



UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**TRABAJO EXPERIMENTAL PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL
TÍTULO DE INGENIERO CIVIL**

TEMA:

“ESTUDIO DEL PELIGRO SÍSMICO DETERMINISTA PARA LAS
ESTRUCTURAS DE AMBATO SECTOR HUACHI CHICO UBICADO ENTRE
LAS CALLES JULIO JARAMILLO, RIO MACHANGARA, RIO PAYAMINO Y
AV. ATAHUALPA.”

AUTOR: Karolayt Nicole Rivera Castro

TUTOR: Ing. Mg. Juan Garcés

Ambato – Ecuador

2018

CERTIFICACIÓN DEL TUTOR

Yo, Ing. Mg. Juan Garcés, certifico que el presente trabajo bajo el tema: ESTUDIO DEL PELIGRO SÍSMICO DETERMINISTA PARA LAS ESTRUCTURAS DE AMBATO SECTOR HUACHI CHICO UBICADO ENTRE LAS CALLES JULIO JARAMILLO, JULIO CESAR CAÑAR, RIO PAYAMINO Y AV. ATAHUALPA, es de autoría de la Srta. Karolayt Nicole Rivera Castro, el mismo que ha sido realizado bajo mi supervisión y tutoría.

Es todo cuanto puedo certificar en honor a la verdad.

Ing. Mg. Juan Garcés

AUTORÍA

Yo, Karolayt Nicole Rivera Castro con C.I: 020187178-7, 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 DEL PELIGRO SÍSMICO DETERMINISTA PARA LAS ESTRUCTURAS DE AMBATO SECTOR HUACHI CHICO UBICADO ENTRE LAS CALLES JULIO JARAMILLO, JULIO CESAR CAÑAR, RIO PAYAMINO Y AV. ATAHUALPA, es de mi completa autoría.

Karolayt Nicole Rivera Castro.

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 éste Trabajo Experimental 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.

Karolayt Nicole Rivera Castro.

APROBACIÓN DEL TRIBUNAL DE GRADO

Los miembros del tribunal examinador aprueban el informe de investigación, sobre el tema: “ESTUDIO DEL PELIGRO SÍSMICO DETERMINISTA PARA LAS ESTRUCTURAS DE AMBATO SECTOR HUACHI CHICO UBICADO ENTRE LAS CALLES JULIO JARAMILLO, JULIO CESAR CAÑAR, RIO PAYAMINO Y AV. ATAHUALPA”, de la egresada Karolayt Nicole Rivera Castro, de la carrera de Ingeniería Civil, la misma que cumple con las disposiciones reglamentarias emitidas por el centro de Estudios de Pregrado de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica de la Universidad Técnica de Ambato.

Para constancia firman.

Ing. Mg. Lenin Maldonado

Ing. Mg. Galo Nuñez

DEDICATORIA

El presente trabajo investigativo se lo dedico con mucho cariño, en primer lugar, a Dios y a mi progenitora Katherine Castro por ser el pilar fundamental en mi vida, cumpliendo el rol de padre y madre a la vez, ya que ella con su esfuerzo y apoyo incondicional supo sacarme hacia adelante frente a las adversidades, guiándome siempre por el buen camino, lo que permitió que yo logré culminar mi carrera y alcanzar esta meta.

Un agradecimiento muy especial a mis abuelitos Segundo Castro y Gladys Gaibor quienes fueron mis segundos padres ya que ellos me han brindado su ayuda y apoyo incondicional a lo largo de toda mi vida.

A mi familia en general y a mis amigos que de alguna manera estuvieron presentes durante este arduo y largo camino, infundiéndome coraje para alcanzar mis objetivos.

AGRADECIMIENTO

Agradezco a mi madre, abuelitos, tías, primas y demás familiares por brindarme la fuerza necesaria para que logre alcanzar mi tan anhelado sueño.

Un agradecimiento especial a mi tutor el Ing. Mg. Juan Garcés quien me ha orientado en todo momento en la realización de este proyecto que representa el último escalón para alcanzar una de las metas más importantes de mi vida.

A mis amigos con quienes compartí alegrías y tristezas a lo largo de toda mi carrera.

Agradezco a la Universidad Técnica de Ambato, a la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica ya que permitieron mi formación en sus aulas y a los profesores que día a día me transmitieron su sabiduría y enriquecieron mi conocimiento intelectual.

ÍNDICE GENERAL.

CAPÍTULO I	1
ANTECEDENTES	1
1.1. TEMA DEL TRABAJO EXPERIMENTAL	1
1.2. ANTECEDENTES	1
1.3. JUSTIFICACIÓN	2
1.4. OBJETIVOS	3
1.4.1. Objetivo General:	3
1.4.2. Objetivos Específicos:	3
CAPÍTULO II	4
FUNDAMENTACIÓN	4
2.1 FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA	4
2.1.1 TECTÓNICA DE PLACAS	4
2.1.2 FALLAS GEOLÓGICAS	9
2.1.3 SISMO	14
2.1.4 INTENSIDAD SÍSMICA	14
2.1.5 MAGNITUD Y MOMENTO SÍSMICO	15
2.1.6 PELIGRO SÍSMICO	15
2.1.7 ECUACIONES DE ATENUACIÓN	16
2.1.8 MÉTODO DE EVALUACIÓN DE LA PELIGROSIDAD	18
2.1.9 ONDAS SÍSMICAS	20
2.1.10 ACCIÓN SÍSMICA SOBRE LAS ESTRUCTURAS	24
2.1.11 RESONANCIA	26
2.1.12 NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN NEC 2015.....	28
2.1.13 SPT (STANDARD PENETRATION TEST)	45
2.2 HIPÓTESIS	46
2.3 SEÑALAMIENTO DE VARIABLES DE LA HIPOTESIS	46
2.3.1 Variable Dependiente	46
2.3.2 Variable Independiente	46

CAPITULO III	47
METODOLOGÍA.....	47
3.1. NIVEL O TIPO DE INVESTIGACIÓN	47
3.2 POBLACIÓN Y MUESTRA	47
3.3 OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES	48
3.3.1 VARIABLE INDEPENDIENTE	48
3.3.2 VARIABLE DEPENDIENTE	49
3.4 PLAN DE RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN.....	49
3.5 PLAN DE PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS.....	50
CAPÍTULO IV.....	51
ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS.....	51
4.1. RECOLECCIÓN DE DATOS:.....	51
4.1.1. RÉGIMEN TECTÓNICO.....	51
4.1.2. SELECCIÓN DE FALLAS GEOLÓGICAS.....	53
4.1.3. CARACTERÍSTICAS DEL SUELO	55
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 INTRAPLACA.	86
4.1.6. ECUACIONES DE ATENUACIÓN PARA SUBDUCCIÓN	91
Limitaciones del Modelo	92
Estas ecuaciones deben ser usadas para:	92
4.2. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS.....	93
4.2.1. MAGNITUD DE LAS FALLAS	93
4.2.2. CÁLCULO DE ESPECTROS.....	94
4.2.3. ESPECTROS GENERADOS CON TRES MODELOS DE ANÁLISIS PARA UNA FALLA.....	98
4.2.4. ESPECTROS COMPARADOS CON NEC 2015.....	100

4.2.5. ESPECTROS DE TODOS LOS MODELOS DE ANÁLISIS COMPARADOS CON LA NEC 2015	103
4.2.6. ESPECTRO ESPECÍFICO COMPARADO CON LA NEC 2015	103
4.2.7. MODELADOS	105
4.2.8. Comparación de Resultados	144
4.3. VERIFICACIÓN DE LA HIPÓTESIS	146
CÁPITULO V	147
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	147
5.1. CONCLUSIONES	147
5.2. RECOMENDACIONES	148
C. MATERIALES DE REFERENCIA	149
1. BIBLIOGRAFÍA	149
2. ANEXOS.....	153

ÍNDICE DE TABLAS.

Tabla 1. Movimientos Sísmicos de Diseño.....	20
Tabla 2. Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada.....	30
Tabla 3. Poblaciones ecuatorianas y valor del Factor Z.	31
Tabla 4. Niveles de amenaza sísmica.	33
Tabla 5. Niveles de amenaza sísmica.	34
Tabla 6. Tipo de suelo y Factores de sitio Fa.	36
Tabla 7. Tipo de suelo y Factores de sitio Fd.....	36
Tabla 8. Tipo de Suelo y Factores de sitio Fs.	37
Tabla 9. Operacionalización de la variable Independiente.	48
Tabla 10. Operacionalización de la variable dependiente.....	49
Tabla 11. Plan de recolección de la información.....	49
Tabla 12. Intensidades sentidas en la ciudad de Ambato.....	53
Tabla 13. Fallas Geológicas con la Longitud.	55
Tabla 14. Clasificación de suelos.	55
Tabla 15. Clasificación de suelos para el pozo 1.....	56
Tabla 16. Clasificación de suelos para el pozo 2.....	57
Tabla 17. Clasificación de suelos para el pozo 3.....	58
Tabla 18. Clasificación de suelos para el pozo 4.....	59
Tabla 19. Clasificación de suelos para el pozo 5.....	60
Tabla 20. Ubicación de cada Pozo.....	63
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.....	66
Tabla 24. Ensayo de Penetración Estándar - Pozo 4.....	67
Tabla 25. Ensayo de Penetración Estándar - Pozo 5.....	69
Tabla 26. Fórmulas para el cálculo de la Velocidad de Onda.	70
Tabla 27. Cálculo de la Velocidad de Onda y la Distribución Normal del Pozo 1. ...	74
Tabla 28. Valores centrales de la Campana de Gauss del Pozo 1.	75
Tabla 29. Velocidad de Onda para cada método.....	76
Tabla 30. Cálculo de la Velocidad de Onda y la Distribución Normal del Pozo 2. ...	76
Tabla 31. Valores centrales de la Campana de Gauss del Pozo 2.	77
Tabla 32. Velocidad de Onda para cada método.....	78

Tabla 33. Cálculo de la Velocidad de Onda y la Distribución Normal del Pozo 3. ...	79
Tabla 34. Valores centrales de la Campana de Gauss del Pozo 3.	80
Tabla 35. Velocidad de Onda para cada método	81
Tabla 36. Cálculo de la Velocidad de Onda y la Distribución Normal del Pozo 4. ...	81
Tabla 37. Valores centrales de la Campana de Gauss del Pozo 4.	82
Tabla 38. Velocidad de Onda para cada método	83
Tabla 39. Cálculo de la Velocidad de Onda y la Distribución Normal del Pozo 5. ...	84
Tabla 40. Valores centrales de la Campana de Gauss del Pozo 5.	85
Tabla 41. Cálculo de Vs30 Final.	85
Tabla 42. : Fallas cercanas a la zona de análisis.	94
Tabla 43. Espectro Específico	104
Tabla 44. Cortante de piso calculado en el Etabs para estructura Tipo 1.	108
Tabla 45. Período de vibración calculado en el Etabs para estructura Tipo 1.	109
Tabla 46. Valores para el Periodo de vibración.....	110
Tabla 47. Deriva de piso calculado en el Etabs para estructura Tipo 1.	110
Tabla 48. Deriva de piso calculado en el Etabs para estructura Tipo 1.	111
Tabla 49. Cortante Basal calculado en el Etabs de la estructura de Tipo 1.	113
Tabla 50. Cortante de piso calculado en el Etabs para estructura Tipo 1.	113
Tabla 51. Período de vibración calculado en el Etabs para estructura Tipo 1.	114
Tabla 52. Deriva de piso calculado en el Etabs para estructura Tipo 1.	115
Tabla 53. Deriva de piso calculado en el Etabs para estructura Tipo 1.	115
Tabla 54. Cortante Basal calculado en el Etabs de la estructura de Tipo 1.	118
Tabla 55. Cortante de piso calculado en el Etabs para estructura Tipo 2.	120
Tabla 56. Período de vibración calculado en el Etabs para estructura Tipo 2	121
Tabla 57. Valores para el Período de vibración.....	122
Tabla 58. Deriva de piso calculado en el Etabs para estructura Tipo 2.	123
Tabla 59. Deriva de piso calculado en el Etabs para estructura Tipo 2.	123
Tabla 60. Cortante Basal calculado en el Etabs de la estructura de Tipo 1.	126
Tabla 61. Cortante de piso calculado en el Etabs para estructura Tipo 2.	126
Tabla 62. Período de vibración calculado en el Etabs para estructura Tipo 2.	127
Tabla 63. Valores para el Período de vibración.....	127
Tabla 64. Deriva de piso calculado en el Etabs para estructura Tipo 2.	128
Tabla 65. Cortante Basal calculado en el Etabs de la estructura de Tipo 1.	131

Tabla 66. Cortante de piso calculado en el ETABS para estructura Tipo 3.....	133
Tabla 67. Período de vibración calculado en el Etabs para estructura de Dos pisos.	134
Tabla 68. Valores para el Periodo de vibración.....	135
Tabla 69. Deriva de piso calculado en el Etabs para estructura Tipo 3.	136
Tabla 70. Deriva de piso calculado en el Etabs para estructura Tipo 3.	136
Tabla 71. Cortante Basal calculado en el Etabs de la estructura de Tipo 1.	139
Tabla 72. Cortante de piso calculado en el Etabs para estructura de Dos pisos.	139
Tabla 73. Período de vibración calculado en el Etabs para estructura Tipo 3.	140
Tabla 74. Valores para el Periodo de vibración.....	141
Tabla 75. Deriva de piso calculado en el Etabs para estructura Tipo 3.	141
Tabla 76. Cortante Basal calculado en el Etabs de la estructura de Tipo 1.	144
Tabla 77. Cortante Basal de las estructuras.....	146

ÍNDICE DE FIGURAS.

Figura 1. Cinturón de Fuego del Pacífico	2
Figura 2. Generación de las Placas Tectónicas.	5
Figura 3. Principales Placas de la Tierra.....	6
Figura 4. Principales Placas de la Tierra.....	7
Figura 5. Direcciones del movimiento de las Placas de la Tierra.....	8
Figura 6. Fuentes que impulsan al movimiento de las Placas de la Tierra.	8
Figura 7. Falla Normal.	10
Figura 8. Falla Inversa	11
Figura 9. Falla de desgarre o de deslizamiento de rumbo.....	11
Figura 10. Falla de San Andrés.	12
Figura 11. Falla Geológica en el Ecuador.....	13
Figura 12. Falla Geológicas en Ambato.....	14
Figura 13. Ondas de Compresión.	21
Figura 14. Ondas de Compresión.	21
Figura 15. Ondas Rayleigh.....	23
Figura 16. Dirección de propagación de las Ondas Rayleigh.	23
Figura 17. Ondas Love.....	24
Figura 18. Dirección de propagación de las Ondas Love.	24

Figura 19. Mapa de Zonificación Sísmica en el Ecuador.	30
Figura 20. Curvas de peligro sísmico para Ambato.....	33
Figura 21. Espectros elásticos de diseño.....	38
Figura 22. Límites de placa y velocidades de movimiento.....	52
Figura 23. Fallas Geológicas del Ecuador.....	53
Figura 24. Fallas Geológicas de Tungurahua.	54
Figura 25. Falla Geológicas de Ambato.....	54
Figura 26. Ubicación de los Pozos.....	63
Figura 27. Campana de Gauss del Pozo 1.....	74
Figura 28. Valores centrales de la Campana de Gauss del Pozo 1.....	75
Figura 29. Campana de Gauss del Pozo 2.....	77
Figura 30. Valores centrales de la Campana de Gauss del Pozo 2.....	78
Figura 32. Campana de Gauss del Pozo 3.....	79
Figura 33. Valores centrales de la Campana de Gauss del Pozo 3.....	80
Figura 34. Campana de Gauss del Pozo 4.....	82
Figura 35. Valores centrales de la Campana de Gauss del Pozo 4.....	83
Figura 36. Campana de Gauss del Pozo 5.....	84
Figura 37. Valores centrales de la Campana de Gauss del Pozo 5.....	85
Figura 38. Valores de Sigma.	90
Figura 39. Espectro de aceleración modelo Boore y Atkinson.	95
Figura 40. Espectro de aceleración modelo Akkar y Bommer.....	96
Figura 41. Espectro de aceleración modelo Kanno.	96
Figura 42. Espectro de aceleración modelo Youngs.....	97
Figura 43. Espectro de aceleración modelo Zhao.....	98
Figura 44. Espectro de aceleración modelo Boore-Atkinson, Akkar-Bommer, Kanno para la falla de Huachi.	98
Figura 45. Espectro de aceleración modelo Boore-Atkinson, Akkar-Bommer, Kanno para la falla de Ambato.	99
Figura 46. Espectro de aceleración modelo Boore-Atkinson, Akkar-Bommer, Kanno para la falla de Totoras.....	99
Figura 47. Espectro de aceleración modelo Youngs, Kanno para la falla de Nazca.	100

Figura 48. Espectro de aceleración modelo Boore-Atkinson, Akkar-Bommer, Kanno y NEC-SE-DS-15 para la falla de Huachi.	101
Figura 49. Espectro de aceleración modelo Boore-Atkinson, Akkar-Bommer, Kanno y NEC-SE-DS-15 para la falla de Ambato.....	101
Figura 50. Espectro de aceleración modelo Boore-Atkinson, Akkar-Bommer, Kanno y NEC-SE-DS-15 para la falla de Tototras.	102
Figura 51. Espectro de aceleración modelo Youngs, Kanno, NEC- SE-DS-15.....	102
Figura 52. Todos los espectros comparados con la NEC- SE-DS-15.....	103
Figura 53. Espectro específico comparado con la NEC-15.	105
Figura 54. Vista en planta de la estructura Tipo 1.....	106
Figura 55. Vista Frontal de la estructura Tipo 1.....	106
Figura 56. Vista Lateral Derecha de la estructura Tipo 1	107
Figura 57. Deriva Inelástica en X de la estructura Tipo 1.	111
Figura 58. Deriva Inelástica en Y de la estructura Tipo 1.	112
Figura 59. Deriva máxima elástica en X de la estructura Tipo 1.	116
Figura 60. Deriva máxima elástica en Y de la estructura de Tipo 1.....	117
Figura 61. Vista en planta de la estructura de Tipo 2.	118
Figura 62. Vista Frontal de la estructura de Tipo 2.	119
Figura 63. Vista Lateral Derecha de la estructura de Tipo 2.....	119
Figura 64. Deriva máxima inelástica en X de la estructura Tipo 2.	124
Figura 65. Deriva máxima Inelástica en Y de la estructura Tipo 2.	125
Figura 66. Deriva máxima elástica en X de la estructura de Cuatro pisos.....	129
Figura 67. Deriva máxima elástica en Y de la estructura de dos pisos.....	130
Figura 68. Vista en planta de la estructura Tipo 3.....	131
Figura 69. Vista frontal de la estructura Tipo 3.....	132
Figura 70. Vista Lateral Izquierda de la estructura Tipo 3.....	132
Figura 71. Deriva máxima inelástica en X de la estructura Tipo 3.	137
Figura 72. Deriva máxima inelástica en Y de la estructura de dos pisos.....	138
Figura 73. Deriva máxima inelástica en X de la estructura de Cuatro pisos.....	142
Figura 74. Deriva máxima elástica en Y de la estructura de dos pisos.....	143
Figura 75. Deriva máxima inelástica en Y de la estructura de Tipo 1.....	144
Figura 76. Deriva máxima inelástica en Y de la estructura de Tipo 2.....	145
Figura 77. Deriva máxima inelástica en Y de la estructura de Tipo 3.....	145

ÍNDICE DE ANEXOS.

ANEXO A.....	153
Fotografía 1. Cuchara y Tubo receptor de muestra	153
Fotografía 2. Tripode	153
Fotografía 3. Motor.....	153
Fotografía 4. Martillete	154
Fotografía 5. Hincado del Martinete.....	154
Fotografía 6. Muestra de suelo	155
Fotografía 7. Medición de la muestra	155
Fotografía 8. Muestra por cada perforación.....	155
Fotografía 9. Pesando la muestra.....	156
Fotografía 10. Muestras colocadas en el horno	156
Fotografía 11. Muestras colocadas en el Juego de tamices.....	156
Fotografía 12. Tamizando la muestra	157
Fotografía 13. Peso de suelo grueso	157
Fotografía 14. Peso de suelo fino	157
ANEXO B	158
B-1 Coeficientes de amplificación del sitio dependiendo del período	158
B-2 Coeficientes de escala de distancia ($M_{ref}= 4.5$ y $R_{ref}= 1.0$ km para todos los períodos, excepto $R_{ref}= 5.0$ km para pga_{4nl})	159
B-3 Coeficientes de escala de Magnitud.....	160
ANEXO C	161
C-1 Coeficientes de las ecuaciones 1 y 2 para la predicción Pseudoaceleración espectral.....	161
C-1 Coeficientes de las ecuaciones 1 y 2 para la predicción Pseudoaceleración espectral.....	162
ANEXO D	164
D-1 Coeficientes de regresión para el modelo de eventos poco profundos de espectros de respuesta de aceleración atenuada de Pga 5%	164
ANEXO E	165
E-1 Relaciones de Atenuación para aceleración espectral de respuesta horizontal (amortiguación del 5%) para terremotos de subducción para el suelo.	165
ANEXO F.....	166
F-1 Coeficientes para las condiciones de origen y trayectoria.....	166
F-1 Coeficientes para las condiciones de origen y trayectoria.....	167

RESUMEN EJECUTIVO

TEMA: “ESTUDIO DEL PELIGRO SÍSMICO DETERMINISTA PARA LAS ESTRUCTURAS DE AMBATO SECTOR HUACHI CHICO UBICADO ENTRE LAS CALLES JULIO JARAMILLO, RIO MACHANGARA, RIO PAYAMINO Y AV. ATAHUALPA.”

Autor: Karolayt Nicole Rivera Castro

Tutor: Ing. Mg. Jorge Garcés

El presente trabajo experimental tiene como finalidad, evaluar el peligro sísmico existente en una zona de la ciudad de Ambato mediante un análisis determinista aplicado a la misma

Se llevo a cabo el análisis del suelo mediante el ensayo SPT el cual fue aplicado en 5 puntos, 4 perimetrales y 1 central, gracias a esto se pudo determinar el tipo de suelo existente con lo cual se procedió a calcular la velocidad de onda V_{s30} , además se analizaron 4 fallas cercanas al sector de análisis las mismas que ayudaron a determinar la magnitud de momento M_w , estos datos fueron utilizados en 5 ecuaciones de atenuación, las cuales sirvieron para generar un espectro específico el mismo que conjuntamente con el espectro de la NEC se utilizaron en el análisis de 3 estructuras del sector mediante el ETABS, este permitió observar su comportamiento ante un evento sísmico.

De los valores obtenidos de la magnitud de momento calculada para cada falla presente en el área de estudio se puede concluir que el mayor momento en las fallas corticales está presente en la falla de Ambato y Totoras dándonos un valor $M_w = 6.5$, y puede decir que la falla de Ambato es la más crítica por efecto de su cercanía al epicentro mientras que en las fallas de Subducción nos da un valor de $M_w = 8.9$ para la falla de Nazca esto debido a que se encuentra más lejana del epicentro.

De los tres tipos de estructuras que fueron analizadas se determinó que las estructuras del sector no cuentan con secciones suficientes para soportar un sismo.

SUMMARY

THEME: "STUDY OF THE DETERMINISTIC SEISMIC HAZARD FOR THE STRUCTURES OF AMBATO, SECTOR HUACHI CHICO LOCATED BETWEEN THE STREETS JULIO JARAMILLO, RIO MACHANGARA, RIO PAYAMINO AND AV. ATAHUALPA".

Author: Karolayt Nicole Rivera Castro

Tutor: Ing. Mg. Jorge Garcés

The purpose of this experimental work is to evaluate the existing seismic hazard in an area of Ambato city through a deterministic analysis applied to it.

The soil analysis was carried out using the SPT test that is applied in 5 points, 4 of the borders and 1 central, thanks to this it was possible to determine the existing soil type with what can be done to calculate the V_{s30} wave velocity in addition 4 faults near the analysis sector were analyzed, which helped to determine the magnitude of the moment M_w , these data were used in the 5 attention equations which served to generate a specific spectrum that together with the spectrum of the NEC, was used in the analysis of 3 structures of the sector through the ETABS, this is the best behavior before a seismic event.

The values obtained from the magnitude of the calculated moment for each fault in the study area can be concluded that the mayor in the cortical faults is present in the fault of Ambato and Totoras in a value $M_w = 6.5$, and can say that the failure of Ambato is the most critical due to the effect of its proximity to the epicenter, while subduction faults give us a value of $M_w = 8.9$ for the Nazca fault, because it is farthest from the epicenter.

Of the three types of structures that were analyzed, it was determined that the structures of the sector do not have enough sections to withstand an earthquake.

CAPÍTULO I

ANTECEDENTES

1.1. TEMA DEL TRABAJO EXPERIMENTAL

“ESTUDIO DEL PELIGRO SÍSMICO DETERMINISTA PARA LAS ESTRUCTURAS DE AMBATO SECTOR HUACHI CHICO UBICADO ENTRE LAS CALLES JULIO JARAMILLO, RIO MACHANGARA, RIO PAYAMINO Y AV. ATAHUALPA.”

1.2. ANTECEDENTES

Según Dr. Aguiar considera: “El crecimiento vertical, que es una realidad, conlleva a tener un mayor riesgo sísmico por la gran cantidad de gente que está viviendo o va a vivir en edificios de altura.” [1]

Según Alvarado y Valdebenito consideran: “los estudios de microzonificación sísmica complementados con estudios geológicos y geotécnicos constituyen un insumo fundamental para establecer zonas homogéneas donde los depósitos de suelos presentan similar respuesta dinámica”. “El estudio de microzonificación permitió obtener características dinámicas de los suelos. Se determinó la distribución espacial de los periodos fundamentales de vibración del suelo y una cuantificación de los efectos de sitio.” [2]

Según Ochoa considera: “la velocidad de propagación de ondas ya no depende solo de las propiedades mecánicas del medio, sino también de la longitud de onda y por ende de su frecuencia.” [3]

Según Cobos considera: “la respuesta espectral de aceleración variara en base a la distancia del epicentro y para la falla de subducción dependerá la profundidad a la que se libere la energía para producir un sismo.” [4]

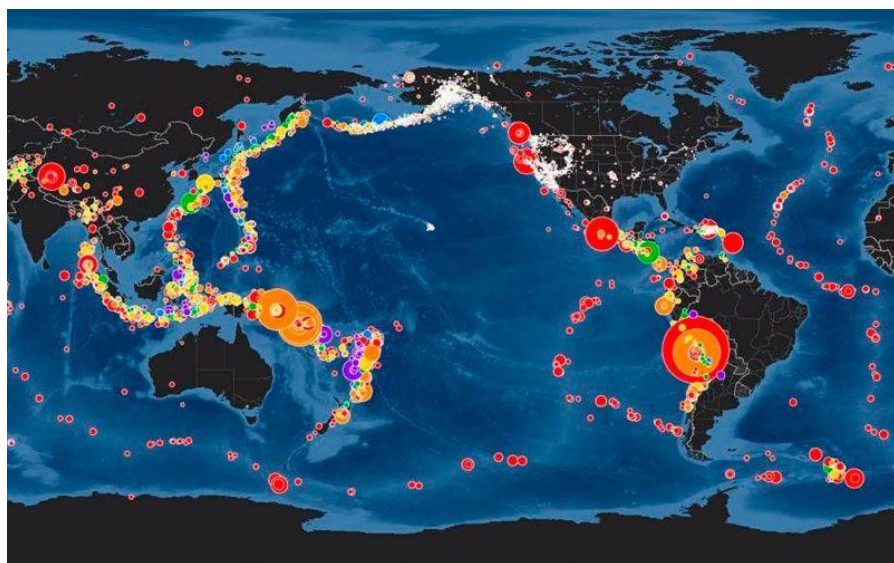
1.3. JUSTIFICACIÓN

Según el Centro Nacional de Prevención de Desastres México CENAPRED Sismo son las vibraciones ocasionadas por la propagación en el interior do en la superficie de esta, de varios tipos de ondas, cuya escala de medición es la magnitud que es el valor relacionado con la cantidad de energía liberada por este fenómeno, mientras la intensidad constituye los efectos causados por las ondas sísmicas en las construcciones, en el terreno natural y en las actividades del hombre [5].

El cinturón de fuego del Pacífico está conformado por las cortezas terrestres que lindan, unas con el Océano Pacífico que empujan por debajo del borde continental, mientras que la parte occidental de Sudamérica la corteza terrestre empuja la plataforma del Pacífico. Estos movimientos ocurren de forma irregular provocando los terremotos [6].

En el área occidental el proceso sísmico se da por la convergencia de la placa de nazca bajo la sudamericana a una velocidad promedio del orden de 7-8 cm/año, siendo el mismo responsable de la actual geodinámica y geomorfología presente en la misma [7].

Figura 1. Cinturón de Fuego del Pacífico



Fuente: Figueroa H. Cinturón de Fuego del Pacífico

Ecuador se encuentra dentro del denominado Cinturón de Fuego del Pacífico, por lo que su actividad sísmica es alta, incluyendo eventos tales como el de 1906, que alcanzó una magnitud de 8.8, colocándolo dentro de los sismos más grandes de la historia, el sismo de Bahía de Caráquez en agosto de 1997 con una magnitud de 7.1, y el de abril del 2016 con una magnitud de 7.8 los cuales dejaron en evidencia problemas relacionados al diseño sismorresistente en el Ecuador. Si bien es cierto, existe una NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN también lo es el hecho que los estudios acerca del tema son escasos [8].

El país ha sufrido 8 eventos sísmicos superiores a los 6 grados en la escala de Richter, de 1906 a 2016, un promedio de 15 años ha separado un evento del otro.

El terremoto ocurrido en abril del 2016 se constituye en el hecho más mortífero en el mundo de ese año y en el segundo evento natural catastrófico a nivel mundial. [9].

La ciudad de Ambato ubicada a 2580 msnm en la provincia de Tungurahua, ha sido testigo de eventos sísmicos los cuales provienen de dos fuentes diferentes: la tectónica (cortical y subducción) que pueden llegar a alcanzar magnitudes Mw de hasta 9.5 y la volcánica que genera magnitudes Mw alrededor de 4. [4].

1.4. OBJETIVOS

1.4.1. Objetivo General:

Realizar el estudio de peligro sísmico determinista para las estructuras de Ambato sector Huachi Chico - Barrio "Nueva Ambato" ubicado entre las calles Julio Jaramillo, Rio Machangara, Rio Payamino y Av. Atahualpa.

