnitud, y mecanismo de expansión desde el foco) son recopilados de estudios especializados de Harvard. [34]

El modelo de Youngs presenta las relaciones de atenuación para aceleraciones máximas en el suelo y la respuesta espectral de aceleración para la subducción de zonas de superficies de contacto. El desarrollo de las relaciones de atenuación se considera apropiado para sismos con magnitud de 5 o más con distancias de superficie de rotura de 10 a 500 kilómetros. [34]

La ecuación para la predicción del movimiento del suelo está dada por:

$$\mathbf{Ln\ y = -0.6687 + 1.438M + C1 + C2(10\text{-}M)^3 + C3 * Ln\ (\ R + 1.097e^{0.167*M}\ ) + 0.00648H + 0.3643Zt}$$

Dónde

Y= está en g.

H= Profundidad focal

M= Magnitud de Momento

R= Distancia Joyner y Boore.

ZT= Tipo de origen, 0 para interplaca, 1 para intraplaca.

c1, c2, c3= Coeficientes de las relaciones de atenuación para la aceleración espectral horizontal (5% de amortiguación) para terremotos de subducción.

Categorías:

- Suelo profundo Zds= 1; Zr= 0; Zss= 0; profundidad hasta lecho recoso es mayor de 20m.
- Suelo poco profundo Zss= 1; Zds= 0; Zr= 0; profundidad hasta la roca madre es menor de 20m.
- Interplaca Zt=0
- Intraplaca Zt= 1

Limitaciones del Modelo

Estas ecuaciones deben ser usadas para:

- Magnitudes desde Mw= 5
- Profundidades focales entre 10 y 229 km

4.1.6.2. MODELO ZHAO (2006)

El modelo de atenuación de aceleración espectral para Japón incluye una gran cantidad de registros de movimiento de suelo fuerte. Para eventos de subducción, se emplea un factor de modificación de distancia simple para lograr predicciones imparciales. Se presenta la magnitud de terremoto, distancia más corta al plano de falla sísmica y profundidad focal. [35]

La ecuación para la predicción del movimiento del suelo está dada por:

$$\log y = aMw + bx - \log (r) + e(h - hc)\delta + FR + SI + Ss + SSL \log (x) + Ck$$

$$r = x + c \exp (d\, Mw)$$

(32)

Donde

Y = PGA y está en (cm/s²)

Ck= Término de clase de sitio para un tipo de suelo determinado

r=Factor de modificación de distancia simple

Mw= Magnitud del momento.

x = Distancia de Joyner y Boore.

h = profundidad focal en kilómetros.

- δh=1 cuando h ≥ hc y 0 en caso contrario
- SR= 0.251; SI= 0.0; Ss= 2.607; SSL= -0.528 [20]
- Usar hc= 15 km

Profundidades focales [20]

- Evento Cortical: h= 0 – 25 km
- Eventos interplaca: h= 10 – 50 km
- Eventos intraplaca: h= 15 – 162 km

Si h > 125 km usar: h= 125 km

- El parámetro de falla inversa ***FR*** se aplica solo a eventos corticales con un mecanismo de fallas inversas y es cero para todos los demás eventos.

- El parámetro tectónico ***SI*** se aplica a eventos interplaca y es 0 para todos los demás eventos.

- El parámetro ***SS*** se aplica solo a eventos de subducción y es cero para todos los demás eventos.

- El parámetro ***SSL*** es un término de modificación independiente de la magnitud para los eventos intraplaca.

- Los coeficientes a, b, c, d, e, el término de clase de sitio Ck, el término de falla inversa ***FR*** y los términos de tipo de fuente ***SI***,, se determinan mediante análisis de regresión para cada período

Clasificación de los Eventos

- Para eventos de Interfase usar el valor de Sl
- Para eventos de Intraplaca usar los valores de SS y SSL

4.2. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS

4.2.1. MAGNITUD DE LAS FALLAS

Por medio de la ecuación de Wells y Coppersmith se obtiene la siguiente magnitud momento Mw: [19]

$$M = a + b * \log(SRL) \tag{33}$$

Dónde:

a, b: Coeficientes

SRL: Longitud de rotura superficial (km)

Tabla 45. Fallas cercanas a la zona de análisis.

CÓDIGO	NOMBRE	TIPO	LONGITUD (Km)	MAGNITUD DE MOMENTO
EC-223	Subducción	Inversa	1536,5	8,9
EC-344a	Huachi	Inversa Ciega	12	6,3
EC-344b	Ambato	Inversa Ciega	16,3	6,5
EC-345	Totoras	Transcurrente inversa ciega	17,7	6,5
EC-54	Samanga	Inversa ciega	33	6,9

Elaboración: Lenin Galarza

4.2.2. CÁLCULO DE ESPECTROS

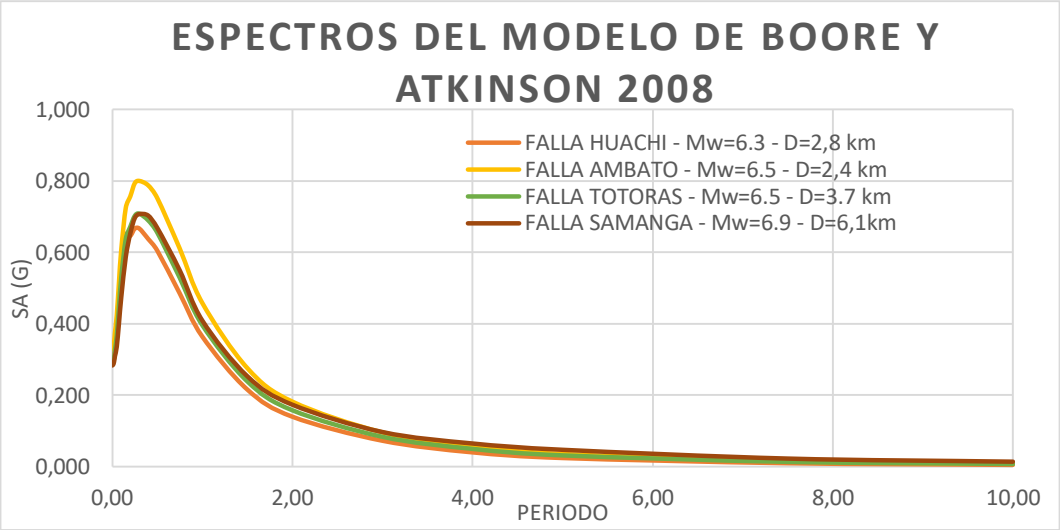
El objetivo de la presente investigación es realizar la evaluación del peligro sísmico para el área en estudio mediante la obtención de los espectros de respuesta en aceleración asociados con el sistema de fallas previamente seleccionado, para su posterior comparación con los resultados del espectro de la NEC2015.

Se define el espectro de respuesta como la respuesta máxima de un conjunto de osciladores de 1 gdl que tienen el mismo amortiguamiento, sometidas a una historia de aceleraciones dadas. [6]

El espectro de respuesta representa loes efectos de la acción dinámica inducida en una estructura.

4.2.2.1. ESPECTROS CÁLCULADOS CON EL MODELO DE BOORE Y ATKINSON

Figura 54. Espectros de aceleración modelo Boore y Atkinson

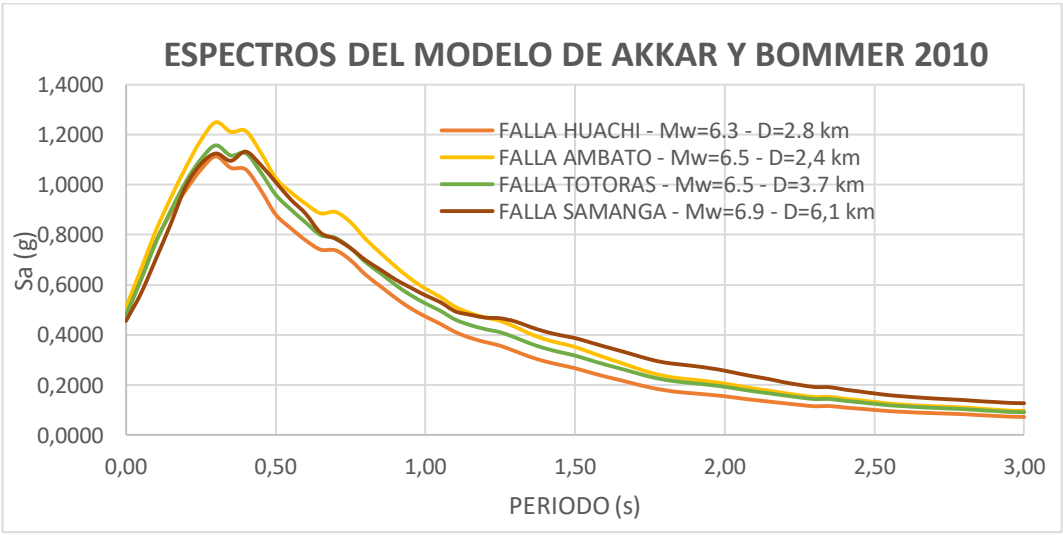


Elaboración: Lenin Galarza

En la figura se puede observar que la aceleración más crítica se presenta en la falla de Ambato.

4.2.2.2. ESPECTROS CALCULADOS CON EL MODELO DE AKKAR Y BOMMER 2010

Figura 55. Espectro de aceleración modelo Akkar y Bommer 2010.

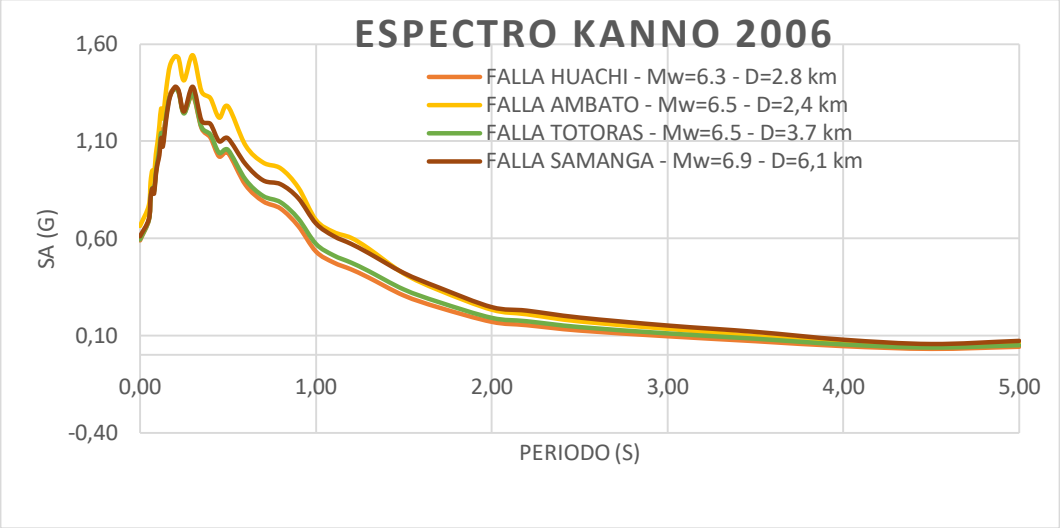


Elaboración: Lenin Galarza

En la figura se puede observar que la aceleración más crítica se presenta en la falla de Ambato.

4.2.2.3. ESPECTROS CALCULADOS CON EL MODELO DE KANNO.

Figura 56. Espectro de aceleración modelo Kanno.

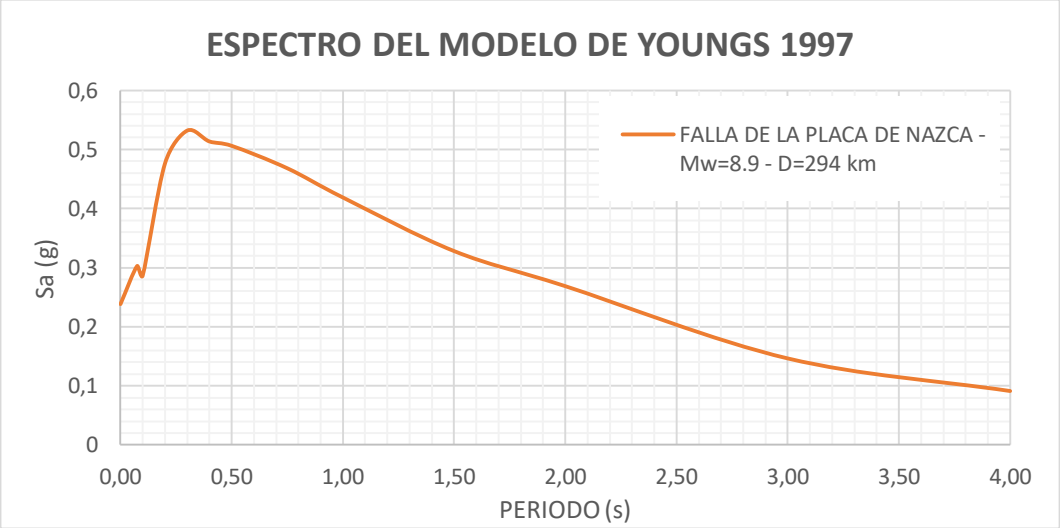


Elaboración: Lenin Galarza

En la figura se concluye que las fallas Huachi, Totoras y Samanga guardan similitud mientras que la falla Ambato presenta valores más altos debido a que esta falla tiene una Mw = 6.5 y una distancia más cercana igual a 2.4 km.

4.2.2.4. ESPECTROS CALCULADOS CON EL MODELO DE YOUNGS.

Figura 57. Espectro de aceleración modelo Youngs

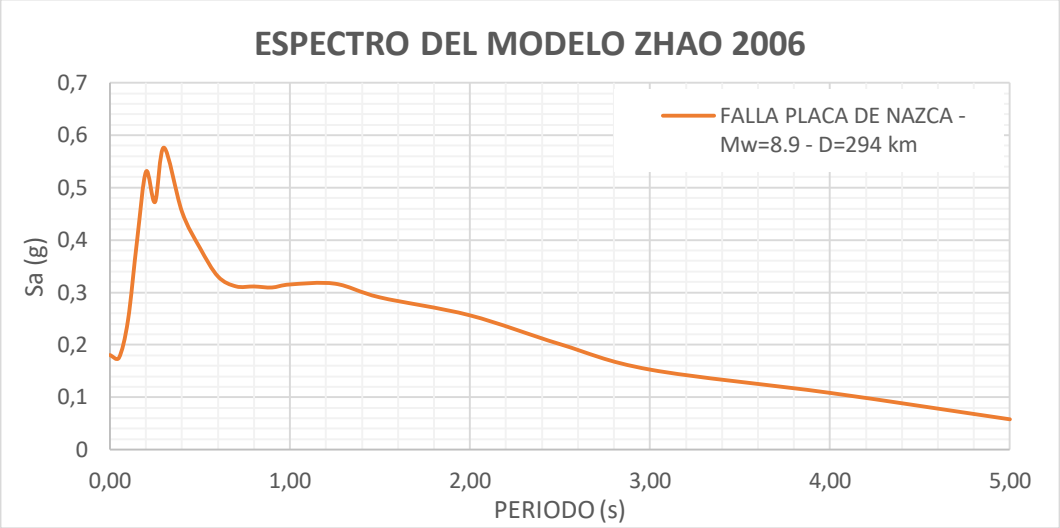


Elaboración: Lenin Galarza

En este caso el análisis se aplicó solo para una falla de ese tipo la cual es la de Nazca.

4.2.2.5. ESPECTROS CALCULADOS CON EL MODELO DE ZHAO.

Figura 58. Espectro de aceleración modelo Zhao.

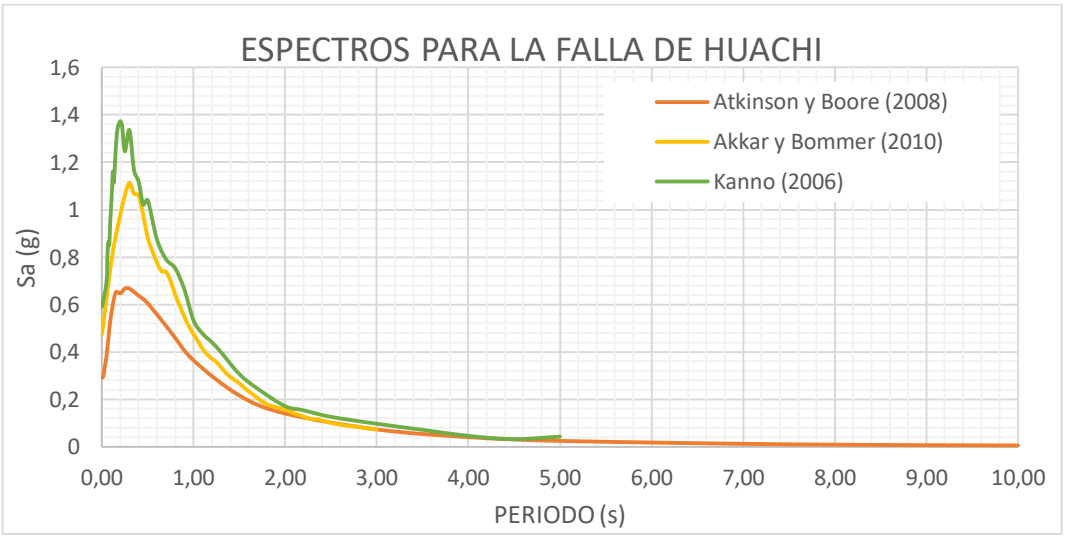


Elaboración: Lenin Galarza

En este caso el análisis se aplicó solo para una falla de ese tipo la cual es la de Nazca.

4.2.3. ESPECTROS GENERADOS CON TRES MODELOS DE ANÁLISIS PARA UNA FALLA.

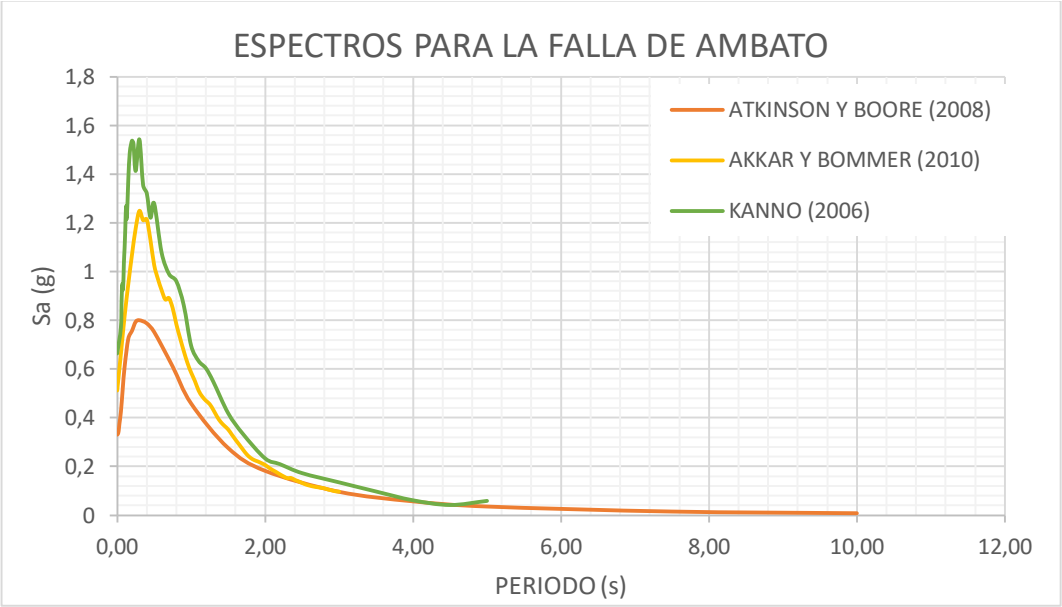
Figura 59. Espectro de aceleración modelo Boore-Atkinson, Akkar-Bommer, Kanno para la falla de Huachi.