1.4.2. Objetivos Específicos:

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

CAPÍTULO II

FUNDAMENTACIÓN

2.1 FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA

2.1.1 TECTÓNICA DE PLACAS

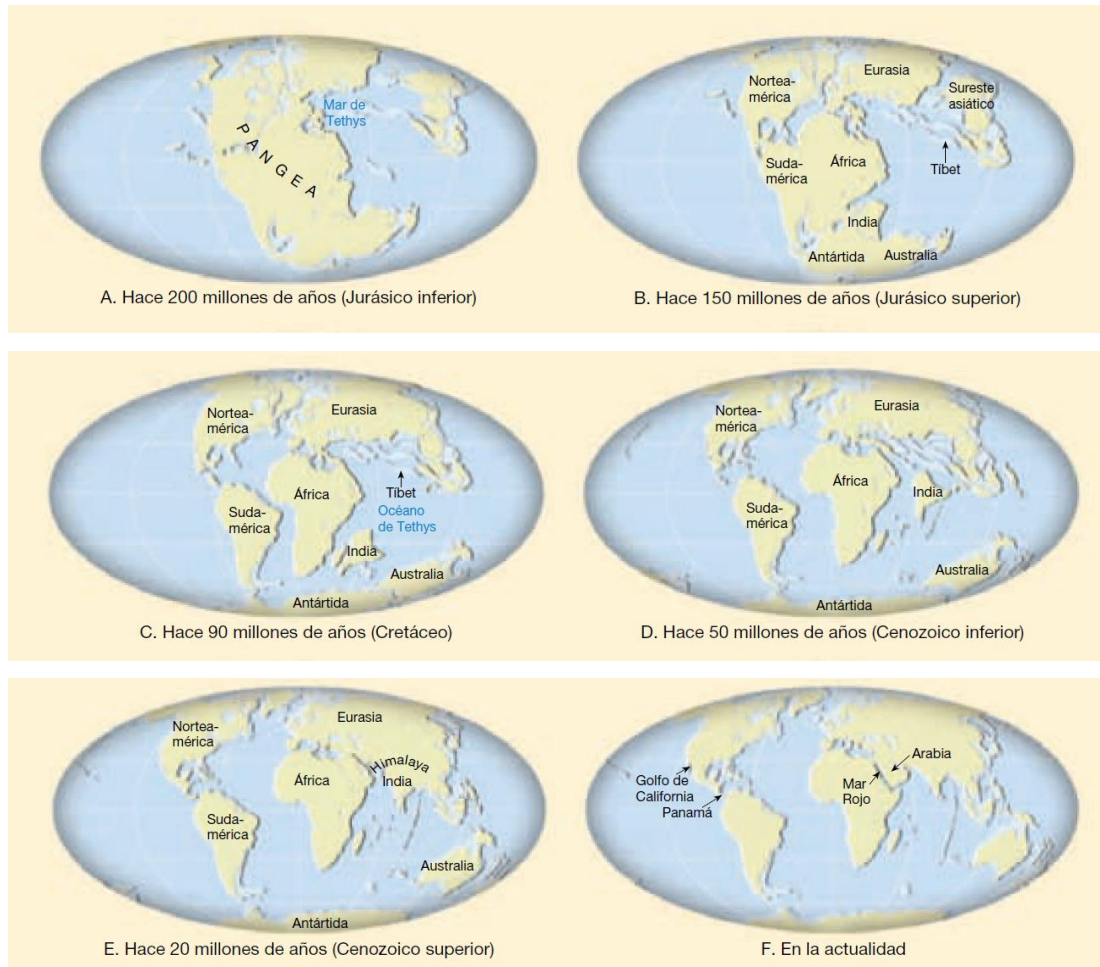
La Tierra tiene una corteza la cual es móvil y sus continentes migran de manera gradual a través del planeta. En algunas ocasiones los continentes se separan y crean nuevas cuencas oceánicas entre los bloques continentales divergentes. Mientras tanto algunas de las porciones antiguas del fondo oceánico se sumergen de nuevo en el manto en las proximidades de las fosas submarinas. Debido a estos movimientos, los bloques de material continental chocan y generan las grandes cadenas montañosas, estos son los denominados procesos tectónicos de la Tierra. [10]

Deriva Continental:

En el pasado existió un supercontinente denominado Pangea, hace unos 200 millones de años este empezó a fragmentarse en continentes más pequeños que se derivaron hasta llegar a sus posiciones actuales. Cuando los continentes estaban unidos también debió existir un océano que lo rodeara totalmente al cual se lo denomino Panthalassa. Cuando la Pangea empezó a separarse y las distintas masas continentales empezaron a derivarse hacia sus posiciones geográficas actuales, la Panthalassa disminuyo de tamaño y actualmente es conocido como Océano Pacífico. [10]

Una consecuencia importante de la fragmentación producida en la Pangea fue la creación de una cuenca oceánica la cual es conocida como el Atlántico. [10]

Figura 2. Generación de las Placas Tectónicas.



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

Placas principales de la Tierra

La tierra consta de una capa fuerte y rígida conocida como Litosfera la cual está conformada por la unión entre el manto y la corteza suprayacente, esta placa está rota en fragmentos los cuales se denominaron como placas. [10]

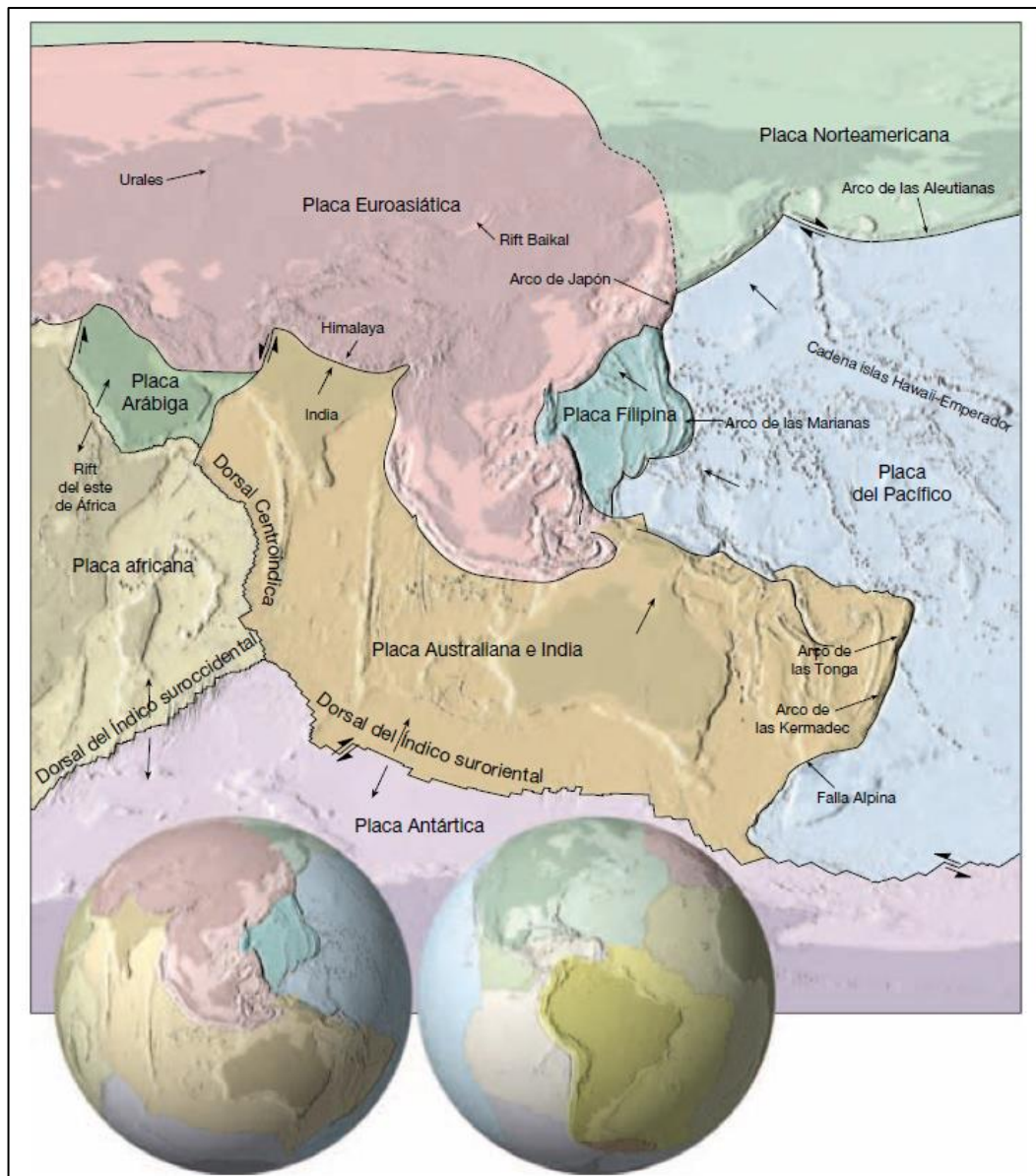
Las placas en la parte oceánica son un poco más delgadas mientras que en la parte continental tiene un grosor entre 100 y 150 km, pero también pueden llegar a superar los 250km debajo de las porciones más antiguas de las masas continentales. [10]

Estas se mueven unas con respecto a otras y cambian continuamente de tamaño y forma, se reconocen 7 placas principales y son: la Placa Norteamericana, la

Sudamericana, la del Pacífico, La Africana, La Euroasiática, La Australiana y la Antártica, de estas la mayor es la Placa del Pacífico la cual abarca una porción muy grande de la cuenca del océano Pacífico. Dentro de las placas de tamaño mediano se encuentran: La Caribeña, la de Nazca, La Filipina, la Arábica, la de Cocos, La de Scotia y la de Juan de Fuca. [10]

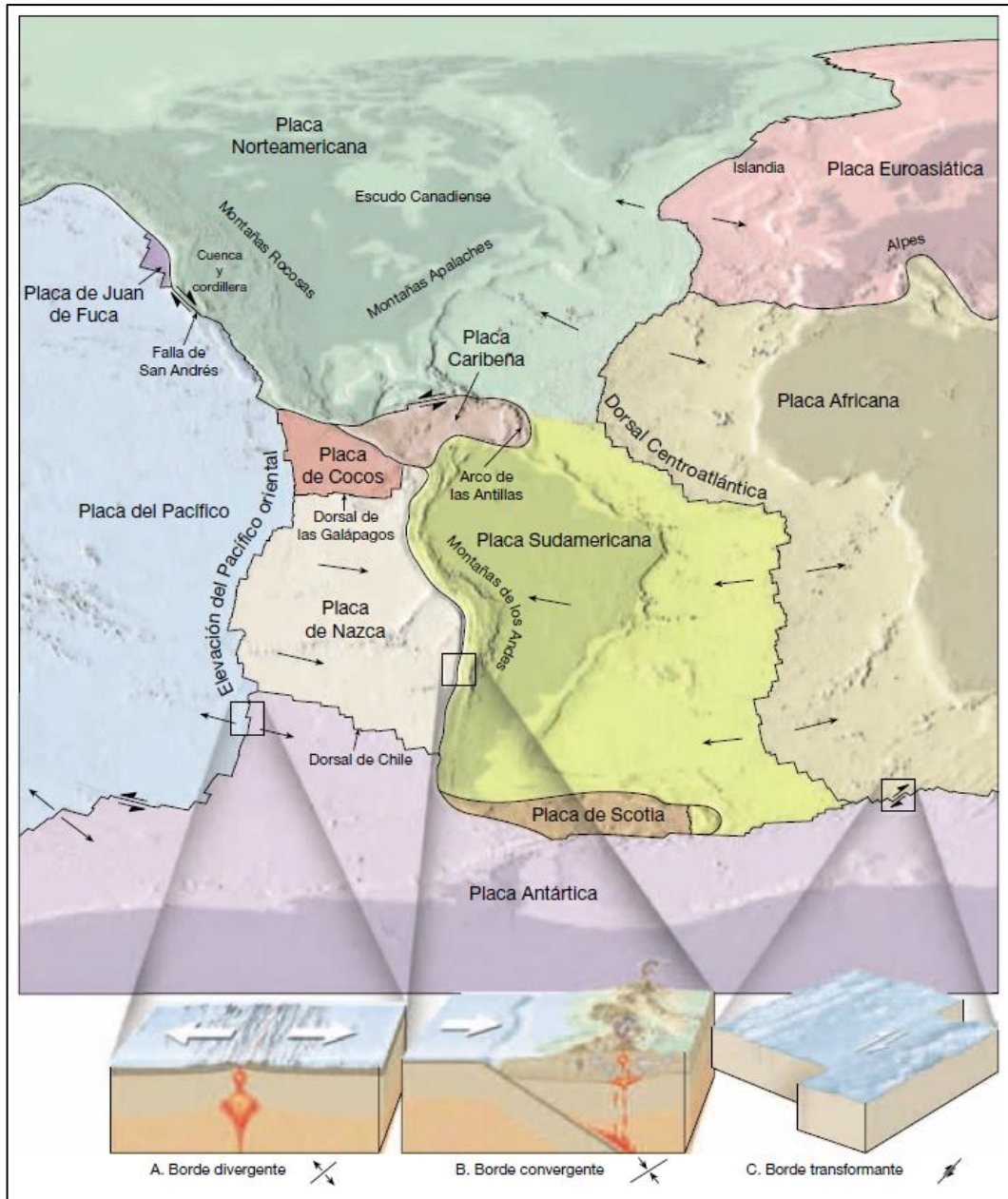
Se debe tomar en cuenta que ninguna de las placas está definida completamente por los márgenes de un continente. [10]

Figura 3. Principales Placas de la Tierra.



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

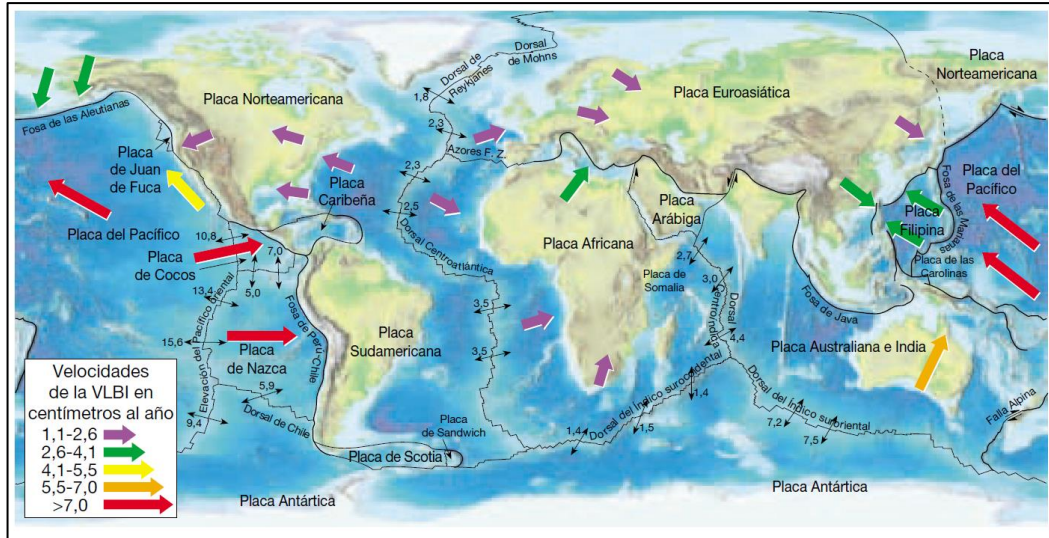
Figura 4. Principales Placas de la Tierra



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

Uno de los fundamentos principales de la tectónica de placas es que estas se mueven como unidades coherentes en relación con todas las demás placas a una velocidad muy lenta pero continua pueden moverse hasta centímetros anuales y este movimiento es impulsado por la distribución desigual del calor en el interior de la tierra, a medida que se mueven las placas, la distancia entre dos puntos situados sobre la misma placa permanece relativamente constante, mientras que la distancia entre puntos situados sobre placas distintas cambia de manera gradual. [10]

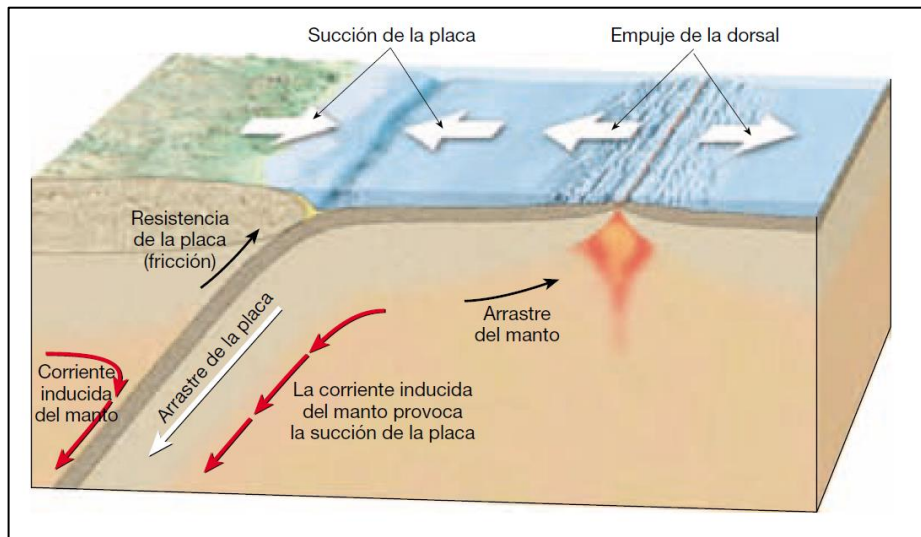
Figura 5. Direcciones del movimiento de las Placas de la Tierra.



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

Varias fuerzas actúan sobre las placas terrestres y algunas de ellas son fuerzas impulsoras las cuales son la fuerza de arrastre de la placa, la fuerza de empuje de la dorsal y fuerza de succión de la placa mientras que otras se oponen al movimiento de las placas y estas son: la fuerza de resistencia de la placa y la fuerza de arrastre del manto. [10]

Figura 6. Fuentes que impulsan al movimiento de las Placas de la Tierra.



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

2.1.2 FALLAS GEOLÓGICAS

Una falla es una discontinuidad formada por una fractura producida en grandes bloques de rocas de la tierra debido a que las fuerzas tectónicas superan la resistencia de las rocas. El movimiento causante de la fractura puede darse en diversas direcciones: vertical, horizontal o la combinación de las dos. [11]

La liberación repentina de energía es la característica de las fallas sísmicas. Cuando en una falla su actividad es repentina y brusca se puede producir un terremoto lo cual podría provocar incluso una ruptura en la superficie terrestre y esto se puede evidenciar en la superficie del terreno de forma topográfica y se la denomina Escarpa de falla. [11]

Fallas Activas

Una falla es activa cuando ha tenido movimientos históricos, en los últimos 10000 años hasta 500000 años, no todas las fallas activas generan terremotos, algunas son capaces de moverse sin estar asociadas a ninguna actividad sísmica. [11]

Se pueden definir tres tipos de fallas activas:

- **Falla activa de holoceno:** una falla que se ha movido en los últimos 10000 años
- **Falla activa del cuaternario tardío:** una falla que se ha movido en los últimos 130000 años
- **Falla activa del cuaternario:** una falla que se ha movido en los últimos 1600000 años

Los sismos más grandes han originado desplazamientos verticales del terreno, que se logran visualizar en la superficie y van de 8 a 12 metros. [11]

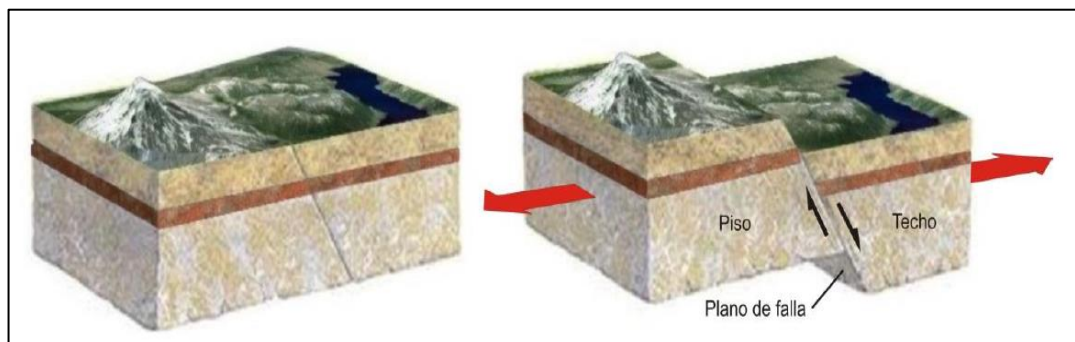
Clasificación de Fallas de acuerdo a su movimiento

Existen tres tipos de fallas principales según el tipo de desplazamiento de las rocas:

Falla Normal:

Estas fallas se generan por torsión horizontal, las fuerzas inducidas en la roca son perpendiculares a la línea de ruptura superficial de la falla y movimiento predominante es vertical al plano de falla el cual es de 60° respecto a la horizontal. El techo se desliza hacia abajo mientras que el bloque que se encuentra debajo del plano de falla o piso asciende. [11]

Figura 7. Falla Normal.

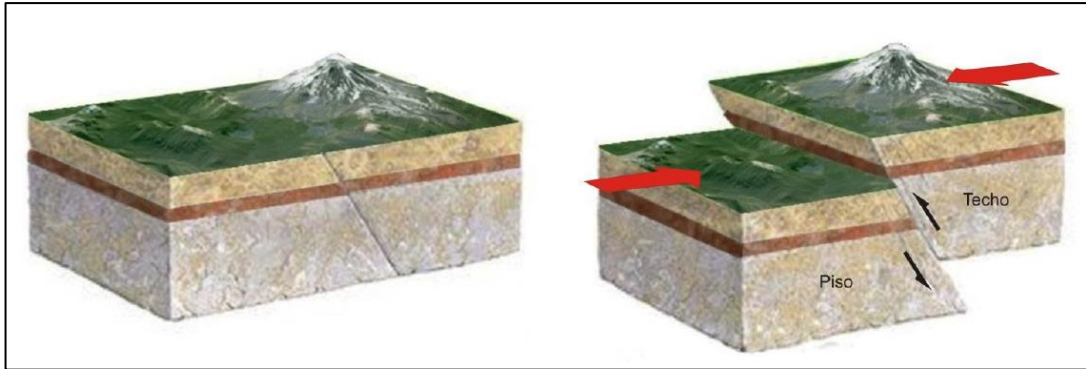


Fuente: Instituto Nacional De Prevención Sísmica INPRES. Fallas Geológicas

Falla Inversa:

Esta se genera por compresión horizontal. El movimiento casi siempre es horizontal y el plano de falla tiene un ángulo típico de 30° respecto a la horizontal, en esta el bloque de techo se encuentra sobre el bloque de piso. [11]

Figura 8. Falla Inversa

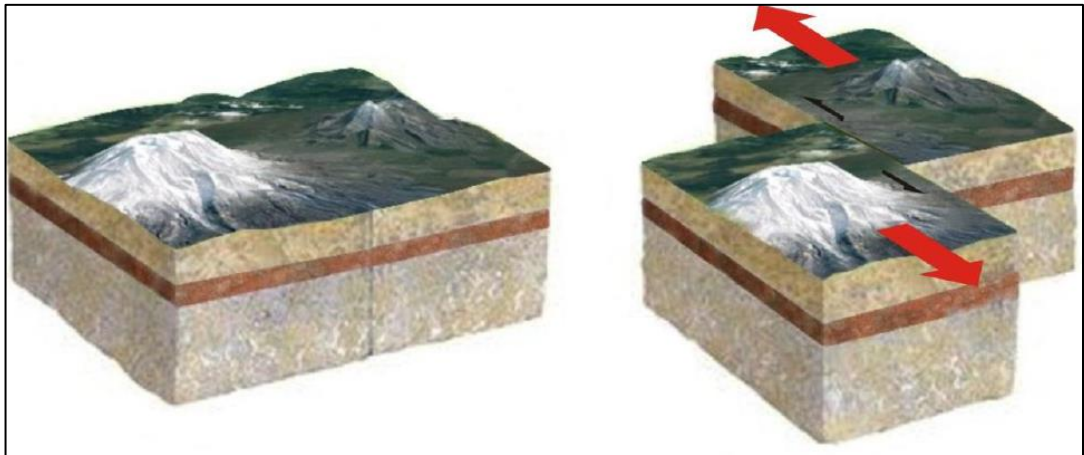


Fuente: Instituto Nacional De Prevención Sísmica INPRES. Fallas Geológicas

Falla de desgarre o de deslizamiento de rumbo:

Estas se desarrollan a lo largo de planos verticales y el movimiento de los bloques es horizontal, son típicas de límites transformantes de placas tectónicas. Hay dos tipos de fallas de desgarre: laterales derechas donde el movimiento relativo de los bloques es hacia la derecha y laterales izquierdas donde el movimiento es hacia la izquierda. [11]

Figura 9. Falla de desgarre o de deslizamiento de rumbo.



Fuente: Instituto Nacional De Prevención Sísmica INPRES. Fallas Geológicas

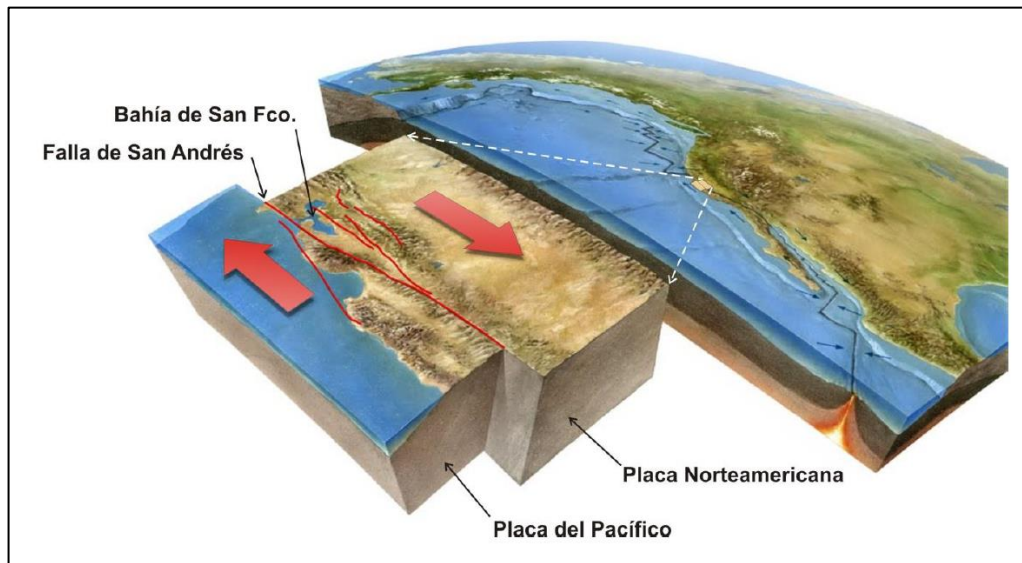
Falla de San Andrés

Es una falla de desplazamiento que se encuentra ubicada en el Sur y Centro de California, esta gigantesca falla es el área de contacto entre dos placas tectónicas: la

del Pacífico y la Norteamericana, su trazado puede seguir durante unos 950 Kilómetros desde el Golfo de California hasta un punto situado a lo largo de la costa Norte de San Francisco, donde desaparece en el mar. [11]

Esta falla se formó hace unos 29 millones de años y su desplazamiento a lo largo de la misma ha sido más de 560 kilómetros

Figura 10. Falla de San Andrés.



Fuente: Instituto Nacional De Prevención Sísmica INPRES. Fallas Geológicas

Ecuador se encuentra dentro del denominado Cinturón de Fuego del Pacífico, por lo que su actividad sísmica es alta, incluyendo eventos tales como el de 1906, que alcanzó una magnitud de 8.8, colocándolo dentro de los sismos más grandes de la historia, el sismo de Bahía de Caráquez en agosto de 1997 con una magnitud de 7.1, y el de abril del 2016 con una magnitud de 7.8 los cuales dejaron en evidencia problemas relacionados al diseño sismorresistente en el Ecuador. Si bien es cierto, existe una Norma Ecuatoriana de la Construcción también lo es el hecho que los estudios acerca del tema son escasos. [8]

Figura 11. Falla Geológica en el Ecuador.



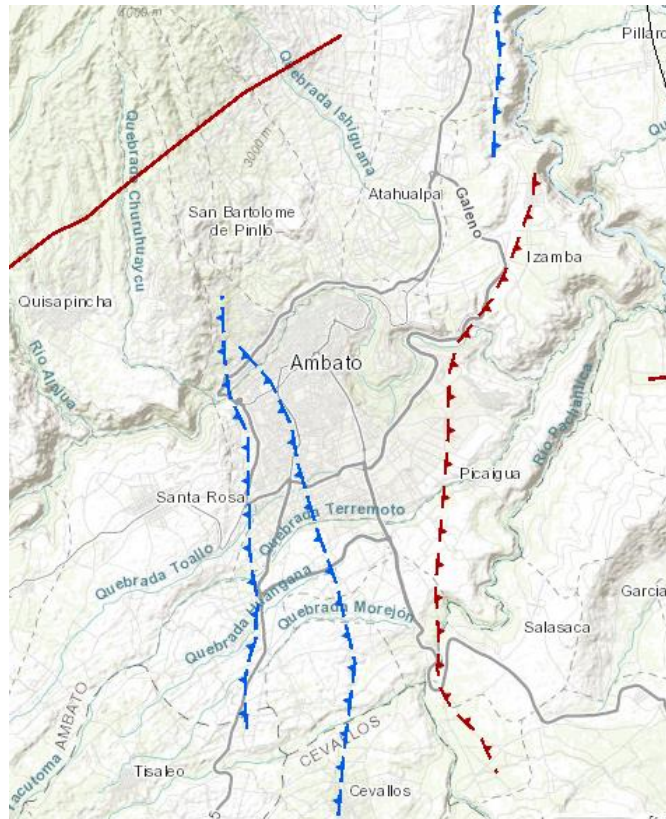
Fuente: Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional (IGEPN)

El país ha sufrido 8 eventos sísmicos superiores a los 6 grados en la escala de Richter, de 1906 a 2016, un promedio de 15 años ha separado un evento del otro. [9]

El terremoto ocurrido en abril del 2016 se constituye en el hecho más mortífero en el mundo de ese año y en el segundo evento natural catastrófico a nivel mundial. [9]

La ciudad de Ambato ubicada a 2580 msnm en la provincia de Tungurahua, ha sido testigo de eventos sísmicos los cuales provienen de dos fuentes diferentes: la tectónica (cortical y subducción) que pueden llegar a alcanzar magnitudes M_w de hasta 9.5 y la volcánica que genera magnitudes M_w alrededor a 4. [4]

Figura 12. Falla Geológicas en Ambato.



Fuente: Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional (IGEPN)

2.1.3 SISMO

Según el Centro Nacional de Prevención de Desastres México CENAPRED Sismo son las vibraciones ocasionadas por la propagación de varios tipos de ondas en el interior de la superficie, cuya escala de medición es la magnitud, la cual es el valor relacionado con la cantidad de energía liberada por este fenómeno, mientras la intensidad constituye los efectos causados por las ondas sísmicas en las construcciones, en el terreno natural y en las actividades del hombre. [5]

2.1.4 INTENSIDAD SÍSMICA

La intensidad sísmica es el único parámetro de los mencionados anteriormente que no es instrumental. Se mide por escalas macro sísmicas que evalúan los efectos producidos, en un lugar determinado, sobre las personas, los edificios y el terreno. [12]

2.1.5 MAGNITUD Y MOMENTO SÍSMICO

La magnitud está relacionada con la energía sísmica liberada en el foco del terremoto. Su definición original está dada en función de la amplitud máxima de la onda sísmica registrada en un sismógrafo Wood-Anderson a 100 kilómetros de distancia del epicentro. [12]

Se ha definido la magnitud local en función de la duración de la señal y de la distancia epicentral. Se determinan a partir de los acelerogramas; su duración de un terremoto no es fácil de estimar, pues si bien el inicio de la sacudida se puede determinar, en general, de forma precisa, no ocurre lo mismo con su final. [12]

Una medida útil de la duración es la llamada duración acotada que es el tiempo transcurrido entre el primero y último pico del acelerograma que exceden el valor 0.05 g. [12]

2.1.6 PELIGRO SÍSMICO

Para medir el tamaño como la fuerza con que se siente un terremoto en un lugar determinado se lo hace mediante la intensidad sísmica. [12]

El ingeniero demanda que el riesgo venga expresado en términos de aceleración ya que él diseña las estructuras en función de las aceleraciones que pueden afectarlas durante su tiempo de vida. Relacionar la intensidad sísmica con los parámetros cinéticos de aceleración, velocidad y desplazamiento. [12]

Para la construcción antisísmica, el rango de intensidades que interesa es a partir del grado V, que es cuando aparecen daños apreciables en los edificios, aunque este límite también viene impuesto por la completitud del catálogo. [12]

Este valor tiene gran influencia en el cálculo de probabilidades anuales bajas o períodos de retorno muy largos, que son los exigidos para ciertas obras de ingeniería como puentes, grandes presas, centrales nucleares. [12]

2.1.7 ECUACIONES DE ATENUACIÓN

En la literatura especializada se han planteado modelos de atenuación del movimiento o ecuaciones de predicción del movimiento del suelo GMPEs, que se proponen ajustando las observaciones disponibles, como valores registrados de PGA o SA(T), a expresiones matemáticas cuyos coeficientes se determinan por análisis de regresión. Estos modelos suelen ser clasificados de acuerdo con el régimen tectónico al que pertenece la zona, distinguiéndose entre modelos de corteza, subducción superficial o profunda y zonas volcánicas, básicamente [13]

El modo de empleo de un modelo viene condicionado por relaciones de Magnitud, Distancia e Intensidad sísmica, es decir, la relación entre Aceleración, Velocidad y Desplazamiento, delimitados a partir de la base de datos considerada para su formulación. [13]

Además de las variables de magnitud, distancia e intensidad, los modelos actuales incluyen también variables dependientes del tipo de suelo, mecanismo focal entre otros parámetros, que acortan la incertidumbre del cálculo del movimiento para escenarios definidos. [13]

Sismos Intraplaca (Fallamiento Cortical)

➤ **Boore y Atkinson (2008)**

$$\ln y = F_M(M) + F_D(R_{JB}, M) + F_S(V_{S30}, R_{JB}, M) + \varepsilon \quad (1)$$

Dónde:

$F_{M,D,S}$: Coeficientes

M : Magnitud de momento

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)

$$\begin{aligned} \text{Log } y = & \mathbf{b}_1 + \mathbf{b}_2 \mathbf{M} + \mathbf{b}_3 \mathbf{M}^2 + (\mathbf{b}_4 + \mathbf{b}_5 \mathbf{M}) \log \sqrt{\mathbf{R}_{JB}^2 + \mathbf{b}^2 \mathbf{6}} + \mathbf{b}_7 \mathbf{S}_s + \mathbf{b}_8 \mathbf{S}_A \\ & + \mathbf{b}_9 \mathbf{F}_N + \mathbf{b}_{10} \mathbf{F}_R \varepsilon \sigma \end{aligned} \quad (2)$$

Dónde:

b: Coeficientes

F_N: Falla normal

F_R: Falla inversa

M: Magnitud de momento

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

S_A: Suelo rígido

S_s: Suelo suave

➤ Kanno et al. (2006)

Si ≤ 30 Km:

$$\text{Log pre} = \mathbf{a}_1 \mathbf{M}_w + \mathbf{b}_1 \mathbf{X} - \log(\mathbf{X} + \mathbf{d}_1 * 10^{\mathbf{e}_1 \mathbf{M}_w}) + \mathbf{c}_1 + \varepsilon_1 \quad (3)$$

Si > 30 Km:

$$\text{Log pre} = \mathbf{a}_2 \mathbf{M}_w + \mathbf{b}_2 \mathbf{X} - \log(\mathbf{X}) + \mathbf{c}_2 + \varepsilon_2 \quad (4)$$

Dónde:

D: Profundidad Focal

a, b, c, d: Coeficientes

M_w: Magnitud de momentos

X: Distancias de la fuente

Sismos Subducción

➤ Young et al. (1997)

$$\begin{aligned} \text{Ln } y = & -0.6687 + 1.438\mathbf{M} + \mathbf{C}_1 + \mathbf{C}_2(10 - \mathbf{M})^3 + \mathbf{C}_3 \\ & * \text{Ln}(\mathbf{r} + 1.097\mathbf{e}^{0.617*\mathbf{M}}) + 0.00648\mathbf{H} + 0.3643\mathbf{Z}_t \end{aligned} \quad (5)$$

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)**

$$\mathbf{Log y} = \mathbf{aMw} + \mathbf{bx} - \mathbf{log(r)} + \mathbf{e(h - hc)\delta h} + \mathbf{FR} + \mathbf{SI} + \mathbf{S_s} + \mathbf{SSL log(x)} + \mathbf{Ck} \quad (6)$$

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

2.1.8 MÉTODO DE EVALUACIÓN DE LA PELIGROSIDAD

Métodos Deterministas

El método determinista se obtiene el valor máximo de la variable elegida como medida del movimiento del suelo en un lugar determinado debido a la sismicidad de la región. Para la aplicación de este método es necesario una gran precisión en la localización de los terremotos, si no se consideran zonas o estructuras sismogénicas, y en las dimensiones de éstas en el caso de que si se consideren. [12]

Métodos Probabilistas

Se obtiene la probabilidad de ocurrencia de distintos niveles de intensidad de movimiento del suelo en un lugar determinado en un período de tiempo dado. [12]

No se obtiene únicamente el valor máximo de intensidad de movimiento del suelo, sino que se obtiene la distribución de probabilidades para los distintos niveles de intensidad o daño. [12]

El terremoto mayor que puede producirse en una zona 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. [12]

Los valores de riesgo obtenidos por estos métodos se dan, comúnmente, en probabilidades anuales o en períodos de retorno, es decir, se obtiene la probabilidad anual o el período de retorno de un cierto nivel de intensidad de movimiento del suelo. [12]

Probabilidades de Ocurrencia y Excedencia.

La probabilidad de ocurrencia de un cierto nivel de intensidad en un intervalo de tiempo de T años. Esta probabilidad se obtiene en función de la probabilidad anual mediante la siguiente expresión. [14]

$$\text{Prob. En T años} = 1 - (1 - \text{Prob. Anual})^T$$

Esto conlleva a obtener un nivel de intensidad cuando tiene un periodo de retorno de 100 años lo que muestra que en 100 años se tiene una probabilidad de ocurrencia del 65%. [14]

Los movimientos sísmicos de diseño son expresados por el comité VISION 2000 en términos de un intervalo de recurrencia medio o de una probabilidad de excedencia. El intervalo de recurrencia medio, por ejemplo 475 años, es una expresión del periodo promedio de tiempo, expresado en años, que transcurre entre la ocurrencia de un sismo que produce daños de una severidad igual o superior a una determinada. La probabilidad de excedencia, es decir en el ejemplo anterior 10% en 50 años, es una representación estadística de la posibilidad de que el efecto de un sismo exceda una cierta severidad durante un periodo de tiempo determinado expresado en años. [14]

Tabla 1. Movimientos Sísmicos de Diseño.

Movimiento sísmico de diseño	Intervalo de recurrencia	Probabilidad de excedencia
Frecuente	43 años	50 % en 30 años
Ocasional	72 años	50 % en 50 años
Raro	475 años	10 % en 50 años
Muy raro	950 años	10 % en 100 años

Fuente: SEAOC Vision 2000 Committe, 1995.

2.1.9 ONDAS SÍSMICAS

Aquella deformación que viaja a través de un medio elástico se llama onda elástica pero cuando el medio en el cual se da su desplazamiento es la tierra esta se llama Onda Sísmica. [15]

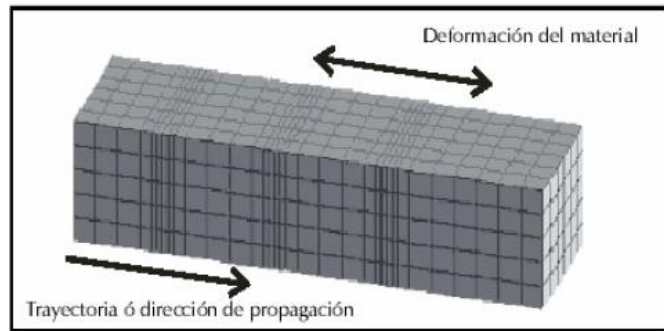
En el interior de un sólido elástico pueden transmitirse dos tipos de ondas:

Ondas de compresión (P):

Es el caso en el que las partículas del medio se mueven en el mismo sentido en el que se propaga la onda produciendo compresiones o dilataciones en el mismo, esta es la más veloz de todas las ondas por lo tanto es la primera en llegar a cualquier punto, se siente y se registrada por lo que se la denomina Onda Primaria. [15]

- Estas producen un efecto de retumbo que hace vibrar paredes y ventanas
- Velocidad: 1100 y 8000 m/s
- Ondas de cuerpo, Compresibles
- Comprime y expande la roca en la misma dirección de la trayectoria
- Personas y animales la perciben como un sonido grave y profundo

Figura 13. Ondas de Compresión.



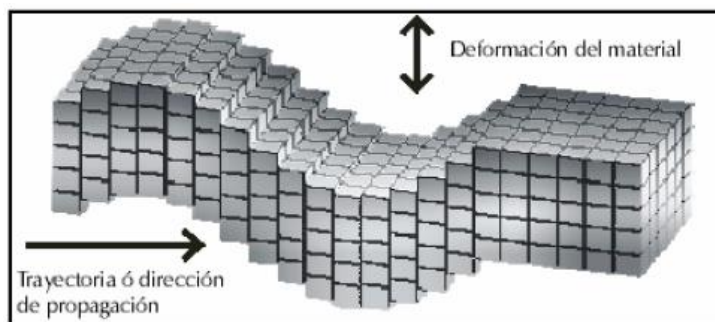
Fuente: Nieto, M. Ondas Sísmicas

Ondas transversales o de cizallamiento (S):

En este caso las partículas se mueven en dirección perpendicular a la propagación de la onda por lo que están asociadas con deformaciones del terreno, es más lenta que las Ondas P, pero tiene mayor amplitud y se siente más fuerte que estas y por el hecho de llegar segunda se la denominó Secundaria. [15]

- Llega segundos después con movimiento vertical de arriba hacia abajo, viceversa y de lado a lado sacudiendo la superficie vertical y horizontalmente.
- Velocidad: 500 y 4400 m/s.
- Ondas de Cuerpo, transversales.
- Deforma el material lateralmente.
- No se transmite en fluidos.
- Responsable del daño en las construcciones.

Figura 14. Ondas de Compresión.



Fuente: Nieto, M. Ondas Sísmicas

Luego que las ondas P y S llegan se logra visualizar una señal en el sismograma en el que va decayendo poco a poco y en la parte de la cola de la señal se produce la coda la misma que se debe a energía sísmica dispersa que llega hasta el sensor después de haber sido reflejada por las heterogeneidades del terreno, su decaimiento nos sirve para la estimación de la atenuación del terreno y para determinar la magnitud de los sismos. [15]

Velocidad de Onda

La velocidad de la onda depende de las características del medio:

En rocas ígneas la velocidad de las ondas P es de 6km/seg mientras que en rocas poco consolidadas puede ser de 2km/seg o menor. [15]

Se ha demostrado que la velocidad de las ondas es tal:

$$\mathbf{V_{R, L} < V_S < V_P}$$

VR, L: Velocidad de onda Rayleigh y Love

VS: Velocidad de onda Secundaria

VP: Velocidad de onda Primaria

Ondas Superficiales

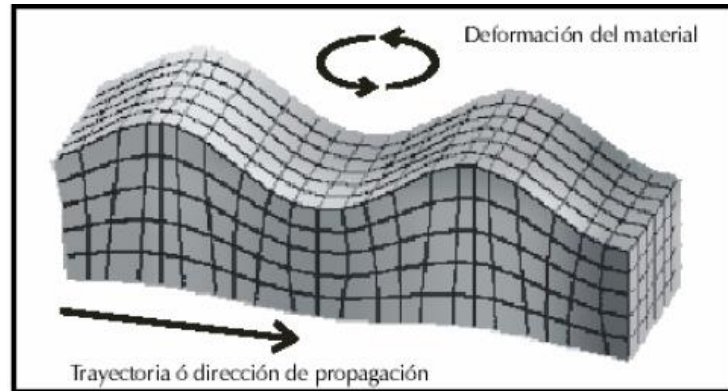
Estas ondas se generan y viajan a lo largo de una superficie libre como es el caso de la tierra, estas se clasifican en dos tipos:

Ondas Rayleigh:

Este tipo tiene su máxima amplitud en la superficie libre la cual decrece con la profundidad, la trayectoria de las partículas al propagarse la onda es elíptica retrograda y ocurre en el plano de propagación de la onda. [15]

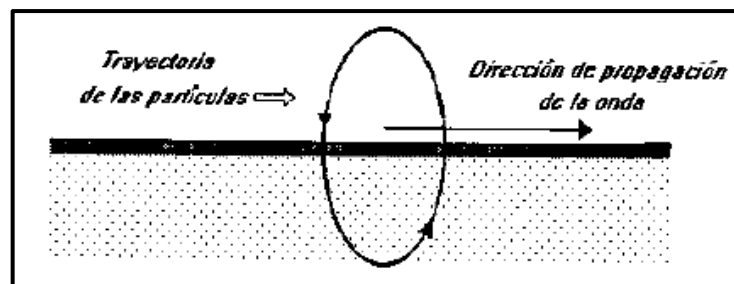
- Producen un movimiento vertical similar al de las ondas marinas
- Mas lentas que las ondas Love
- Afecta a los cuerpos de agua.

Figura 15. Ondas Rayleigh.



Fuente: Nieto, M. Ondas Sísmicas

Figura 16. Dirección de propagación de las Ondas Rayleigh.



Fuente: Nieto, M. Ondas Sísmicas

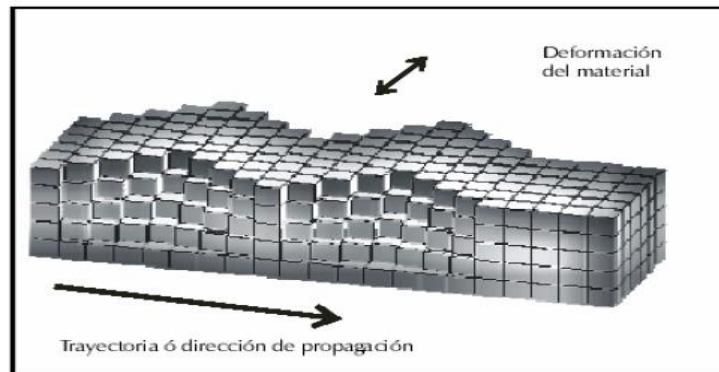
Ondas Love:

Estas son de periodo muy largo se comportan de forma similar a las de Rayleigh pero se deben solamente a la interferencia de ondas secundarias horizontales, se generan cuando el medio elástico está estratificado. Las partículas se propagan de forma perpendicular a la dirección de la propagación de la onda similar a las ondas Secundarias solamente que estas cuentan solo con la componente horizontal. [15]

Las ondas se generan por la presencia de superficies de discontinuidad; cuando existe un vacío o un medio con menor rigidez se trata de compensar la energía produciendo este tipo de vibraciones en la superficie. [15]

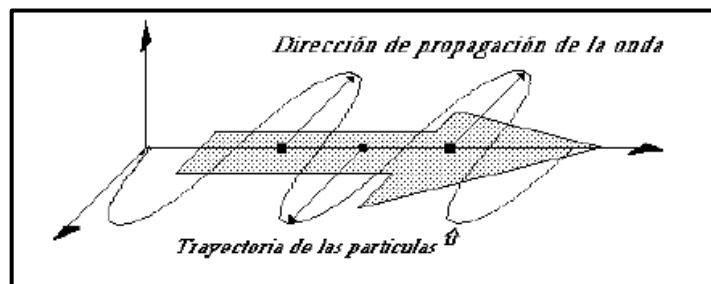
- No se propaga en agua
- Mas lentas que las Ondas de Cuerpo

Figura 17. Ondas Love.



Fuente: Nieto, M. Ondas Sísmicas

Figura 18. Dirección de propagación de las Ondas Love.



Fuente: Nieto, M. Ondas Sísmicas

2.1.10 ACCIÓN SÍSMICA SOBRE LAS ESTRUCTURAS

El sismo se siente como oscilaciones bruscas del terreno las cuales se transmiten a las estructuras existentes en las zonas pobladas; en un edificio existen cargas que se equilibran con las reacciones del suelo, la estructura debe oscilar y disipar la energía que reciba sin romperse o bien puede romperse dúctilmente disipando la energía por medio de la rotura. [16]

Las aceleraciones verticales a las que una estructura se ve sometida durante un sismo son las menos problemáticas, pues esta ha sido construida para soportar la acción vertical de su peso y será capaz de aguantar un esfuerzo adicional en esta dirección, ya que en el diseño se encuentra inmiscuida la existencia de sobrecargas lo cual se toma

en cuenta el momento de utilizar los coeficientes de seguridad, además el edificio suele ser rígido verticalmente en cuanto a su desplazamiento por lo cual se puede decir que no entrara en resonancia en esta dirección. [16]

La problemática suele ser más grave cuando los elementos diseñados para soportar esfuerzos verticales se encuentran sometidos a esfuerzos oblicuos que son el resultado del peso vertical y una oscilación horizontal, en este caso se presenta una deformación lateral en el edificio. [16]

Debido a la elasticidad de los materiales de los que se encuentra constituida la estructura esta tiende a recuperar su forma, pero por la variación de las perturbaciones en el medio la edificación empieza a oscilar alrededor de su posición de equilibrio. [16]

Si se sobrepasa el límite elástico de alguno de los materiales la estructura puede entrar en régimen plástico y deformarse sin tender a recuperar su forma o si responde frágilmente llegar a romperse. Los materiales constructivos más seguros sísmicamente son los elásticos y coherentes por ejemplo la madera, el hormigón armado y estructuras metálicas. [16]

Daños en las construcciones

Un fenómeno frecuente en las estructuras es la propagación de las fisuras, ya que las edificaciones están diseñadas para que todos sus elementos soporten en conjunto las acciones a las que se ven sometidas por lo que generalmente la fisura o rotura incrementa de forma imparable los daños y si esto no sucede se dice que es dúctil y en este caso es cuando la estructura alcanza nuevas posiciones de equilibrio con su elemento agrietado fuera de eje y de esta manera se logra salvar muchas vidas. [16]

Construcción sismorresistente

Se dice que la sección de un elemento estructural es dúctil cuando al iniciarse la grieta tiene suficiente material como para seguir resistiendo mientras se sigue fracturando. [16]

El hormigón debe trabajar a poca tensión en el momento del agrietamiento del elemento mientras que el acero que se encuentra resistiendo a tracción empieza a ceder al haber sobrepasado su límite elástico entonces el hormigón sigue resistiendo la tensión a compresión. [16]

La fisura o grieta ayuda mucho a disipar energía, pues mientras la estructura no sobrepase su límite elástico la elasticidad de la misma hará que en cada oscilación la energía se sume a la de la oscilación anterior. [16]

Otro punto importante en la construcción sismorresistente es que la rigidez que generalmente se consigue mediante muros de pantalla en el hormigón mientras que en el acero se logra con diagonales que forman cruces de San Andrés. [16]

La edificación se construye de forma rígida intentando que sus frecuencias propias se alejen de las del sismo. [16]

2.1.11 RESONANCIA

Los movimientos, y por lo tanto los esfuerzos a que ven sometidas las distintas partes, dependen, entre otras, de las características de la onda sísmica, y de las frecuencias naturales de oscilación del edificio. [16]

El edificio tiende a oscilar según sus frecuencias propias de oscilación, que si no coincide con algún armónico que los principales que forma la onda sísmica no aumentará en cada oscilación, pero en el caso de que coincidan, se produce el fenómeno de resonancia. [16]

Cuando el sismo posee un armónico de amplitud considerable que coincide con una frecuencia de oscilación natural del edificio (periodo fundamental), éste entra en resonancia, y la aceleración crece en cada periodo, por lo que irremediamente será destruido, a menos que el sismo cese rápidamente, o que la ruptura de algunas de las partes del edificio varíe su frecuencia natural de oscilación, o que el rozamiento interno de los materiales sea suficiente como para disipar energía. [16]

En teoría es posible estudiar la respuesta de un edificio ante un sismo, a partir de un acelerograma (esquema teórico del sismo). La construcción resistirá si todas sus partes consiguen responder a los movimientos acordemente, ya sea trasladándose juntas, o girando alrededor de los mismos ejes en cada instante. Para esto se supone que los distintos nudos no pueden variar su distancia, pues los elementos que forman la estructura no pueden ni alargarse ni acortarse. [16]

Cuando se requiere que una construcción resista sismos fuertes, se diseña especialmente para ello. Por ejemplo, es necesario que los hospitales sigan en operativos después del sismo. [16]

Suele dar la impresión de que los edificios altos, sobre todo si son de similar construcción van a sucumbir antes de un sismo. Esto suele ser cierto, pues además los edificios altos tienen mayor periodo de vibración. Sin embargo, esto depende de los armónicos de resonancia del sismo y del edificio, por lo que en general puede ser bastante arbitrario. [16]

Diversos casos de resonancia.

Si estamos en un mundo sometido continuamente a fuerzas oscilantes, y si además estamos rodeados de estructuras elásticas tales como ventanas, puentes, edificios, etc., es factible que en muchos casos de frecuencia de las fuerzas oscilantes coincida con alguna de las frecuencias naturales de las estructuras elásticas provocando fenómenos de resonancia. [17]

Estructuras elásticas y frecuencias naturales.

La elasticidad es la propiedad que tienen los cuerpos de deformarse bajo la acción de fuerzas externas y de recuperar su forma una vez que dichas fuerzas ya no son aplicadas; dentro de ciertos rangos la deformación para todos los cuerpos es proporcional a la fuerza deformante aplicada. Por lo tanto, antes de alcanzar otra vez su estado de equilibrio, los cuerpos desarrollan un cierto número de oscilaciones; y

cada cuerpo, dependiendo de su forma, masa, material con el cual está fabricado, así como de las restricciones al cual está sometido, oscilara con ciertas frecuencias propias a las que, como se ha indicado, se las denomina frecuencias naturales. [17]

Un sistema resorte masa tiene un solo sistema de vibración; una cuerda tensa sujeta en los dos extremos presenta una cantidad infinita de frecuencias naturales, todas ellas múltiplos de una frecuencia básica; las placas de metal o vidrio o las membranas de cuero también presentan frecuencias naturales; si bien no todas ellas son múltiplos de una frecuencia básica; estructuras como los puentes también presentan frecuencias naturales. [17]

2.1.12 NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN NEC-SE-DS 2015

En la República del Ecuador existe la denominada Norma Ecuatoriana de la Construcción la misma que constituye un instrumento técnico el cual propicia el desarrollo ordenado y seguro de los asentamientos humanos, la densificación de las ciudades y el acceso a la vivienda digna. [18]

Además, la norma antes mencionada considera que nuestro país está localizado en una zona de alto riesgo sísmico por lo cual la misma expone en sus apartados los parámetros obligatorios para garantizar la seguridad estructural de las edificaciones. [18]

Esta normativa empezó siendo conocida como el Código Ecuatoriano de la Construcción en el año 2001 la cual se ha venido actualizando conforme a los avances tecnológicos con el fin de mejorar los mecanismos de control en los procesos constructivos, definir principios mínimos de diseño y montaje en obra hasta encontrarse en la actualidad denominada como Norma Ecuatoriana de la Construcción. [18]

Peligro Sísmico en el Ecuador y Efectos Sísmicos Locales

- **Zonas sísmicas y curvas de peligro sísmico**

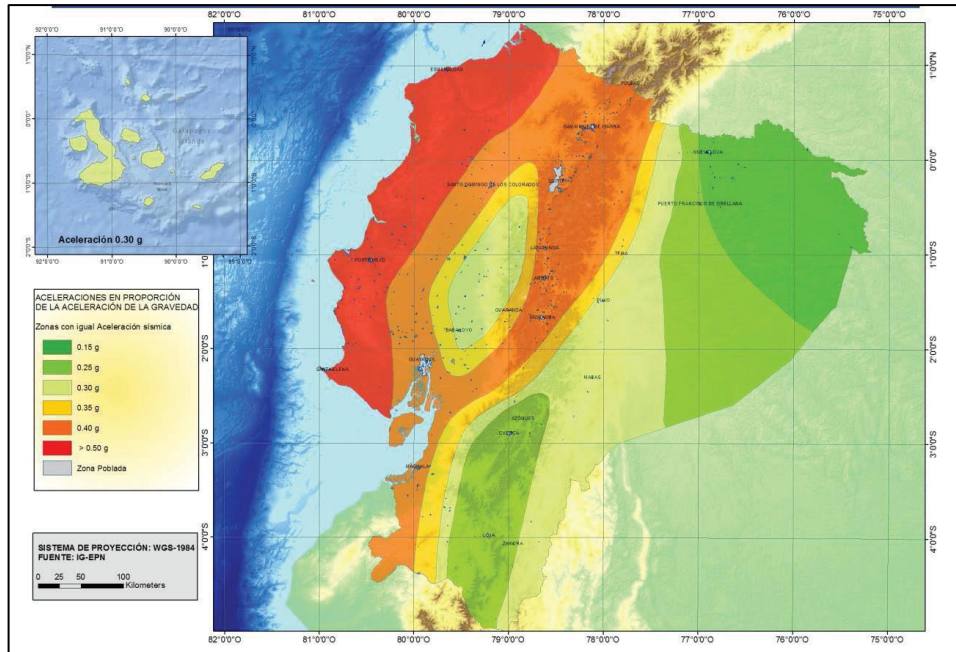
El mapa de zonas sísmicas reconoce el hecho que la subducción de la placa Nazca debajo de la placa Sudamericana es la principal fuente de generación de energía sísmica en el Ecuador. Este también toma en cuenta un complejo sistema de fallas local superficial que produce sismos importantes en gran parte del territorio ecuatoriano. [18]

El estudio de peligro sísmico se lo realizó en base a la evaluación de los principales eventos históricos acompañada de un estudio de re-evaluación de la magnitud y localización de dichos eventos, el estudio de las principales fuentes sísmicas conocidas (corticales y subducción) que junto con la sismicidad y neotectónica permitió modelar la geometría de las fuentes sismogénicas y sus parámetros sismológicos, la modelación de la geometría de las fuentes sismogénicas en base al campo de velocidades del Ecuador (mediciones GPS y segmentos de subducción), el análisis de la homogeneidad y completitud de los catálogos sísmicos históricos para el Ecuador, la modelación de más de 30000 eventos, réplicas, eventos premonitores, sismos volcánicos de los cuales se obtuvieron 8923 eventos sísmicos independientes de magnitud mínima de homogeneidad 4.5 y máxima 8.8 utilizados para el análisis. [18]

El mapa de zonificación sísmica proviene del resultado del estudio de peligro sísmico para un 10% de excedencia en 50 años (periodo de retorno de 475 años), que incluye una saturación 0.50 g de los valores de aceleración sísmica en roca en litoral ecuatoriano que caracteriza la zona VI. Con ello se reconoce que los resultados de peligros sísmico para un periodo de 475 años de retorno para la zona VI son mayores a 0.5 g y que han sido saturados a dicho valor para ser utilizados en estructuras de edificación de uso normal, por razones de tipo económico. [18]

Los resultados alcanzados hasta el momento en los estudios de peligro sísmico tienen un carácter dinámico, ya que reflejan al estado actual del conocimiento en la sismología y la neotectónica del Ecuador. [18]

Figura 19. Mapa de Zonificación Sísmica en el Ecuador.



Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015

- Zonificación sísmica y factor de zona Z**

Para los edificios de uso normal, se usa el valor de Z, que representa la aceleración máxima en roca esperada para los sismos de diseño. [18]

Tabla 2. Valores del factor Z en función 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: Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015

Todo el territorio ecuatoriano está catalogado como de amenaza sísmica alta, con excepción del Nororiente que presenta una amenaza sísmica intermedia, Litoral ecuatoriano que presenta una amenaza sísmica muy alta. [18]

Para facilitar la determinación del factor Z se adjunta un listado con la mayoría de las poblaciones del país y el valor de su factor. [18]

Si se va a diseñar una estructura con una población o zona que no conste en la lista se deberá usar el valor de la población más cercana. [18]

Tabla 3. Poblaciones ecuatorianas y valor del Factor Z.