Elaboración: Lenin Galarza

En la figura el modelo de análisis de Kanno (2006) presenta una mayor aceleración en la falla Ambato.

Figura 60. Espectro de aceleración modelo Boore-Atkinson, Akkar-Bommer, Kanno para la falla de Ambato.



Elaboración: Lenin Galarza

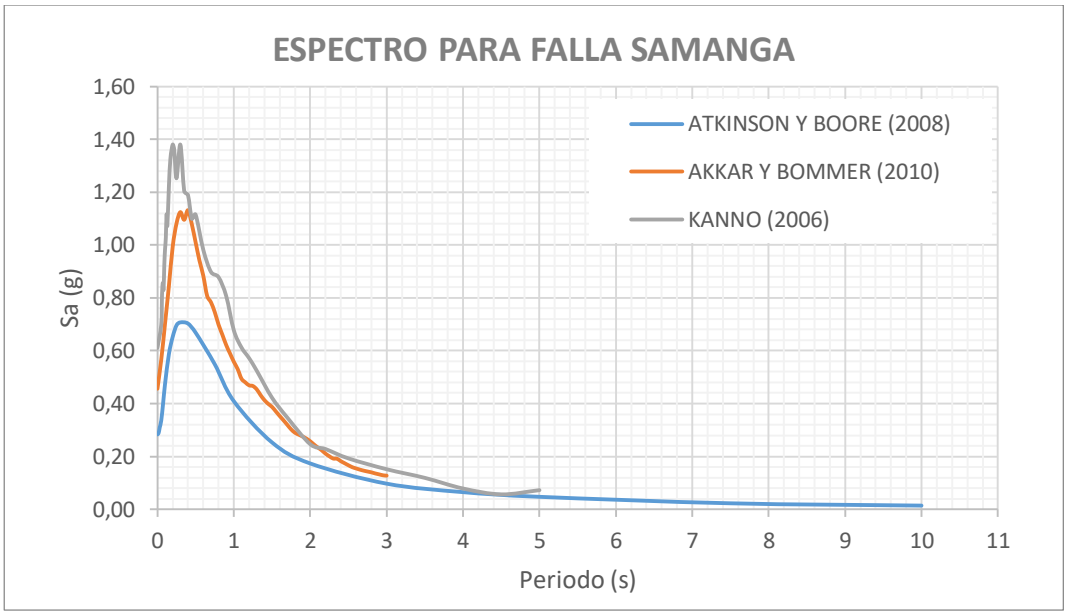
En la figura el modelo de análisis de Kanno (2006) presenta una mayor aceleración en la falla Ambato.

Figura 61. Espectro de aceleración modelo Boore-Atkinson, Akkar-Bommer, Kanno para la falla de Totoras.

Elaboración: Lenin Galarza

En la figura el modelo de análisis de Kanno (2006) presenta una mayor aceleración en la falla Ambato.

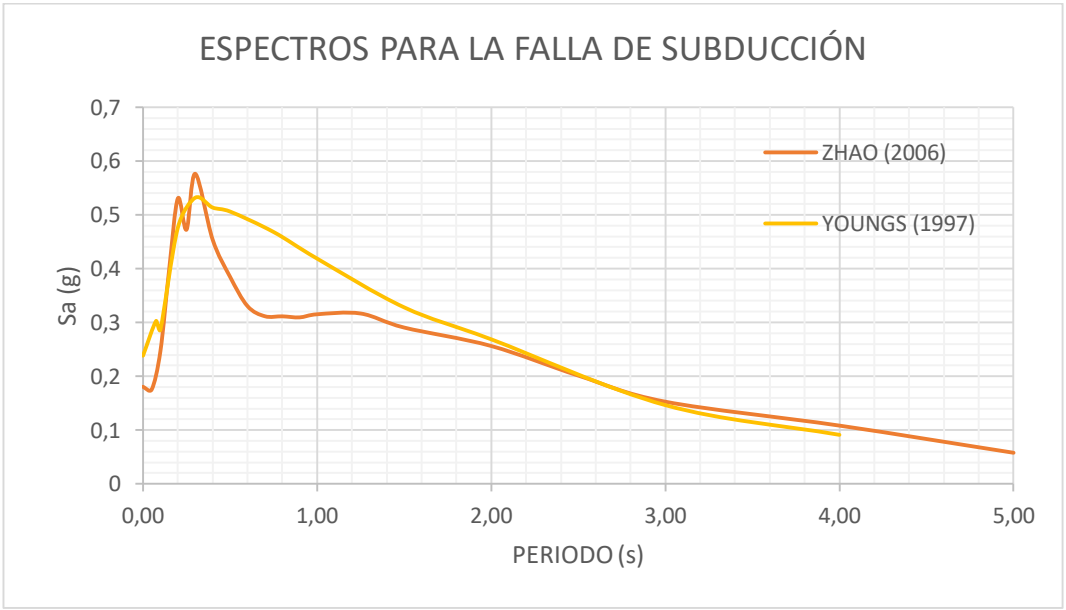
Figura 62. Espectro de aceleración modelo Boore-Atkinson, Akkar-Bommer, Kanno para la falla de Samanga.



Elaboración: Lenin Galarza

En la figura el modelo de análisis de Kanno (2006) presenta una mayor aceleración en la falla Ambato.

Figura 63. Espectro de aceleración modelo Youngs, Zhao para la falla de Nazca.



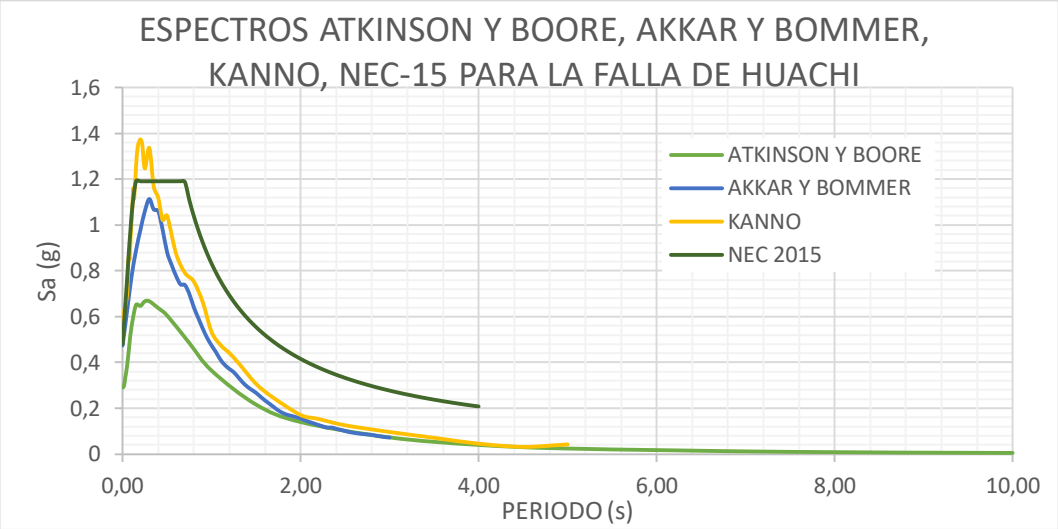
Elaboración: Lenin Galarza

En la figura el modelo de análisis de Zhao presenta una mayor aceleración en la falla Ambato.

4.2.4. ESPECTROS COMPARADOS CON NEC 2015

Para este análisis se debe tomar en cuenta que según los establecido por la NEC 2015 el Vs30 debe encontrar dentro del rango que es 360<Vs30≤180 ya que este pertenece a la velocidad de onda en el suelo tipo D.

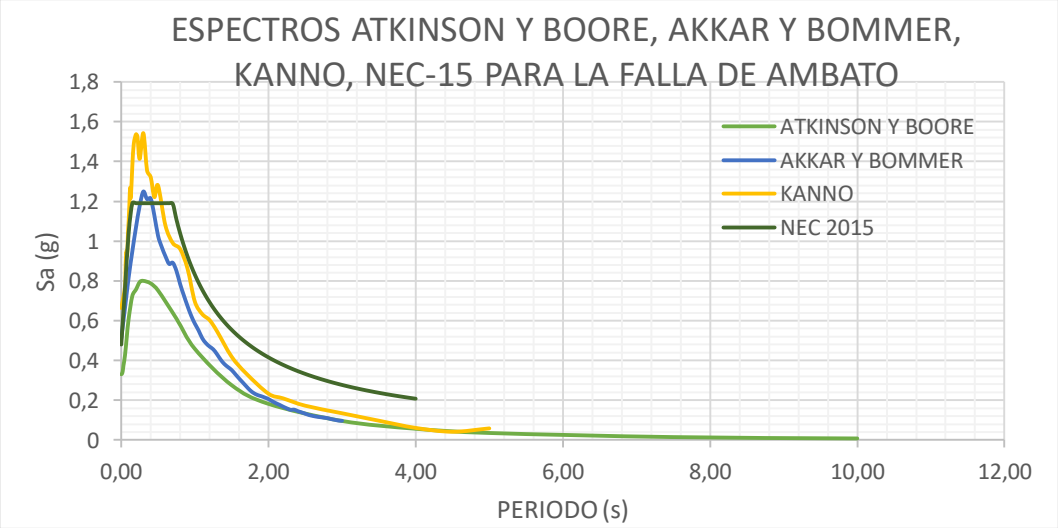
Figura 64. Espectro de aceleración modelo Boore-Atkinson, Akkar-Bommer, Kanno y NEC-SE-DS-15 para la falla de Huachi.



Elaboración: Lenin Galarza

En la presente figura el modelo Kanno logra superar en el eje de las ordenadas al espectro generado por la NEC-SE-DS-15 en la falla Huachi.

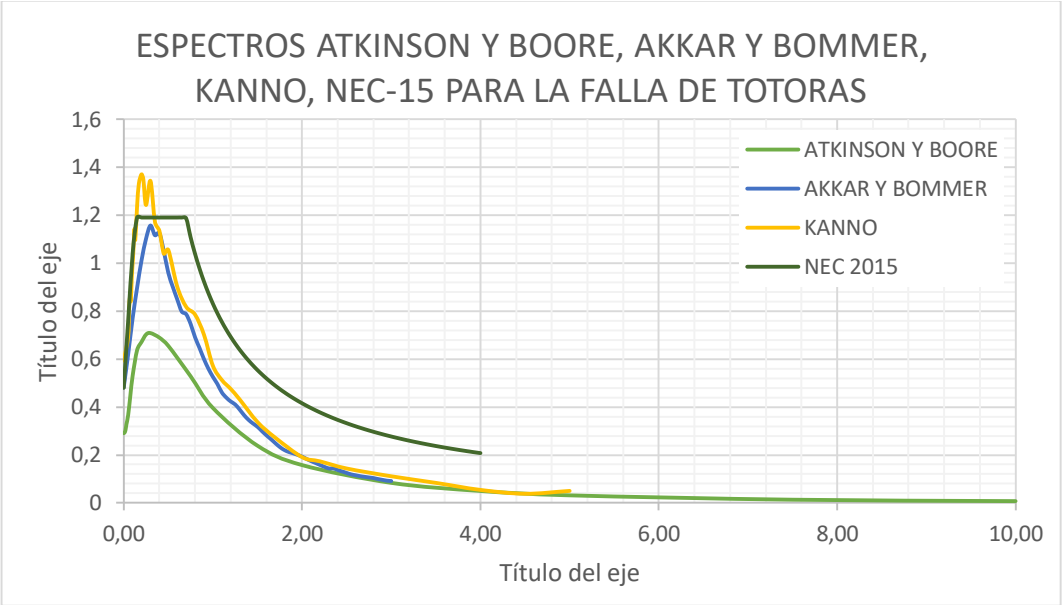
Figura 65. Espectro de aceleración modelo Boore-Atkinson, Akkar-Bommer, Kanno y NEC-SE-DS-15 para la falla de Ambato.



Elaboración: Lenin Galarza

En la presente figura el modelo Kanno logra superar en el eje de las ordenadas al espectro generado por la NEC-SE-DS-15 en la falla Ambato.

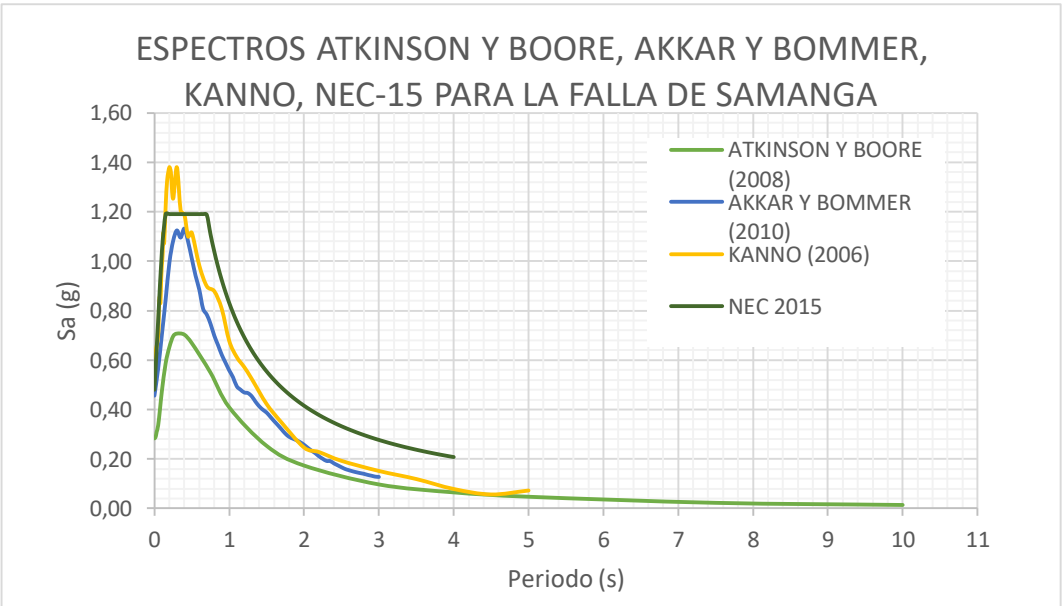
Figura 66. Espectro de aceleración modelo Boore-Atkinson, Akkar-Bommer, Kanno y NEC-SE-DS-15 para la falla de Tototras.



Elaboración: Lenin Galarza

En la presente figura el modelo Kanno logra superar en el eje de las ordenadas al espectro generado por la NEC-SE-DS-15 en la falla Totoras.

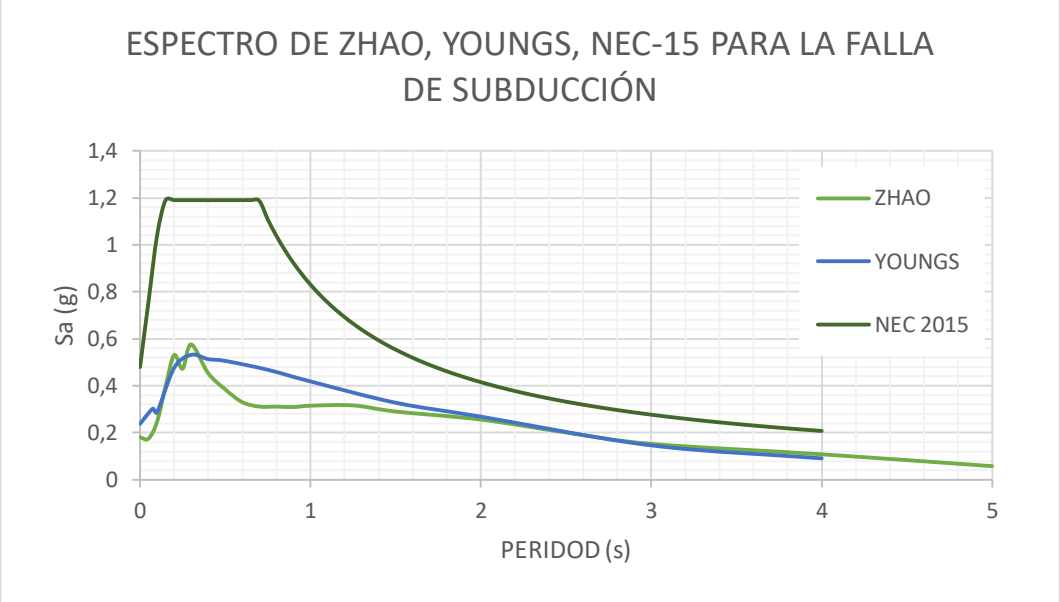
Figura 67. Espectro de aceleración modelo Boore-Atkinson, Akkar-Bommer, Kanno y NEC-SE-DS-15 para la falla de Samanga.



Elaboración: Lenin Galarza

En la presente figura el modelo Kanno logra superar en el eje de las ordenadas al espectro generado por la NEC-SE-DS-15 en la falla Kanno.

Figura 68. Espectro de aceleración modelo Youngs, Kanno, NEC- SE-DS-15.

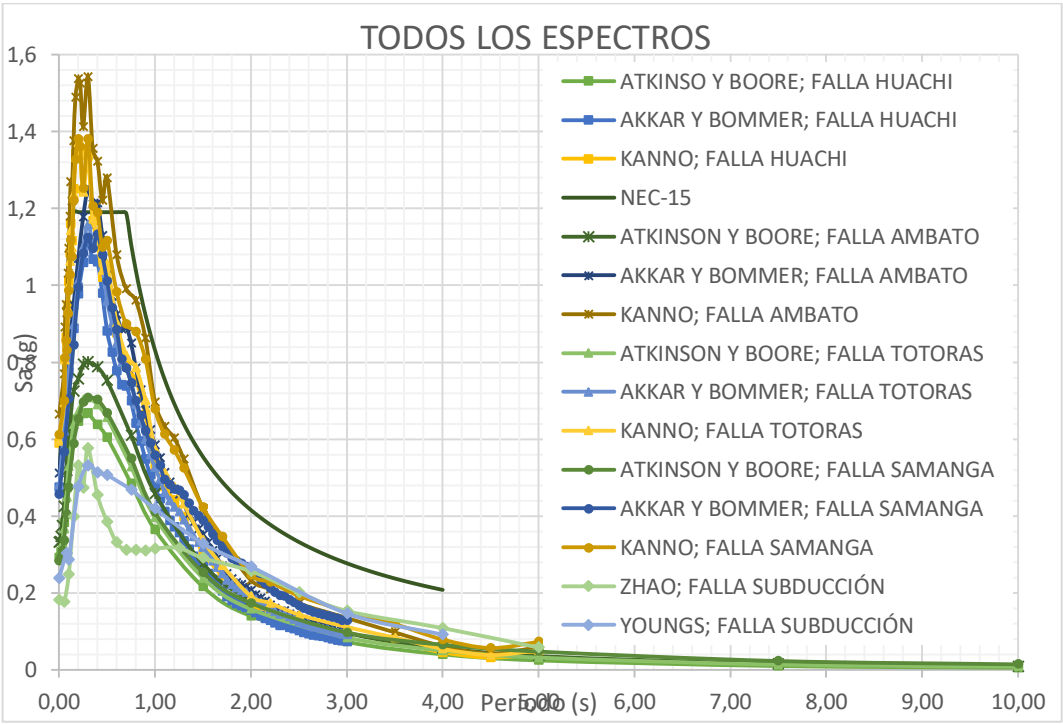


Elaboración: Lenin Galarza

En la presente figura ninguno de los modelos supera al espectro generado por la NEC-SE-DS-15 en la falla de subducción.

4.2.5. ESPECTROS DE TODOS LOS MODELOS DE ANÁLISIS COMPARADOS CON LA NEC15

Figura 69. Todos los espectros comparados con la NEC15.



Elaboración: Lenin Galarza

4.2.6. ESPECTRO ESPECÍFICO COMPARADO CON LA NEC-SE-DS-15

El espectro determinístico se obtiene tomando los valores máximos de aceleración de los modelos de cada una de las fallas, para después compararlo con el espectro de la NEC 15.

En la siguiente tabla se observa los valores para del espectro determinístico.