POBLACION	PARROQUIA	CANTON	PROVINCIA	Z
COMUNA TAMBO LOMA	PILAGUIN (PILAHUIN)	AMBATO	TUNGURAHUA	0.35
CORAZON DE JESUS	IZAMBA	AMBATO	TUNGURAHUA	0.4
URBANIZACIÓN AEROPUERTO	IZAMBA	AMBATO	TUNGURAHUA	0.4
PILAHUÍN	PILAHUÍN (PILAHUÍN)	AMBATO	TUNGURAHUA	0.4
QUISAPINCHA	QUISAPINCHA (QUIZAPINCHA)	AMBATO	TUNGURAHUA	0.4
JUAN BENIGNO VELA	JUAN BENIGNO VELA	AMBATO	TUNGURAHUA	0.4
MARTINEZ	AUGUSTO N. MARTINEZ	AMBATO	TUNGURAHUA	0.4
SAN ISIDRO	PICAIHUA	AMBATO	TUNGURAHUA	0.4
TOTORAS	TOTORAS	AMBATO	TUNGURAHUA	0.4
AMBATILLO	AMBATILLO	AMBATO	TUNGURAHUA	0.4
ATAHUALPA	ATAHUALPA (CHISALATA)	AMBATO	TUNGURAHUA	0.4
IZAMBA	IZAMBA	AMBATO	TUNGURAHUA	0.4
SAN MIGUELITO	SAN MIGUELITO	SANTIAGO DE PILLARO	TUNGURAHUA	0.4
HUACHI GRANDE	HUACHI GRANDE	AMBATO	TUNGURAHUA	0.4
SANTA ROSA	SANTA ROSA	AMBATO	TUNGURAHUA	0.4
AMBATO	AMBATO	AMBATO	TUNGURAHUA	0.4
PELILEO GRANDE	PELILEO	SAN PEDRO DE PELILEO	TUNGURAHUA	0.4
SAN ANTONIO DE PASA	PASA	AMBATO	TUNGURAHUA	0.4
SAN BARTOLOME DE PINLLOG	SAN BARTOLOME DE PINLLOG	AMBATO	TUNGURAHUA	0.4

PATATE	PATATE	PATATE	TUNGURAHUA	0.4
SAN FERNANDO	SAN FERNANDO	AMBATO	TUNGURAHUA	0.4
EMILIO M. TERAN	EMILIO MARIA TERAN (RUMIPAMBA)	SANTIAGO DE PILLARO	TUNGURAHUA	0.4
MARCOS ESPINEL	MARCOS ESPINEL (CHACATA)	SANTIAGO DE PILLARO	TUNGURAHUA	0.4
BAÑOS DE AGUA SANTA	BAÑOS DE AGUA SANTA	BAÑOS DE AGUA SANTA	TUNGURAHUA	0.4
ULBA	ULBA	BAÑOS DE AGUA SANTA	TUNGURAHUA	0.4
RIO VERDE	RIO VERDE	BAÑOS DE AGUA SANTA	TUNGURAHUA	0.4
GUAMBALO	GUAMBALO (HUAMBALO)	SAN PEDRO DE PELILEO	TUNGURAHUA	0.4
TISALEO	TISALEO	TISALEO	TUNGURAHUA	0.4
CEVALLOS	CEVALLOS	CEVALLOS	TUNGURAHUA	0.4
QUERO	QUERO	QUERO	TUNGURAHUA	0.4
RUMIPAMBA	RUMIPAMBA	QUERO	TUNGURAHUA	0.4
COTALÓ	COTALÓ	SAN PEDRO DE PELILEO	TUNGURAHUA	0.4
SAN ANDRES	SAN ANDRES	SANTIAGO DE PILLARO	TUNGURAHUA	0.4
QUNCHIBAMBA	QUNCHIBAMBA	AMBATO	TUNGURAHUA	0.4
SAN JOSE DE POALÓ	SAN JOSE DE POALÓ	SANTIAGO DE PILLARO	TUNGURAHUA	0.4
EL TRIUNFO	EL TRIUNFO	PATATE	TUNGURAHUA	0.4
SUCRE	LOS ANDES (CAB EN POATUG)	PATATE	TUNGURAHUA	0.4
MOCHA	MOCHA	MOCHA	TUNGURAHUA	0.4

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015

Curvas de Peligro Sísmico

Para el diseño de estructuras de ocupación especial, esenciales, puentes, obras portuarias y otras estructuras diferentes a las de edificación; es necesario utilizar diferentes niveles de peligro sísmico con el fin de verificar el cumplimiento de diferentes niveles de desempeño. [18]

Se clasifican los sismos según los niveles de peligro y periodo medio de retorno. [18]

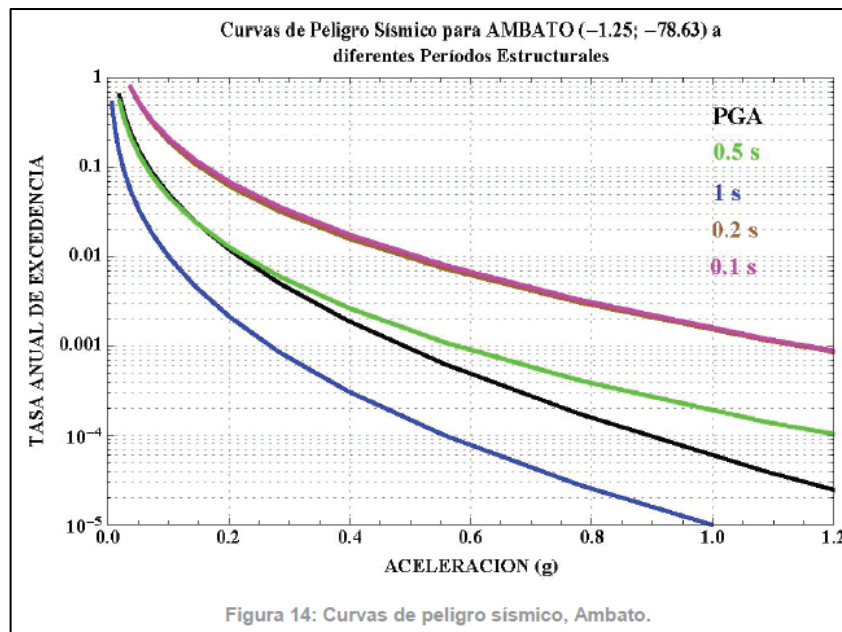
Tabla 4. Niveles de amenaza sísmica.

Nivel de sismo	Sismo	Probabilidad de excedencia en 50 años	Período de retorno T_r (años)	Tasa anual de excedencia ($1/T_r$)
1	Frecuente (menor)	50%	72	0.01389
2	Ocasional (moderado)	20%	225	0.00444
3	Raro (severo)	10%	475	0.00211
4	Muy raro* (extremo)	2%	2 500	0.00040

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015

Para definir los niveles de aceleración sísmica esperada en roca existen curvas de peligro sísmico probabilista de cada capital de provincia en la cual se relaciona el valor de la aceleración sísmica del terreno y con el nivel de probabilidad anual de excedencia también las curvas de aceleraciones máximas espectrales para periodos estructurales de 0.1, 0.2, 0.5 y 1.0 segundos. [18]

Figura 20. Curvas de peligro sísmico para Ambato.



Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015

Geología Local (Tipos de perfiles de suelo para 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 diferenciales 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. Para el perfil tipo F se realizan diferentes tipos de investigaciones geotécnicas para conocer y modelar su comportamiento dinámico. [18]

Se definen seis tipos de suelo en la siguiente tabla:

Tabla 5. Niveles de amenaza sísmica.

TIPO DE PERFIL	DESCRIPCIÓN	DEFINICIÓN
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > V_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante o	$760 \text{ m/s} > V_s \geq 360$ m/s
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50$ $S_u \geq 100$ KPa
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > V_s \geq 180$ m/s
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15$ $100 \text{ KPa} > S_u \geq 50 \text{ KPa}$
	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180$ m/s
E	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3m de arcillas blandas	$IP > 20$
		$w \geq 40\%$
		$S_u < 50$ KPa

	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 causados por la excitación sísmica, tales como: suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersos o débilmente cementados, etc.
	F2-Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H>3 m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas)
F	F3- Arcillas de muy alta plasticidad (H>7.5m 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 a ocurrimiento dentro de los primeros 30m 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: Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015

Coefficientes de perfil del suelo

Coefficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto.

En la tabla se presenta valores del coeficiente F_a que amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones para diseño en roca, tomando en cuenta los efectos de sitio. [18]

Para suelos tipo F no se proporcionan valores F_a , F_d y F_s debido a que necesita un estudio especial. [18]

Tabla 6. 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: Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015

Fd: Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamiento para diseño en roca

En la tabla se presenta valores del coeficiente que amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamiento para diseño en roca, considerando los efectos de sitio. [18]

Tabla 7. 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: Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015

Fs: comportamiento no lineal de los suelos

En la tabla se presentan valores del coeficiente que consideran el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del periodo 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. [18]

Tabla 8. 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: Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015

Para poblaciones de más de 10000 habitantes y suelos con tipo F se realizará espectro de respuesta elástica de aceleraciones específico al sitio, basado en la geología, tectónica, sismología y características de suelo local. El espectro debe desarrollarse para una fracción de amortiguamiento respecto al crítico de 5% a menos que la utilización de otros valores sea consistente con el comportamiento estructural previsto y con la intensidad del sismo establecida en el sitio. [18]

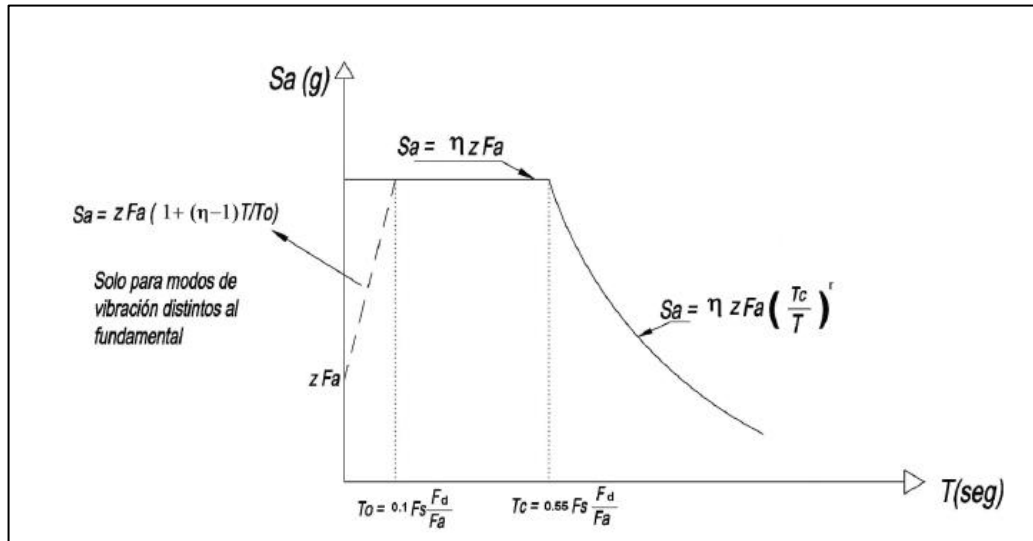
Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones

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

- El factor de zona sísmica Z

- El tipo de suelo del sitio de emplazamiento de la estructura
- La consideración de los valores de los coeficientes de amplificación del suelo F_a , F_d , F_s .

Figura 21. Espectros elásticos de diseño.



Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015

Donde:

- η Razón entre la aceleración espectral $S_a(T = 0.1 \text{ s})$ y el PGA para el período de retorno seleccionado.
- F_a 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.
- F_d Coeficiente de amplificación de suelo. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.
- F_s 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.
- S_a 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.

- T*** Período fundamental de vibración de la estructura.
- T₀*** Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.
- T_c*** Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.
- Z*** Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad *g*.

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:

$$S_a = \eta Z F_a \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_c$$

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

Donde:

- η*** Razón entre la aceleración espectral $S_a(T = 0.1 \text{ s})$ y el PGA para el período de retorno seleccionado.
- 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.
- S_a*** 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.
- T*** Período fundamental de vibración de la estructura.
- T_c*** Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.
- Z*** Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad *g*.

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 45

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, $\eta(Sa/Z$, en roca), que varían dependiendo de la región del Ecuador, adoptando los siguientes valores:

- $\eta= 1.80$: Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas)
- $\eta= 2.48$: Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos
- $\eta= 2.60$: Provincias del Oriente

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

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

$$T_L = 2.4 F_d$$

Donde:

- F_a** 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.
- F_d** Coeficiente de amplificación de suelo. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.
- F_s** 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.
- T_c** Es el período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.
- T_L** 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 T_l 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 S_a debe evaluarse mediante la siguiente expresión, para valores de periodo de vibración menores a T_0 . [19]

$$S_a = Z F_a [1 + (\eta - 1)] \frac{T}{T_c} \quad \text{para } T \leq T_0$$

$$T_0 = 0.10 F_s \frac{F_d}{F_a}$$

Donde:

- η Razón entre la aceleración espectral $S_a(T = 0.1 \text{ s})$ y el PGA para el período de retorno seleccionado.
- F_a 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.
- F_d Coeficiente de amplificación de suelo. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.
- F_s 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.
- S_a 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.
- T Período fundamental de vibración de la estructura.
- T_0 Es el período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.
- Z Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad g .

Si de estudios de microzonificación sísmica realizados para una región determinada del país, conforme lo estipulado, se establecen valores de F_a , F_d , F_s y de S_a diferentes a los establecidos en la sección, se podrán utilizar los valores de los mencionados estudios. [18]

Para el análisis de modos superiores al fundamental, se deberá considerar el ramal izquierdo del espectro en la zona de periodos cortos. [18]

Para determinar el espectro elástico para diferentes periodos de retorno, siempre que el valor de PGA obtenido a partir de las curvas de amenaza para el sitio del emplazamiento y para el periodo de retorno considerado se encuentre en el rango entre 0.15 g y 0.50g, se podrá estimar dicho espectro mediante el procedimiento descrito al principio de la sección, utilizando los valores de los coeficientes F_a , F_d y F_s obtenidos mediante la interpolación lineal a partir de los valores discretos de las tablas, considerando en este caso PGA igual a Z. [18]

El valor de η es la razón entre la aceleración espectral S_a a periodo estructural T y el PGA para el periodo de retorno seleccionado. [18]

Establecimiento de los espectros

Para el establecimiento del espectro mencionado y de sus límites, se consideraron los siguientes criterios:

- Estudio de las formas espectrales elásticas de los sismos ecuatorianos registrados en la Red Nacional de Acelerógrafos. [18]

A través de la recopilación de los registros de aceleración disponibles de sismos ecuatorianos, especialmente en roca y suelo firme, se estudiaron las formas espectrales de los mismos aplicando técnicas de promediado espectral (Yépez, F. et al., 2000). [18]

- Simulación estocástica de acelerogramas artificiales y estudio de formas espectrales [18]

A partir de los registros de aceleración reales disponibles y de la información sismológica del sismo real y del sismo mayor a simular (caída de esfuerzos, momento sísmico), se simularon registros artificiales mediante procesos estocásticos y funciones de Green. La simulación de varias familias de registros permitió estudiar la forma espectral de sismos mayores. (Yépez, F. et al., 2000). [18]

- Estudio de las formas espectrales elásticas de las normativas ASCE 7-10 de los Estados Unidos y la NSR-10 de Colombia, ambas del 2010. [18]

Se estudiaron (a base de Dickenson, S (1994), Seed et al. (1997 y 2001), Tsang et al. (2006), Tena-Colunga, et al. (2009) y Vera Grunauer, X (2010), Huang et.al., (2010)):

- Las formas espectrales
- Los factores de amplificación dinámica de las aceleraciones espectrales
- Las frecuencias fundamentales de vibración
- La meseta máxima
- La ecuación de la curva de caída
- Los factores de comportamiento inelástico de los suelos

Filosofía para el Diseño Sismorresistente

Generalidades

Esta permite comprobar el nivel de seguridad de vida. El diseño estructural se hace para el sismo de diseño, evento sísmico que tiene una probabilidad del 10% de ser excedido en 50 años equivalente a un periodo de retorno de 475 años. [18]

Caracterización

El sismo de diseño se define a partir de un análisis de peligrosidad sísmica del sitio de emplazamiento de la estructura o a partir de un mapa de peligro sísmico. [18]

Los efectos dinámicos del sismo de diseño pueden modelarse mediante un espectro de respuesta para diseño. [18]

Para caracterizar este evento, pueden utilizarse un grupo de acelerogramas con propiedades dinámicas representativas de los ambientes tectónicos, geológicos y geotécnicos del sitio, conforme se establece en norma. [18]

Requisitos mínimos de diseño

Para estructuras de ocupación normal el objetivo del diseño es:

- Prevenir daños en elementos no estructurales y estructurales, ante terremotos pequeños y frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura.
- Prevenir daños estructurales graves y controlar daños no estructurales, ante terremotos moderados y poco frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura
- Evitar el colapso ante terremotos severos que pueden ocurrir rara vez durante la vida útil de la estructura, procurando salvaguardar la vida de sus ocupantes.

Esta filosofía de diseño se consigue diseñando la estructura para que:

- Tenga la capacidad para resistir las fuerzas especificadas por esta norma
- Presente las derivas de piso, ante dichas cargas, inferiores a las admisibles
- Pueda disipar energía de deformación inelástica, haciendo uso de las técnicas de diseño por capacidad o mediante la utilización de dispositivos de control sísmico.

2.1.13 SPT (STANDARD PENETRATION TEST)

Para realizar cualquier tipo de cimentación la ingeniería civil debe contemplar de manera prioritaria los fundamentos relacionados con la mecánica de suelos. [19].

Por lo tanto, los ingenieros civiles deben estudiar las propiedades del suelo, tales como el origen, la distribución del tamaño de grano, la capacidad de drenar el agua, compresión, resistencia al corte y la capacidad de soporte de carga. Por lo tanto los ingenieros civiles deben estudiar las propiedades del suelo, tales como el origen, la distribución del tamaño de grano, la capacidad de drenar el agua, compresión, resistencia al corte y la capacidad de soporte de carga. [19].

La prueba de penetración estándar (SPT) se puede considerar como una de las pruebas populares, económicas y más comunes para la investigación sub superficial. Por lo tanto, se han desarrollado muchas correlaciones empíricas entre el valor de SPT y otras propiedades del suelo. [20]

Un parámetro clave necesario para evaluar adecuadamente la respuesta dinámica del suelo es el módulo de corte. El módulo de corte se estima generalmente utilizando la velocidad de onda de corte (V_s) del suelo mediada mediante pruebas geofísicas in situ. Un parámetro clave necesario para evaluar adecuadamente la respuesta dinámica del suelo es el módulo de corte. El módulo de corte se estima generalmente utilizando la velocidad de onda de corte (V_s) del suelo medida mediante pruebas geofísicas in situ. En muchos casos la velocidad de onda de corte se estima a través de pruebas de campo como el valor N de SPT del suelo siempre que la medición precisa de V no esté disponible. Existen muchas ecuaciones empíricas en todo el mundo que relacionan el tipo de suelo y el en valor N del SPT con la velocidad esperada de la onda de corte. [21]

El ensayo de penetración estándar (SPT) arroja resultados variables, por la obtención de muestras alteradas, que no mantienen el estado natural de la formación del suelo. Por lo tanto, es importante determinar una estratigrafía del suelo partiendo de las

correlaciones obtenidas con las correcciones de los valores arrojados por el ensayo in situ. [22]

2.2 HIPÓTESIS

¿El estudio de Peligro Sísmico Determinista influye en el nivel de amenaza de las estructuras del sector de Huachi Chico 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 de Huachi Chico en la ciudad de Ambato

2.3.2 Variable Independiente

Peligro Sísmico Determinista

CAPÍTULO III

METODOLOGÍA

3.1. NIVEL O TIPO DE INVESTIGACIÓN

El presente proyecto presenta un nivel exploratorio de tipo descriptivo de corte transversal y de laboratorio.

Exploratorio porque nos permiten aproximarnos al fenómeno, con el fin de aumentar el grado de familiaridad y contribuir con ideas respecto a la forma correcta de abordar esta investigación en particular. [23]

De tipo descriptivo ya que investiga y determina las propiedades y características más representativas del objeto de estudio, seleccionando las particularidades fundamentales del fenómeno y su descripción detallada de las partes, categorías o clases. [24]

De corte transversal porque describe el fenómeno en un momento determinado en el tiempo.

De laboratorio ya que se ha realizado ensayos que permiten determinar el tipo de perfil de suelo mediante el ensayo de penetración estándar SPT. Se utilizaron los laboratorios de suelo de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Técnica de Ambato.

3.2 POBLACIÓN Y MUESTRA

Poblacion

El estudio de peligro sismico determinista se lo realizara para el sector de Huachi Chico de la ciudad de Ambato. Para ello es necesario conocer las características geotecnicas del suelo y las GMPE´s que se va a utilizar.

Muestra.

Por ser un trabajo experimental se tomará lo que recomienda la NEC-15, lo mínimo recomendado debe ser 3 perforaciones para el estudio de suelos.

Los GMPE's que se utilizaran son:

- Akkar y Bommer (2010)
- Boore y Atkinson (2008)
- Kanno (2006)
- Zhao (2006)
- Youngs (1997)

3.3 OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES

3.3.1 VARIABLE INDEPENDIENTE

Peligro sísmico determinista

Tabla 9. Operacionalización de la variable Independiente.

Conceptualización	Dimensiones	Indicadores	Items	Técnicas e instrumentos
Es el desarrollo de un terremoto en el cual se basa la evaluación del peligro sísmico debido al movimiento producido en el lugar de interés	Movimiento sísmico	-Sismo	-¿Cuál fue la magnitud del terremoto?	Experimental
		-PGA	- ¿Cuál es el PGA obtenido?	Experimental Bibliográfica

Fuente: Karolayt Rivera

3.3.2 VARIABLE DEPENDIENTE

Nivel de amenaza de las estructuras del sector de Huachi Chico de la ciudad de Ambato

Tabla 10. Operacionalización de la variable dependiente.

Conceptualización	Dimensiones	Indicadores	Items	Técnicas e instrumentos
Es la probabilidad de ocurrencia de un sismo en un	Amenaza sísmica	-Magnitud -Distancia desde el punto sísmico hasta el punto de estudio	-¿La magnitud del terremoto es significativa? - ¿La distancia que existe tiene una relevancia en la amenaza producida?	Experimental Bibliográfica Experimental Bibliográfica

Fuente: Karolayt Rivera

3.4 PLAN DE RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN

Tabla 11. Plan de recolección de la información.

Preguntas Básicas	Explicación
1. ¿Para que?	Para evaluar el peligro en el sector de Huachi Chico de la ciudad de Ambato mediante la determinación de espectros de respuesta asociados a las fallas seleccionadas.
2. ¿De que personas u objetos?	Regimen tectónico, fallas seleccionadas y tipo de suelo en el área de estudio.

3. ¿Sobre que aspectos?	Influencia del Peligro sísmico Determinista para las estructuras.
4. ¿Quién?	Karolayt Nicole Rivera Castro
5. ¿Dónde?	Laboratorios 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: Karolayt Rivera

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 (NEC-15)
- Estimar la aceleración máxima del 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 Huachi Chico de la ciudad de Ambato de la provincia de Tungurahua está ubicado sobre los 2574 msnm, en la región interandina del Ecuador la misma que es sísmica y volcánica.

La actividad sísmica en la ciudad de Ambato puede darse debido a dos fuentes que son la tectónica (cortical y subducción) y la volcánica las mismas que son muy diferentes entre ellas. [25]

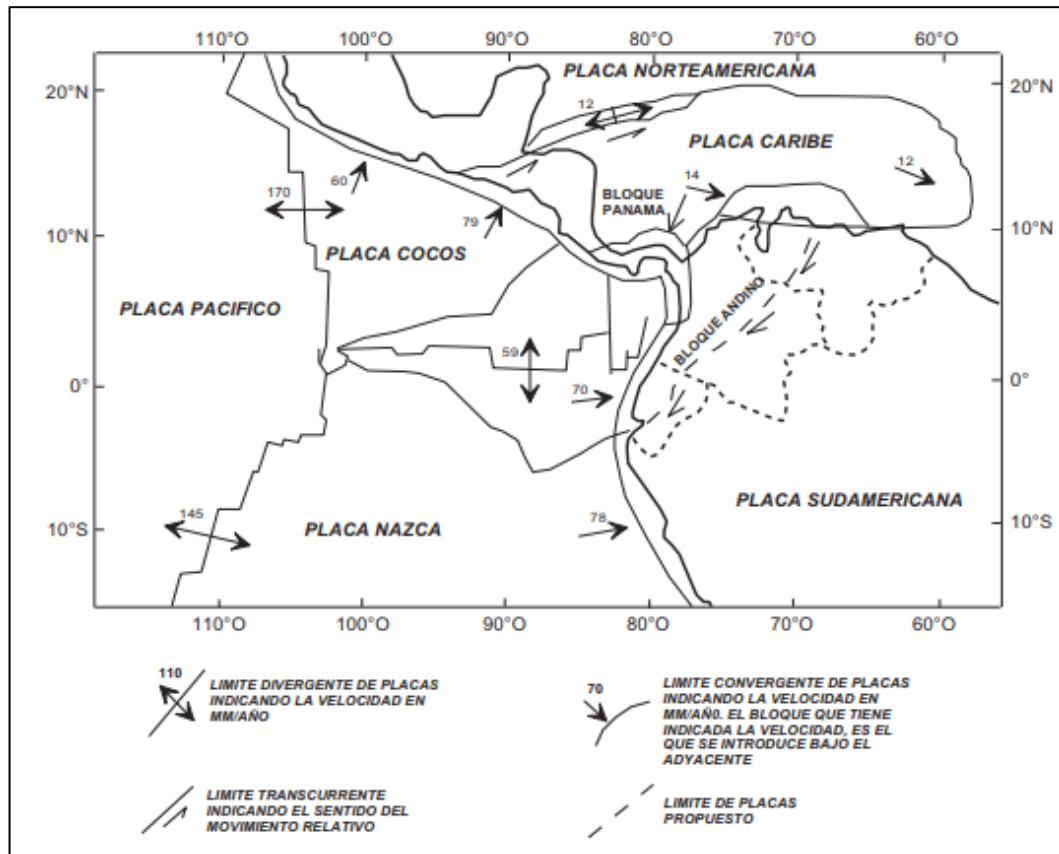
Los sismos de origen volcánico generan magnitudes Mw de 4.5 o menores mientras que las de origen tectónico alcanzan magnitudes Mw de hasta 9.5. El terremoto generado en Ambato el 5 de agosto de 1949 fue de origen tectónico y alcanzó una magnitud de 6.8 la cual fue determinada en base a las intensidades generadas. [25]

En el Ecuador se encuentran tres tipos de regímenes tectónicos que son: Cortical, Subducción intraplaca y Subducción interplaca. [25]

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 Andino” definida por Pennington (1981). La misma se encuentra controlada por la interacción de las placas Sudamericana, Nazca-Cocos y Caribe. El límite de las placas se encuentra en el fondo marino a una profundidad de 3000 a 4000 metros bajo el nivel del mar. [26]

La placa Nazca se mueve respecto a la Placa Sudamericana a una velocidad de 58 mm cada año con dirección N83°E (Kendrick et al. 2003), mientras el Bloque Andino se desplaza con dirección N35°E a una velocidad entre 7 y 8 mm cada año con respecto a la Sudamericana (Nocquet et al., 2009; Alvarado A., 2012). [26]

Figura 22. Límites de placa y velocidades de movimiento.



Fuente: Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Militar

Es de gran importancia la evaluación del peligro sísmico de la ciudad de Ambato para lo cual se debe realizar el estudio de la convergencia de placas ya que los efectos producidos debido a esto podrían afectar a la ciudad. [25]

El 5 de agosto de 1949 en Pelileo en la provincia de Tungurahua en una falla al Sur del Nido sísmico de Pisayambo la falla fue registrada como un evento sísmico que alcanzó una magnitud de Mw 6.8. [25]

Tabla 12. Intensidades sentidas en la ciudad de Ambato.

EVENTO	AÑO	INTENSIDAD	ESCALA
Terremoto de Lima – Perú	1687	VIII	MSK
Terremoto de Riobamba -Ambato	1698	IX	MSK
Terremoto de Riobamba	1797	X	MSK
Sismo de Ambato o Pelileo	1949	X	MSK
Sismo de Pedernales	2016	V	MSK

Fuente: Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Militar

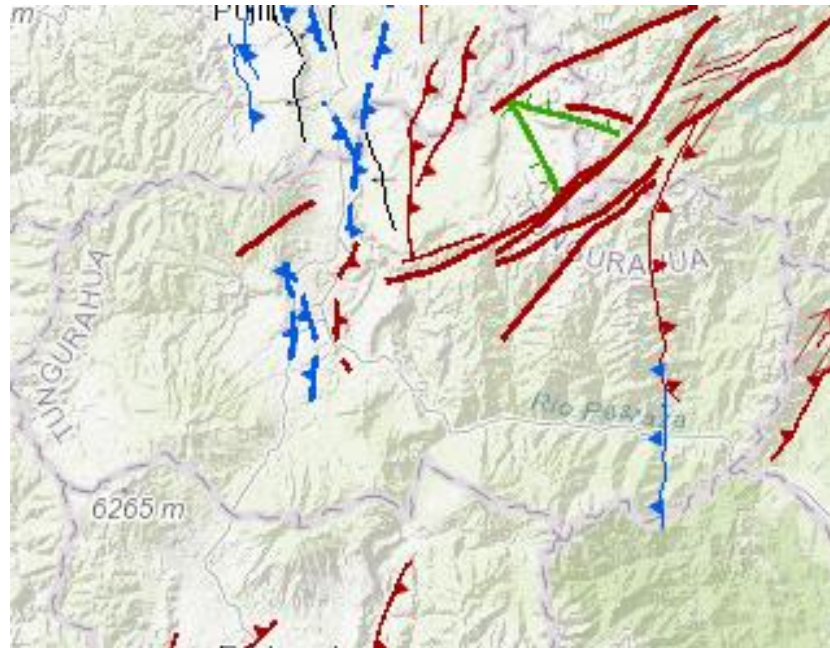
4.1.2. SELECCIÓN DE FALLAS GEOLÓGICAS

Figura 23. Fallas Geológicas del Ecuador.



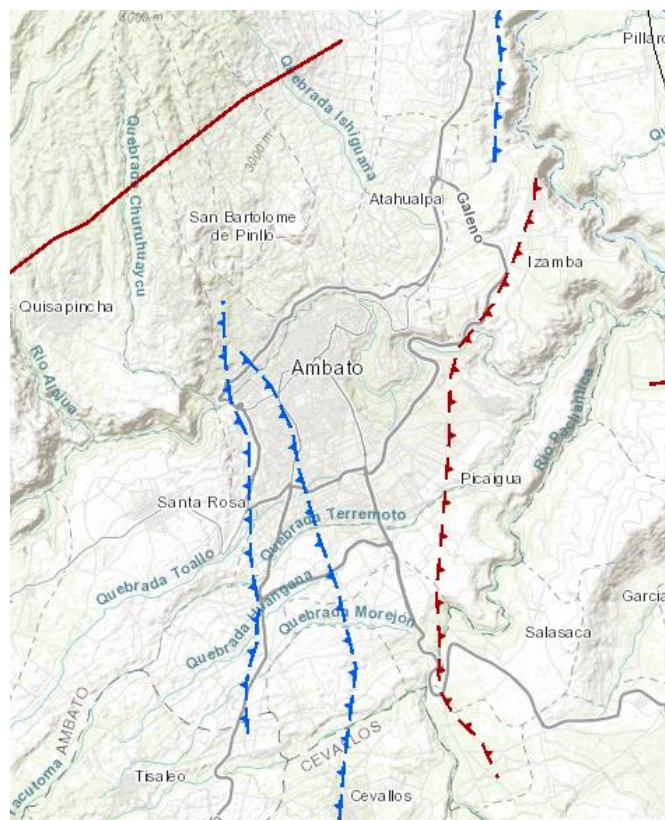
Fuente: Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Militar

Figura 24. Fallas Geológicas de Tungurahua.



Fuente: Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Militar

Figura 25. Falla Geológicas de Ambato.



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 13. Fallas Geológicas con la Longitud.

CÓDIGO	NOMBRE	TIPO	LONGITUD (Km)	DISTANCIA (Km)
EC-223	Placa Nazca	Subducción	1536.5	307.1
EC-344a	Huachi	Inversa Ciega	12	1.6
EC-344b	Ambato	Inversa Ciega	16.3	0.2
EC-345	Totoras	Transcurrente Inversa Ciega	17.7	3.8

Fuente: Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Militar

4.1.3. CARACTERÍSTICAS DEL SUELO

Mediante las siguientes tablas se determinará el tipo de suelo por medio del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) el mismo que depende directamente de la granulometría.

Tabla 14. Clasificación de suelos.

Tipo	Sub-Tipos	Identificación	Símbolo de Grupo		
GRUESOS fiene 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

Tabla 14. (Continuación) Clasificación de suelos.

Suelos (partículas menores de 7,5 cm)	SUELOS G Más de la mitad del material se retira	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 ^{II}	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

Tabla 15. Clasificación de suelos para el pozo 1.

PRIMER METRO (POZO1)					
TAMIZ	mm	PESO RET PARCIAL	PESO RET/ACUM	%RET	% QUE PASA
N4	4.76	26.8	26.8	11%	89%
N10	2	17.7	44.5	18%	82%
N40	0.42	27.3	71.8	29%	71%
N100	0.149	36.6	108.4	44%	56%
N200	0.074	43.2	151.6	61%	39%
PASA N200		96		39%	
TOTAL		247.6		100%	
SEGUNDO METRO (POZO1)					
TAMIZ	mm	PESO RET PARCIAL	PESO RET/ACUM	%RET	% QUE PASA
N4	4.76	4.2	4.2	1%	99%
N10	2	1.2	5.4	2%	98%
N40	0.42	20.8	26.2	9%	91%
N100	0.149	111.8	138	46%	54%
N200	0.074	97.1	235.1	79%	21%
PASA N200		63.8		21%	
TOTAL		298.9		100%	

TERCER METRO (POZO1)					
TAMIZ	mm	PESO RET PARCIAL	PESO RET/ACUM	%RET	% QUE PASA
N4	4.76	3.1	3.1	1%	99%
N10	2	2.2	5.3	1%	99%
N40	0.42	38.4	43.7	8%	92%
N100	0.149	174.7	218.4	41%	59%
N200	0.074	165.1	383.5	71%	29%
PASA N200		155.4		29%	
TOTAL		538.9		100%	

CUARTO METRO (POZO1)					
TAMIZ	mm	PESO RET PARCIAL	PESO RET/ACUM	%RET	% QUE PASA
N4	4.76	11	11	3%	97%
N10	2	3.6	14.6	4%	96%
N40	0.42	31.2	45.8	14%	86%
N100	0.149	117.7	163.5	49%	51%
N200	0.074	79.3	242.8	73%	27%
PASA N200		92		27%	
TOTAL		334.8		100%	

Elaboración: Karolayt Rivera

De las tablas presentadas del pozo 1 se determina que en cada metro de perforación calculados más del 50% de la muestra fue retenida en el tamiz N200 (0.074mm) que es suelo grueso, y más del 50% de la misma pasa el tamiz N4 (4.760mm) lo que muestra que el tipo de suelo en el sector es una arena.

Tabla 16. Clasificación de suelos para el pozo 2

PRIMER METRO (POZO2)					
TAMIZ	mm	PESO RET PARCIAL	PESO RET/ACUM	%RET	% QUE PASA
N4	4.76	1.6	1.6	1%	99%
N10	2	10.4	12	4%	96%
N40	0.42	115.4	127.4	45%	55%
N100	0.149	66.9	194.3	68%	32%
N200	0.074	26	220.3	78%	22%
PASA N200		63.8		22%	
TOTAL		284.1		100%	
SEGUNDO METRO (POZO2)					
TAMIZ	mm	PESO RET PARCIAL	PESO RET/ACUM	%RET	% QUE PASA
N4	4.76	0.1	0.1	0%	100%
N10	2	4.6	4.7	2%	98%
N40	0.42	96.1	100.8	32%	68%
N100	0.149	108.5	209.3	67%	33%
N200	0.074	34.2	243.5	78%	22%
PASA N200		69.1		22%	
TOTAL		312.6		100%	

Elaboración: Karolayt Rivera

De las tablas presentadas del pozo 2 se determina que en cada metro de perforación calculados más del 50% de la muestra fue retenida en el tamiz N200 (0.074mm) que es suelo grueso, y más del 50% de la misma pasa el tamiz N4 (4.760mm) lo que muestra que el tipo de suelo en el sector es una arena.

Tabla 17. Clasificación de suelos para el pozo 3

PRIMER METRO (POZO3)					
TAMIZ	mm	PESO RET PARCIAL	PESO RET/ACUM	%RET	% QUE PASA
N4	4.76	1.7	1.7	2%	98%
N10	2	2.1	3.8	3%	97%
N40	0.42	18.6	22.4	20%	80%
N100	0.149	33.1	55.5	50%	50%
N200	0.074	17.9	73.4	66%	34%
PASA N200		<u>38.4</u>		34%	
TOTAL		111.8		100%	
SEGUNDO METRO (POZO3)					
TAMIZ	mm	PESO RET PARCIAL	PESO RET/ACUM	%RET	% QUE PASA
N4	4.76	16.8	16.8	2%	98%
N10	2	12.4	29.2	4%	96%
N40	0.42	132.8	162	21%	79%
N100	0.149	223.1	385.1	50%	50%
N200	0.074	125	510.1	66%	34%
PASA N200		<u>266.5</u>		34%	
TOTAL		776.6		100%	
TERCER METRO (POZO3)					
TAMIZ	mm	PESO RET PARCIAL	PESO RET/ACUM	%RET	% QUE PASA
N4	4.76	32.4	32.4	9%	91%
N10	2	10.3	42.7	12%	88%
N40	0.42	51.3	94	27%	73%
N100	0.149	82.3	176.3	50%	50%
N200	0.074	65.6	241.9	69%	31%
PASA N200		<u>109.3</u>		31%	
TOTAL		351.2		100%	
CUARTO METRO (POZO3)					
TAMIZ	mm	PESO RET PARCIAL	PESO RET/ACUM	%RET	% QUE PASA
N4	4.76	14.4	14.4	3%	97%
N10	2	6.7	21.1	5%	95%
N40	0.42	73.2	94.3	21%	79%
N100	0.149	129.7	224	50%	50%
N200	0.074	76.1	300.1	67%	33%
PASA N200		<u>150.7</u>		33%	
TOTAL		450.8		100%	

QUINTO METRO (POZO3)					
TAMIZ	mm	PESO RET PARCIAL	PESO RET/ACUM	%RET	% QUE PASA
N4	4.76	20.2	20.2	5%	95%
N10	2	12.2	32.4	7%	93%
N40	0.42	65	97.4	22%	78%
N100	0.149	105	202.4	47%	53%
N200	0.074	83.6	286	66%	34%
PASA N200		<u>147.9</u>		34%	
TOTAL		433.9		100%	

Elaboración: Karolayt Rivera

De las tablas presentadas del pozo 3 se determina que en cada metro de perforación calculados más del 50% de la muestra fue retenida en el tamiz N200 (0.074mm) que es suelo grueso, y más del 50% de la misma pasa el tamiz N4 (4.760mm) lo que muestra que el tipo de suelo en el sector es una arena.

Tabla 18. Clasificación de suelos para el pozo 4

PRIMER METRO (POZO4)					
TAMIZ	mm	PESO RET PARCIAL	PESO RET/ACUM	%RET	% QUE PASA
N4	4.76	6.8	6.8	2%	98%
N10	2	9	15.8	5%	95%
N40	0.42	44.8	60.6	17%	83%
N100	0.149	74.5	135.1	39%	61%
N200	0.074	83.1	218.2	63%	37%
PASA N200		<u>128.4</u>		37%	
TOTAL		346.6		100%	

SEGUNDO METRO (POZO4)					
TAMIZ	mm	PESO RET PARCIAL	PESO RET/ACUM	%RET	% QUE PASA
N4	4.76	6.9	6.9	2%	98%
N10	2	8.6	15.5	4%	96%
N40	0.42	67.8	83.3	23%	77%
N100	0.149	95.7	179	49%	51%
N200	0.074	76.4	255.4	70%	30%
PASA N200		<u>107.4</u>		30%	
TOTAL		362.8		100%	

TERCER METRO (POZO4)					
TAMIZ	mm	PESO RET PARCIAL	PESO RET/ACUM	%RET	% QUE PASA
N4	4.76	24.1	24.1	6%	94%
N10	2	11.1	35.2	8%	92%
N40	0.42	59.1	94.3	22%	78%
N100	0.149	104.4	198.7	46%	54%
N200	0.074	111.4	310.1	72%	28%
PASA N200		<u>118.6</u>		28%	
TOTAL		428.7		100%	

CUARTO METRO (POZO4)					
TAMIZ	mm	PESO RET PARCIAL	PESO RET/ACUM	%RET	% QUE PASA
N4	4.76	31.3	31.3	5%	95%
N10	2	32.4	63.7	9%	91%
N40	0.42	117.2	180.9	26%	74%
N100	0.149	139.6	320.5	47%	53%
N200	0.074	134.1	454.6	66%	34%
PASA N200		<u>229.4</u>		34%	
TOTAL		684		100%	

QUINTO METRO (POZO4)					
TAMIZ	mm	PESO RET PARCIAL	PESO RET/ACUM	%RET	% QUE PASA
N4	4.76	16.1	16.1	4%	96%
N10	2	19.1	35.2	9%	91%
N40	0.42	61.9	97.1	25%	75%
N100	0.149	87.8	184.9	48%	52%
N200	0.074	87.2	272.1	71%	29%
PASA N200		<u>112.6</u>		29%	
TOTAL		384.7		100%	

Elaboración: Karolayt Rivera

De las tablas presentadas del pozo 4 se determina que en cada metro de perforación calculados más del 50% de la muestra fue retenida en el tamiz N200 (0.074mm) que es suelo grueso, y más del 50% de la misma pasa el tamiz N4 (4.760mm) lo que muestra que el tipo de suelo en el sector es una arena.

Tabla 19. Clasificación de suelos para el pozo 5

PRIMER METRO (POZO5)					
TAMIZ	mm	PESO RET PARCIAL	PESO RET/ACUM	%RET	% QUE PASA
N4	4.76	0.1	0.1	0%	100%
N10	2	44.2	44.3	4%	96%
N40	0.42	151.6	195.9	19%	81%
N100	0.149	240.8	436.7	43%	57%
N200	0.074	271.1	707.8	70%	30%
PASA N200		<u>305.2</u>		30%	
TOTAL		1,013.00		100%	

SEGUNDO METRO (POZO5)					
TAMIZ	mm	PESO RET PARCIAL	PESO RET/ACUM	% RET	% QUE PASA
N4	4.76	0.1	0.1	0%	100%
N10	2	47.9	48	5%	95%
N40	0.42	223.8	271.8	26%	74%
N100	0.149	225.6	497.4	48%	52%
N200	0.074	207.7	705.1	68%	32%
PASA N200		<u>328.7</u>		32%	
TOTAL		1,033.80		100%	
TERCER METRO (POZO5)					
TAMIZ	mm	PESO RET PARCIAL	PESO RET/ACUM	% RET	% QUE PASA
N4	4.76	0.1	0.1	0%	100%
N10	2	38.8	38.9	4%	96%
N40	0.42	440.7	479.6	47%	53%
N100	0.149	235.6	715.2	71%	29%
N200	0.074	74.1	789.3	78%	22%
PASA N200		<u>220.8</u>		22%	
TOTAL		1,010.10		100%	

Elaboración: Karolayt Rivera

De las tablas presentadas del pozo 5 se determina que en cada metro de perforación calculados más del 50% de la muestra fue retenida en el tamiz N200 (0.074mm) que es suelo grueso, y más del 50% de la misma pasa el tamiz N4 (4.760mm) lo que muestra que el tipo de suelo en el sector es una arena.

4.1.3.1. ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR

Especificaciones del Equipo utilizado para la realización del ensayo SPT en la zona:

- Motor a gasolina de 4 ciclos de 5.5 HP
- Trípode de aluminio con patas de 16' de largo, con accesorios de ensamble
- Polea para cable de manila de 1"
- Gancho de seguridad
- 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:

- 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+- 5cm sobre la cabeza de golpe. [27]
*Para el izaje del martinete debe usarse cabo de manila o similar y, en caso de ser accionado mecánicamente, el cabo no debe enrollarse más de dos vueltas en el malacate. [27]
- Debe cuidarse de que la barra rígida de acero que sirva de guía en la caída del martinete este completamente vertical, con lo que se asegura que la energía de los golpes no resulte disminuida por efecto de la fricción del martinete sobre dicha barra. [27]
- El muestreador debe penetrar en primer lugar 15cm, lo cual se considera como un proceso necesario de preparación y ajuste para el ensayo, por lo que, el número de golpes necesarios para este primer tramo de hincado tiene únicamente un valor relativo de orientación. [27]
- Se inicia entonces el ensayo contando un número de golpes (N) necesario para penetrar el muestreador 30cm, lo cual determina la resistencia a la penetración de dicho suelo.
*Si al hincar este tramo se sobrepasan los 50 golpes, sin que hubiera penetrado la totalidad de la medida indicada (30cm), se debe anotar el número de golpes efectuados y la fracción o longitud de penetración del muestreador. [27]
- Luego del hincado y antes de extraer el muestreador a la superficie debe girarse por lo menos dos revoluciones, a fin de cortar la muestra por el fondo, luego de lo cual, se extrae el muestreador a la superficie, se lo abre y se determina la

longitud de la muestra recuperada, se retira la muestra de suelo, desechando la parte superior que se considera no representativa. [27]

*La muestra se describirá según lo establecido en la Norma INEN 693, luego de lo cual se la debe acondicionar y cerrar herméticamente en un envase apropiado para su envío al laboratorio. [27]

*Cuando se utilice el tipo de muestreador, una vez obtenida la muestra se desarma el muestreador y se retira el tubo interior, se lo enrasa, sella y se lo envía al laboratorio. [27]

*Para la identificación de las muestras estas deben estar identificadas adecuadamente. [27]

Figura 26. Ubicación de los Pozos.



Elaboración: Karolayt Rivera

Tabla 20. Ubicación de cada Pozo.

No. POZO	UBICACIÓN
1	Río Pachanlica y Río Pucahaucyu
2	Río Payamino y Río Cosanga
3	Av. Julio Jaramillo Laurido y Río Machangara
4	Av. Julio Jaramillo Laurido y Julio Cesar Cañar
5	Av. Atahualpa y Jácome Clavijo

Elaboración: Karolayt Rivera

Tabla 4. Niveles de amenaza sísmica

TIPO DE PERFIL	DESCRIPCIÓN	DEFINICIÓN
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > V_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante o	$760 \text{ m/s} > V_s \geq 360$ m/s
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50$ $S_u \geq 100$ KPa
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de onda de cortante, o	360 m/s $> V_s \geq 180$ m/s
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15$ $100 \text{ KPa} > S_u \geq 50 \text{ KPa}$
	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180$ m/s
E	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3m 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 causados por la excitación sísmica, tales como: suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersos 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>7.5m 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 a ocurrir dentro de los primeros 30m 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: Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015

Donde:

N: Número medio de golpes del ensayo de penetración estándar en cualquier perfil del suelo.

V_{s30} : Velocidad media de la onda de cortante.

Tabla 21. Ensayo de Penetración Estándar - Pozo 1.

PROFUNDIDAD EN METROS	NÚMERO DE GOLPES c/d 15cm		N (SPT) FINAL	N (SPT) PROMEDIO	TIPO DE PERFIL
DE 0 A 1m	15cm	LIMPIEZA DE CAPA VEGETAL			
	30cm				
	45cm				
	60cm				
	75cm				
	90cm				
DE 1 A 2m	15cm	11	26	36	D
	30cm	13			
	45cm	13			
	60cm	15	32		
	75cm	15			
	90cm	17			
DE 2 A 3m	15cm	6	16	36	D
	30cm	7			
	45cm	9			
	60cm	10	33		
	75cm	16			
	90cm	17			
DE 3 A 4m	15cm	10	33	36	D
	30cm	16			
	45cm	17			
	60cm	17	41		
	75cm	20			
	90cm	21			
DE 3 A 5m	15cm	21	44	36	D
	30cm	21			
	45cm	23			
	60cm	31	62		
	75cm	31			
	90cm	31			

Elaboración: Karolayt Rivera

Tabla 22. Ensayo de Penetración Estándar - Pozo 2.

PROFUNDIDAD EN METROS	NÚMERO DE GOLPES c/d 15cm		N (SPT) FINAL	N (SPT) PROMEDIO	TIPO DE PERFIL
DE 0 A 1m	15cm	LIMPIEZA DE CAPA VEGETAL			
	30cm				
	45cm				
	60cm				
	75cm				
	90cm				
DE 1 A 2m	15cm	17	62	68	C
	30cm	31			
	45cm	31			
	60cm	31	62		
	75cm	31			
	90cm	31			
DE 2 A 3m	15cm	25	73		
	30cm	37			
	45cm	36			
	60cm	37	74		
	75cm	37			
	90cm	37			

Elaboración: Karolayt Rivera

Tabla 23. Ensayo de Penetración Estándar - Pozo 3.

PROFUNDIDAD EN METROS	NÚMERO DE GOLPES c/d 15cm		N (SPT) FINAL	N (SPT) PROMEDIO	TIPO DE PERFIL
DE 0 A 1m	15cm	LIMPIEZA DE CAPA VEGETAL			
	30cm				
	45cm				
	60cm				
	75cm				
	90cm				
DE 1 A 2m	15cm	4	9	19	D
	30cm	5			
	45cm	4			
	60cm	6	10		
	75cm	5			
	90cm	5			

Tabla 23. (Continuación) Ensayo de Penetración Estándar - Pozo 3.

PROFUNDIDAD EN METROS	NÚMERO DE GOLPES c/d 15cm		N (SPT) FINAL	N (SPT) PROMEDIO	TIPO DE PERFIL
DE 2 A 3m	15cm	2	5		
	30cm	2			
	45cm	3			
	60cm	6	14		
	75cm	7			
	90cm	7			
DE 3 A 4m	15cm	9	18		
	30cm	9			
	45cm	9			
	60cm	12	30		
	75cm	14			
	90cm	16			
DE 4 A 5m	15cm	12	20		
	30cm	8			
	45cm	12			
	60cm	12	26		
	75cm	14			
	90cm	12			
DE 5 A 6m	15cm	11	25		
	30cm	13			
	45cm	12			
	60cm	14	31		
	75cm	14			
	90cm	17			

Elaboración: Karolayt Rivera

Tabla 24. Ensayo de Penetración Estándar - Pozo 4.

PROFUNDIDAD EN METROS	NÚMERO DE GOLPES c/d 15cm		N (SPT) FINAL	N (SPT) PROMEDIO	TIPO DE PERFIL
DE 0 A 1m	15cm	LIMPIEZA DE CAPA VEGETAL		26	D
	30cm				
	45cm				
	60cm				
	75cm				
	90cm				

Tabla 24. (Continuación) Ensayo de Penetración Estándar - Pozo 4.

PROFUNDIDAD EN METROS	NÚMERO DE GOLPES c/d 15cm		N (SPT) FINAL	N (SPT) PROMEDIO	TIPO DE PERFIL
DE 1 A 2m	15cm	6	25		
	30cm	11			
	45cm	14			
	60cm	15	34		
	75cm	17			
	90cm	17			
DE 2 A 3m	15cm	8	13		
	30cm	6			
	45cm	7			
	60cm	7	14		
	75cm	6			
	90cm	8			
DE 3 A 4m	15cm	6	19		
	30cm	10			
	45cm	9			
	60cm	12	23		
	75cm	10			
	90cm	13			
DE 3 A 5m	15cm	10	28		
	30cm	14			
	45cm	14			
	60cm	17	35		
	75cm	17			
	90cm	18			
DE 5 A 6m	15cm	14	32		
	30cm	17			
	45cm	15			
	60cm	18	38		
	75cm	19			
	90cm	19			

Elaboración: Karolayt Rivera

Tabla 25. Ensayo de Penetración Estándar - Pozo 5.

PROFUNDIDAD EN METROS	NÚMERO DE GOLPES c/d 15cm		N (SPT) FINAL	N (SPT) PROMEDIO	TIPO DE PERFIL
DE 0 A 1m	15cm	LIMPIEZA DE CAPA VEGETAL			
	30cm				
	45cm				
	60cm				
	75cm				
	90cm				
DE 1 A 2m	15cm	6	12	32	D
	30cm	6			
	45cm	6			
	60cm	6	13		
	75cm	5			
	90cm	8			
DE 2 A 3m	15cm	13	19	32	D
	30cm	9			
	45cm	10			
	60cm	12	27		
	75cm	13			
	90cm	14			
DE 3 A 4m	15cm	20	50	32	D
	30cm	26			
	45cm	24			
	60cm	25	69		
	75cm	29			
	90cm	40			

Elaboración: Karolayt Rivera

En las tablas anteriores se sumaron los dos últimos valores obtenidos en cada metro de perforación y se hizo la sumatoria de los mismos luego se procedió a sacar un promedio general de todos los valores dando como resultado el N(promedio) el mismo que al comparar con lo establecido en la NEC2015 en la Tabla 4 del Capítulo de Peligro Sísmico en la cual se especifica los rangos para cada tipo de perfil de suelo, para cuatro de los pozos el número de golpes se encuentra en el rango de $50 > N \geq 15$ el cual pertenece al tipo de perfil D y en el pozo restante el número de golpes es igual a 68 y

este se encuentra en el rango de $N \geq 50$ el cual pertenece al tipo de perfil C. Aunque 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.

Uno de los parámetros geofísicos ampliamente empleados para estimar la respuesta sísmica y la calidad del suelo superficial en un sitio determinado, lo constituye el promedio de las velocidades de onda de corte en los primeros 30 metros de profundidad. [28]

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.

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)	$V_s = 19*(N^{0.6})$	-	-	-
Shibata (1970)	-	$V_s = 31.7*(N^{0.54})$	-	-
Imai and Yoshimura (1970)	$V_s = 76*(N^{0.33})$	-	-	-
Ohba and Toriuma (1970)	$V_s = 84*(N^{0.31})$	-	-	-
Ohta et al. (1972)	-	$V_s = 87.2*(N^{0.36})$	-	-
Fujiwara (1972)	$V_s = 92.1*(N^{0.337})$	-	-	-
Ohsaki and Iwasaki (1973)	$V_s = 81.4*(N^{0.39})$	-	-	-
Ima et al. (1978)	$V_s = 89.9*(N^{0.341})$	-	-	-
Imai (1977)	$V_s = 91*(N^{0.337})$	$V_s = 80.6*(N^{0.331})$	-	$V_s = 80.2*(N^{0.292})$
Ohta et al. (1978)	$V_s = 85.35*(N^{0.348})$	-	-	-
Seed and Idriss (1981)	$V_s = 61.4*(N^{0.5})$	-	-	-
Imai and Tonouchi (1982)	$V_s = 96.9*(N^{0.314})$	-	-	-
Seed et al. (1983)	-	$V_s = 56.4*(N^{0.5})$	-	-
Sykora and Stokoe (1983)	-	$V_s = 100.5*(N^{0.29})$	-	-
Fumal and Tinsley (1985)	-	$V_s = 152 + 5.1*(N^{0.27})$	-	-
Tonouchi et al. (1983)	$V_s = 97*(N^{0.314})$	-	-	-

Tabla 26. (Continuación) Fórmulas para el cálculo de la Velocidad de Onda.

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

Adopted from Akin et al. (2011)

Fuente: Akin et al. 2011

POZO 1

Datos:

N= 36

➤ Shibata (1970)

$$V_s = 31.7 * N^{0.54}$$

$$V_s = 31.7 * 36^{0.54}$$

$$V_s = 219.102$$

➤ Ohta et. al.(1972)

$$V_s = 87.2 * N^{0.30}$$

$$V_s = 87.2 * 36^{0.30}$$

$$V_s = 255.243$$

➤ Imai (1977)

$$V_s = 80.6 * N^{0.331}$$

$$V_s = 80.6 * 36^{0.331}$$

$$V_s = 263.616$$

➤ Seed et al. (1983)

$$V_s = 56.4 * N^{0.5}$$

$$V_s = 56.4 * 36^{0.5}$$

$$V_s = 337.812$$

➤ Sykora and Stokoe (1983)

$$V_s = 100.5 * N^{0.29}$$

$$V_s = 100.5 * 36^{0.29}$$

$$V_s = 283.828$$

➤ Fumal and Tinsley (1985)

$$V_s = 152 + 5.1 * N^{0.27}$$

$$V_s = 152 + 5.1 * 36^{0.27}$$

$$V_s = 165.408$$

➤ Okamoto et al. (1989)

$$V_s = 125 * N^{0.3}$$

$$V_s = 125 * 36^{0.3}$$

$$V_s = 365.888$$

➤ Lee (1990)

$$V_s = 57.4 * N^{0.49}$$

$$V_s = 57.4 * 36^{0.49}$$

$$V_s = 331.711$$

➤ Pitilakis et al. (1992)

$$V_s = 162 * N^{0.17}$$

$$V_s = 162 * 36^{0.17}$$

$$V_s = 297.735$$

➤ Raptakis et al. (1995)

$$V_s = 100 * N^{0.24}$$

$$V_s = 100 * 36^{0.24}$$

$$V_s = 236.129$$

➤ Kayabali (1996)

$$V_s = 175 + (3.75 * N)$$

$$V_s = 175 + (3.75 * 36)$$

$$V_s = 309.531$$

➤ Pitilakis et al. (1999)

$$V_s = 145 * N^{0.178}$$

$$V_s = 145 * 36^{0.178}$$

$$V_s = 274.234$$

➤ Hasancebi and Ulusay (2006)

$$V_s = 90.82 * N^{0.319}$$

$$V_s = 90.82 * 36^{0.319}$$

$$V_s = 284.551$$

➤ Hasancebi and Ulusay (2006)

$$V_s = 131 * N^{0.205}$$

$$V_s = 131 * 36^{0.205}$$

$$V_s = 272.900$$

➤ Dikmen (2009)

$$V_s = 73 * N^{0.33}$$

$$V_s = 73 * 36^{0.33}$$

$$V_s = 237.905$$

➤ Uma Maheshwari et al. (2010)

$$V_s = 100.53 * N^{0.265}$$

$$V_s = 100.53 * 36^{0.265}$$

$$V_s = 259.606$$

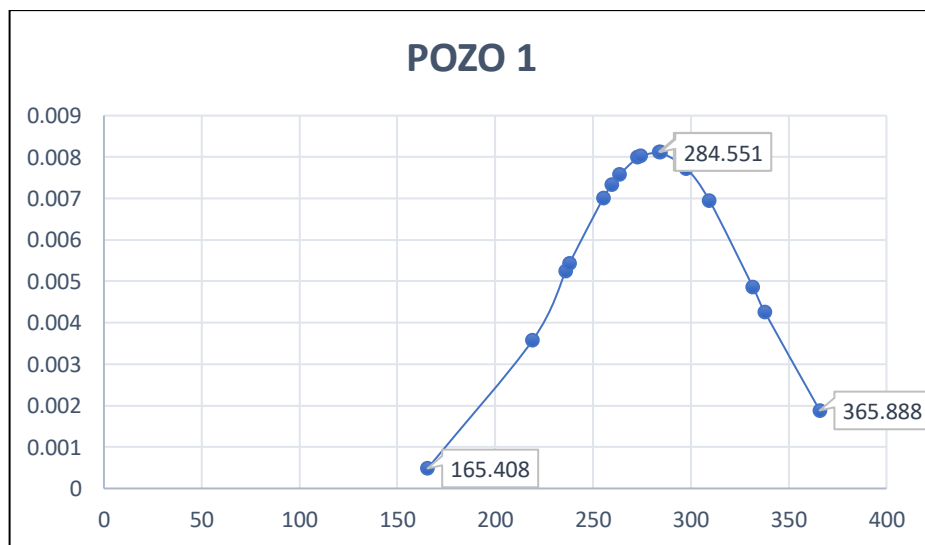
Luego creamos la campana de Gauss para lo cual es necesario determinar la media aritmética y la Desviación Estándar y con estos datos poder determinar la Distribución Normal.

Tabla 27. Cálculo de la Velocidad de Onda y la Distribución Normal del Pozo 1.

Vs	DISTRIBUCIÓN NORMAL
165.408	0.000482499
219.102	0.000482499
236.129	0.000482499
237.905	0.000482499
255.243	0.000482499
259.606	0.000482499
263.616	0.000482499
272.9	0.000482499
274.234	0.000482499
283.828	0.000482499
284.551	0.000482499
297.735	0.000482499
309.531	0.000482499
331.711	0.000482499
337.812	0.000482499
365.888	0.000482499
MEDIA	281.986
DESVIACIÓN ESTANDAR	49.046

Elaboración: Karolayt Rivera

Figura 27. Campana de Gauss del Pozo 1.