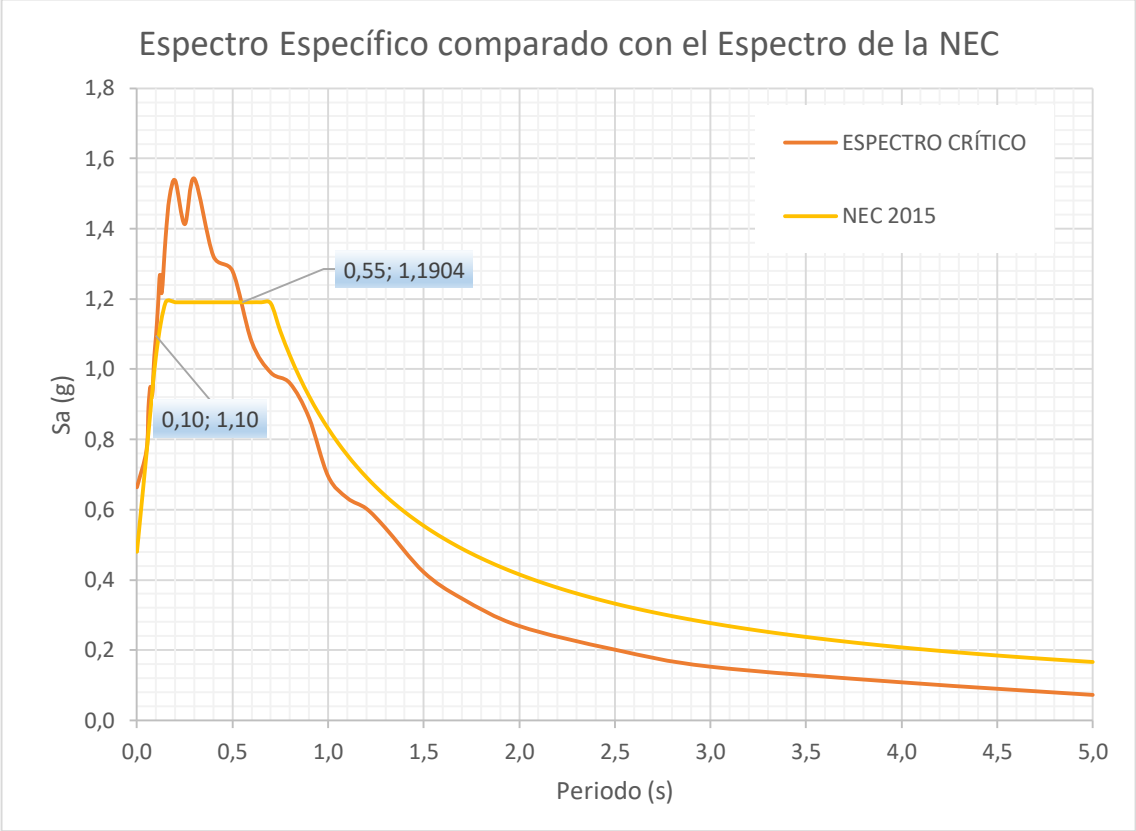
Tabla 46. Espectro Específico.

PERIODO T (s)	Sa (g)
0,00	0,66
0,05	0,77
0,06	0,89
0,07	0,95
0,08	0,93
0,09	1,03
0,10	1,10
0,11	1,18
0,12	1,27
0,13	1,22
0,15	1,38
0,17	1,49
0,20	1,54
0,25	1,41
0,30	1,54
0,40	1,32
0,50	1,28
0,60	1,08
0,70	0,99
0,80	0,96
0,90	0,86
1,00	0,70
1,10	0,63
1,20	0,60
1,30	0,55
1,50	0,42
1,70	0,35
2,00	0,27
2,50	0,20
3,00	0,15
4,00	0,11
5,00	0,07

Elaboración: Lenin Galarza

A continuación se muestran los valores del espectro específico indicando el rango crítico.

Figura 70. Espectro especifico comparado con la NEC15



Elaboración: Lenin Galarza

En la figura 70 se puede observar que el espectro específico supera los valores de la Nec para un rango de periodos de 0,10 seg a 0,55 seg.

Se puede observar un primer pico para estructuras de 0.2 seg con una aceleración de 1.54 g, luego desciende para estructuras de 0,24 seg a una aceleración de 1.42 g, para finalmente alcanzar otro pico para periodos de 0.3 seg con una aceleración de 1.55 g, posteriormente para periodos superiores a 0.55 seg los valores entran debajo de la curva de la NEC.

4.2.7. MODELADOS

A continuación se procede al modelado de tres estructuras seleccionadas, donde se utilizó el programa de análisis y diseño estructural ETABS, para analizar el comportamiento estructural con las edificaciones y verificar si cumplen con lo establecido en la NEC 2015.

4.2.7.1. ESTRUCTURA TIPO 1

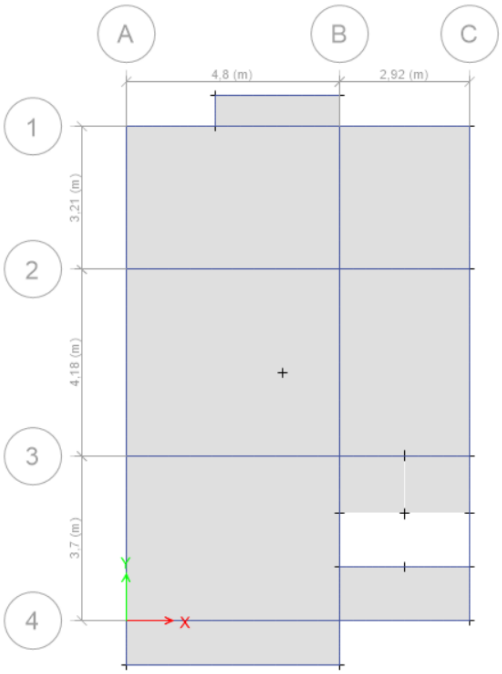
Características de las secciones y materiales

- Viga
  La sección de viga es de 30x25 cm y con un recubrimiento de 2,5cm
- Columna
  La sección de columna es de 30x30 cm y con un recubrimiento de 3cm
- Losa
  La losa es de un espesor de 20 cm en la que la loseta es de 5cm y los nervios de 10x15cm y con un recubrimiento de 2.5cm.
- Resistencia a la compresión del hormigón

$$f'c = 210\ Kg/cm^2$$

- El acero utilizado es el A615Gr60 el cual cuenta con un fy=4200 kg/cm² con un módulo de elasticidad E=2.036e6 kg/cm²

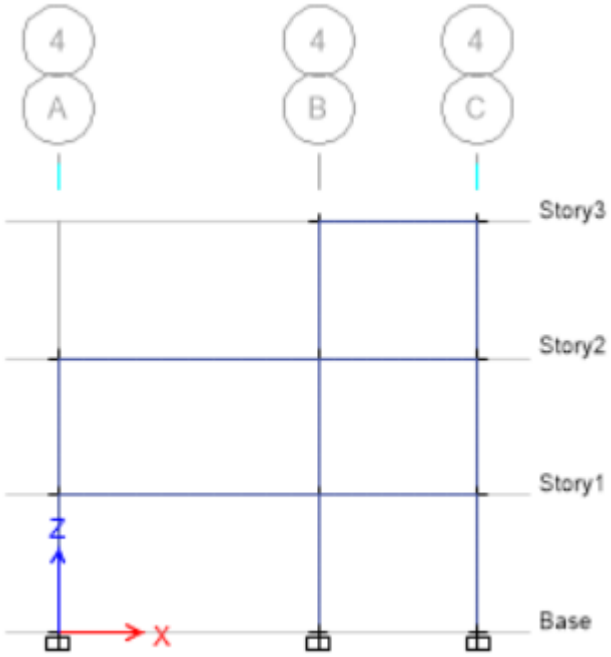
Figura 71. Vista en planta de la estructura Tipo 1.



Fuente: ETABS

Elaboración: Lenin Galarza

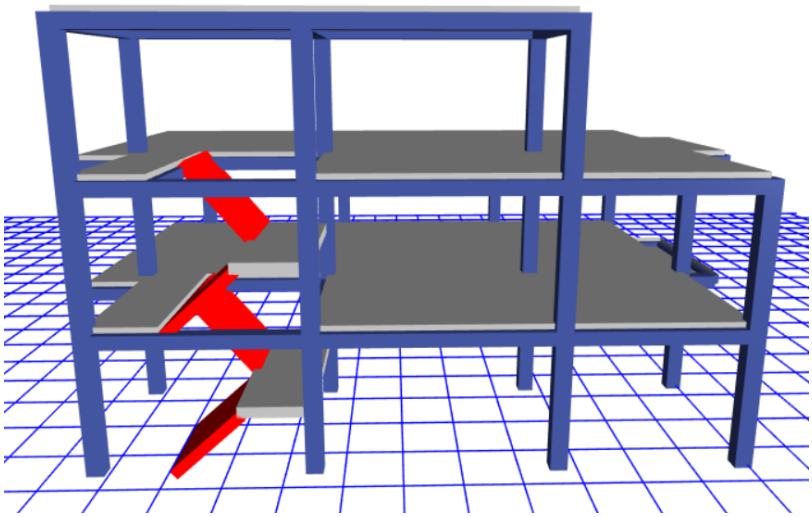
Figura 72. Vista en elevación de la estructura Tipo 1.



Fuente: ETABS

Elaboración: Lenin Galarza

Figura 73. Vista en 3D de la estructura Tipo 1.



Fuente: ETABS

Elaboración: Lenin Galarza

Chequeo en base al ESPECTRO DE LA NEC 2015

Las especificaciones según NEC_SE_DS 2015 son:

Tabla 47. Zona sísmica y tipo de suelo estructura 1.

ZONA SISMICA	**Z**	PELIGRO	***TIPO DE SUELO***	**Fa**	**Fd**	**Fs**
5	0,4	Alta	D	1,2	1,19	1,28

Fuente: NEC-2015

Tabla 48. Importancia estructura 1.

IMPORTANCIA I	**OTRAS ESTRUCTURAS**	**I**	1
Todas las estructuras de edificacíon y otras que no clasifican dentro de las categorias anteriores. USO NORMAL			

Fuente: NEC-2015

Tabla 49. Factor de reducción de resistencia sísmica estructura 1.

FACTOR DE REDUCCION DE RESISTENCIA SISMICA R	**SISTEMAS ESTRUCTURALES DUCTILES**	**R**	8
1-SISTEMAS DUALES 2-PÓRTICOS RESISTENTES A MOMENTOS 3-OTROS SISTEMAS ESTRUCTURALES PARA EDIFICACIONES		2	
PÓRTICOS RESISTENTES A MOMENTOS 5-Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas. R = 8 6- Pórticos especiales sismo resistente de acero laminado en caliente o con elementos armados con placas. R = 8 7- Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente. R = 8		5	

Fuente: NEC-2015

Cálculo del periodo fundamental de vibración de la estructura (Método 1)

El periodo aproximado del modelo 1 como se especifica en la tabla se calcula con la formula

$$\boldsymbol{T1 = C_t * h_n{}^{\alpha}} \tag{34}$$

Donde:
Ct, α = Coeficiente que depende del tipo de edificio

hn = Altura máxima de la edificación en metros

$$T1 = 0.055 * 7.56^{0.9}$$

$$T1 = 0.3397\ seg$$

Tabla 50. Periodo de vibración de la estructura 1.

PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACION DE LA ESTRUCTURA T	TIPO DE ESTRUCTURA PORTICOS ESPECIALES DE HORMIGON ARMADO		T	0,3397
3- Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras 0,055 - 0,9 4- Con muros estructurales y diagonales rigidizadoras y parotras estructuras basadas muros estructurales y mamposteria estructural 0,055 - 0,75		3	hn (m) altura	7,56
			Ct	α
			0,055	0,9

Fuente: NEC-2015

Tabla 51. Irregularidad en planta y en elevación estructura 1.

IRREGULARIDAD EN PLANTA		IRREGULARIDAD EN ELEVACION	
Φp	1	**Φe**	1

Fuente: NEC2015

Tabla 52. Valor de relación de amplificación espectral estructura 1.

RELACION DE AMPLIFICACION ESPECTRAL η		Provincias de la sierra, Esmeraldas y Galapagos
η	2,48	

Fuente: NEC2015

Tabla 53. Factor r estructura 1.

Factor usado en el espectro de diseño elástico r		
r	1	Para suelo diferente de E

Fuente: NEC-2015

Periodos límite de vibración

El cálculo de los períodos límite de vibración se lo hizo mediante las siguientes expresiones:

$$T_o = 0.10\ F_s \frac{F_d}{F_a}$$

$$T_c = 0.55\ F_s \frac{F_d}{F_a}$$

Donde:

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

Fd = Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca

Fs = Comportamiento no lineal de los suelos

Período límite de vibración

$$T_o = 0.10\ F_s \frac{F_d}{F_a}$$

$$T_o = 0.10 * 1.28 \frac{1.19}{1.20}$$

$$T_o = 0.1269$$

Período límite de vibración

$$T_c = 0.55\ F_s \frac{F_d}{F_a}$$

$$T_c = 0.55 * 1.28 \frac{1.19}{1.20}$$

$$T_c = 0.6981$$

Calculo de S_a

$$S_a = \eta\ Z\ F_A \qquad \text{para } 0 \leq T \leq T_C$$

Donde

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

η = Razón entre la aceleración espectral Sa (T = 0.1 s) y el PGA para el período de retorno seleccionado

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

$$S_a = \eta\ Z\ F_A$$

$$S_a = 2.48 * 0.4 * 1.2$$

$$S_a = 1.1904$$

Calculo del coeficiente de cortante basal

$$\boldsymbol{C = \frac{I * S_a(T)}{R * \Phi p * \Phi e}} \tag{35}$$

$$C = \frac{1 * 1.1904}{8 * 1 * 1}$$

$$C = 0.1488$$

Se presenta una tabla resumen de los valores establecidos por la NEC_SE_DS 2015 son:

Tabla 54. Valores según NEC-2015 para la estructura 1.

Z (g)	0,4
I	1
R	8
Φp	1
Φe	1
Ct	0,055
α	0,9
hn (m)	7,56
η	2,48
Fa	1,2
Fd	1,19
Fs	1,28
r	1
To	0,1269
Tc	0,6981
T1	0,3397
Sa(T)	1,1904
C	0,1488
k	1,0000

Fuente: NEC-2015

Elaboración: Lenin Galarza

Dónde:

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

I = Coeficiente de Importancia

R = Factor de reducción de fuerzas sísmicas de diseño ct = Coeficiente que depende del tipo de edificio

Φp = Configuración en planta

Φe = Configuración en elevación

Ct, α = Coeficiente que depende del tipo de edificio

hn = Altura máxima de la edificación en metros

η = Razón entre la aceleración espectral Sa (T = 0.1 s) y el PGA para el período de retorno seleccionado

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

Fd = Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca

Fs = Comportamiento no lineal de los suelos

$\boldsymbol{Sa}$ = Espectro de respuesta elástico de aceleración (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g). Depende del período o modo de vibración de la estructura.

$\boldsymbol{T}1$ = Período fundamental de vibración de la estructura calculado con el método 1.

$\boldsymbol{T0}$ = Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

$\boldsymbol{T}c$ = Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

a) Periodo de vibración de la estructura

Tabla 55. Período de vibración calculado en el Etabs para la estructura 1.

Case	Mode	Period	Frequency	Circular Frequency
		sec	cyc/sec	rad/sec
Modal	1	0,5	2,002	12,5763
Modal	2	0,449	2,227	13,9936
Modal	3	0,394	2,537	15,939
Modal	4	0,179	5,602	35,1993
Modal	5	0,167	5,987	37,62
Modal	6	0,152	6,587	41,3903
Modal	7	0,127	7,883	49,5307
Modal	8	0,111	9,021	56,6821
Modal	9	0,096	10,464	65,7461

Elaboración: Lenin Galarza

El valor del periodo de vibración de la estructura debe estar entre el valor obtenido por el método 1 y el periodo máximo igual a un 30% más del método 1.

$$T1 \leq T2 \leq Tmax(1.3T1)$$

Tabla 56. Períodos de vibración de la estructura 1.

	T1(Metodo 1)	Tmax(1,3T)	T2(Método 2) ETABS	C/N
Modelo 1	0,3397	0,44161	0,5	NO CUMPLE

Elaboración: Lenin Galarza

El valor del periodo de vibración superior a lo que indica la normativa indica que la estructura supera la flexibilidad recomendada en la NEC2015.

b) Modos de vibración de la Estructura

Un método para analizar el porcentaje de torsión que va a tener una estructura consiste en relacionar el porcentaje de participación modal de la maza en rotación Rz y y el porcentaje de masa predominante en traslación Ux, Uy donde los dos primeros modos de vibración deben ser trasnacionales, los efectos de torsión accidental son de gran incidencia, cuando la relación antes mencionada es mayor al 30%. [36]

Tabla 57. Modos de vibración de la estructura 1.

Mode	UX	UY	RZ	Max (UX,UY)	RZ/MAX	MOVIMIENTO
1	0,0039	0,8312	0,0026	0,8312	0,31%	TRASLACIONAL
2	0,4015	0,0092	0,444	0,4015	111%	ROTACIONAL
3	0,3976	0	0,4001	0,3976	101%	ROTACIONAL

Elaboración: Lenin Galarza

De la tabla anterior se verifica que no se cumplen los modos de vibración, ya que el segundo modo de vibración es rotacional.

c) Modos necesarios para la acumulación del 90% de la masa

Los modos considerados deben ser todos aquellos que involucren la participación de una masa modal acumulada de al menos el 90% de la masa total de la estructura, en cada una de las direcciones horizontales principales consideradas. [5]

Tabla 58. Acumulación del 90% de la masa de la estructura 1.

Case	Mode	Sum UX	Sum UY
Modal	1	0,0039	0,8312
Modal	2	0,4054	0,8404
Modal	3	0,8031	0,8404
Modal	4	0,818	0,9414
Modal	5	0,9114	0,9509

Elaboración: Lenin Galarza

d) Validación del análisis dinámico

El valor del cortante dinámico total en la base de la estructura obtenido por cualquier método de análisis dinámico debe cumplir que: [5]

- V dinámico ≥ 80% V estático (estructuras regulares)
- V dinámico ≥ 85% V estático (estructuras irregulares)

Tabla 59. Cortante Basal calculado en el Etabs de la estructura 1.

	V Dinámico (Tnf)	V Estático (Tnf)	%V Dinámico	C/N
Sentido X	24,7402	27,4759	90,0%	CUMPLE
Sentido Y	24,8241	27,4759	90,3%	CUMPLE

Elaboración: Lenin Galarza

e) Control de la deriva de piso.

Para la revisión de las derivas de piso se utilizará el valor de la respuesta máxima inelástica en desplazamientos ΔM de la estructura, causada por el sismo de diseño. [5]

La deriva máxima inelástica ΔM de cada piso se calculará en base a la siguiente expresión establecida por la NEC 2015: [5]

$$\Delta M = 0{,}75 * R * \Delta E \quad (36)$$

Donde:

ΔM = Deriva máxima inelástica

ΔE = Deriva elástica obtenida en aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas

R = Factor de reducción de resistencia sísmica

Se verificará que:

$$\Delta M < \Delta M \text{ máxima}$$

Tabla 60. Deriva máxima

Estructuras de:	Δ_M máxima (sin unidad)
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De mampostería	0.01

Fuente: NEC-2015

Tabla 61. Deriva de piso calculado en el Etabs para la estructura 1.

Piso	Combinación	Piso	Deriva elástica	X m	Y m	Z m	Deriva inelástica
Story3	EspecX Max	X	0,001813	7,72	7,88	7,56	1,09%
Story3	EspecX Max	Y	0,000719	7,72	0	7,56	0,43%
Story2	EspecX Max	X	0,002943	7,72	11,09	5,04	1,77%
Story2	EspecX Max	Y	0,001276	0	11,09	5,04	0,77%
Story1	EspecX Max	X	0,002459	7,72	11,09	2,52	1,48%
Story1	EspecX Max	Y	0,001144	0	11,09	2,52	0,69%

Elaboración: Lenin Galarza

Tabla 62. Deriva de piso calculado en el Etabs para la estructura 1.