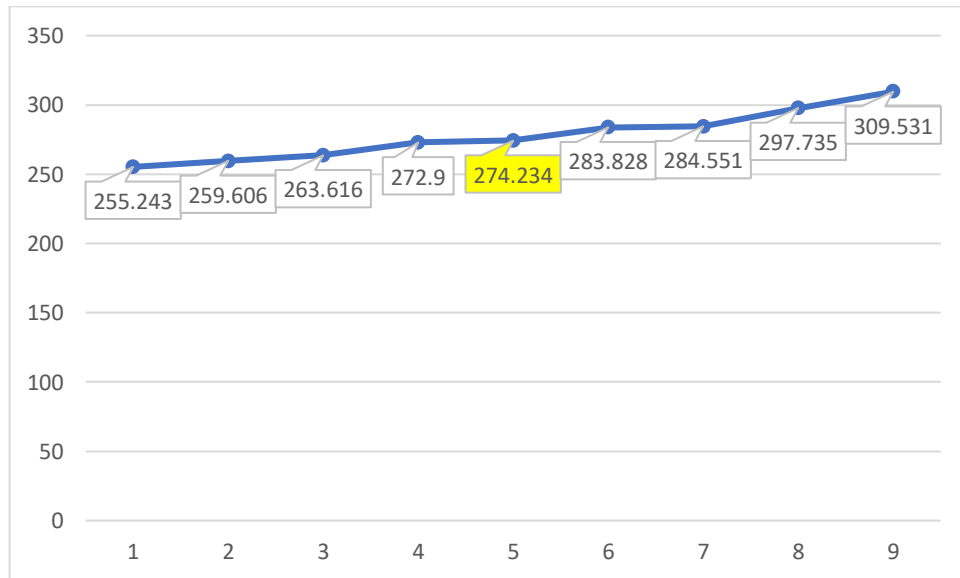
Elaboración: Karolayt Rivera

Tabla 28. Valores centrales de la Campana de Gauss del Pozo 1.

VALORES CENTRALES	DISTRIBUCIÓN NORMAL
255.243	0.000482499
259.606	0.000482499
263.616	0.000482499
272.9	0.000482499
274.234	0.000482499
283.828	0.000482499
284.551	0.000482499
297.735	0.000482499
309.531	0.000482499

Elaboración: Karolayt Rivera

Figura 28. Valores centrales de la Campana de Gauss del Pozo 1.



Elaboración: Karolayt Rivera

POZO 2

Datos:

N= 68

Tabla 29. Velocidad de Onda para cada método

No	MÉTODO	Vs
1	Shibata (1970)	308.852
2	Ohta et. al.(1972)	308.88
3	Imai (1977)	325.361
4	Seed et al. (1983)	464.231
5	Sykora and Stokoe (1983)	341.295
6	Fumal and Tinsley (1985)	167.919
7	Okamoto et al. (1989)	442.775
8	Lee (1990)	452.957
9	Pitilakis et al. (1992)	331.718
10	Raptakis et al. (1995)	275.054
11	Kayabali (1996)	429.063
12	Pitilakis et al. (1999)	307.093
13	Hasancebi and Ulusay (2006)	348.531
14	Hasancebi and Ulusay (2006)	310.891
15	Dikmen (2009)	293.442
16	Uma Maheshwari et al. (2010)	307.246

Elaboración: Karolayt Rivera

Tabla 30. Cálculo de la Velocidad de Onda y la Distribución Normal del Pozo 2.

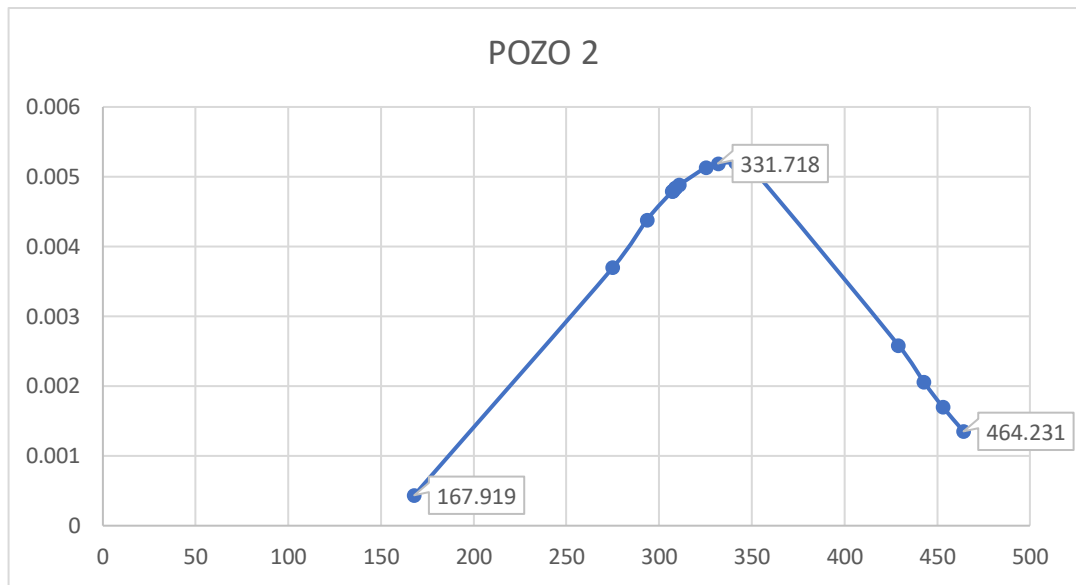
Vs	DISTRIBUCIÓN NORMAL
167.919	0.000436226
275.054	0.003697979
293.442	0.004383285
307.093	0.004790882
307.246	0.004794796
308.852	0.004834899
308.88	0.004835583
310.891	0.004883203
325.361	0.005134475
331.718	0.005189982
341.295	0.005206542
348.531	0.005165221
429.063	0.002587004
442.775	0.002059709
452.957	0.001703288
464.231	0.001351953

Tabla 30. (Continuación) Cálculo de la Velocidad de Onda y la Distribución Normal del Pozo 2.

MEDIA	338.45675
DESVIACIÓN ESTANDAR	76.5706501

Elaboración: Karolayt Rivera

Figura 29. Campana de Gauss del Pozo 2



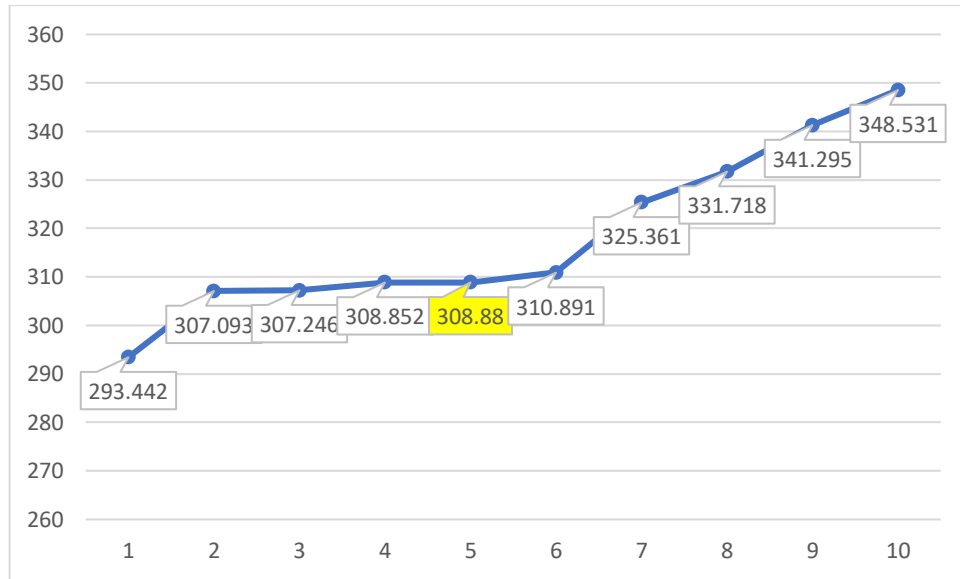
Elaboración: Karolayt Rivera

Tabla 31. Valores centrales de la Campana de Gauss del Pozo 2.

VALORES CENTRALES	DISTRIBUCIÓN NORMAL
293.442	0.004383285
307.093	0.004790882
307.246	0.004794796
308.852	0.004834899
308.88	0.004835583
310.891	0.004883203
325.361	0.005134475
331.718	0.005189982
341.295	0.005206542
348.531	0.005165221

Elaboración: Karolayt Rivera

Figura 30. Valores centrales de la Campana de Gauss del Pozo 2.



Elaboración: Karolayt Rivera

POZO 3

Datos:

N= 19

Tabla 32. Velocidad de Onda para cada método

No	MÉTODO	Vs
1	Shibata (1970)	154.563
2	Ohta et. al.(1972)	210.263
3	Imai (1977)	212.854
4	Seed et al. (1983)	244.545
5	Sykora and Stokoe (1983)	235.327
6	Fumal and Tinsley (1985)	163.261
7	Okamoto et al. (1989)	301.41
8	Lee (1990)	241.685
9	Pitilakis et al. (1992)	266.761
10	Raptakis et al. (1995)	202.208
11	Kayabali (1996)	245.5
12	Pitilakis et al. (1999)	244.438
13	Hasancebi and Ulusay (2006)	231.546
14	Hasancebi and Ulusay (2006)	239.042
15	Dikmen (2009)	192.218
16	Uma Maheshwari et al. (2010)	218.75

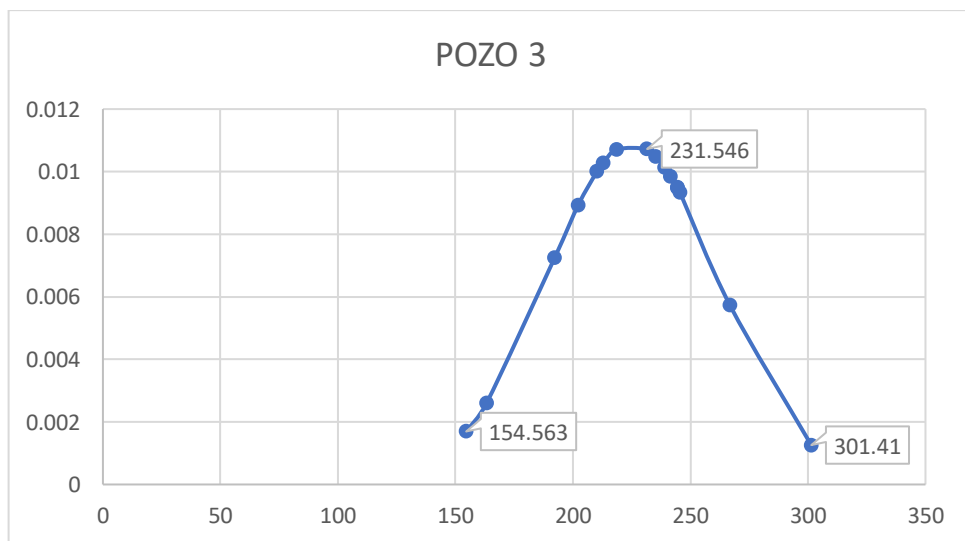
Elaboración: Karolayt Rivera

Tabla 33. Cálculo de la Velocidad de Onda y la Distribución Normal del Pozo 3.

Vs	DISTRIBUCIÓN NORMAL
154.563	0.001693582
163.261	0.00260224
192.218	0.00724735
202.208	0.008928381
210.263	0.010007636
212.854	0.010275797
218.75	0.010711799
231.546	0.010724576
235.327	0.010481057
239.042	0.01014155
241.685	0.00984498
244.438	0.009492671
244.545	0.009478156
245.5	0.00934606
266.761	0.005735955
301.41	0.001259038
MEDIA	225.273188
DESVIACIÓN ESTANDAR	36.6582495

Elaboración: Karolayt Rivera

Figura 31. Campana de Gauss del Pozo 3.



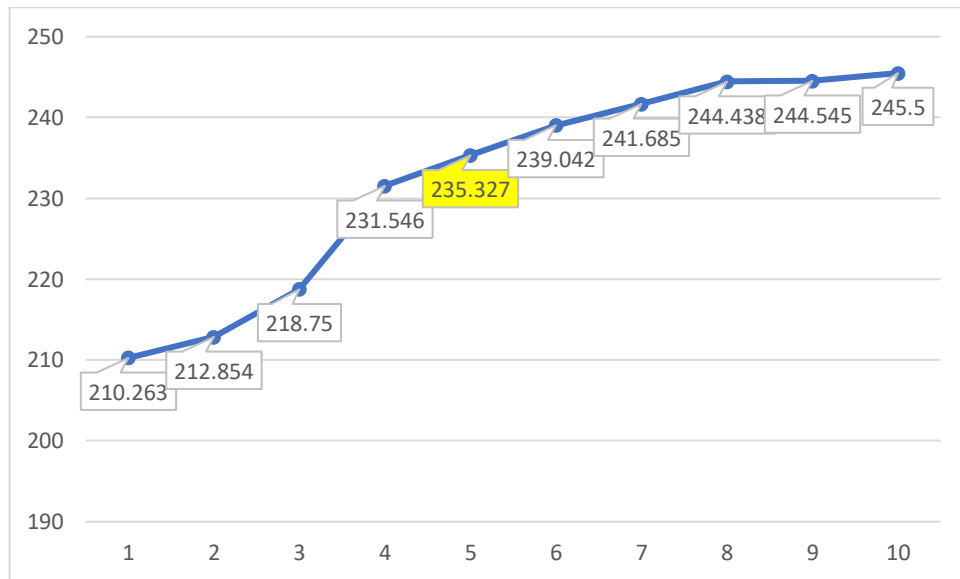
Elaboración: Karolayt Rivera

Tabla 34. Valores centrales de la Campana de Gauss del Pozo 3.

VALORES CENTRALES	DISTRIBUCIÓN NORMAL
210.263	0.010007636
212.854	0.010275797
218.75	0.010711799
231.546	0.010724576
235.327	0.010481057
239.042	0.01014155
241.685	0.00984498
244.438	0.009492671
244.545	0.009478156
245.5	0.00934606

Elaboración: Karolayt Rivera

Figura 32. Valores centrales de la Campana de Gauss del Pozo 3.



Elaboración: Karolayt Rivera

POZO 4

Datos:

N= 26

Tabla 35. Velocidad de Onda para cada método

No	MÉTODO	Vs
1	Shibata (1970)	184.521
2	Ohta et. al.(1972)	232.011
3	Imai (1977)	237.27
4	Seed et al. (1983)	288.137
5	Sykora and Stokoe (1983)	258.816
6	Fumal and Tinsley (1985)	164.304
7	Okamoto et al. (1989)	332.585
8	Lee (1990)	283.835
9	Pitilakis et al. (1992)	282.062
10	Raptakis et al. (1995)	218.773
11	Kayabali (1996)	272.875
12	Pitilakis et al. (1999)	259.137
13	Hasancebi and Ulusay (2006)	257.093
14	Hasancebi and Ulusay (2006)	255.672
15	Dikmen (2009)	214.197
16	Uma Maheshwari et al. (2010)	238.619

Elaboración: Karolayt Rivera

Tabla 36. Cálculo de la Velocidad de Onda y la Distribución Normal del Pozo 4.

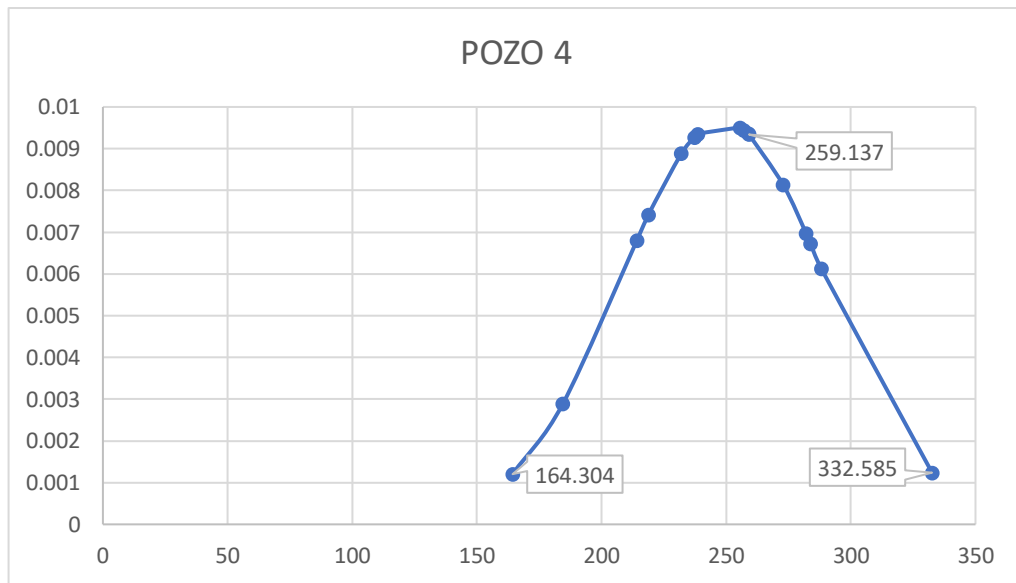
Vs	DISTRIBUCIÓN NORMAL
164.304	0.001202601
184.521	0.002891675
214.197	0.006803668
218.773	0.007416037
232.011	0.008882881
237.27	0.009275986
238.619	0.00935522
255.672	0.009505313
257.093	0.00944527
258.816	0.009358164
259.137	0.009340236
272.875	0.00813261
282.062	0.006971403
283.835	0.006728895
288.137	0.006128034
332.585	0.001238536

Tabla 30. (Continuación) Cálculo de la Velocidad de Onda y la Distribución Normal del Pozo 4.

MEDIA	248.744
DESVIACIÓN ESTANDAR	41.387

Elaboración: Karolayt Rivera

Figura 33. Campana de Gauss del Pozo 4.



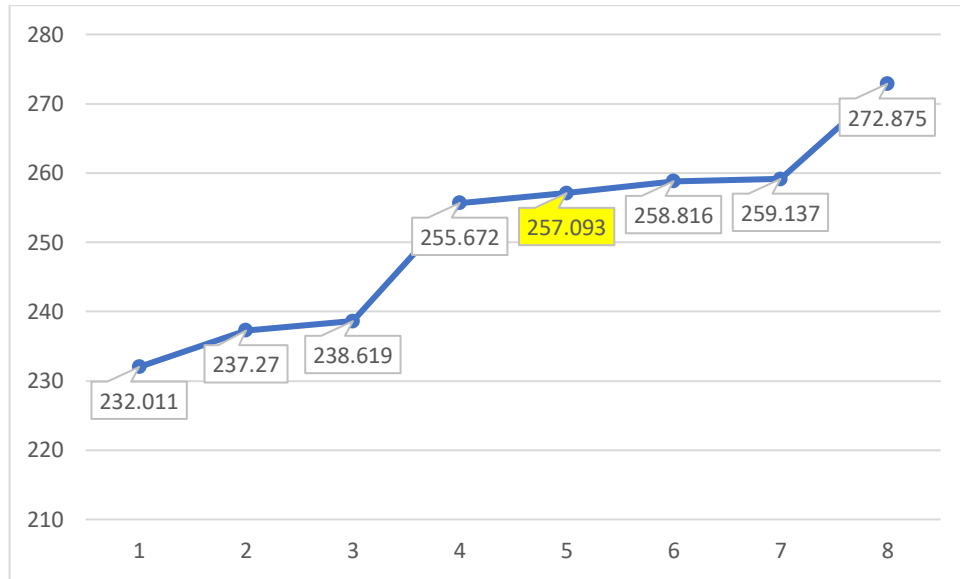
Elaboración: Karolayt Rivera

Tabla 37. Valores centrales de la Campana de Gauss del Pozo 4.

VALORES CENTRALES	DISTRIBUCIÓN NORMAL
232.011	0.008882881
237.27	0.009275986
238.619	0.00935522
255.672	0.009505313
257.093	0.00944527
258.816	0.009358164
259.137	0.009340236
272.875	0.00813261

Elaboración: Karolayt Rivera

Figura 34. Valores centrales de la Campana de Gauss del Pozo 4.



Elaboración: Karolayt Rivera

POZO 5

Datos:

N= 32

Tabla 38. Velocidad de Onda para cada método

No	MÉTODO	Vs
1	Shibata (1970)	204.826
2	Ohta et. al.(1972)	245.865
3	Imai (1977)	252.95
4	Seed et al. (1983)	317.381
5	Sykora and Stokoe (1983)	273.742
6	Fumal and Tinsley (1985)	164.964
7	Okamoto et al. (1989)	352.444
8	Lee (1990)	312.038
9	Pitilakis et al. (1992)	291.486
10	Raptakis et al. (1995)	229.163
11	Kayabali (1996)	293.75
12	Pitilakis et al. (1999)	268.21
13	Hasancebi and Ulusay (2006)	273.447
14	Hasancebi and Ulusay (2006)	266.008
15	Dikmen (2009)	228.308
16	Uma Maheshwari et al. (2010)	251.163

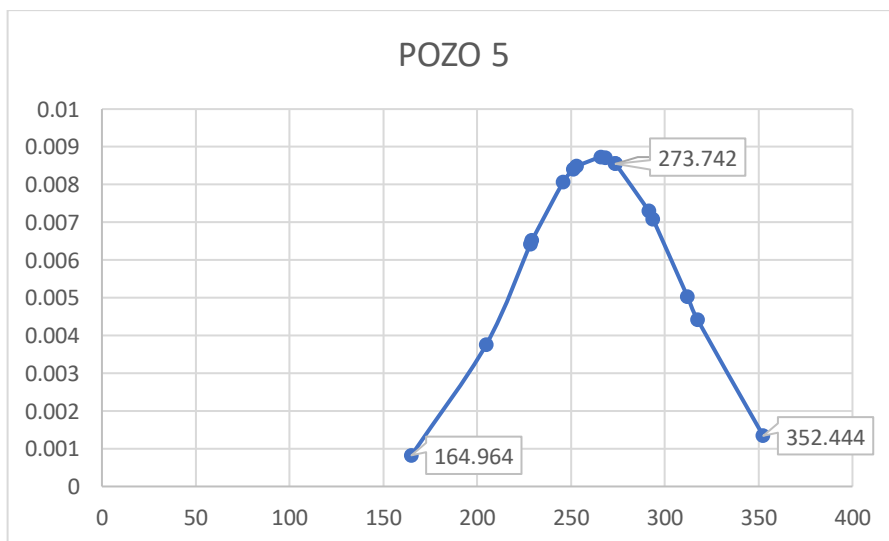
Elaboración: Karolayt Rivera

Tabla 39. Cálculo de la Velocidad de Onda y la Distribución Normal del Pozo 5.

Vs	DISTRIBUCIÓN NORMAL
164.964	0.000825429
204.826	0.003759762
228.308	0.006426382
229.163	0.00652039
245.865	0.008070556
251.163	0.008397176
252.95	0.00848447
266.008	0.008734392
268.21	0.008706731
273.447	0.008560848
273.742	0.008549353
291.486	0.007302307
293.75	0.007079462
312.038	0.005036
317.381	0.004422891
352.444	0.001342759
MEDIA	264.109063
DESVIACIÓN ESTANDAR	45.635351

Elaboración: Karolayt Rivera

Figura 35. Campana de Gauss del Pozo 5.



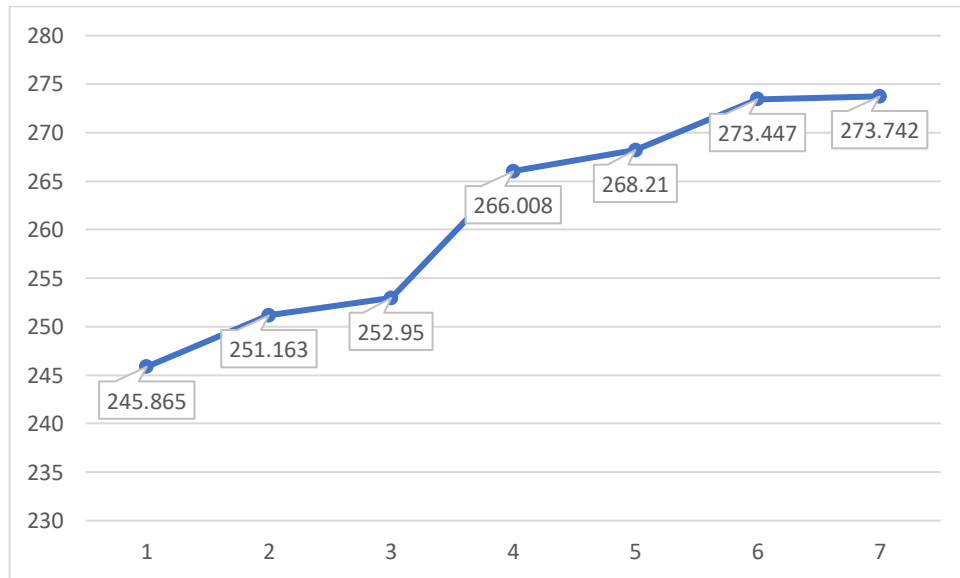
Elaboración: Karolayt Rivera

Tabla 40. Valores centrales de la Campana de Gauss del Pozo 5.

VALORES CENTRALES	DISTRIBUCIÓN NORMAL
245.865	0.008070556
251.163	0.008397176
252.95	0.00848447
266.008	0.008734392
268.21	0.008706731
273.447	0.008560848
273.742	0.008549353

Elaboración: Karolayt Rivera

Figura 36. Valores centrales de la Campana de Gauss del Pozo 5.



Elaboración: Karolayt Rivera

Tabla 41. Cálculo de Vs30 Final.

Muestra	NSPT	TIPO DE PERFIL	Vs30	Vs30 Final
Pozo 1	36	D	274.234	268.31
Pozo 2	68	C	308.88	
Pozo 3	19	D	235.327	
Pozo 4	26	D	257.093	
Pozo 5	32	D	266.008	

Elaboración: Karolayt Rivera

La tabla muestra los valores obtenidos de cada pozo mediante la utilización de las 16 formulas empíricas establecidas para calcular la velocidad de onda Vs30 en las arenas, en la Tabla 4 de la NEC15 podemos corroborar los valores de la velocidad de onda para el tipo de suelo D $360 \text{ m/seg} > V_s \geq 180 \text{ m/seg}$.

4.1.5. ECUACIONES DE ATENUACIÓN PARA CORTICALES INTRAPLACA.

Sismos corticales superficiales con una profundidad $\leq 30 \text{ Km}$

4.1.5.1. BOORE Y ATKINSON (2008)

El proyecto de atenuación de PEER (Pacific Earthquake Engineering Research Center) es de donde se derivaron las ecuaciones, este utilizó una extensa base de datos de registros compilados de terremotos en sitios tectónicos que se encuentran activos en todo el mundo, las ecuaciones son una actualización de las GMPE publicadas en 1997 las cuales se basaron en un grupo limitado de datos a comparación con las utilizadas en 2008 por Boore y Atkinson. Los datos que fueron utilizados se basan en la magnitud y los rangos de distancia para el análisis de peligro sísmico. [29]

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

La función de la distancia esta dada por:

$$F_D(R_{JB}, M) = [c_1 + c_2(M - M_{ref})] \ln(R/R_{ref}) + c_3(R - R_{ref})$$

Donde:

$$R = \sqrt{R_{JB}^2 + h^2} \tag{4.1}$$

c_1 , c_2 , c_3 y h son los coeficientes a determinar el análisis

$M_{ref} = 4.5$

$R_{ref} = 1 \text{ km}$

El escalamiento de magnitud viene dado por:

a) $M \leq M_h$

$$FM(M) = e1U + e2SS + e3NS + e4RS + e5(m - Mh) + e6(m - Mh)^2 \quad (4.2)$$

b) $M > Mh$

$$c) FM(M) = e1U + e2SS + e3NS + e4RS + e7(m - Mh) \quad (4.3)$$

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

La ecuación de amplificación del sitio esta dada por:

$$Fs = FLIN + FNL \quad (4.4)$$

Donde:

FLIN y *FNL* son los términos lineales y no lineales respectivamente.

$$FLIN = b \text{ lin } \ln(Vs30/Vref) \quad (4.5)$$

Donde:

b lin = coeficiente dependiente del período (Descritos por Choi y Stewart en 2005)

Vref = velocidad de referencia especificada (760m/s) (Descrito por Choi y Stewart en 2005)

El termino no lineal esta dado por:

a) $pga4nl \leq a1$

$$FLIN = b \text{ nl } \ln(pga_{low}/0.1) \quad (4.6)$$

b) $a1 < pga4nl \leq a2$

$$FNL = b \text{ nl } \ln((pga_{low})/0.1) + c[\ln(pga4nl/a1)]^2 + d[\ln(pga4nl/a1)]^3 \quad (4.7)$$

c) $a2 < pga4nl$

$$d) FNL = b \text{ nl } \ln(pga4nl/0.1) \quad (4.8)$$

Donde a_1 ($=0.03g$) y a_2 ($=0.09g$) 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 $V_{ref}= 760$ m/s, dada por la ecuación principal con $F_s=0$ y $\varepsilon = 0$. Las tres ecuaciones para no lineal del suelo responden (Ec. 4.6 - 4.8). [29]

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

$$c = (3\Delta y - bnl\Delta x)/\Delta x^2 \quad (4.9)$$

$$d = (2\Delta y - bnl\Delta x)/\Delta x^2 \quad (4.10)$$

$$\Delta x = \ln(a_2/a_1) \quad (4.11)$$

$$\Delta y = bnl \ln(a_2/pga_low) \quad (4.12)$$

La pendiente no lineal bnl es una función de ambos períodos y V_{s30} viene dado por:

a) $V_{s30} \leq V_1$

$$bnl = b_1 \quad (4.13)$$

b) $V_1 < V_{s30} \leq V_2$

$$bnl = (b_1 - b_2)\ln(V_{s30}/V_2)/\ln(V_1/V_2) + b_2 \quad (4.14)$$

c) $V_2 < V_{s30} < V_{ref}$

$$bnl = b_2\ln(V_{s30}/V_{ref})/\ln(V_2/V_{ref}) \quad (4.15)$$

d) $V_{ref} \leq V_{s30}$

$$bnl = 0.0 \quad (4.16)$$

$V_1= 180$ m/s, $V_2= 300$ m/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: $5.3 \leq M \leq 6.9$, $SS= 0$; $U= 0$; $NS= 1$; $RS= 0$

Estas ecuaciones son aplicables para valores $180 \leq V_{s30} \leq 1300$ 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
- $V_{s30}= 180 - 1300$ m/s

4.1.5.2. MODELO AKKAR Y BOMMER (2010)

Este se basa en el documento de Akkar y Bommer en el cual se trazan curvas de atenuación para valores medianos de PGA y ordenadas espectrales medianas para un número de escenarios de magnitud-distancia y luego compararon los valores obtenidos con otras ecuaciones de la Nueva generacion de atenuación. [30]

$$\log y = b_1 + b_2M + b_3M^2 + (b_4 + b_5M)\log\sqrt{R^2jb + b^26} + b_7SS + b_8SA + b_9FN + b_{10}FR + \varepsilon\sigma$$

Para esta ecuacion y se encuentr.a en cm/s^2

Categorías:

Suelo blando: $SS= 1$; $SA= 1$; $V_{s30} < 360$ m/s.

Suelo rigido: $SS= 1$; $SA= 1$

Roca: $SS= 0$; $SA= 0$; $V_{s30} > 750$ m/s

Categorías mecanismo de falla:

Falla normal: $FN= 1$; $FR= 1$

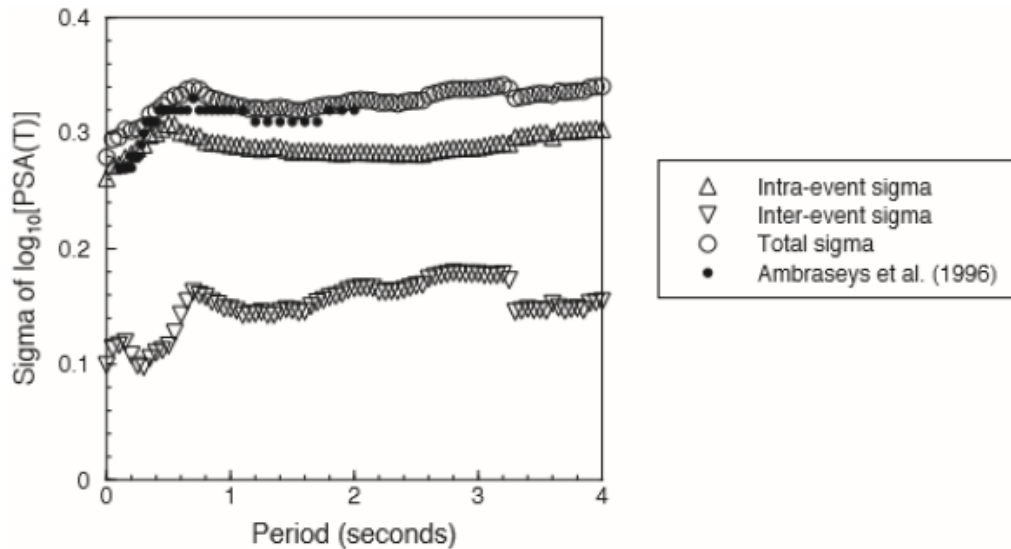
Falla inversa: $FN= 1$; $FR= 1$

Falla transcurrente: $FN= 0$; $FR= 0$

La variabilidad se descompone en un inter-evento σ_2 y un componente intra-evento σ_1 , la desviación estándar total σ está dada por la raíz cuadrada de la suma de sus cuadrados.

$$\sigma = \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2^2} \quad (4.17)$$

Figura 37. Valores de Sigma.



Fuente: Akkar y Bommer 2010

Limitaciones del Modelo

Estas ecuaciones deben ser usadas para:

- $M = 5 - 7.6$

4.1.5.3. MODELO KANNO (2006)

Tras el terremoto de Kobe de 1995, el gobierno japonés por prevenir futuros desastres, instaló estaciones de observación de movimiento fuerte, incluyendo K-NET (Kinoshita 1998). En 2005 la sede de Earthquake Research Promotion publicó mapas nacionales de peligros sísmicos en un sitio web. Estos mapas indican solo la intensidad sísmica para Japón. Relaciones empíricas de atenuación para los espectros de respuesta como Kobayashi y Midorikawa 1982, Annaka 1997, existen para Japón. En este estudio registra movimientos de tierras fuertes japoneses entre 1963 y 2003. [31]

Si $D \leq 30$ Km:

$$\text{Log } pre = a1Mw + b1X - \log(X + d1 * 10^{e1Mw}) + c1 + \epsilon1$$

Si $D > 30$ Km:

$$\text{Log } pre = a2Mw + b2X - \log(X) + c2 + \epsilon2$$

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 está en cm/sec². $e1 = 0.5$

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

Para los modelos de subducción la profundidad será de 125 km ya que en los registros de algunos eventos las profundidades han sido mayores a los 100 km y en este tipo de modelos utilizan profundidades focales igual a 125 km.

4.1.6.1. MODELO YOUNGS (1997)

En este se presenta relaciones de atenuación para terremotos de zonas de subducción. En estas zonas se consideran dos tipos de terremotos, los de intraplaca e interplaca. Los terremotos de interplaca en esta zona son eventos de empuje de ángulo superficial que se producen en la interfaz entre las placas de subducción y de superposición mientras que los terremotos de intraplaca de esta zona ocurren dentro de la placa oceánica. [32]

$$\ln y = -0.6687 + 1.438M + C1 + C2(10-M)^3 + C3$$

$$* \ln (R+ 1.097e^{0.617*M}) + 0.00648H + 0.3643Zt$$

Dónde y está en g.

Categorías:

- Suelo profundo $Z_{ds}= 1$; $Z_r= 0$; $Z_{ss}= 0$; profundidad hasta lecho recoso es mayor de 20m.
- Suelo poco profundo $Z_{ss}= 1$; $Z_{ds}= 0$; $Z_r= 0$; profundidad hasta la roca madre es menor de 20m.
- Interplaca $Z_t=0$; Intraplaca $Z_t= 1$

Limitaciones del Modelo

Estas ecuaciones deben ser usadas para:

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

4.1.6.2. MODELO ZHAO (2006)

Japón se encuentra en una zona sísmica activa, debido a que las ondas sísmicas, esperan que los movimientos de tierra generados por terremotos sean diferentes, incluso si los eventos tienen idénticas magnitud y distancias de fuente. El ingeniero utiliza modelos de atenuación para estimar las fuerzas y desplazamientos inducidos en las estructuras de ingeniería. [33]

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

$$+ Ck$$

Donde y está en (cm/s²)

$$r = x + c \exp (d M_w)$$

- $\delta h=1$ cuando $h \geq h_c$ y 0 en caso contrario
- $SR= 0.251$; $SI= 0.0$; $S_s= 2.607$; $SSL= -0.528$ [20]

Usar $h_c= 15$ 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 inverso FR se aplica a falla inversa, y 0 para los demás eventos.

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

SS se aplica solo a los eventos de subducción y es 0 para los demás eventos.

SSL es un término de modificación de trayectoria independiente de magnitud para los eventos de intraplaca.

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 M_w : [34]

$$M = a + b * \log(SRL)$$

Dónde:

a, b: Coeficientes

SRL: Longitud de rotura superficial (km)

Se tomará las longitudes de la Tabla para esta ecuación.

Tabla 42. : Fallas cercanas a la zona de análisis.

CÓDIGO	NOMBRE	TIPO	LONGITUD (Km)	Mw
EC-223	Placa Nazca	Subducción	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

Elaborado: Karolayt Rivera

4.2.2. CÁLCULO DE ESPECTROS

Mediante la obtención de los espectros de respuesta asociados al sistema de fallas se puede realizar la evaluación de peligro sísmico para el área de estudio determinada.

El concepto espectro de respuesta es una representación gráfica en función de los períodos propios correspondientes al sistema lineal elástico y de los coeficientes de reducción que tienen en cuenta la capacidad de ductilidad, el cual permite el cálculo de la respuesta máxima de la estructura, este sería el dato más importante en el que se fundamenta el diseño estructural. [35]

En esta investigación se comparará los espectros de aceleración con los modelos anteriormente mencionados con los de la NEC-15.

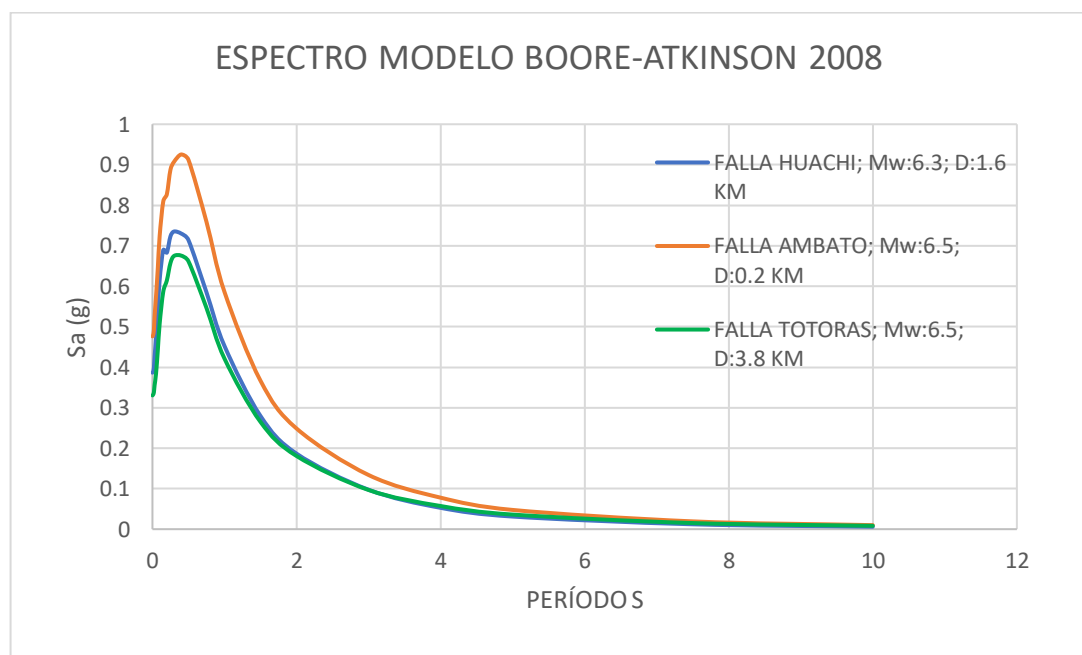
En las siguientes figuras se observará como van variando las aceleraciones de las fallas seleccionadas las cuales dependen de la longitud, momento de magnitud (Mw) y distancia (RJB), estas fallas son las más cercanas a la zona de estudio en la cual se

encontró un tipo de suelo D y tiene una velocidad de onda $V_{s30} = 268.31$ m/s la misma que se aplicará en todo el análisis.

4.2.2.1. ESPECTROS CÁLCULADOS CON EL MODELO DE BOORE Y ATKINSON

El siguiente gráfico representa el espectro obtenido con Boore y Atkinson para las fallas intraplaca (cortical). Se usó para todas las ecuaciones $V_{s30} = 268.31$ m/s.

Figura 38. Espectro de aceleración modelo Boore y Atkinson.

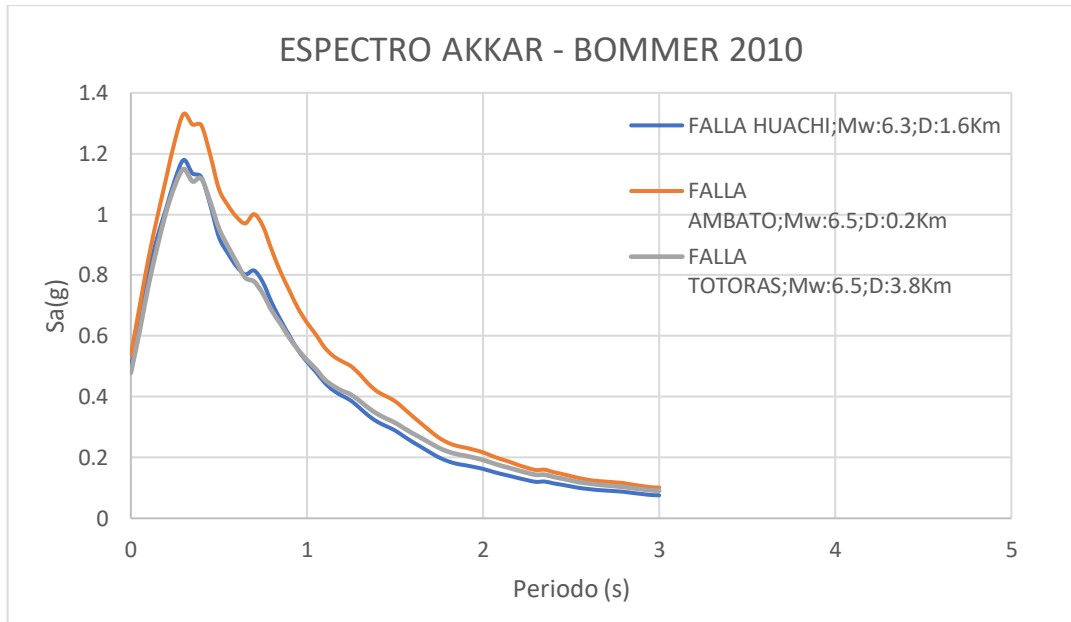


Elaboración: Karolayt Rivera

De la presente figura se concluye que al encontrarnos con el mismo tipo de suelo D en la zona, el espectro con una mayor aceleración es de aquella que se encuentra más cercana a la falla de Ambato, mientras que con la falla más lejana a la zona que es la falla de Totoras se genera un espectro con menor aceleración.

4.2.2.2. ESPECTROS CALCULADOS CON EL MODELO DE AKKAR Y BOMMER

Figura 39. Espectro de aceleración modelo Akkar y Bommer.

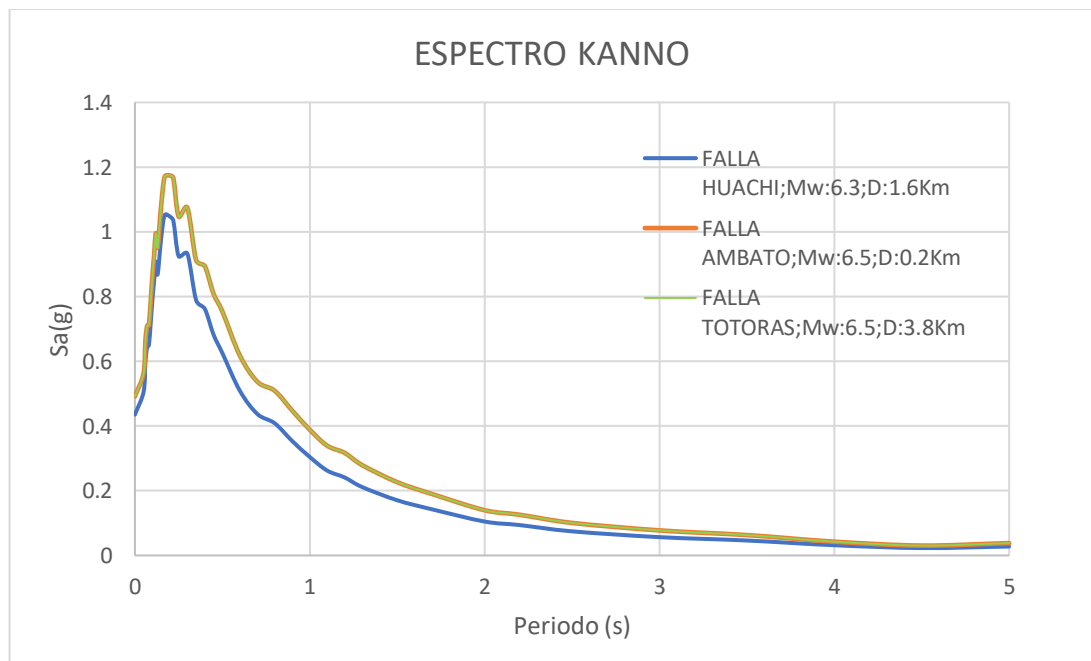


Elaboración: Karolayt Rivera

En la figura se puede observar que la aceleración más crítica se sigue presentando en la falla de Ambato la cual es la más cercana a la zona.

4.2.2.3. ESPECTROS CALCULADOS CON EL MODELO DE KANNO.

Figura 40. Espectro de aceleración modelo Kanno.

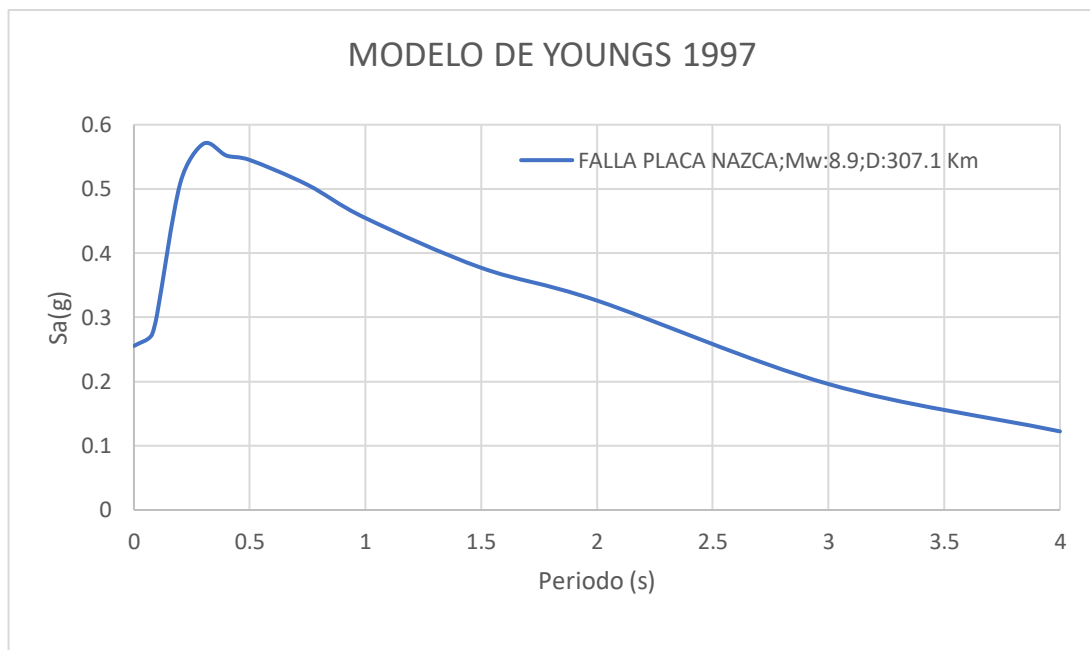


Elaboración: Karolayt Rivera

De la figura se puede concluir que la diferencia de la aceleración entre las fallas de Huachi, Ambato y Totoras no es muy relevante mientras que entre la falla de Ambato y Totoras es igual, todo esto se da debido a que esta ecuación depende directamente de la magnitud de momento la misma que en las dos fallas antes nombradas tiene un valor de 6.5.

4.2.2.4. ESPECTROS CALCULADOS CON EL MODELO DE YOUNGS.

Figura 41. Espectro de aceleración modelo Youngs.

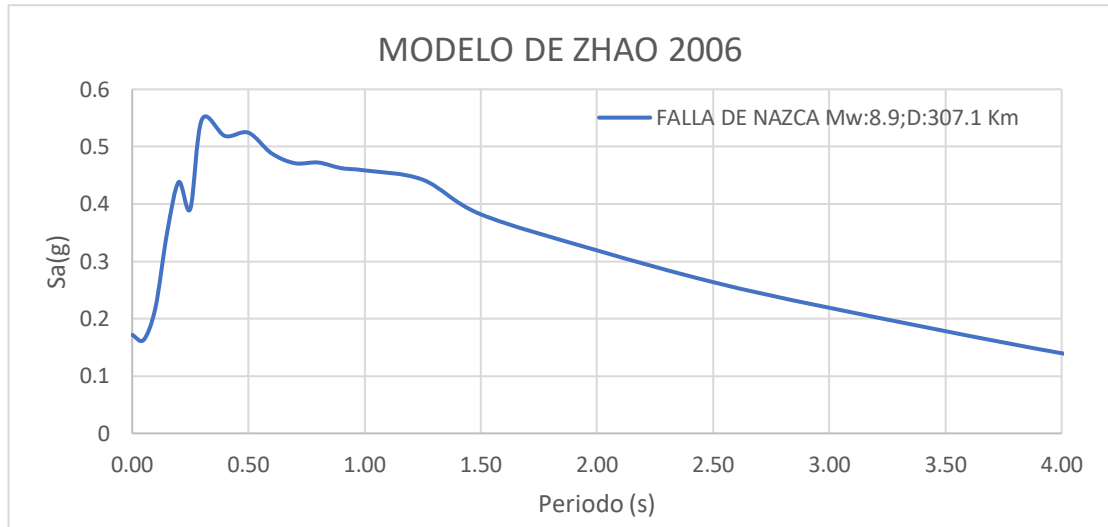


Elaboración: Karolayt Rivera

En la presente figura se observa una sola aceleración debido a que la aplicación de la ecuación de Youngs solo es para subducción y 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 42. Espectro de aceleración modelo Zhao.

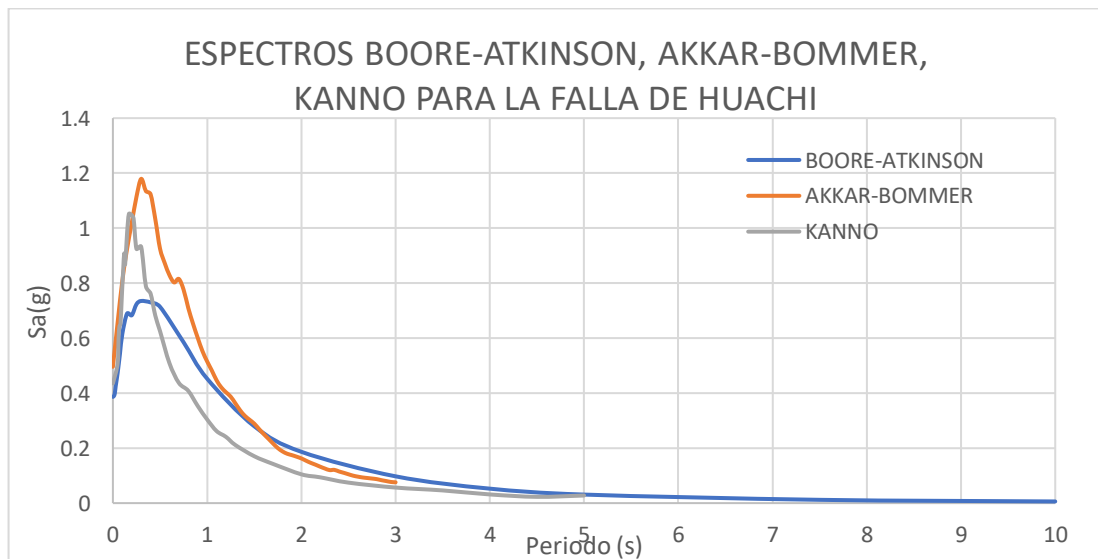


Elaboración: Karolayt Rivera

En la presente figura se observa una sola aceleración debido a que la aplicación de la ecuación de Zhao para subducción y en este caso el análisis se aplicó solo para la falla de Nazca.

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

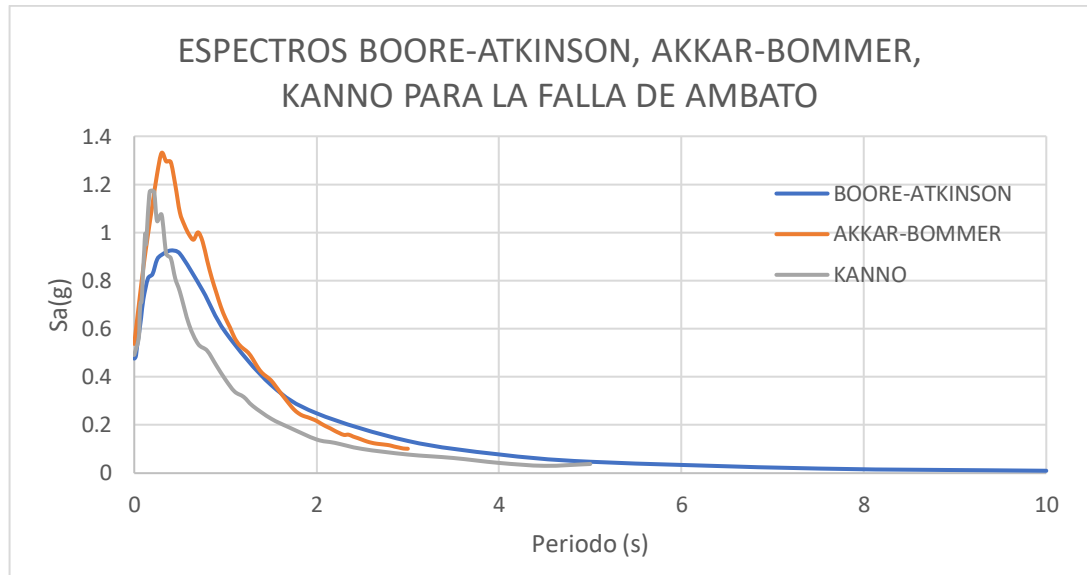
Figura 43. Espectro de aceleración modelo Boore-Atkinson, Akkar-Bommer, Kanno para la falla de Huachi.



Elaboración: Karolayt Rivera

En la presente figura el modelo de análisis de Akkar y Bommer presenta una mayor aceleración en la falla Huachi.

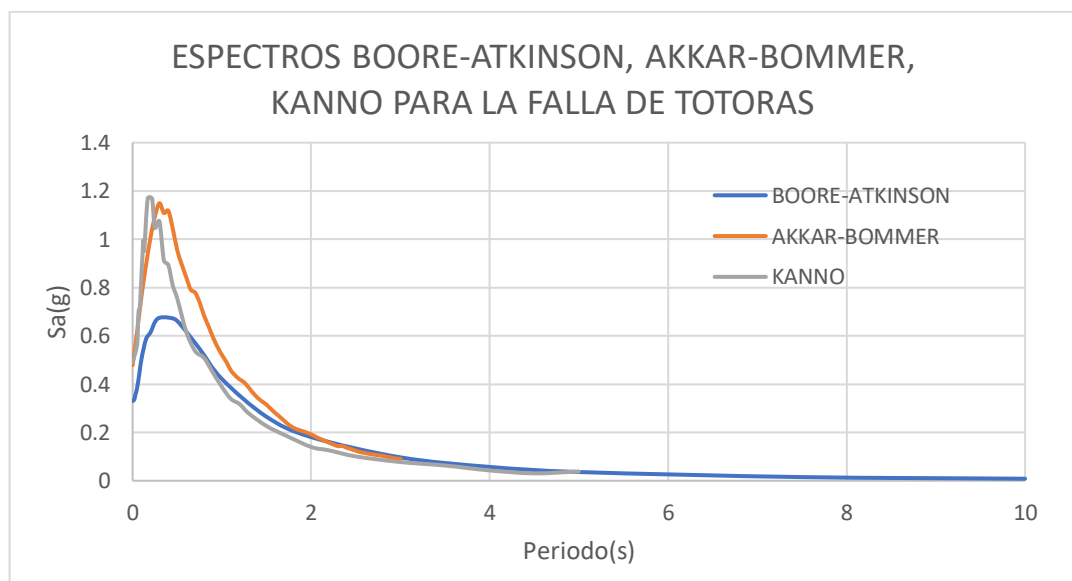
Figura 44. Espectro de aceleración modelo Boore-Atkinson, Akkar-Bommer, Kanno para la falla de Ambato.



Elaboración: Karolayt Rivera

En la figura el modelo de análisis de Akkar y Bommer presenta una mayor aceleración en la falla Ambato.

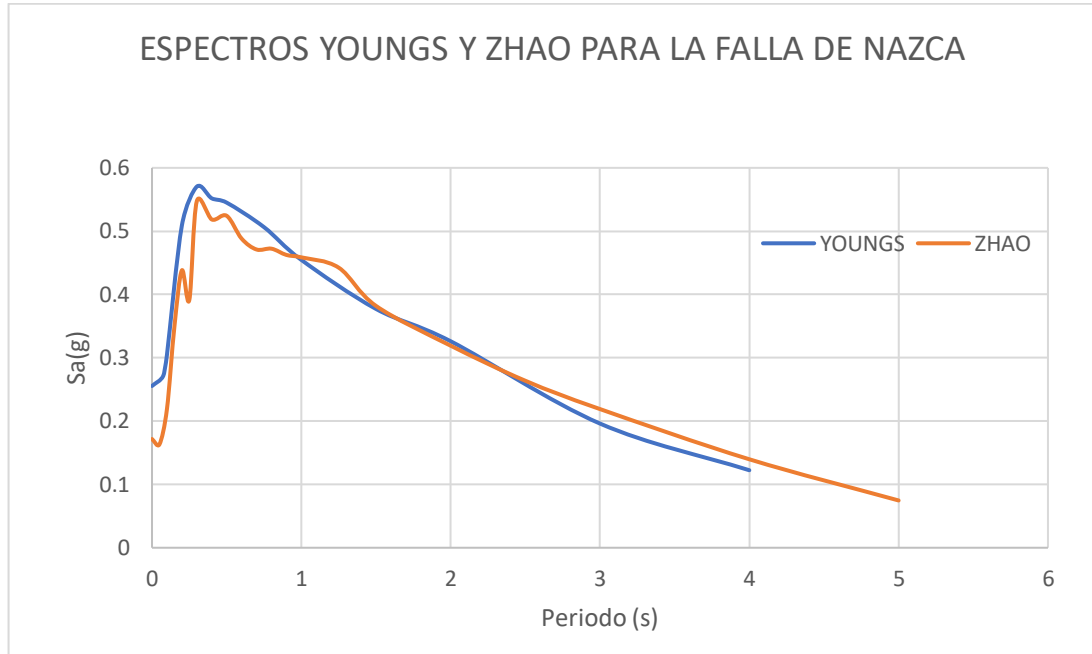
Figura 45. Espectro de aceleración modelo Boore-Atkinson, Akkar-Bommer, Kanno para la falla de Totoras.



Elaboración: Karolayt Rivera

En la figura el modelo de análisis de Akkar y Bommer presenta una mayor aceleración en la falla Totoras.

Figura 46. Espectro de aceleración modelo Youngs, Zhao para la falla de Nazca.