Piso	Combinación	Piso	Deriva elástica	X m	Y m	Z m	Deriva inelástica
Story3	EspecY Max	X	0,000264	7,72	7,88	7,56	0,16%
Story3	EspecY Max	Y	0,001687	7,72	0	7,56	1,01%
Story2	EspecY Max	X	0,000472	7,72	11,09	5,04	0,28%
Story2	EspecY Max	Y	0,002535	0	11,09	5,04	1,52%
Story1	EspecY Max	X	0,000391	7,72	11,09	2,52	0,23%
Story1	EspecY Max	Y	0,002151	0	11,09	2,52	1,29%

Elaboración: Lenin Galarza

Chequeo en base al ESPECTRO ESPECÍFICO

a) Periodo de vibración de la estructura

Tabla 63. Período de vibración calculado en el Etabs para la estructura 1.

Case	Mode	Period	Frequency	Circular Frequency
		sec	cyc/sec	rad/sec
Modal	1	0,5	2,002	12,5763
Modal	2	0,449	2,227	13,9936
Modal	3	0,394	2,537	15,939
Modal	4	0,179	5,602	35,1993
Modal	5	0,167	5,987	37,62
Modal	6	0,152	6,587	41,3903
Modal	7	0,127	7,883	49,5307
Modal	8	0,111	9,021	56,6821
Modal	9	0,096	10,464	65,7461

Elaboración: Lenin Galarza

El valor del periodo de vibración de la estructura debe estar entre el valor obtenido por el método 1 y el periodo máximo igual a un 30% más del método 1.

$$T1 \leq T2 \leq Tmax(1.3T1)$$

Tabla 64. Períodos de vibración para la estructura 1.

	T1(Metodo 1)	Tmax(1,3T)	T2(Método 2) ETABS	C/N
Modelo 1	0,3397	0,44161	0,591	NO CUMPLE

Elaboración: Lenin Galarza

El valor del periodo de vibración superior a lo que indica la normativa indica que la estructura supera la flexibilidad recomendada en la NEC2015.

b) Modos de vibración de la Estructura

Un método para analizar el porcentaje de torsión que va a tener una estructura consiste en relacionar el porcentaje de participación modal de la maza en rotación Rz y y el porcentaje de masa predominante en traslación Ux, Uy donde los dos primeros modos de vibración deben ser trasnacionales, los efectos de torsión accidental son de gran incidencia, cuando la relación antes mencionada es mayor al 30%. [36]

Tabla 65. Modos de vibración de la estructura 1.

Mode	UX	UY	RZ	Max (UX,UY)	RZ/MAX	MOVIMIENTO
1	0,0039	0,8312	0,0026	0,8312	0,31%	TRASLACIONAL
2	0,4015	0,0092	0,444	0,4015	111%	ROTACIONAL
3	0,3976	0	0,4001	0,3976	101%	ROTACIONAL

Elaboración: Lenin Galarza

c) Modos necesarios para la acumulación del 90% de la masa

Los modos considerados deben ser todos aquellos que involucren la participación de una masa modal acumulada de al menos el 90% de la masa total de la estructura, en cada una de las direcciones horizontales principales consideradas. [5]

Tabla 66. Acumulación del 90% de la masa para la estructura 1.

Case	Mode	Sum UX	Sum UY
Modal	1	0,0039	0,8312
Modal	2	0,4054	0,8404
Modal	3	0,8031	0,8404
Modal	4	0,818	0,9414
Modal	5	0,9114	0,9509

Elaboración: Lenin Galarza

d) Validación del análisis dinámico

El valor del cortante dinámico total en la base de la estructura obtenido por cualquier método de análisis dinámico debe cumplir que: [5]

- V dinámico ≥ 80% V estático (estructuras regulares)
- V dinámico ≥ 85% V estático (estructuras irregulares)

Tabla 67. Cortante Basal calculado en el Etabs de la estructura 1.

	V Dinámico (Tnf)	V Estático (Tnf)	%V Dinámico	C/N
Sentido X	26,5324	29,5071	89,9%	CUMPLE
Sentido Y	26,5839	29,5071	90,1%	CUMPLE

Elaboración: Lenin Galarza

e) Control de la deriva de piso.

Para la revisión de las derivas de piso se utilizará el valor de la respuesta máxima inelástica en desplazamientos ΔM de la estructura, causada por el sismo de diseño. [5]

La deriva máxima inelástica ΔM de cada piso se calculará en base a la siguiente expresión establecida por la NEC 2015: [5]

$$\Delta M = 0{,}75 * R * \Delta E \quad (36)$$

Donde:

ΔM = Deriva máxima inelástica

ΔE = Deriva elástica obtenida en aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas

R = Factor de reducción de resistencia sísmica

Se verificará que:

$$\Delta M < \Delta M \text{ máxima}$$

Tabla 68. Deriva máxima

Estructuras de:	Δ_M máxima (sin unidad)
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De mampostería	0.01

Fuente: NEC-2015

Tabla 69. Deriva de piso calculado en el Etabs para la estructura 1.

Piso	Combinación	Piso	Deriva elástica	X m	Y m	Z m	Deriva inelástica
Story3	EspecX Max	X	0,001968	7,72	7,88	7,56	1,18%
Story3	EspecX Max	Y	0,000773	7,72	0	7,56	0,46%
Story2	EspecX Max	X	0,003109	7,72	11,09	5,04	1,87%
Story2	EspecX Max	Y	0,001358	0	11,09	5,04	0,81%
Story1	EspecX Max	X	0,002598	7,72	11,09	2,52	1,56%
Story1	EspecX Max	Y	0,001215	0	11,09	2,52	0,73%

Elaboración: Lenin Galarza

Tabla 70. Deriva de piso calculado en el Etabs para la estructura 1.

Piso	Combinación	Piso	Deriva elástica	X m	Y m	Z m	Deriva inelástica
Story3	EspecY Max	X	0,000297	7,72	7,88	7,56	0,18%
Story3	EspecY Max	Y	0,00182	7,72	0	7,56	1,09%
Story2	EspecY Max	X	0,000507	7,72	11,09	5,04	0,30%
Story2	EspecY Max	Y	0,002705	0	11,09	5,04	1,62%
Story1	EspecY Max	X	0,000423	7,72	11,09	2,52	0,25%
Story1	EspecY Max	Y	0,002298	0	11,09	2,52	1,38%

Elaboración: Lenin Galarza

4.2.7.2. ESTRUCTURA TIPO 2

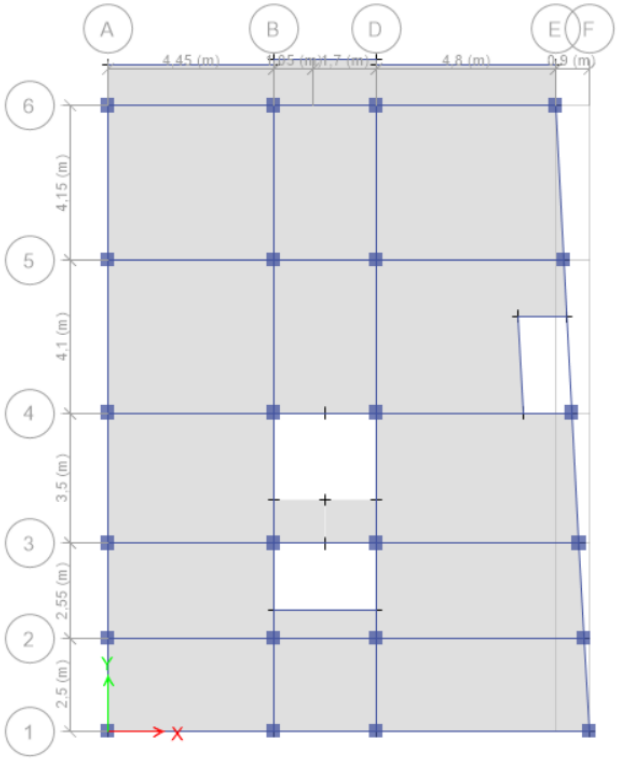
Características de las secciones y materiales

- Viga Central
  La sección de viga es de 38x35 cm y con un recubrimiento de 2,5cm
- Viga Periférica
  La sección de viga es de 25x40 cm y con un recubrimiento de 2,5cm
- Columna
  La sección de columna es de 38x38 cm y con un recubrimiento de 3cm
- Losa
  La losa es de un espesor de 20cm en la que la loseta es de 5cm y los nervios de 10x15cm y con un recubrimiento de 2.5cm.
- Resistencia a la compresión del hormigón

$$f'c = 210\ Kg/cm^2$$

- El acero utilizado es el A615Gr60 el cual cuenta con un fy=4200 kg/cm² con un módulo de elasticidad E=2.036e6 kg/cm²

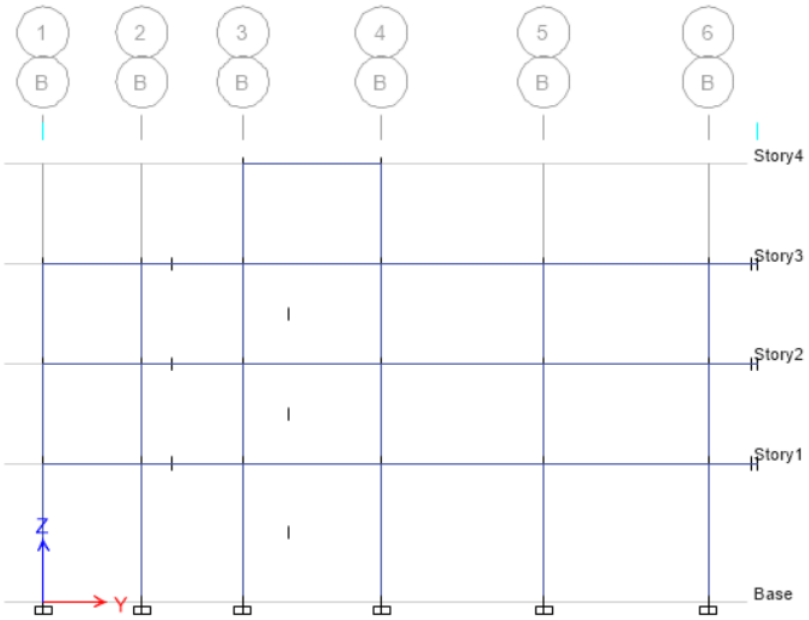
Figura 74. Vista en planta de la estructura Tipo 2.



Fuente: ETABS

Elaboración: Lenin Galarza

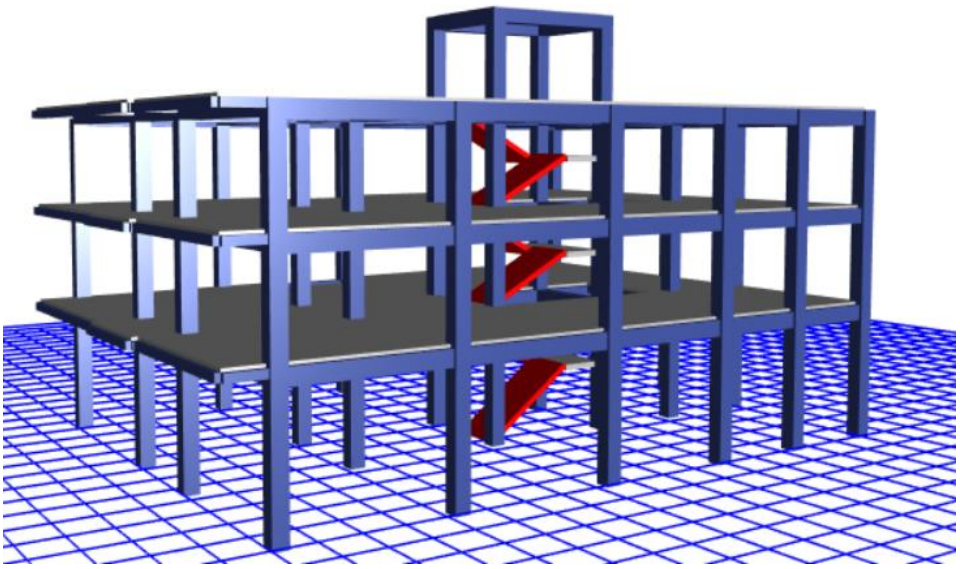
Figura 75. Vista en elevación de la estructura Tipo 2.



Fuente: ETABS

Elaboración: Lenin Galarza

Figura 76. Vista en 3D de la estructura Tipo 2.



Fuente: ETABS

Elaboración: Lenin Galarza

Chequeo en base al ESPECTRO DE LA NEC 2015

Las especificaciones según NEC_SE_DS 2015 son:

Tabla 71. Zona sísmica y tipo de suelo para la estructura 2.

ZONA SISMICA	**Z**	PELIGRO	***TIPO DE SUELO***	**Fa**	**Fd**	**Fs**
5	0,4	Alta	D	1,2	1,19	1,28

Fuente: NEC-2015

Tabla 72. Importancia para la estructura 2.

IMPORTANCIA I	**OTRAS ESTRUCTURAS**	**I**	1
Todas las estructuras de edificacíon y otras que no clasifican dentro de las categorias anteriores. USO NORMAL			

Fuente: NEC-2015

Tabla 73. Factor de reducción de resistencia sísmica para la estructura 2.

FACTOR DE REDUCCION DE RESISTENCIA SISMICA R	**SISTEMAS ESTRUCTURALES DUCTILES**	**R**	8
1-SISTEMAS DUALES 2-PÓRTICOS RESISTENTES A MOMENTOS 3-OTROS SISTEMAS ESTRUCTURALES PARA EDIFICACIONES		2	
PÓRTICOS RESISTENTES A MOMENTOS 5-Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas. R = 8 6- Pórticos especiales sismo resistente de acero laminado en caliente o con elementos armados con placas. R = 8 7- Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente. R = 8		5	

Fuente: NEC-2015

Calculo del periodo fundamental de vibración de la estructura (Método 1)

El periodo aproximado del modelo 1 como se especifica en la tabla se calcula con la formula

$$\boldsymbol{T1 = C_t * h_n{}^{\alpha}}$$

Donde:
Ct, α = Coeficiente que depende del tipo de edificio

hn = Altura máxima de la edificación en metros

$$T1 = 0.055 * 11.06^{0.9}$$

$$T1 = 0.4783\ seg$$

Tabla 74. Periodo de vibración de la estructura 2.

PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACION DE LA ESTRUCTURA T	TIPO DE ESTRUCTURA: PORTICOS ESPECIALES DE HORMIGON ARMADO	T	0,4783
3- Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras 0,055 - 0,9 4- Con muros estructurales y diagonales rigidizadoras y parotras estructuras basadas muros estructurales y mamposteria estructural 0,055 - 0,75	3	hn (m) altura	11,06
		Ct	α
		0,055	0,9

Fuente: NEC2015

Tabla 75. Irregularidad en planta y en elevación para la estructura 2.

IRREGULARIDAD EN PLANTA		IRREGULARIDAD EN ELEVACION	
Φp	0.9	**Φe**	0.9

Fuente: NEC2015

Tabla 76. Valor de relación de amplificación espectral para la estructura 2.

RELACION DE AMPLIFICACION ESPECTRAL η		Provincias de la sierra, Esmeraldas y Galapagos
η	2,48	

Fuente: NEC2015

Tabla 77. Factor r para la estructura 2.

Factor usado en el espectro de diseño elástico r		
r	1	Para suelo diferente de E

Fuente: NEC2015

Periodos límite de vibración

El cálculo de los períodos límite de vibración se lo hizo mediante las siguientes expresiones:

$$T_o = 0.10\ F_s \frac{F_d}{F_a}$$

$$T_c = 0.55\ F_s \frac{F_d}{F_a}$$

Donde:

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

Fd = Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca

Fs = Comportamiento no lineal de los suelos

Período límite de vibración

$$T_o = 0.10\ F_s \frac{F_d}{F_a}$$

$$T_o = 0.10 * 1.28 \frac{1.19}{1.20}$$

$$T_o = 0.1269$$

Período límite de vibración

$$T_c = 0.55\ F_s \frac{F_d}{F_a}$$

$$T_c = 0.55 * 1.28 \frac{1.19}{1.20}$$

$$T_c = 0.6981$$

Calculo de S_a

$$S_a = \eta\ \mathrm{Z}\ F_A \qquad \text{para } 0 \leq \mathrm{T} \leq T_C$$

Donde

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

η = Razón entre la aceleración espectral Sa (T = 0.1 s) y el PGA para el período de retorno seleccionado

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

$$S_a = \eta\ \mathrm{Z}\ F_A$$

$$S_a = 2.48 * 0.4 * 1.2$$

$$S_a = 1.1904$$

Calculo del coeficiente de cortante basal

$$\boldsymbol{C = \frac{I * S_a(T)}{R * \Phi p * \Phi e}}$$

$$C = \frac{1 * 1.1904}{8 * 0.9 * 0.9}$$

$$C = 0.1837$$

Se presenta una tabla resumen de los valores establecidos por la NEC_SE_DS 2015 son:

Tabla 78. Valores según NEC-2015 para la estructura 2.

Z (g)	0,4
I	1
R	8
Φp	0.9
Φe	0.9
Ct	0,055
α	0,9
hn (m)	11.06
η	2,48
Fa	1,2
Fd	1,19
Fs	1,28
r	1
To	0,1269
Tc	0,6981
T1	0,4783
Sa(T)	1,1904
C	0,1837
k	1,0000

Dónde:

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

I = Coeficiente de Importancia

R = Factor de reducción de fuerzas sísmicas de diseño ct = Coeficiente que depende del tipo de edificio

Φp = Configuración en planta

Φe = Configuración en elevación

Ct, α = Coeficiente que depende del tipo de edificio

hn = Altura máxima de la edificación en metros

η = Razón entre la aceleración espectral Sa (T = 0.1 s) y el PGA para el período de retorno seleccionado

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

Fd = Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca

Fs = Comportamiento no lineal de los suelos

$\boldsymbol{Sa}$ = Espectro de respuesta elástico de aceleración (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g). Depende del período o modo de vibración de la estructura.

$\boldsymbol{T}1$ = Período fundamental de vibración de la estructura calculado con el método 1.

$\boldsymbol{T0}$ = Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

$\boldsymbol{T}c$ = Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

a) Periodo de vibración de la estructura

Tabla 79. Período de vibración calculado en el Etabs para la estructura 2.

Case	Mode	Period	Frequency	Circular Frequency	Eigenvalue
		sec	cyc/sec	rad/sec	rad²/sec²
Modal	1	0,605	1,652	10,381	107,7655
Modal	2	0,596	1,679	10,5467	111,2322
Modal	3	0,509	1,966	12,3546	152,637
Modal	4	0,18	5,547	34,8559	1214,9371
Modal	5	0,179	5,599	35,1816	1237,7454
Modal	6	0,157	6,363	39,9812	1598,4985
Modal	7	0,106	9,456	59,413	3529,9073
Modal	8	0,099	10,141	63,7201	4060,2546
Modal	9	0,09	11,068	69,5448	4836,4822
Modal	10	0,086	11,612	72,9601	5323,173
Modal	11	0,085	11,762	73,9007	5461,3173
Modal	12	0,078	12,848	80,7258	6516,6538

Elaboración: Lenin Galarza

El valor del periodo de vibración de la estructura debe estar entre el valor obtenido por el método 1 y el periodo máximo igual a un 30% más del método 1.

$$T1 \leq T2 \leq Tmax(1.3T1)$$

Tabla 80. Períodos de vibración para la estructura 2.

	T1(Metodo 1)	Tmax(1,3T)	T2(Método 2) ETABS	C/N
Modelo 1	0,4783	0,617	0,605	CUMPLE

Elaboración: Lenin Galarza

El valor del periodo de vibración superior a lo que indica la normativa indica que la estructura supera la flexibilidad recomendada en la NEC2015.

El valor del periodo no se ve afectado ya que está en función de la masa y la rigidez de la estructura.

b) Modos de vibración de la Estructura

Un método para analizar el porcentaje de torsión que va a tener una estructura consiste en relacionar el porcentaje de participación modal de la maza en rotación Rz y y el porcentaje de masa predominante en traslación Ux, Uy donde los dos primeros modos de vibración deben ser trasnacionales, los efectos de torsión accidental son de gran incidencia, cuando la relación antes mencionada es mayor al 30%. [36]

Tabla 81. Modos de vibración de la estructura 2.

Mode	UX	UY	MAX(UX,UY)	RZ	RZ/MAX	TIPO DE MOVIMIENTO
1	0,0813	0,6358	0,6358	0,2139	34%	ROTACIONAL
2	0,2216	0,292	0,292	0,416	142%	ROTACIONAL
3	0,6155	0,0012	0,6155	0,3005	49%	ROTACIONAL

Elaboración: Lenin Galarza

De la tabla anterior se verifica que no se cumplen los modos de vibración.

c) Modos necesarios para la acumulación del 90% de la masa

Los modos considerados deben ser todos aquellos que involucren la participación de una masa modal acumulada de al menos el 90% de la masa total de la estructura, en cada una de las direcciones horizontales principales consideradas. [5]

Tabla 82. Acumulación del 90% de la masa para la estructura 2.

Case	Mode	Sum UX	Sum UY
Modal	1	0,0813	0,6358
Modal	2	0,3028	0,9277
Modal	3	0,9184	0,929

Elaboración: Lenin Galarza

d) Validación del análisis dinámico

El valor del cortante dinámico total en la base de la estructura obtenido por cualquier método de análisis dinámico debe cumplir que: [5]

- V dinámico ≥ 80% V estático (estructuras regulares)
- V dinámico ≥ 85% V estático (estructuras irregulares)

Tabla 83. Cortante Basal calculado en el Etabs para la estructura 2.

	V Dinámico (Tnf)	V Estático (Tnf)	%V Dinámico	C/N
Sentido X	115,9755	128,2358	90,4%	CUMPLE
Sentido Y	115,5144	128,2358	90,1%	CUMPLE

Elaboración: Lenin Galarza

e) Control de la deriva de piso

Para la revisión de las derivas de piso se utilizará el valor de la respuesta máxima inelástica en desplazamientos ΔM de la estructura, causada por el sismo de diseño. [5]

La deriva máxima inelástica ΔM de cada piso se calculará en base a la siguiente expresión establecida por la NEC 2015: [5]

$$\Delta M = 0{,}75 * R * \Delta E$$

Donde:

ΔM = Deriva máxima inelástica

ΔE = Deriva elástica obtenida en aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas

R = Factor de reducción de resistencia sísmica

Se verificará que:

$$\Delta \mathbf{M} < \Delta \mathbf{M\ máxima}$$

La deriva máxima deberá ser menos a lo establecido en la tabla 59.

Tabla 84. Deriva de piso calculado en el Etabs para la estructura 2.

Piso	Combinación	Piso	Deriva elástica	X	Y	Z	Deriva inelástica
				m	m	m	
Story4	EspecX Max	X	0,000977	7,72	8,55	11,06	0,59%
Story4	EspecX Max	Y	0,00015	4,45	5,05	11,06	0,09%
Story3	EspecX Max	X	0,001966	12	17,9	8,54	1,18%
Story3	EspecX Max	Y	0,000932	0	17,9	8,54	0,56%
Story2	EspecX Max	X	0,003316	12	17,9	6,02	1,99%
Story2	EspecX Max	Y	0,001659	12,9	0	6,02	1,00%
Story1	EspecX Max	X	0,003509	12	16,8	3,5	2,11%
Story1	EspecX Max	Y	0,001873	12,9	0	3,5	1,12%

Elaboración: Lenin Galarza

Tabla 85. Deriva de piso calculado en el Etabs para la estructura 2.

Piso	Combinación	Piso	Deriva elástica	X	Y	Z	Deriva inelástica
				m	m	m	
Story4	EspecY Max	X	0,000081	7,72	5,05	11,06	0,05%
Story4	EspecY Max	Y	0,000738	7,72	8,55	11,06	0,44%
Story3	EspecY Max	X	0,000407	12	17,9	8,54	0,24%
Story3	EspecY Max	Y	0,001576	12,9	0	8,54	0,95%
Story2	EspecY Max	X	0,000723	12	17,9	6,02	0,43%
Story2	EspecY Max	Y	0,002758	12,9	0	6,02	1,65%
Story1	EspecY Max	X	0,00076	12	16,8	3,5	0,46%
Story1	EspecY Max	Y	0,003147	12,9	0	3,5	1,89%

Elaboración: Lenin Galarza

Chequeo en base al ESPECTRO ESPECÍFICO

a) Periodo de vibración de la estructura

Tabla 86. Período de vibración calculado en el Etabs para la estructura 2.

Case	Mode	Period	Frequency	Circular Frequency	Eigenvalue
		sec	cyc/sec	rad/sec	rad²/sec²
Modal	1	0,605	1,652	10,381	107,7655
Modal	2	0,596	1,679	10,5467	111,2322
Modal	3	0,509	1,966	12,3546	152,637
Modal	4	0,18	5,547	34,8559	1214,9371
Modal	5	0,179	5,599	35,1816	1237,7454

Elaboración: Lenin Galarza

El valor del periodo de vibración de la estructura debe estar entre el valor obtenido por el método 1 y el periodo máximo igual a un 30% más del método 1.

$$T1 \leq T2 \leq Tmax(1.3T1)$$

Tabla 87. Períodos de vibración para la estructura 2.

	T1(Metodo 1)	Tmax(1,3T)	T2(Método 2) ETABS	C/N
Modelo 1	0,4783	0,617	0,605	CUMPLE

Elaboración: Lenin Galarza

El valor del periodo de vibración superior a lo que indica la normativa indica que la estructura supera la flexibilidad recomendada en la NEC2015.

El valor del periodo no se ve afectado ya que esta en función de la masa y la rigidez de la estructura.

b) Modos de vibración de la Estructura

Un método para analizar el porcentaje de torsión que va a tener una estructura consiste en relacionar el porcentaje de participación modal de la maza en rotación Rz y y el porcentaje de masa predominante en traslación Ux, Uy donde los dos primeros modos de vibración deben ser trasnacionales, los efectos de torsión accidental son de gran incidencia, cuando la relación antes mencionada es mayor al 30%. [36]

Tabla 88. Modos de vibración de la estructura para la estructura 2.

Mode	UX	UY	MAX(UX,UY)	RZ	RZ/MAX	TIPO DE MOVIMIENTO
1	0,0813	0,6358	0,6358	0,2139	34%	ROTACIONAL
2	0,2216	0,292	0,292	0,416	142%	ROTACIONAL
3	0,6155	0,0012	0,6155	0,3005	49%	ROTACIONAL

Elaboración: Lenin Galarza

De la tabla anterior se verifica que no se cumplen los modos de vibración.

c) Modos necesarios para la acumulación del 90% de la masa

Los modos considerados deben ser todos aquellos que involucren la participación de una masa modal acumulada de al menos el 90% de la masa total de la estructura, en cada una de las direcciones horizontales principales consideradas. [5]

Tabla 89. Acumulación del 90% de la masa para la estructura 2.

Case	Mode	Sum UX	Sum UY
Modal	1	0,0813	0,6358
Modal	2	0,3028	0,9277
Modal	3	0,9184	0,929

Elaboración: Lenin Galarza

d) Validación del análisis dinámico

El valor del cortante dinámico total en la base de la estructura obtenido por cualquier método de análisis dinámico debe cumplir que: [5]

- V dinámico ≥ 80% V estático (estructuras regulares)
- V dinámico ≥ 85% V estático (estructuras irregulares)

Tabla 90. Cortante Basal calculado en el Etabs de la estructura 2.

	V Dinámico (Tnf)	V Estático (Tnf)	%V Dinámico	C/N
Sentido X	84,9619	94,0303	90,4%	CUMPLE
Sentido Y	84,6846	94,0303	90,1%	CUMPLE

Elaboración: Lenin Galarza

e) Control de la deriva de piso

Para la revisión de las derivas de piso se utilizará el valor de la respuesta máxima inelástica en desplazamientos ΔM de la estructura, causada por el sismo de diseño. [5]

La deriva máxima inelástica ΔM de cada piso se calculará en base a la siguiente expresión establecida por la NEC 2015: [5]

$$\Delta M = 0{,}75 * R * \Delta E$$

Donde:

ΔM = Deriva máxima inelástica

ΔE = Deriva elástica obtenida en aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas

R = Factor de reducción de resistencia sísmica

Se verificará que:

$$\Delta M < \Delta M \text{ máxima}$$

La deriva máxima deberá ser menos a lo establecido en la tabla 59

Tabla 91. Deriva de piso calculado en el Etabs para la estructura 2.

Piso	Combinación	Piso	Deriva elástica	X m	Y m	Z m	Deriva inelástica
Story4	EspecX Max	X	0,000725	7,72	8,55	11,06	0,44%
Story4	EspecX Max	Y	0,000109	4,45	5,05	11,06	0,07%
Story3	EspecX Max	X	0,001367	12	17,9	8,54	0,82%
Story3	EspecX Max	Y	0,000656	0	17,9	8,54	0,39%
Story2	EspecX Max	X	0,002241	12	17,9	6,02	1,34%
Story2	EspecX Max	Y	0,001146	12,9	0	6,02	0,69%
Story1	EspecX Max	X	0,002394	12	16,8	3,5	1,44%
Story1	EspecX Max	Y	0,001289	12,9	0	3,5	0,77%

Elaboración: Lenin Galarza

Tabla 92. Deriva de piso calculado en el Etabs para la estructura 2.

Piso	Combinación	Piso	Deriva elástica	X m	Y m	Z m	Deriva inelástica
Story4	EspecY Max	X	0,000063	7,72	5,05	11,06	0,04%
Story4	EspecY Max	Y	0,00056	7,72	8,55	11,06	0,34%
Story3	EspecY Max	X	0,000301	12	17,9	8,54	0,18%
Story3	EspecY Max	Y	0,00116	12,9	0	8,54	0,70%
Story2	EspecY Max	X	0,000529	12	17,9	6,02	0,32%
Story2	EspecY Max	Y	0,002011	12,9	0	6,02	1,21%
Story1	EspecY Max	X	0,000554	12	16,8	3,5	0,33%
Story1	EspecY Max	Y	0,002293	12,9	0	3,5	1,38%

Elaboración: Lenin Galarza

4.2.7.3. ESTRUCTURA TIPO 3

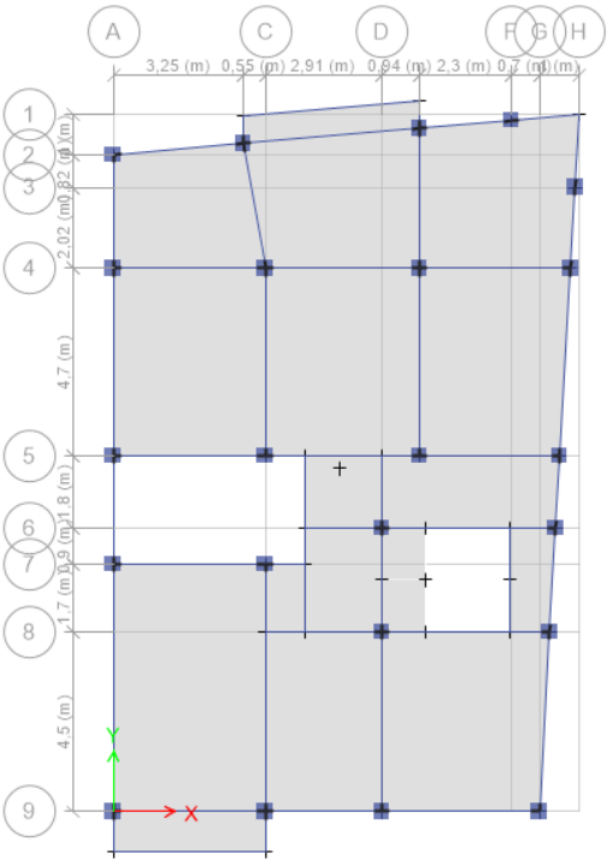
Características de las secciones y materiales

- Vigas
  La sección de viga es de 30x30 cm y con un recubrimiento de 2,5cm
- Columna
  La sección de columna es de 40x40 cm y con un recubrimiento de 3cm
- Losa
  La losa es de un espesor de 20cm en la que la loseta es de 5cm y los nervios de 10x15cm y con un recubrimiento de 2.5cm.
- Resistencia a la compresión del hormigón

$$f'c = 210\ Kg/cm^2$$

- El acero utilizado es el A615Gr60 el cual cuenta con un fy=4200 kg/cm² con un módulo de elasticidad E=2.036e6 kg/cm²

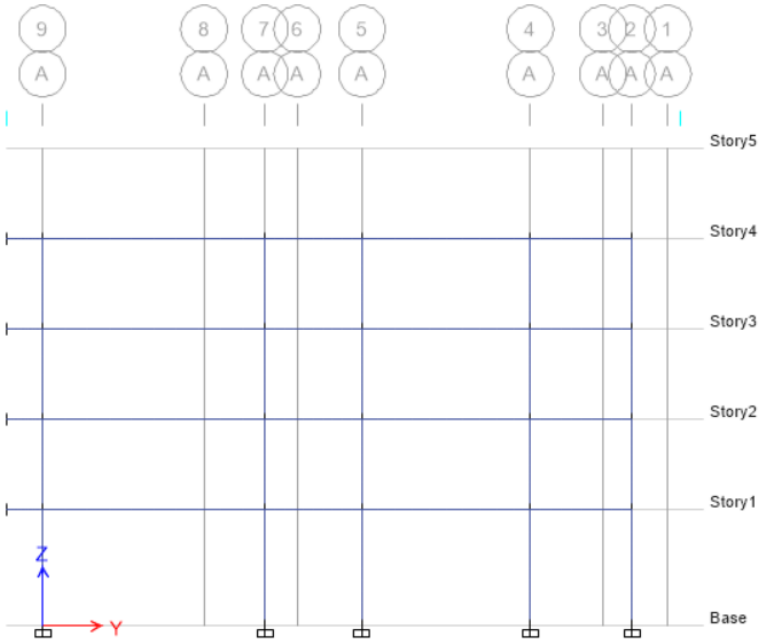
Figura 77. Vista en planta de la estructura Tipo 3.



Fuente: ETABS

Elaboración: Lenin Galarza

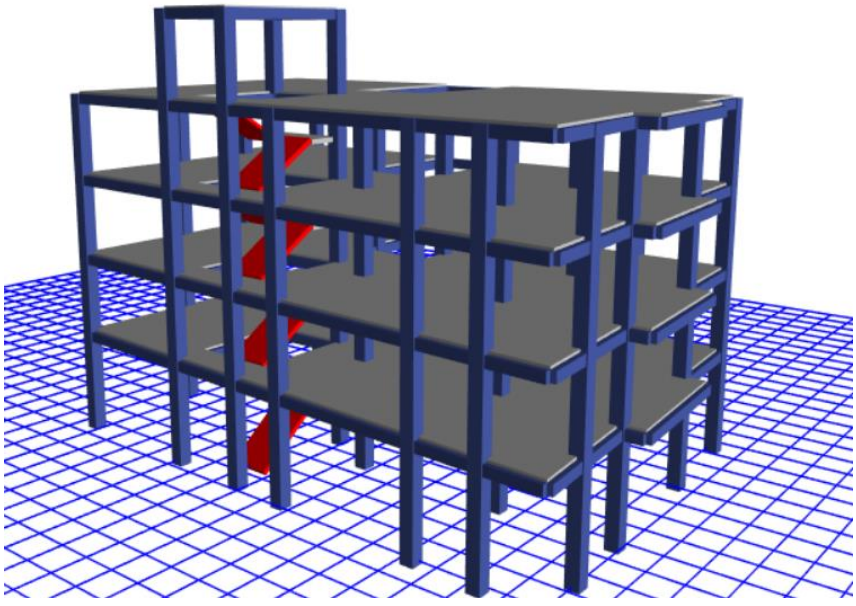
Figura 78. Vista en elevación de la estructura Tipo 3.



Fuente: ETABS

Elaboración: Lenin Galarza

Figura 79. Vista en 3D de la estructura Tipo 1.



Fuente: ETABS

Elaboración: Lenin Galarza

Chequeo en base al ESPECTRO DE LA NEC 2015

Las especificaciones según NEC_SE_DS 2015 son:

Tabla 93. Zona sísmica y tipo de suelo para la estructura 3.

ZONA SISMICA	**Z**	PELIGRO	***TIPO DE SUELO***	**Fa**	**Fd**	**Fs**
5	0,4	Alta	D	1,2	1,19	1,28

Fuente: NEC-2015

Tabla 94. Importancia para la estructura 3.

IMPORTANCIA I	**OTRAS ESTRUCTURAS**	**I**	1
	Todas las estructuras de edificacíon y otras que no clasifican dentro de las categorias anteriores. USO NORMAL		

Fuente: NEC-2015

Tabla 95. Factor de reducción de resistencia sísmica para la estructura 3.

FACTOR DE REDUCCION DE RESISTENCIA SISMICA R	**SISTEMAS ESTRUCTURALES DUCTILES**	**R**	8
1-SISTEMAS DUALES 2-PÓRTICOS RESISTENTES A MOMENTOS 3-OTROS SISTEMAS ESTRUCTURALES PARA EDIFICACIONES		2	
PÓRTICOS RESISTENTES A MOMENTOS 5-Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas. R = 8 6- Pórticos especiales sismo resistente de acero laminado en caliente o con elementos armados con placas. R = 8 7- Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente. R = 8		5	

Fuente: NEC-2015

Calculo del periodo fundamental de vibración de la estructura (Método 1)

El periodo aproximado del modelo 1 como se especifica en la tabla se calcula con la formula

$$\boldsymbol{T1 = C_t * h_n{}^{\alpha}}$$

Donde:

Ct, α = Coeficiente que depende del tipo de edificio

hn = Altura máxima de la edificación en metros

$$T1 = 0.055 * 13.32^{0.9}$$

$$T1 = 0.5655\ seg$$

Tabla 96. Periodo de vibración de la estructura 3.

PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACION DE LA ESTRUCTURA T	TIPO DE ESTRUCTURA	T	0,5655
	PORTICOS ESPECIALES DE HORMIGON ARMADO		
3- Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras 0,055 - 0,9 4- Con muros estructurales y diagonales rigidizadoras y parotras estructuras basadas muros estructurales y mamposteria estructural 0,055 - 0,75	3	hn (m) altura	13,32
		Ct	α
		0,055	0,9

Fuente: NEC2015

Tabla 97. Irregularidad en planta y en elevación para la estructura 3.

IRREGULARIDAD EN PLANTA		IRREGULARIDAD EN ELEVACION	
Φp	0.9	**Φe**	0.9

Fuente: NEC2015

Tabla 98. Valor de relación de amplificación espectral para la estructura 3.

RELACION DE AMPLIFICACION ESPECTRAL η		Provincias de la sierra, Esmeraldas y Galapagos
η	2,48	

Fuente: NEC2015

Tabla 99. Factor r para la estructura 3.

Factor usado en el espectro de diseño elástico r		
r	1	Para suelo diferente de E

Fuente: NEC2015

Periodos límite de vibración

El cálculo de los períodos límite de vibración se lo hizo mediante las siguientes expresiones:

$$T_o = 0.10\ F_s \frac{F_d}{F_a}$$

$$T_c = 0.55\ F_s \frac{F_d}{F_a}$$

Donde:

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

Fd = Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca

Fs = Comportamiento no lineal de los suelos

Período límite de vibración

$$T_o = 0.10\ F_s \frac{F_d}{F_a}$$

$$T_o = 0.10 * 1.28 \frac{1.19}{1.20}$$

$$T_o = 0.1269$$

Período límite de vibración

$$T_c = 0.55\ F_s \frac{F_d}{F_a}$$

$$T_c = 0.55 * 1.28 \frac{1.19}{1.20}$$

$$T_c = 0.6981$$

Calculo de S_a

$$S_a = \eta\ \mathrm{Z}\ F_A \qquad \text{para } 0 \leq \mathrm{T} \leq T_C$$

Donde

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

η = Razón entre la aceleración espectral Sa (T = 0.1 s) y el PGA para el período de retorno seleccionado

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

$$S_a = \eta\ \mathrm{Z}\ F_A$$

$$S_a = 2.48 * 0.4 * 1.2$$

$$S_a = 1.1904$$

Calculo del coeficiente de cortante basal

$$\boldsymbol{C = \frac{I * S_a(T)}{R * \Phi p * \Phi e}}$$

$$C = \frac{1 * 1.1904}{8 * 0.9 * 0.9}$$

$$C = 0.1837$$

Se presenta una tabla resumen de los valores establecidos por la NEC_SE_DS 2015 son:

Tabla 100. Valores según NEC-2015 para la estructura 3.

Z (g)	0,4
I	1
R	8
Φp	0.9
Φe	0.9
Ct	0,055
α	0,9
hn (m)	13.32
η	2,48
Fa	1,2
Fd	1,19
Fs	1,28
r	1
To	0,1269
Tc	0,6981
T1	0,5655
Sa(T)	1,1904
C	0,1837
k	1,0327

Dónde:

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

I = Coeficiente de Importancia

R = Factor de reducción de fuerzas sísmicas de diseño ct = Coeficiente que depende del tipo de edificio

Φp = Configuración en planta

Φe = Configuración en elevación

Ct, α = Coeficiente que depende del tipo de edificio

hn = Altura máxima de la edificación en metros

η = Razón entre la aceleración espectral Sa (T = 0.1 s) y el PGA para el período de retorno seleccionado

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

Fd = Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca

Fs = Comportamiento no lineal de los suelos

$\boldsymbol{Sa}$ = Espectro de respuesta elástico de aceleración (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g). Depende del período o modo de vibración de la estructura.

$\boldsymbol{T}1$ = Período fundamental de vibración de la estructura calculado con el método 1.

$\boldsymbol{T0}$ = Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

$\boldsymbol{T}c$ = Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

a) Periodo de vibración de la estructura

Tabla 101. Período de vibración calculado en el Etabs para la estructura 3.

Case	Mode	Period	Frequency	Circular Frequency
		sec	cyc/sec	rad/sec
Modal	1	0,882	1,134	7,1231
Modal	2	0,829	1,206	7,5794
Modal	3	0,718	1,392	8,7485
Modal	4	0,263	3,804	23,8999
Modal	5	0,244	4,098	25,7516
Modal	6	0,218	4,592	28,8521
Modal	7	0,149	6,712	42,1706
Modal	8	0,134	7,458	46,8631
Modal	9	0,12	8,324	52,2984
Modal	10	0,112	8,919	56,042
Modal	11	0,108	9,242	58,07
Modal	12	0,096	10,435	65,5635

Elaboración: Lenin Galarza

El valor del periodo de vibración de la estructura debe estar entre el valor obtenido por el método 1 y el periodo máximo igual a un 30% más del método 1.

$$T1 \leq T2 \leq Tmax(1.3T1)$$

Tabla 102. Períodos de vibración para la estructura 3.

	T1(Metodo 1)	Tmax(1,3T)	T2(Método 2) ETABS	C/N
Modelo 1	0,5655	0,735	0,882	NO CUMPLE

Elaboración: Lenin Galarza

El valor del periodo de vibración superior a lo que indica la normativa indica que la estructura supera la flexibilidad recomendada en la NEC2015.

El valor del periodo no se ve afectado ya que esta en función de la masa y la rigidez de la estructura.

b) Modos de vibración de la Estructura

Un método para analizar el porcentaje de torsión que va a tener una estructura consiste en relacionar el porcentaje de participación modal de la maza en rotación Rz y y el porcentaje de masa predominante en traslación Ux, Uy donde los dos primeros modos de vibración deben ser trasnacionales, los efectos de torsión accidental son de gran incidencia, cuando la relación antes mencionada es mayor al 30%. [36]

Tabla 103. Modos de vibración de la estructura 3.

Mode	UX	UY	RZ	MAX(UX,UY)	RZ/MAX	MOVIMIENTO
1	0,7372	0,0362	0,0751	0,7372	10%	TRASLACIONAL
2	0,0969	0,5369	0,2223	0,5369	41%	ROTACIONAL
3	0,0143	0,2778	0,5645	0,2778	203%	ROTACIONAL

Elaboración: Lenin Galarza

De la tabla anterior se verifica que no se cumplen los modos de vibración.

c) Modos necesarios para la acumulación del 90% de la masa

Los modos considerados deben ser todos aquellos que involucren la participación de una masa modal acumulada de al menos el 90% de la masa total de la estructura, en cada una de las direcciones horizontales principales consideradas. [5]

Tabla 104. Acumulación del 90% de la masa para la estructura 3.

Case	Mode	Sum UX	Sum UY
Modal	1	0,7372	0,0362
Modal	2	0,8341	0,5731
Modal	3	0,8484	0,8509
Modal	4	0,9421	0,8539
Modal	5	0,9504	0,9361

Elaboración: Lenin Galarza

d) Validación del análisis dinámico

El valor del cortante dinámico total en la base de la estructura obtenido por cualquier método de análisis dinámico debe cumplir que: [5]

- V dinámico ≥ 80% V estático (estructuras regulares)
- V dinámico ≥ 85% V estático (estructuras irregulares)

Tabla 105. Cortante Basal calculado en el Etabs para la estructura 3.

	V Dinámico (Tnf)	V Estático (Tnf)	%V Dinámico	C/N
Sentido X	84,1646	93,5206	90,0%	CUMPLE
Sentido Y	84,133	93,5206	90,0%	CUMPLE

Elaboración: Lenin Galarza

e) Control de la deriva de piso

Para la revisión de las derivas de piso se utilizará el valor de la respuesta máxima inelástica en desplazamientos ΔM de la estructura, causada por el sismo de diseño. [5]

La deriva máxima inelástica ΔM de cada piso se calculará en base a la siguiente expresión establecida por la NEC 2015: [5]

$$\Delta M = 0{,}75 * R * \Delta E$$

Donde:

ΔM = Deriva máxima inelástica

ΔE = Deriva elástica obtenida en aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas

R = Factor de reducción de resistencia sísmica

Se verificará que:

$$\Delta M < \Delta M \text{ máxima}$$

La deriva máxima deberá ser menos a lo establecido en la tabla 59.

Tabla 106. Deriva de piso calculado en el Etabs para la estructura 3.

Piso	Combinación	Piso	Deriva elástica	X m	Y m	Z m	Deriva inelástica
Story5	EspecX Max	X	0,001874	6,71	4,5	13,32	1,12%
Story5	EspecX Max	Y	0,00027	11,057	7,1	13,32	0,16%
Story4	EspecX Max	X	0,002857	0	-1	10,8	1,71%
Story4	EspecX Max	Y	0,000866	0	-1	10,8	0,52%
Story3	EspecX Max	X	0,00411	0	-1	8,28	2,47%
Story3	EspecX Max	Y	0,001273	0	16,44	8,28	0,76%
Story2	EspecX Max	X	0,004851	0	-1	5,76	2,91%
Story2	EspecX Max	Y	0,001517	0	6,2	5,76	0,91%
Story1	EspecX Max	X	0,00343	6,71	0	3,24	2,06%
Story1	EspecX Max	Y	0,001078	0	0	3,24	0,65%

Elaboración: Lenin Galarza

Tabla 107. Deriva de piso calculado en el Etabs para la estructura 3.

Piso	Combinación	Piso	Deriva elástica	X m	Y m	Z m	Deriva inelástica
Story5	EspecY Max	X	0,00045	6,71	4,5	13,32	0,27%
Story5	EspecY Max	Y	0,001194	11,057	7,1	13,32	0,72%
Story4	EspecY Max	X	0,001657	11,65	17,44	10,8	0,99%
Story4	EspecY Max	Y	0,00224	0	16,44	10,8	1,34%
Story3	EspecY Max	X	0,00258	11,65	17,44	8,28	1,55%
Story3	EspecY Max	Y	0,003378	0	-1	8,28	2,03%
Story2	EspecY Max	X	0,003196	11,65	17,44	5,76	1,92%
Story2	EspecY Max	Y	0,004113	0	-1	5,76	2,47%
Story1	EspecY Max	X	0,002321	9,95	17,294	3,24	1,39%
Story1	EspecY Max	Y	0,002943	0	0	3,24	1,77%

Elaboración: Lenin Galarza

Chequeo en base al ESPECTRO ESPECÍFICO

a) Periodo de vibración de la estructura

Tabla 108. Período de vibración calculado en el Etabs para la estructura 3.

Case	Mode	Period	Frequency	Circular Frequency
		sec	cyc/sec	rad/sec
Modal	1	0,882	1,134	7,1231
Modal	2	0,829	1,206	7,5794
Modal	3	0,718	1,392	8,7485
Modal	4	0,263	3,804	23,8999
Modal	5	0,244	4,098	25,7516
Modal	6	0,218	4,592	28,8521
Modal	7	0,149	6,712	42,1706
Modal	8	0,134	7,458	46,8631
Modal	9	0,12	8,324	52,2984
Modal	10	0,112	8,919	56,042
Modal	11	0,108	9,242	58,07
Modal	12	0,096	10,435	65,5635

Elaboración: Lenin Galarza

El valor del periodo de vibración de la estructura debe estar entre el valor obtenido por el método 1 y el periodo máximo igual a un 30% más del método 1.

$$T1 \leq T2 \leq Tmax(1.3T1)$$

Tabla 109. Períodos de vibración para la estructura 3.

	T1(Metodo 1)	Tmax(1,3T)	T2(Método 2) ETABS	C/N
Modelo 1	0,5655	0,735	0,882	NO CUMPLE

Elaboración: Lenin Galarza

El valor del periodo de vibración superior a lo que indica la normativa indica que la estructura supera la flexibilidad recomendada en la NEC2015.

El valor del periodo no se ve afectado ya que está en función de la masa y la rigidez de la estructura.

b) Modos de vibración de la Estructura

Un método para analizar el porcentaje de torsión que va a tener una estructura consiste en relacionar el porcentaje de participación modal de la maza en rotación Rz y y el porcentaje de masa predominante en traslación Ux, Uy donde los dos primeros modos de vibración deben ser trasnacionales, los efectos de torsión accidental son de gran incidencia, cuando la relación antes mencionada es mayor al 30%. [36]

Tabla 110. Modos de vibración de la estructura para la estructura 3.

Mode	UX	UY	RZ	MAX(UX,UY)	RZ/MAX	MOVIMIENTO
1	0,7372	0,0362	0,0751	0,7372	10%	TRASLACIONAL
2	0,0969	0,5369	0,2223	0,5369	41%	ROTACIONAL
3	0,0143	0,2778	0,5645	0,2778	203%	ROTACIONAL

Elaboración: Lenin Galarza

De la tabla anterior se verifica que no se cumplen los modos de vibración.

c) Modos necesarios para la acumulación del 90% de la masa

Los modos considerados deben ser todos aquellos que involucren la participación de una masa modal acumulada de al menos el 90% de la masa total de la estructura, en cada una de las direcciones horizontales principales consideradas. [5]

Tabla 111. Acumulación del 90% de la masa para la estructura 3.

Case	Mode	Sum UX	Sum UY
Modal	1	0,7372	0,0362
Modal	2	0,8341	0,5731
Modal	3	0,8484	0,8509
Modal	4	0,9421	0,8539
Modal	5	0,9504	0,9361

Elaboración: Lenin Galarza

d) Validación del análisis dinámico

El valor del cortante dinámico total en la base de la estructura obtenido por cualquier método de análisis dinámico debe cumplir que: [5]

- V dinámico ≥ 80% V estático (estructuras regulares)
- V dinámico ≥ 85% V estático (estructuras irregulares)

Tabla 112. Cortante Basal calculado en el Etabs de la estructura 3.

	V Dinámico (Tnf)	V Estático (Tnf)	%V Dinámico	C/N
Sentido X	62,3887	69,2721	90,1%	CUMPLE
Sentido Y	62,3505	69,2721	90,0%	CUMPLE

Elaboración: Lenin Galarza

e) Control de la deriva de piso

Para la revisión de las derivas de piso se utilizará el valor de la respuesta máxima inelástica en desplazamientos ΔM de la estructura, causada por el sismo de diseño. [5]

La deriva máxima inelástica ΔM de cada piso se calculará en base a la siguiente expresión establecida por la NEC 2015: [5]

$$\Delta M = 0{,}75 * R * \Delta E$$

Donde:

ΔM = Deriva máxima inelástica

ΔE = Deriva elástica obtenida en aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas

R = Factor de reducción de resistencia sísmica

Se verificará que:

$$\Delta \mathbf{M} < \Delta \mathbf{M\ máxima}$$

La deriva máxima deberá ser menos a lo establecido en la tabla 59.

Tabla 113. Deriva de piso calculado en el Etabs para la estructura 3.

Piso	Combinación	Piso	Deriva elástica	X m	Y m	Z m	Deriva inelástica
Story5	EspecX Max	X	0,001466	6,71	4,5	13,32	0,88%
Story5	EspecX Max	Y	0,000229	11,057	7,1	13,32	0,14%
Story4	EspecX Max	X	0,002238	0	-1	10,8	1,34%
Story4	EspecX Max	Y	0,000716	0	-1	10,8	0,43%
Story3	EspecX Max	X	0,003189	0	-1	8,28	1,91%
Story3	EspecX Max	Y	0,001042	0	16,44	8,28	0,63%
Story2	EspecX Max	X	0,003757	0	-1	5,76	2,25%
Story2	EspecX Max	Y	0,001238	0	6,2	5,76	0,74%
Story1	EspecX Max	X	0,00266	6,71	0	3,24	1,60%
Story1	EspecX Max	Y	0,000884	0	0	3,24	0,53%

Elaboración: Lenin Galarza

Tabla 114. Deriva de piso calculado en el Etabs para la estructura 3.

Piso	Combinación	Piso	Deriva elástica	X m	Y m	Z m	Deriva inelástica
Story5	EspecY Max	X	0,000355	6,71	4,5	13,32	0,21%
Story5	EspecY Max	Y	0,000912	11,057	7,1	13,32	0,55%
Story4	EspecY Max	X	0,001273	11,65	17,44	10,8	0,76%
Story4	EspecY Max	Y	0,001747	0	16,44	10,8	1,05%
Story3	EspecY Max	X	0,00196	11,65	17,44	8,28	1,18%
Story3	EspecY Max	Y	0,002603	0	-1	8,28	1,56%
Story2	EspecY Max	X	0,002417	11,65	17,44	5,76	1,45%
Story2	EspecY Max	Y	0,003157	0	-1	5,76	1,89%
Story1	EspecY Max	X	0,001758	9,95	17,294	3,24	1,05%
Story1	EspecY Max	Y	0,002267	0	0	3,24	1,36%

Elaboración: Lenin Galarza

4.2.8. Comparación de Resultados

a) Periodo de vibración de la estructura

Tabla 115. Periodos de vibración de las 3 estructuras

	NUMERO DE PISOS		
	4	3	2
T1(NEC)	0,5655	0,4783	0,3397
T2(Etabs 2016)	0,882	0,605	0,5
Tmax(1,3T)	0,735	0,617	0,442

Elaboración: Lenin Galarza

De la tabla se observa que solamente el periodo de vibración de la estructura 3 cumple con lo establecido con la normativa. El control del periodo de vibración se asocia a control de a deriva es así que la estructura 3 puede presentar valores favorables en sus derivas.

b) Modos de vibración de la Estructura

Tabla 116. Modos de vibración de las 3 estructuras

ESTRUCTURA 2 PISOS			
MODO	Max(UX,UY)	RZ/MAX	MOVIMIENTO
1	0,8312	0,31%	TRASLACIONAL
2	0,4015	111%	ROTACIONAL
3	0,3976	101%	ROTACIONAL
ESTRUCTURA 3 PISOS			
MODO	Max(UX,UY)	RZ/MAX	MOVIMIENTO
1	0,6358	34%	ROTACIONAL
2	0,292	142%	ROTACIONAL
3	0,6155	49%	ROTACIONAL
ESTRUCTURA 4 PISOS			
MODO	Max(UX,UY)	RZ/MAX	MOVIMIENTO
1	0,7372	10%	TRASLACIONAL
2	0,5369	41%	ROTACIONAL
3	0,2778	203%	ROTACIONAL

Elaboración: Lenin Galarza

Se debe cumplir que los dos primeros modos de vibración el movimiento sea traslacional y el tercer modo rotacional, en el caso de las 3 estructuras ninguna cumple con este criterio.

c) Modos necesarios para la acumulación del 90% de la masa

Tabla 117. Acumulación del 90% de la masa para las 3 estructuras

ESTRUCTURA 2 PISOS		
MODO	Sum UX	Sum UY
5	0,9114	0,9509
ESTRUCTURA 3 PISOS		
MODO	Sum UX	Sum UY
3	0,9184	0,929
ESTRUCTURA 4 PISOS		
MODO	Sum UX	Sum UY
5	0,9504	0,9361

Elaboración: Lenin Galarza

Todas las estructuras cumplieron con la participación del 90% de a masa en los modos de vibración.

d) Control de la deriva de piso

Tabla 118. Máximas derivas elásticas e inelásticas para ambos sentido y para los dos espectros.

ESTRUCTURA 2 PISOS			
ESPECTRO NEC - 15			
SENTIDO X		SENTIDO Y	
ΔE	ΔM%	ΔE	ΔM%
0,002943	1,77%	0,002535	1,52%
ESPECTRO ESPECIFICO			
SENTIDO X		SENTIDO Y	
ΔE	ΔM%	ΔE	ΔM%
0,003109	1,87%	0,002705	1,62%
ESTRUCTURA 3 PISOS			
ESPECTRO NEC - 15			
SENTIDO X		SENTIDO Y	
ΔE	ΔM%	ΔE	ΔM%
0,003509	2,11%	0,003147	1,89%
ESPECTRO ESPECIFICO			
SENTIDO X		SENTIDO Y	
ΔE	ΔM%	ΔE	ΔM%
0,002394	1,44%	0,002293	1,38%
ESTRUCTURA 4 PISOS			
ESPECTRO NEC - 15			
SENTIDO X		SENTIDO Y	
ΔE	ΔM%	ΔE	ΔM%
0,004851	2,91%	0,004113	2,47%
ESPECTRO ESPECIFICO			
SENTIDO X		SENTIDO Y	
ΔE	ΔM%	ΔE	ΔM%
0,003757	2,25%	0,003157	1,89%

Elaboración: Lenin Galarza

e) Validación del análisis dinámico

Tabla 119. Máximas derivas elásticas e inelásticas para ambos sentido y para los dos espectros.

ESTRUCTURA 2 PISOS						
ESPECTRO NEC - 2015	SENTIDO X			SENTIDO Y		
	Vestát.	Vdinám.	Vdin/Ves(%)	Vestát.	Vdinám.	Vdin/Ves(%)
	27,4759	24,7402	90,0%	27,4759	24,8241	90,3%
ESPECTRO ESPECIFICO	Vestát.	Vdinám.	Vdin/Ves(%)	Vestát.	Vdinám.	Vdin/Ves(%)
	29,5071	26,5324	90,0%	29,5071	26,5839	90,0%
ESTRUCTURA 3 PISOS						
ESPECTRO NEC - 2015	SENTIDO X			SENTIDO Y		
	Vestát.	Vdinám.	Vdin/Ves(%)	Vestát.	Vdinám.	Vdin/Ves(%)
	128,236	115,96	90,4%	128,236	115,514	90,1%
ESPECTRO ESPECIFICO	Vestát.	Vdinám.	Vdin/Ves(%)	Vestát.	Vdinám.	Vdin/Ves(%)
	94,0303	84,9616	90,4%	94,0303	84,6846	90,1%
ESTRUCTURA 4 PISOS						
ESPECTRO NEC - 2015	SENTIDO X			SENTIDO Y		
	Vestát.	Vdinám.	Vdin/Ves(%)	Vestát.	Vdinám.	Vdin/Ves(%)
	93,5206	84,1646	90,0%	93,5206	84,133	90,0%
ESPECTRO ESPECIFICO	Vestát.	Vdinám.	Vdin/Ves(%)	Vestát.	Vdinám.	Vdin/Ves(%)
	69,2721	62,3505	90,0%	69,2721	62,3505	90,0%

Elaboración: Lenin Galarza

Como se puede observar en la tabla anterior, el espectro especifico de sitio genera una mayor solicitación en comparación con el espectro de la NEC-15.

4.3. VERIFICACIÓN DE LA HIPÓTESIS

De acuerdo con la hipótesis planteada anteriormente en el proyecto "El estudio de Peligro Sísmico Determinista influye en el nivel de amenaza de las estructuras del sector de la Merced, Cashapamba y barrio Jesús Obrero en la ciudad de Ambato" se determinó que en la envolvente resultante de los espectros obtenidos mediante las ecuaciones de atenuación genera una mayor aceleración Sa (%g) = 1.50 en un período de 0.30 sg y supera al espectro de la NEC 2015.

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. CONCLUSIONES

- El suelo de la zona tiene una velocidad media de la onda de cortante de 276.83 m/s calculado con las ecuaciones basadas entre la relación de la Vs30 con el número de golpes promedio del SPT, la velocidad se encuentra en el rango de 180 m/s a 360 m/s lo que corresponde a un suelo tipo D según la NEC-2015.

- La falla geológica que presenta mayores aceleraciones a lo establecido en la NEC-2015 es la falla de Ambato con un valor Sa (g) de 1.54 g, este hecho se debe a que dicha falla es la más cercana a la zona de estudio ubicado en la parroquia La Merced – sector Cashapamba y barrio Jesús Obrero - con una distancia de 2.4 Km, sin embargo la falla de Samanga genera la mayor magnitud de momento (Mw = 6.9) ya que a pesar de encontrarse más alejada de la zona de estudio (6.1 km) posee una longitud (33 km) superior a la falla de Ambato (12km).

- El espectro especifico tiene un rango crítico en un intervalo de 0.10 seg a 0.55 seg, donde los valores de aceleración superan el espectro de la NEC 2015,

- La estructura de 2 pisos tiene un periodo de vibración de 0,5 seg, superior al periodo máximo definido en la normativa de 0.442 seg, las derivas y el cortante basal estático y dinámico calculados con el espectro específico son superiores a los calculadas con la NEC-2015, sin embargo las derivas calculadas en ambos casos no superaron a la máxima establecida. La estructura presenta movimiento traslacional en el primer modo de vibración y movimientos rotacionales en el segundo y tercer modo de vibración.

- La estructura de 3 pisos cuyo periodo de vibración es de 0,605 seg el cual se encuentra en el rango permitido por la normativa presenta una deriva de 2,11% calculada con el espectro de la NEC – 2015 valor que es superior a la máxima establecida, esta deriva junto con el cortante basal estático y dinámico son superiores a las determinadas con el espectro específico, la estructura tiene problemas rotacionales en los tres modos de vibración.

- El comportamiento de la estructura de 4 pisos con un periodo de vibración de 0,88 seg superior al de la normativa indica que se trata de una estructura muy flexible, corroborado con la deriva de 2.991% superior a la máxima

establecida. La estructura presenta problemas rotacionales en el segundo y tercer modo de vibración.

5.2. RECOMENDACIONES

- Debido al historial sísmico de la ciudad de Ambato se debería contar con mapas de micro zonificación sísmica para realizar diseños estructurales con valores que se encuentren lo más pegados a la realidad.

- Debido a la presencia de fallas geológicas en la ciudad de Ambato es de vital importancia realizar investigaciones que profundicen el conocimiento sobre las mismas.
- Dado al continuo progreso en el desarrollo de ecuaciones de atenuación, se recomienda para trabajos futuros trabajar con ecuaciones actualizadas.

- Para el diseño de futuras edificaciones se recomienda realizarlo con lo establecido en la NEC-2015, pero se debería verificar su comportamiento con un Espectro Especifico, especialmente las estructuras con periodos entre 0.1 seg a 0.55 seg donde las aceleraciones son mayores a las obtenidas con el espectro de la norma.

- Se recomienda realizar un estudio de vulnerabilidad de las estructuras para poder mitigar el riesgo sísmico.

C. MATERIALES DE REFERENCIA

1. BIBLIOGRAFÍA

[1] Quinde, P y Reinoso, E. (2016). Estudio de peligro sísmico de Ecuador y propuesta de espectros de diseño para la ciudad de Cuenca. En línea. Disponible: http://www.smis.mx/index.php/RIS/article/view/RIS-94-1

[2] Bastias, N. (2016). Modelo predictivo para intensidades sísmicas superficiales en Chile. Universidad de Concepción. En línea. Disponible: http://repositorio.udec.cl/bitstream/handle/11594/1935/Tesis_Modelo_Predictivo_Para_Intensidades_Sismicas.Image.Marked.pdf?sequence=1&isAllowed=y

[3] Ritta, R. Suárez, L y Pando, M. (2012). DETERMINACIÓN DEL PERÍODO FUNDAMENTAL DEL SUELO USANDO VIBRACIÓN AMBIENTAL Y EL COCIENTE ESPECTRAL HORIZONTAL/VERTICAL. Asociacion Argentina de Mecanica Computacional. Argentina. En línea. Disponible: https://cimec.org.ar/ojs/index.php/mc/article/viewFile/4130/4056

[4] Medina, C. Cobos, P. Medina, S. (2018). ESPECTRO DE AMENAZA SÍSMICA ESPECÍFICO PARA EL CAMPUS HUACHI DE LA UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO EN FUNCIÓN DE FALLAS CIEGAS INVERSAS. Universidad Técnica de Ambato. En línea. Disponible: https://journal.espe.edu.ec/ojs/index.php/ciencia/article/view/558/469

[5] Norma Ecuatoriana de la Construcción. 2015

[6] Aguiar, R. (2008). "Análisis sísmico de edificios". Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército. Quito, Ecuador.

[7] Instituto Geofísico Escuela Politécnica Nacional. (2013). "Terremoto del 5 de Agosto de 1949". En línea. Disponible: http://www.igepn.edu.ec/cayambe/805-terremoto-del-5-de-agosto-de-1949

[8] Secretaria de Educación Pública de México. (2013). Atlas de geográfico del mundo. Instituto de Geografía, Universidad Nacional Autónoma de México. En Linea. Disponible: https://geoeducar.files.wordpress.com/2015/08/atlas-de-geografia-del-mundo-primera-parte.pdf

[9] Tarbuck, E. Lutgens, F. (2005). Ciencias de la Tierra. Madrid. Pearson Educación S. A

[10] Gutiérrez, M. (2008). Geomorfología. Madrid. Pearson Educación S. A

[11] Secretaria de Gobernación, Centro Nacional de Prevención de Desastres (1999). Curso sobre diseño y construcción sismoresistente de estructuras. México.

[12]. En línea. Disponoble: http://www.csn.uchile.cl/tipos-de-sismos-chile/

[13] Sarria, A. (1990). Ingenieria Sismica. Colombia. Ediciones Uni

[14] Bazán, E. y Meli, R. (2011). "Diseño sísmico de edificios". Editorial Limusa. México, D.F.

[15] En línea. Disponoble:
http://contenidos.inpres.gov.ar/docs/Fallas%20Geol%C3%B3gicas.pdf

[16] Benito, B., Cabañas, L. Revisión de modelos de movimiento fuerte del suelo y aplicación a la predicción de espectros de respuesta. En línea. Disponible:
http://redgeomatica.rediris.es/sismo/pdf/pub_029.pdf

[17] En línea. Disponoble: http://www.estructuras.lis.ucr.ac.cr/index.php?id=Inicio

[18] Instituto Geofísico Escuela Politécnica Nacional. (2016). "Observaciones del sismo del 16 de abril de 2016 de magnitud mw 7.8. Intensidades y aceleraciones.". En línea. Disponible: http://www.igepn.edu.ec/1324-informe-sismico-especial-n-18-2016.html

[19] Wells, Coppersmith. (Agosto, 1994). Nuevas relaciones empíricas entre la magnitud, longitud de rotura, ancho de rotura, ruptura de la zona, y desplazamiento de la superficie. En línea. Disponible:

[20] Benito, B. Jiménez, E. (1999) Peligrosidad Sísmica. En Línea. Disponible: https://revistas.ucm.es/index.php/FITE/article/viewFile/FITE9999110013A/12067

[21]. Muñoz, D. "Conceptos básicos en riesgo sísmico" en Física de la Tierra. Ed. Univ. Compl. Madrid, 1989, pp 200-211.

[22] Cañizares, F. (2017). Selección de las ecuaciones de atenuación (GMPEs) compatibles con el sistema de fallas de Quito. Escuela Politécnica Nacional del Ecuador. En línea. Disponible: http://bibdigital.epn.edu.ec/bitstream/15000/18981/1/CD-8377.pdf

[23] OSOP, S.A. (2014). Implementación y afinación de ShakeMap para Latinoamérica ShakeMap – EL Caso de Panamá -. En Linea. Disponible: https://www.osop.com.pa/wp-content/uploads/2014/06/ShakeMap-Doc.pdf

[24]. Parra, H. Desarrollos Metodológicos y aplicaciones hacia el cálculo de la Peligrosidad Sísmica del Ecuador Continental y el Estudio de Riesgo Sísmico en la ciudad de Quito. Universidad Politécnica de Madrid, Madrid, Enero, 2016. En línea. Disponible en: http://repositorio.educacionsuperior.gob.ec/handle/28000/2465

[25] Ultimas avances en la evaluación del riesgo sísmico de Quito y futuros proyectos de mitigación. Fabricio Yépez Moya. En línea. Disponible: http://www.flacsoandes.edu.ec/biblio/catalog/resGet.php?resId=24693

[26] O. Ortiz (2013). Sismotectonica y peligrosidad sísmica en Ecuador. Universidad Complutense de Madrid. Fcultad de Ciencias Geológicas.

[27] H. Parra, M. Benito, J. Gaspar, A. Lorenzo, M. Luna, X. Molina. (2017). "Estimación de la Peligrosidad Sísmica en Ecuador continental." Publicaciones científicas Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE. [On-line]. Disponible: https://repositorio.espe.edu.ec/handle/21000/13741 [Marzo.03,2018].

[28] Taipe, L. Análisis de las ecuaciones de predicción de movimientos de suelo para el Ecuador utilizando datos registrados durante el periodo 2000-2011 en estaciones sísmicas de banda ancha y acelerógrafos. Escuela Politécnica Nacional, Quito, Junio, 2013. En línea. Disponible en: http://bibdigital.epn.edu.ec/bitstream/15000/6447/1/CD-4961.pdf

[29] Cobos F. 2017. "Estudio de Peligro Sísmico Determinista para las Estructuras de la Universidad Técnica de Ambato Campus Huachi", Trabajo Experimental previo a la obtención del título de Ingeniero Civil.

[30]. NTE INEN 0689. En línea. Disponible en: https://ia801903.us.archive.org/5/items/ec.nte.0689.1982/ec.nte.0689.1982.pdf

[25] Perez F. (2017). "CLASIFICACION SISMICA PRELIMINAR DE ARENAS EN CHILE", Tesis de pregrado para optar al Título de Ingeniero Civil. UNIVERSIDAD ANDRES BELLO.

[31] Boore, D., Atkinson, M. Ecuaciones de predicción del movimiento del suelo para el componente horizontal promedio de PGA, PGV y PSA amortiguado al 5% en períodos espectrales entre 0,01 seg y 10,0 seg. En línea. Disponible en: http://www.daveboore.com/pubs_online/boore_atkinson_eqspectra_published.pdf

[32] Akkar,S., Bommer, J.J.(2010). Ecuaciones empíricas para la predicción de PGA, PGV y aceleraciones espectrales en Europa, la región mediterránea y Oriente Medio. En línea. Disponible: https://pubs.geoscienceworld.org/ssa/srl/article-abstract/81/2/195/143661

[33] Kanno, T., Narita, A., Morikawa, N., Fujiwara, H., Fukushima Y. (2006). Una nueva relación de atenuación para el movimiento del suelo fuerte en Japón basado en

datos registrados. En línea. Disponible: https://pubs.geoscienceworld.org/ssa/bssa/articleabstract/96/3/879/146775/a-new-attenuation-relation-for-stronground?redirectedFrom=fulltext

[34] Young, R.R., Chiou, S.-J., Silva, W.J., y Humphery, J.R. (1997). Relaciones Fuertes de atenuación de movimiento en tierra para los terremotos de la zona de subducción. En línea. Disponible: http://www.pacificengineering.org/GM%20Attenuation/Strong%20GM%20Attenuation.pdf

[35] Zhao, J. X. Zhang, J., Asano, A., Ohno, Y., Oouchi, T., Takahashi, T., Ogawa, H., Irikura, K., Thio, H. K., Somerville, P. G., Fukushima, Y. (2006). Relaciones de atenuación del movimiento del suelo fuerte en Japón usando la clasificación del sitio basada en el periodo predominante. En línea. Disponible: http://www.science.earthjay.com/instruction/CR_eureka/2014_spring/FNR_66/activities/activity_06/lab_06/zhao_etal_2006_attenuation_relations_ground_motion_predominant_period.pdf

[36] Medina, C. Medina, S. (2017). Coeficiente Irregularidad en Planta a partir del Análisis de Torsión en Estructuras Irregulares. En línea. Disponible: http://www.revistapolitecnica.epn.edu.ec/images/revista/volumen39/tomo2/763.pdf

2. ANEXOS

ANEXO A

Fotografía 1. Trípode

Fotografía 2. Martinete

Fotografía 3. Motor

Fotografía 4. Hincado de martinete

Fotografía 5. Medición de la muestra

Fotografía 6. Muestras colocadas en el horno

Fotografía 7. Pesando las muestras

Fotografía 8. Muestras colocadas en el Juego de tamices

Fotografía 9. Tamizando la muestra

ANEXO B

Modelo Boore y Atkinson (2008)

B- 1. Coeficientes de amplificación del sitio dependiente del período

Periodo	blin	b1	b2
0,00	-0,36	-0,64	-0,14
0,01	-0,36	-0,64	-0,14
0,02	-0,34	-0,63	-0,12
0,03	-0,33	-0,62	-0,11
0,05	-0,29	-0,64	-0,11
0,08	-0,23	-0,64	-0,11
0,10	-0,25	-0,60	-0,13
0,15	-0,28	-0,53	-0,18
0,20	-0,31	-0,52	-0,19
0,25	-0,39	-0,52	-0,16
0,30	-0,44	-0,52	-0,14
0,40	-0,50	-0,51	-0,10
0,50	-0,60	-0,50	-0,06
0,75	-0,69	-0,47	0,00
1,00	-0,70	-0,44	0,00
1,50	-0,72	-0,40	0,00
2,00	-0,73	-0,38	0,00
3,00	-0,74	-0,34	0,00
4,00	-0,75	-0,31	0,00
5,00	-0,75	-0,29	0,00
7,50	-0,69	-0,25	0,00
10,00	-0,65	-0,22	0,00

Fuente: Boore, D. Atkinson, M. (2008). Ecuaciones de predicción de movimiento en el suelo para el componente horizontal promedio de PGA, PGV y PSA amortiguado al 5% en períodos espectrales entre 0.01s y 10.0 s.

B- 2. Coeficientes de escala de distancia (Mref = 4,5 y Rref = 1,0 km para todos los períodos, excepto Rref = 5,0 km para pga4nl)

Periodo	c1	c2	c3	h
0,00	-0,66050	0,1197	-0,01151	1,35
0,01	-0,66220	0,1200	-0,01151	1,35
0,02	-0,66600	0,1228	-0,01151	1,35
0,03	-0,69010	0,1283	-0,01151	1,35
0,05	-0,71700	0,1317	-0,01151	1,35
0,08	-0,72050	0,1237	-0,01151	1,55
0,10	-0,70810	0,1117	-0,01151	1,68
0,15	-0,69610	0,0988	-0,01113	1,86
0,20	-0,58300	0,0427	-0,00952	1,98
0,25	-0,57260	0,0298	-0,00837	2,07
0,30	-0,55430	0,0196	-0,00750	2,14
0,40	-0,64430	0,0439	-0,00626	2,24
0,50	-0,69140	0,0608	-0,00540	2,32
0,75	-0,74080	0,0752	-0,00409	2,46
1,00	-0,81830	0,1027	-0,00334	2,54
1,50	-0,83030	0,0979	-0,00255	2,66
2,00	-0,82850	0,0943	-0,00217	2,73
3,00	-0,78440	0,0728	-0,00191	2,83
4,00	-0,68540	0,0376	-0,00191	2,89
5,00	-0,50960	-0,0239	-0,00191	2,93
7,50	-0,37240	-0,0657	-0,00191	3,00
10,00	-0,09824	-0,1380	-0,00191	3,04

Fuente: Boore, D. Atkinson, M. (2008). Ecuaciones de predicción de movimiento en el suelo para el componente horizontal promedio de PGA, PGV y PSA amortiguado al 5% en períodos espectrales entre 0.01s y 10.0 s.

B- 3. Coeficientes de escala de magnitud

Periodo	e1	e2	e3	e4	e5	e6	e7	Mh
0,00	-0,53804	-0,50350	-0,75472	-0,50970	0,28805	-0,10164	0	6,75
0,01	-0,52883	-0,49429	-0,74551	-0,49966	0,28897	-0,10019	0	6,75
0,02	-0,52192	-0,48508	-0,73906	-0,48895	0,25144	-0,11006	0	6,75
0,03	-0,45285	-0,41831	-0,66722	-0,42229	0,17976	-0,12858	0	6,75
0,05	-0,28476	-0,25022	-0,48462	-0,26092	0,06369	-0,15752	0	6,75
0,08	0,00767	0,04912	-0,20578	0,02706	0,01170	-0,17051	0	6,75
0,10	0,20109	0,23102	0,03058	0,22193	0,04697	-0,15948	0	6,75
0,15	0,46128	0,48661	0,30185	0,49328	0,17990	-0,14539	0	6,75
0,20	0,57180	0,59253	0,40860	0,61472	0,52729	-0,12964	0,00102	6,75
0,25	0,51884	0,53496	0,33880	0,57747	0,60880	-0,13843	0,08607	6,75
0,30	0,43825	0,44516	0,25356	0,51990	0,64472	-0,15694	0,10601	6,75
0,40	0,39220	0,40602	0,21398	0,46080	0,78610	-0,07843	0,02262	6,75
0,50	0,18957	0,19878	0,00967	0,26337	0,76837	-0,09054	0	6,75
0,75	-0,21338	-0,19496	-0,49176	-0,10813	0,75179	-0,14053	0,10302	6,75
1,00	-0,46896	-0,43443	-0,78465	-0,39330	0,67880	-0,18257	0,05393	6,75
1,50	-0,86271	-0,79593	-1,20902	-0,88085	0,70689	-0,25950	0,19082	6,75
2,00	-1,22652	-1,15514	-1,57697	-1,27669	0,77989	-0,29657	0,29888	6,75
3,00	-1,82979	-1,74690	-2,22584	-1,91814	0,77966	-0,45384	0,67466	6,75
4,00	-2,24656	-2,15906	-2,58228	-2,38168	1,24961	-0,35874	0,79508	6,75
5,00	-1,28408	-1,21270	-1,50904	-1,41093	0,14271	-0,39006	0	8,5
7,50	-1,43145	-1,31632	-1,81022	-1,59217	0,52407	-0,37578	0	8,5
10,00	-2,15446	-2,53323	-2,53323	-2,14635	0,40387	-0,48492	0	8,5

Fuente: Boore, D. Atkinson, M. (2008). Ecuaciones de predicción de movimiento en el suelo para el componente horizontal promedio de PGA, PGV y PSA amortiguado al 5% en períodos espectrales entre 0.01s y 10.0 s.

ANEXO C

Modelo Akkar y Bommer (2010)

C- 1. Coeficientes de las ecuaciones 1 y 2 para la predicción de Pseudoaceleración Espectral

TABLE 1
Coefficients of Equations 1 and 2 for Prediction of Pseudo-Spectral Accelerations

T	b_1	b_2	b_3	b_4	b_5	b_6	b_7	b_8	b_9	b_{10}	σ_1	σ_2
0.00	1.04159	0.91333	−0.08140	−2.92728	0.28120	7.86638	0.08753	0.01527	−0.04189	0.08015	0.2610	0.0994
0.05	2.11528	0.72571	−0.07351	−3.33201	0.33534	7.74734	0.04707	−0.02426	−0.04260	0.08649	0.2720	0.1142
0.10	2.11994	0.75179	−0.07448	−3.10538	0.30253	8.21405	0.02667	−0.00062	−0.04906	0.07910	0.2728	0.1167
0.15	1.64489	0.83683	−0.07544	−2.75848	0.25490	8.31786	0.02578	0.01703	−0.04184	0.07840	0.2788	0.1192
0.20	0.92065	0.96815	−0.07903	−2.49264	0.21790	8.21914	0.06557	0.02105	−0.02098	0.08438	0.2821	0.1081
0.25	0.13978	1.13068	−0.08761	−2.33824	0.20089	7.20688	0.09810	0.03919	−0.04853	0.08577	0.2871	0.0990
0.30	−0.84006	1.37439	−0.10349	−2.19123	0.18139	6.54299	0.12847	0.04340	−0.05554	0.09221	0.2902	0.0976
0.35	−1.32207	1.47055	−0.10873	−2.12993	0.17485	6.24751	0.16213	0.06695	−0.04722	0.09003	0.2983	0.1054
0.40	−1.70320	1.55930	−0.11388	−2.12718	0.17137	6.57173	0.21222	0.09201	−0.05145	0.09903	0.2998	0.1101
0.45	−1.97201	1.61645	−0.11742	−2.16619	0.17700	6.78082	0.24121	0.11675	−0.05202	0.09943	0.3037	0.1123
0.50	−2.76925	1.83268	−0.13202	−2.12969	0.16877	7.17423	0.25944	0.13562	−0.04283	0.08579	0.3078	0.1163
0.55	−3.51672	2.02523	−0.14495	−2.04211	0.15617	6.76170	0.26498	0.14446	−0.04259	0.06945	0.3070	0.1274
0.60	−3.92759	2.08471	−0.14648	−1.88144	0.13621	6.10103	0.27718	0.15156	−0.03853	0.05932	0.3007	0.1430
0.65	−4.49490	2.21154	−0.15522	−1.79031	0.12916	5.19135	0.28574	0.15239	−0.03423	0.05111	0.3004	0.1546
0.70	−4.62925	2.21764	−0.15491	−1.79800	0.13495	4.46323	0.30348	0.15652	−0.04146	0.04661	0.2978	0.1626
0.75	−4.95053	2.29142	−0.15983	−1.81321	0.13920	4.27945	0.31516	0.16333	−0.04050	0.04253	0.2973	0.1602
0.80	−5.32863	2.38389	−0.16571	−1.77273	0.13273	4.37011	0.32153	0.17366	−0.03946	0.03373	0.2927	0.1584
0.85	−5.75799	2.50635	−0.17479	−1.77068	0.13096	4.62192	0.33520	0.18480	−0.03786	0.02867	0.2917	0.1543
0.90	−5.82689	2.50287	−0.17367	−1.76295	0.13059	4.65393	0.34849	0.19061	−0.02884	0.02475	0.2915	0.1521
0.95	−5.90592	2.51405	−0.17417	−1.79854	0.13535	4.84540	0.35919	0.19411	−0.02209	0.02502	0.2912	0.1484
1.00	−6.17066	2.58558	−0.17938	−1.80717	0.13599	4.97596	0.36619	0.19519	−0.02269	0.02121	0.2895	0.1483
1.05	−6.60337	2.69584	−0.18646	−1.73843	0.12485	5.04489	0.37278	0.19461	−0.02613	0.01115	0.2888	0.1465
1.10	−6.90379	2.77044	−0.19171	−1.71109	0.12227	5.00975	0.37756	0.19423	−0.02655	0.00140	0.2896	0.1427
1.15	−6.96180	2.75857	−0.18890	−1.66588	0.11447	5.08902	0.38149	0.19402	−0.02088	0.00148	0.2871	0.1435
1.20	−6.99236	2.73427	−0.18491	−1.59120	0.10265	5.03274	0.38120	0.19309	−0.01623	0.00413	0.2878	0.1439
1.75	−7.09166	2.62938	−0.16794	−1.54037	0.08428	6.82292	0.35284	0.16945	−0.01386	−0.01387	0.2840	0.1558
1.80	−7.22818	2.66824	−0.17057	−1.54273	0.08325	7.11603	0.34775	0.16743	−0.01402	−0.01492	0.2834	0.1582
1.85	−7.29772	2.67565	−0.17004	−1.50936	0.07663	7.31928	0.34561	0.16730	−0.01526	−0.01192	0.2828	0.1592
1.90	−7.35522	2.67749	−0.16934	−1.46988	0.07065	7.25988	0.34142	0.16325	−0.01563	−0.00703	0.2826	0.1611
1.95	−7.40716	2.68206	−0.16906	−1.43816	0.06525	7.25344	0.33720	0.16171	−0.01848	−0.00351	0.2832	0.1642
2.00	−7.50404	2.71004	−0.17130	−1.44395	0.06602	7.26059	0.33298	0.15839	−0.02258	−0.00486	0.2835	0.1657
2.05	−7.55598	2.72737	−0.17291	−1.45794	0.06774	7.40320	0.33010	0.15496	−0.02626	−0.00731	0.2836	0.1665
2.10	−7.53463	2.71709	−0.17221	−1.46662	0.06940	7.46168	0.32645	0.15337	−0.02920	−0.00871	0.2832	0.1663
2.15	−7.50811	2.71035	−0.17212	−1.49679	0.07429	7.51273	0.32439	0.15264	−0.03484	−0.01225	0.2830	0.1661
2.20	−8.09168	2.91159	−0.18920	−1.55644	0.08428	7.77062	0.31354	0.14430	−0.03985	−0.01927	0.2830	0.1627
2.25	−8.11057	2.92087	−0.19044	−1.59537	0.09052	7.87702	0.30997	0.14430	−0.04155	−0.02322	0.2830	0.1627
2.30	−8.16272	2.93325	−0.19155	−1.60461	0.09284	7.91753	0.30826	0.14412	−0.04238	−0.02626	0.2829	0.1633

TABLE 1 (continued)
Coefficients of Equations 1 and 2 for Prediction of Pseudo-Spectral Accelerations

T	b_1	b_2	b_3	b_4	b_5	b_6	b_7	b_8	b_9	b_{10}	σ_1	σ_2
2.35	–7.94704	2.85328	–0.18539	–1.57428	0.09077	7.61956	0.32071	0.14321	–0.04963	–0.02342	0.2815	0.1632
2.40	–7.96679	2.85363	–0.18561	–1.57833	0.09288	7.59643	0.31801	0.14301	–0.04910	–0.02570	0.2826	0.1645
2.45	–7.97878	2.84900	–0.18527	–1.57728	0.09428	7.50338	0.31401	0.14324	–0.04812	–0.02643	0.2825	0.1665
2.50	–7.88403	2.81817	–0.18320	–1.60381	0.09887	7.53947	0.31104	0.14332	–0.04710	–0.02769	0.2818	0.1681
2.55	–7.68101	2.75720	–0.17905	–1.65212	0.10680	7.61893	0.30875	0.14343	–0.04607	–0.02819	0.2818	0.1688
2.60	–7.72574	2.82043	–0.18717	–1.88782	0.14049	8.12248	0.31122	0.14255	–0.05106	–0.02966	0.2838	0.1741
2.65	–7.53288	2.74824	–0.18142	–1.89525	0.14356	7.92236	0.30935	0.14223	–0.05024	–0.02930	0.2845	0.1759
2.70	–7.41587	2.69012	–0.17632	–1.87041	0.14283	7.49999	0.30688	0.14074	–0.04887	–0.02963	0.2854	0.1772
2.75	–7.34541	2.65352	–0.17313	–1.86079	0.14340	7.26668	0.30635	0.14052	–0.04743	–0.02919	0.2862	0.1783
2.80	–7.24561	2.61028	–0.16951	–1.85612	0.14444	7.11861	0.30534	0.13923	–0.04731	–0.02751	0.2867	0.1794
2.85	–7.07107	2.56123	–0.16616	–1.90422	0.15127	7.36277	0.30508	0.13933	–0.04522	–0.02776	0.2869	0.1788
2.90	–6.99332	2.52699	–0.16303	–1.89704	0.15039	7.45038	0.30362	0.13776	–0.04203	–0.02615	0.2874	0.1784
2.95	–6.95669	2.51006	–0.16142	–1.90132	0.15081	7.60234	0.29987	0.13584	–0.03863	–0.02487	0.2872	0.1783
3.00	–6.92924	2.45899	–0.15513	–1.76801	0.13314	7.21950	0.29772	0.13198	–0.03855	–0.02469	0.2876	0.1785

Fuente: Akkar, S. Bommer, J. (2010).Ecuaciones empíricas para la predicción de PGA, PGV y aceleraciones espectrales en Europa, la región mediterránea y Oriente Medio.

ANEXO D

Modelo Kanno (2006)

D- 1. Coeficientes de regresión para el modelo de eventos superficiales de PGA, PGV y espectros de respuesta de aceleración amortiguada del 5%.

Periodo T(s)	a1	b1	c1	d1	Ɛ1	p	q
0,00	0,56	0,00	0,26	0,01	0,37	-0,55	1,35
0,05	0,54	0,00	0,48	0,01	0,37	-0,32	0,8
0,06	0,54	0,00	0,57	0,01	0,38	-0,26	0,65
0,07	0,53	0,00	0,67	0,01	0,38	-0,24	0,6
0,08	0,52	0,00	0,75	0,01	0,39	-0,26	0,64
0,09	0,52	0,00	0,80	0,01	0,40	-0,29	0,72
0,10	0,52	0,00	0,85	0,01	0,40	-0,32	0,78
0,11	0,50	0,00	0,96	0,01	0,40	-0,35	0,84
0,12	0,51	0,00	0,93	0,01	0,40	-0,39	0,94
0,13	0,51	0,00	0,91	0,01	0,40	-0,43	1,04
0,15	0,52	0,00	0,89	0,01	0,41	-0,53	1,28
0,17	0,53	0,00	0,84	0,01	0,41	-0,61	1,47
0,20	0,54	0,00	0,76	0,01	0,40	-0,68	1,65
0,22	0,54	0,00	0,73	0,00	0,40	-0,72	1,74
0,25	0,54	0,00	0,66	0,00	0,40	-0,75	1,82
0,30	0,56	0,00	0,51	0,00	0,39	-0,8	1,96
0,35	0,56	0,00	0,42	0,00	0,40	-0,85	2,09
0,40	0,58	0,00	0,26	0,00	0,40	-0,87	2,13
0,45	0,59	0,00	0,13	0,00	0,41	-0,89	2,18
0,50	0,59	0,00	0,04	0,00	0,41	-0,91	2,25

0,60	0,62	0,00	-0,22	0,00	0,41	-0,92	2,3
0,70	0,63	0,00	-0,37	0,00	0,41	-0,96	2,41
0,80	0,65	0,00	-0,54	0,00	0,41	-0,98	2,46
0,90	0,68	0,00	-0,80	0,00	0,41	-0,97	2,44
1,00	0,71	0,00	-1,04	0,00	0,41	-0,93	2,32
1,10	0,72	0,00	-1,19	0,00	0,41	-0,92	2,3
1,20	0,73	0,00	-1,32	0,00	0,41	-0,91	2,26
1,30	0,74	0,00	-1,44	0,00	0,41	-0,88	2,2
1,50	0,77	0,00	-1,70	0,00	0,40	-0,85	2,12
1,70	0,79	0,00	-1,89	0,00	0,39	-0,83	2,06
2,00	0,80	0,00	-2,08	0,00	0,39	-0,78	1,92
2,20	0,82	0,00	-2,24	0,00	0,38	-0,76	1,88
2,50	0,84	0,00	-2,46	0,00	0,38	-0,72	1,8
3,00	0,86	0,00	-2,72	0,00	0,38	-0,68	1,7
3,50	0,90	0,00	-2,99	0,00	0,37	-0,66	1,64
4,00	0,92	0,00	-3,21	0,00	0,38	-0,62	1,54
4,50	0,94	0,00	-3,39	0,01	0,38	-0,6	1,5
5,00	0,92	0,00	-3,35	0,00	0,38	-0,59	1,46

Fuente: Kanno, et al. (2006). Una nueva relación de atenuación para el movimiento de tierra fuerte en Japón en base a los datos registrados.

ANEXO E

Modelo Youngs (1997)

E- 1. Coeficientes de las relaciones de atenuación para la aceleración espectral horizontal (5% de amortiguación) para terremotos de subducción para suelo.

Periodo T(s)	c1	c2	c3	c4	c5
0,000	0	0	-2,329	1,45	-0,10
0,075	2,400	-0,0019	-2,670	1,45	-0,10
0,100	2,516	-0,0019	-2,697	1,45	-0,10
0,200	1,549	-0,0019	-2,464	1,45	-0,10
0,300	0,793	-0,0020	-2,327	1,45	-0,10
0,400	0,144	-0,0020	-2,230	1,45	-0,10
0,500	-0,438	-0,0035	-2,140	1,45	-0,10
0,750	-1,704	-0,0048	-1,952	1,45	-0,10
1,000	-2,870	-0,0066	-1,785	1,45	-0,10
1,500	-5,101	-0,0114	-1,470	1,5	-0,10
2,000	-6,433	-0,0164	-1,290	1,55	-0,10
3,000	-6,672	-0,0221	-1,347	1,65	-0,10
4,000	-7,618	-0,0235	-1,272	1,65	-0,10

Fuente: Youngs. R. Chiou, S. (1997). Relaciones de atenuación de movimiento en el suelo para los terremotos de la zona de subducción.

ANEXO F

Modelo Zhao (2006)

F- 1. Coeficientes para las condiciones de origen y trayectoria.

Periodo T(s)	a	b	c	d	e	FR	SI	Ss	SsL
0	1,101	-0,00564	0,0055	1,08	0,01412	0,251	0	2,607	-0,528
0,05	1,076	-0,00671	0,0075	1,06	0,01463	0,251	0	2,764	-0,551
0,1	1,118	-0,00787	0,009	1,083	0,01423	0,24	0	2,156	-0,42
0,15	1,134	-0,00722	0,01	1,053	0,01509	0,251	0	2,161	-0,431
0,2	1,147	-0,00659	0,012	1,014	0,01462	0,26	0	1,901	-0,372
0,25	1,149	-0,0059	0,014	0,966	0,01459	0,0269	0	1,814	-0,36
0,3	1,163	-0,0052	0,015	0,934	0,01458	0,259	0	2,181	-0,45
0,4	1,2	-0,00422	0,01	0,959	0,01257	0,248	-0,041	2,432	-0,506
0,5	1,25	-0,00338	0,006	1,008	0,01114	0,247	-0,053	2,629	-0,554
0,6	1,293	-0,00282	0,003	1,088	0,01019	0,233	-0,103	2,702	-0,575
0,7	1,336	-0,00258	0,0025	1,084	0,00979	0,22	-0,146	2,654	-0,572
0,8	1,386	-0,00242	0,0022	1,088	0,00944	0,232	-0,164	2,48	-0,54
0,9	1,433	-0,00232	0,002	1,109	0,00972	0,22	-0,206	2,332	-0,522
1	1,479	-0,0022	0,002	1,115	0,01005	0,211	-0,239	2,233	-0,509
1,25	1,551	-0,00207	0,002	1,083	0,01003	0,251	-0,256	2,029	-0,469
1,5	1,621	-0,00224	0,002	1,091	0,00928	0,248	-0,306	1,589	-0,379
2	1,694	-0,00201	0,0025	1,055	0,00833	0,263	-0,32	0,966	-0,248
2,5	1,748	-0,00187	0,0028	1,052	0,00776	0,262	-0,337	0,789	-0,221
3	1,759	-0,00147	0,0032	1,025	0,00644	0,307	-0,331	1,037	-0,263
4	1,826	-0,00195	0,004	1,044	0,0059	0,353	-0,39	0,561	-0,169
5	1,825	-0,00237	0,005	1,065	0,0051	0,248	-0,498	0,225	-0,12

Fuente: Zhao, et al. (2006). Relaciones de atenuación del movimiento del suelo fuerte en Japón usando la clasificación del sitio basada en el período predominant

F- 2. Coeficientes para los términos de clase de sitio y error de predicción

Periodo T(s)	CH	C1	C2	C3	C4	Ck	σ	τ	σT
0,00	0,239	1,111	1,344	1,355	1,42	1,355	0,604	0,398	0,723
0,05	0,939	1,684	1,793	1,747	1,814	1,747	0,64	0,444	0,779
0,10	1,499	2,061	2,135	2,031	2,082	2,031	0,694	0,49	0,849
0,15	1,462	1,916	2,168	2,052	2,113	2,051	0,702	0,46	0,839
0,20	1,28	1,669	2,085	2,001	2,03	2,001	0,692	0,423	0,811
0,25	1,121	1,468	1,942	1,941	1,937	1,941	0,682	0,391	0,786
0,30	0,852	1,172	1,683	1,808	1,77	1,808	0,67	0,379	0,77
0,40	0,365	0,655	1,127	1,482	1,397	1,482	0,659	0,39	0,766
0,50	-0,207	0,071	0,515	0,934	0,955	0,934	0,653	0,389	0,76
0,60	-0,705	-0,429	-0,003	0,394	0,559	0,394	0,653	0,401	0,766
0,70	-1,144	-0,866	-0,449	-0,111	0,188	-0,111	0,652	0,408	0,769
0,80	-1,609	-1,325	-0,928	-0,62	-0,246	-0,62	0,647	0,418	0,77
0,90	-2,023	-1,732	-1,349	-1,066	-0,643	-1,066	0,653	0,411	0,771
1,00	-2,451	-2,152	-1,776	-1,523	-1,084	-1,523	0,657	0,41	0,775
1,25	-3,243	-2,923	-2,542	-2,327	-1,936	-2,327	0,66	0,402	0,773
1,50	-3,888	-3,548	-3,169	-2,979	-2,661	-2,979	0,664	0,408	0,779
2,00	-4,783	-4,41	-4,039	-3,871	-3,64	-3,871	0,669	0,414	0,787
2,50	-5,444	-5,049	-4,698	-4,496	-4,341	-4,496	0,671	0,411	0,786
3,00	-5,839	-5,431	-5,089	-4,893	-4,758	-4,893	0,667	0,396	0,776
4,00	-6,598	-6,181	-5,882	-5,698	-5,588	-5,698	0,647	0,382	0,751
5,00	-6,752	-6,347	-6,051	-5,873	-5,798	-5,873	0,643	0,377	0,745

Fuente: Zhao, et al. (2006). Relaciones de atenuación del movimiento del suelo fuerte en Japón usando la clasificación del sitio basada en el período predominant