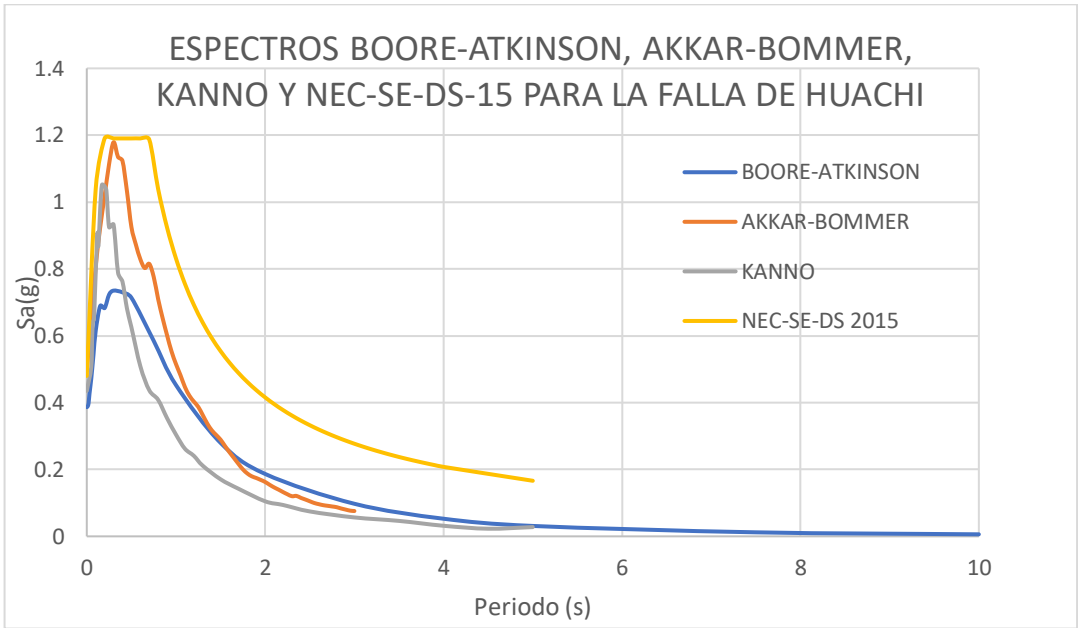
Elaboración: Karolayt Rivera

En la figura el modelo de análisis de Youngs aplicada para fallas de subducción presenta una mayor aceleración en la falla de Nazca.

4.2.4. ESPECTROS COMPARADOS CON NEC 2015

Para este análisis se debe tomar en cuenta que según lo establecido por la NEC 2015 el V_{s30} debe encontrar dentro del rango que es $360 < V_{s30} \leq 180$ ya que este pertenece a la velocidad de onda en el suelo tipo D.

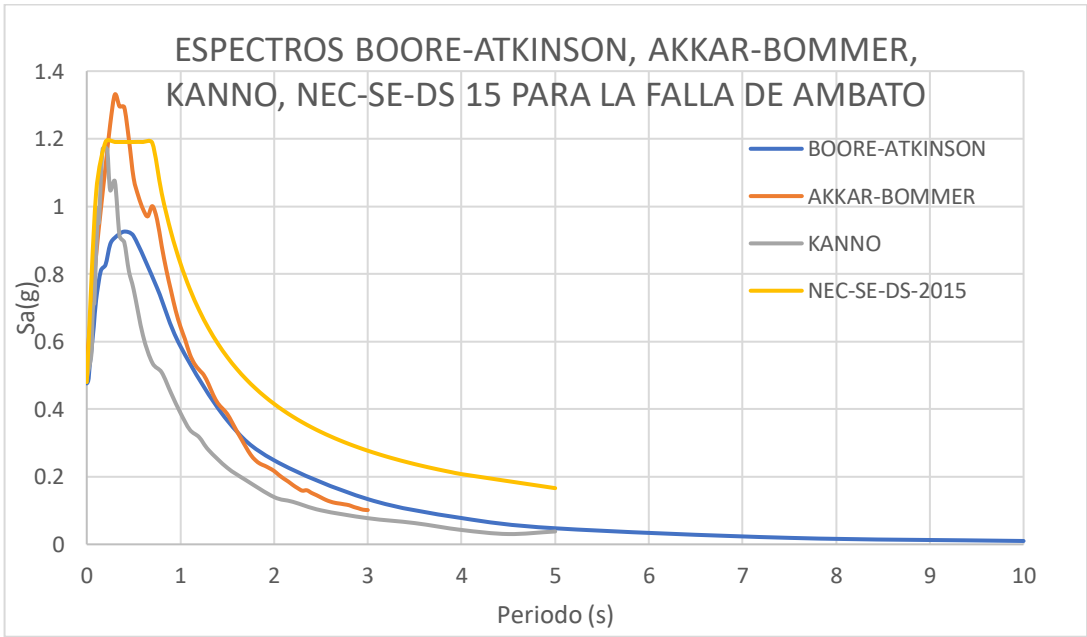
Figura 47. Espectro de aceleración modelo Boore-Atkinson, Akkar-Bommer, Kanno y NEC-SE-DS-15 para la falla de Huachi.



Elaboración: Karolayt Rivera

En la presente figura los diferentes modelos de análisis no logran superar al espectro generado por la NEC-SE-DS-15 en la falla Huachi.

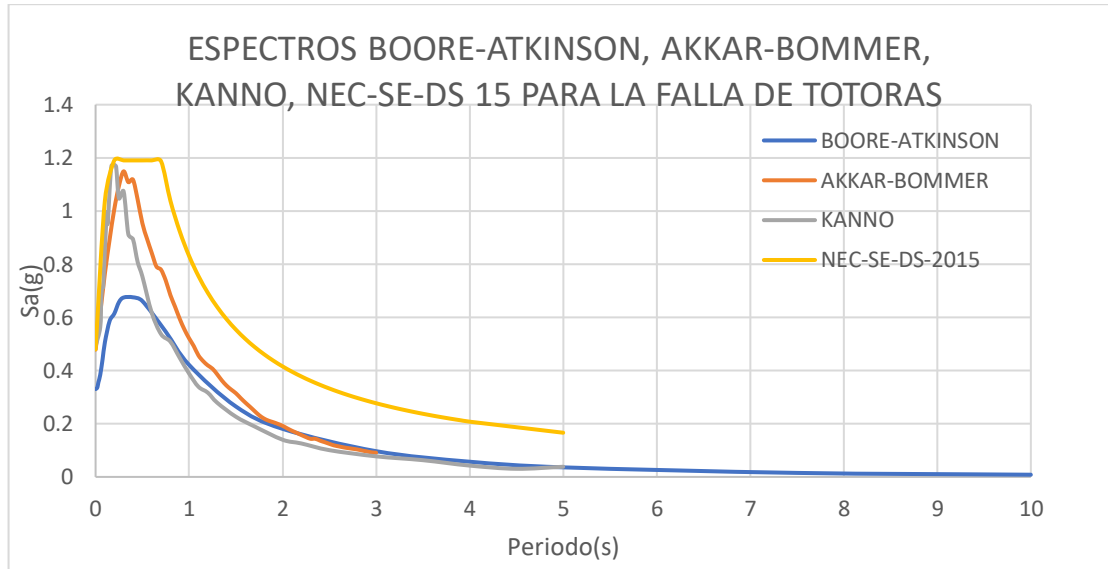
Figura 48. Espectro de aceleración modelo Boore-Atkinson, Akkar-Bommer, Kanno y NEC-SE-DS-15 para la falla de Ambato.



Elaboración: Karolayt Rivera

En la presente figura de los diferentes modelos de análisis solo Akkar y Bommer logra superar en el eje de las ordenadas al espectro generado por la NEC-SE-DS-15 en la falla Ambato.

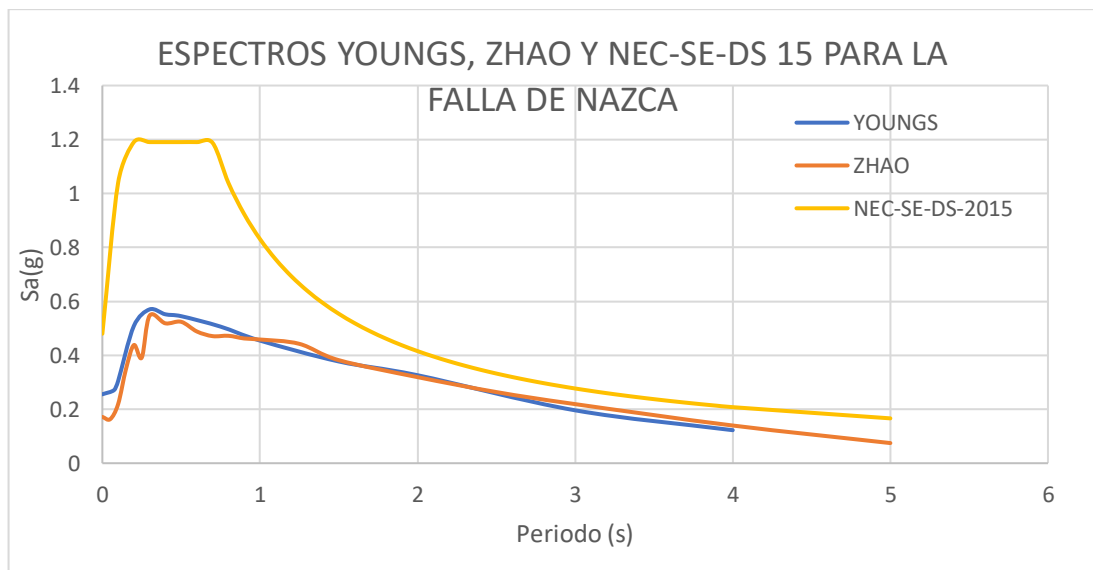
Figura 49. Espectro de aceleración modelo Boore-Atkinson, Akkar-Bommer, Kanno y NEC-SE-DS-15 para la falla de Tototras.



Elaboración: Karolayt Rivera

En la presente figura los diferentes modelos de análisis no logran superar al espectro generado por la NEC-SE-DS-15 en la falla Totoras.

Figura 50. Espectro de aceleración modelo Youngs, Kanno, NEC- SE-DS-15.

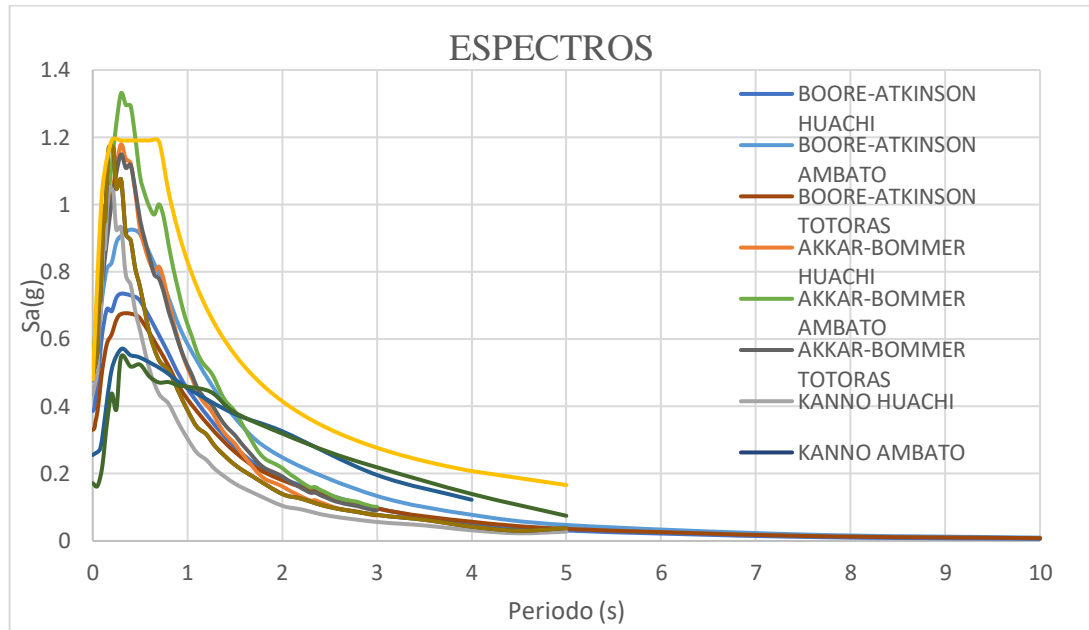


Elaboración: Karolayt Rivera

En la presente figura los diferentes modelos de análisis no logran superar al espectro generado por la NEC-SE-DS-15 en la falla de Nazca.

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

Figura 51. Todos los espectros comparados con la NEC15.



Elaboración: Karolayt Rivera

En la presente figura se muestra todos los modelos de análisis aplicados a todas las fallas seleccionadas en la cual se puede observar que solo la aceleración en la falla de Ambato supera a la de la NEC-SE-DS-15.

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

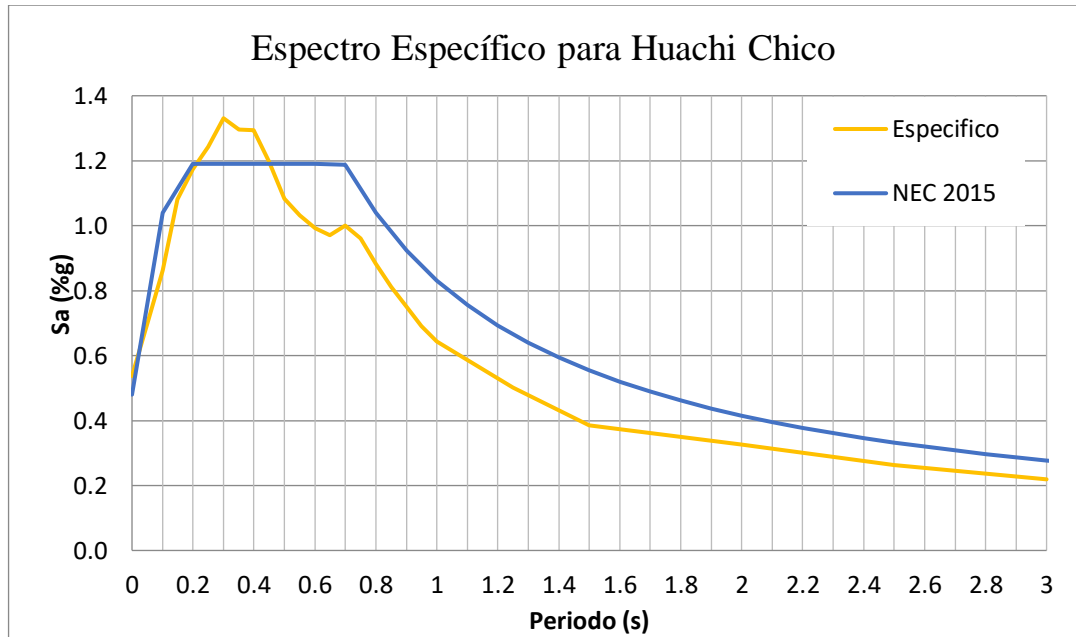
En la tabla se muestran los valores obtenidos para generar el espectro específico el cual fue determinado en base a los valores máximos obtenidos de cada modelo de análisis aplicado a las diferentes fallas seleccionadas.

Tabla 43. Espectro Específico

Periodo T(s)	Sa(%g)
0	0.53709994
0.05	0.69783257
0.1	0.86179078
0.15	1.08044788
0.2	1.17411105
0.25	1.24199664
0.3	1.33077176
0.35	1.29560694
0.4	1.29319164
0.45	1.19777204
0.5	1.08384075
0.55	1.03093649
0.6	0.9920264
0.65	0.9702256
0.7	1.00061982
0.75	0.96142184
0.8	0.88256481
0.85	0.81090629
0.9	0.74980461
0.95	0.69066428
1	0.64391902
1.25	0.50060655
1.5	0.38559122
2	0.32614104
2.5	0.26375197
3	0.21903127

Elaboración: Karolayt Rivera

Figura 52. Espectro específico comparado con la NEC-15.



Elaboración: Karolayt Rivera

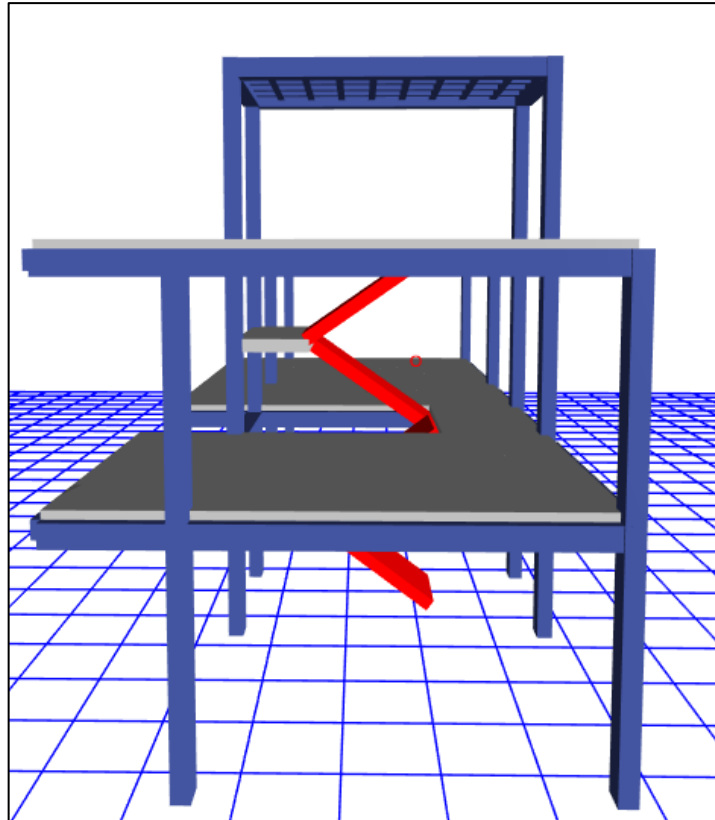
4.2.7. MODELADOS

Se realizó el modelado de tres estructuras: dos pisos, tres pisos y cuatro pisos del sector de Huachi Chico mediante la utilización de un software de análisis y diseño estructural ETABS y se aplicaron las normas ACI 318-2014 y NEC 2015.

4.2.7.1. ESTRUCTURA TIPO 1

La estructura se encuentra ubicada entre la intersección de las calles: Río Cosanga y Jácome Clavijo, la misma consta de 2 pisos de construcción en hormigón armado y la cual tiene 12 años de haber sido construida.

Figura 55. Vista Lateral Derecha de la estructura Tipo 1



Elaboración: Karolayt Rivera

Características de los materiales

La resistencia del hormigón de la estructura es de 210 kg/cm^2 el cual cuenta con un peso específico de 2400 kg/m^3 y su módulo de Poisson es de 0.20.

Para el cálculo del módulo de elasticidad se utilizó la siguiente ecuación

$$E = 13100 * \sqrt{f'c}$$

E= Modulo de elasticidad

$f'c$ = Resistencia del Hormigón

$$E = 13100 * \sqrt{210 \text{ kg/cm}^2}$$

$$E = 189837.0354 \text{ kg/cm}^2$$

El acero utilizado es el A615Gr60 el cual cuenta con un $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ con un módulo de elasticidad $E = 2.036e6 \text{ kg/cm}^2$

Características de las secciones

- Viga
La sección de viga es de 25x25 cm y con un recubrimiento de 3cm
- Columna
La sección de columna es de 30x30 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.

Chequeo en base al ESPECTRO DE LA NEC 2015

Participación del 90% de la masa

Tabla 44. Cortante de piso calculado en el Etabs para estructura Tipo 1.

Load Case/Combo	Location	P	VX	VY	T	MX	MY
		tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Dead	Top	85.7947	0	0	-0.0000424	137.1693	-571.887
Dead	Bottom	92.9201	0	0	-0.00003166	150.1025	-624.8959
Live	Top	22.4951	0	0	0.000009943	35.0794	-149.6115
Live	Bottom	25.4103	0	0	0.00004936	39.3693	-173.53
cp	Top	54.6133	0	0	-0.0004	103.2098	-381.5193
cp	Bottom	54.8525	0	0	-0.0009	103.5682	-383.4843
espX Max	Top	0	25.4413	8.8874	102.2796	16.1443	45.5432
espX Max	Bottom	0	25.5013	8.9182	102.4953	40.1013	113.7007
espY Max	Top	0	10.3899	25.0197	220.8514	44.0979	18.5009
espY Max	Bottom	0	10.4172	25.1135	221.6776	111.3915	46.5158

Elaboración: Karolayt Rivera

$$\text{Carga Total} = \text{Dead} + \text{Carga Pared} + \text{Live}(25\%)$$

$$\text{Carga Total} = 92.9201 \text{ Ton} + 54.8525 \text{ Ton} + 6.353 \text{ Ton}$$

$$\text{Carga Total} = 154.125 \text{ Ton}$$

$$\text{Carga Total} = 154.125 * 0.184 = 28.359$$

$$\text{Carga Total} = 28.359 * 0.90 = 25.523$$

Los resultados obtenidos por este chequeo indican que la participación del 90% de la masa en la estructura cumple ya que al compararla con los datos obtenidos del mayor cortante tanto en X y Y nos dan valores similares al calculado.

Periodo de vibración de la estructura

Tabla 45. Período de vibración calculado en el Etabs para estructura Tipo 1.

Case	Mode	Period	Frequency	Circular Frequency	Eigenvalue
		sec	cyc/sec	rad/sec	rad ² /sec ²
Modal	1	0.603	1.659	10.4209	108.5944
Modal	2	0.405	2.47	15.5194	240.8521
Modal	3	0.375	2.669	16.7694	281.213
Modal	4	0.21	4.756	29.8855	893.1424
Modal	5	0.197	5.087	31.9604	1021.4681
Modal	6	0.151	6.641	41.7248	1740.9613
Modal	7	0.126	7.913	49.7172	2471.8019
Modal	8	0.114	8.759	55.0354	3028.8926
Modal	9	0.104	9.624	60.4709	3656.7238

Elaboración: Karolayt Rivera

Cálculo del período estimado (T) según la Nec 2015

$$T = C_t * h_t^\alpha$$

T= Período de vibración

C_t= Coeficiente que depende del tipo de edificio

h_n= Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura, en metros

Tabla 46. Valores para el Periodo de vibración.

Tipo de estructura	Ct	α
Pórticos especiales de hormigón armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.9

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC2015)

$$T = 0.055 * 7.74^{0.9}$$

$$T = 0.347 \text{ sg}$$

$$T = 0.347 \text{ sg} < 0.603 \text{ sg NO CUMPLE}$$

En base a este chequeo se puede decir que la estructura no tiene secciones de viga y columna suficientes para soportar un evento sísmico ya que los resultados muestran que se trata de una estructura con demasiada ductilidad.

Deriva de piso

La deriva máxima para cualquier piso no excederá los límites de deriva inelástica establecidos en la Tabla 7 de la NEC-SE-DE-2015 $\Delta M < 0.02$ O 2%.

Tabla 47. Deriva de piso calculado en el Etabs para estructura Tipo 1.

PISO	COMBINACIÓN	DIRECCIÓN	DERIVA ELÁSTICA	X	Y	Z	DERIVA INELÁSTICA
				m	m	m	
Story3	espX Max	X	0.001455	9.35	0	7.74	0.87%
Story3	espX Max	Y	0.00097	7.05	4.2	7.74	0.58%
Story2	espX Max	X	0.001976	13.2	-1.3	5.22	1.19%
Story2	espX Max	Y	0.001336	0	-1.3	5.22	0.80%
Story1	espX Max	X	0.001694	13.2	4.2	2.7	1.02%
Story1	espX Max	Y	0.001499	0	4.2	2.7	0.90%

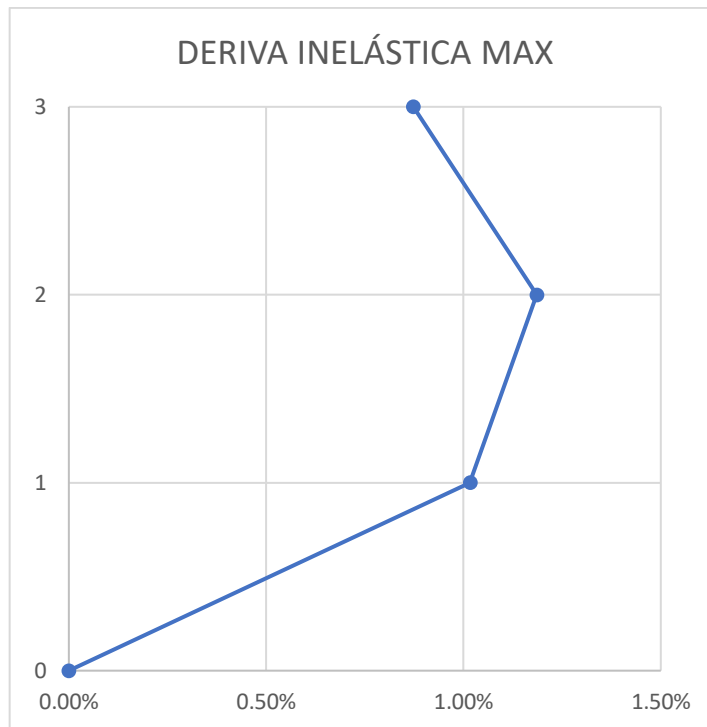
Elaboración: Karolayt Rivera

Tabla 48. Deriva de piso calculado en el Etabs para estructura Tipo 1.

PISO	COMBINACIÓN	DIRECCIÓN	DERIVA ELÁSTICA	X	Y	Z	DERIVA INELÁSTICA
				m	m	m	
Story3	espY Max	X	0.00066	9.35	4.2	7.74	0.40%
Story3	espY Max	Y	0.002528	7.05	4.2	7.74	1.52%
Story2	espY Max	X	0.001808	13.2	-1.3	5.22	1.08%
Story2	espY Max	Y	0.003945	0	-1.3	5.22	2.37%
Story1	espY Max	X	0.001445	13.2	4.2	2.7	0.87%
Story1	espY Max	Y	0.004591	0	4.2	2.7	2.75%

Elaboración: Karolayt Rivera

Figura 56. Deriva Inelástica en X de la estructura Tipo 1.



Elaboración: Karolayt Rivera

Cálculo de la deriva máxima sentido X:

$$\Delta M = 0.75 * R * \Delta E$$

ΔE = Deriva Elástica.

ΔM = Deriva Inelástica.

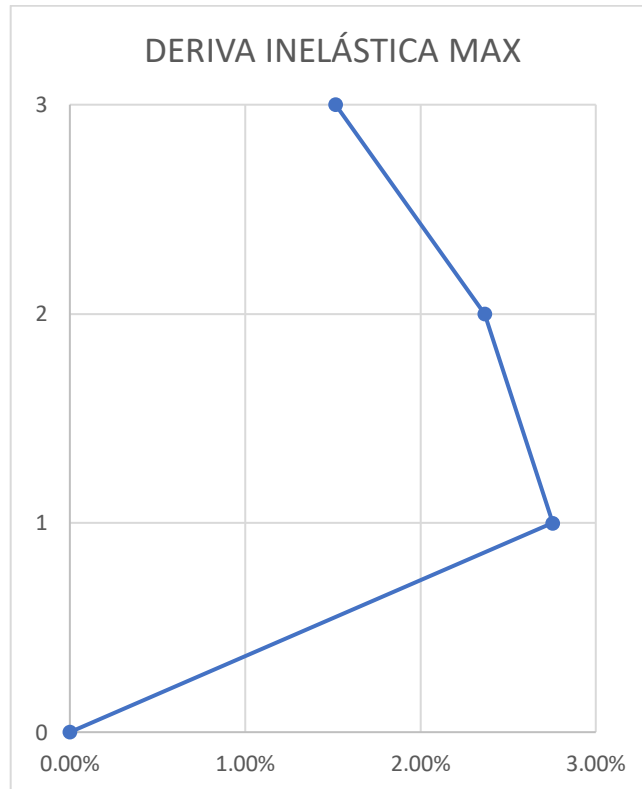
$$\Delta E = 0.001976$$

$$\Delta M = 0.75 * 8 * 0.001976$$

$$\Delta M = 0.0114 < 0.02 \text{ OK}$$

Debido a los datos obtenidos se puede decir que la estructura se encuentra estable en el sentido X ya que su deriva inelástica es menor al 2% establecido por la NEC 2015.

Figura 57. Deriva Inelástica en Y de la estructura Tipo 1.



Elaboración: Karolayt Rivera

Cálculo de la deriva máxima sentido X:

$$\Delta M = 0.75 * R * \Delta E$$

ΔE = Deriva Elástica.

ΔM = Deriva Inelástica.

$$\Delta E = 0.004591$$

$$\Delta M = 0.75 * 8 * 0.004591$$

$$\Delta M = 0.028 > 0.02 \text{ NO CUMPLE}$$

Debido a los datos obtenidos se puede decir que la estructura es dúctil en el sentido Y ya que su deriva inelástica es mayor al 2% establecido por la NEC 2015.

Cortante Basal

Tabla 49. Cortante Basal calculado en el Etabs de la estructura de Tipo 1.

	V Dinámico	V Estático	% V Dinámico
Sentido X	25.50	27.84	91.59%
Sentido Y	25.11	27.84	90.19%

Elaboración: Karolayt Rivera

Chequeo en base al ESPECTRO ESPECÍFICO

Participación del 90% de la masa

Tabla 50. Cortante de piso calculado en el Etabs para estructura Tipo 1.

Story	Load Case/Combo	Location	P	VX	VY	T	MX	MY
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Story1	Dead	Top	85.7947	0	0	-0.0000424	137.1693	-571.887
Story1	Dead	Bottom	92.9201	0	0	0.00003166	150.1025	-624.8959
Story1	Live	Top	22.4951	0	0	9.943E-06	35.0794	-149.6115
Story1	Live	Bottom	25.4103	0	0	0.00004936	39.3693	-173.53
Story1	cp	Top	54.6133	0	0	-0.0004	103.2098	-381.5193
Story1	cp	Bottom	54.8525	0	0	-0.0009	103.5682	-383.4843
Story1	ESPECIFICO X Max	Top	0	28.3687	9.8137	180.9965	17.9307	50.7041
Story1	ESPECIFICO X Max	Bottom	0	28.4326	9.8476	181.2493	44.6693	127.2119
Story1	ESPECIFICO Y Max	Top	0	11.9104	28.2753	400.3443	50.0233	21.1952
Story1	ESPECIFICO Y Max	Bottom	0	11.9407	28.3811	401.304	126.8359	53.4666

Elaboración: Karolayt Rivera

$$\text{Carga Total} = \text{Dead} + \text{Carga Pared} + \text{Live}(25\%)$$

$$\text{Carga Total} = 92.9201 \text{ Ton} + 54.8525 \text{ Ton} + 6.353 \text{ Ton}$$

$$\text{Carga Total} = 154.125 \text{ Ton}$$

$$\text{Carga Total} = 154.125 * 0.200 = 31.596$$

$$\text{Carga Total} = 31.596 * 0.90 = 28.436$$

Los resultados obtenidos por este chequeo indican que la participación del 90% de la masa en la estructura cumple ya que al compararla con los datos obtenidos del mayor cortante tanto en X y Y nos dan valores similares al calculado.

Período de vibración de la estructura

Tabla 51. Período de vibración calculado en el Etabs para estructura Tipo 1.

Case	Mode	Period	Frequency	Circular Frequency	Eigenvalue
		sec	cyc/sec	rad/sec	rad ² /sec ²
Modal	1	0.603	1.659	10.4209	108.5944
Modal	2	0.405	2.47	15.5194	240.8521
Modal	3	0.375	2.669	16.7694	281.213
Modal	4	0.21	4.756	29.8855	893.1424
Modal	5	0.197	5.087	31.9604	1021.4681
Modal	6	0.151	6.641	41.7248	1740.9613
Modal	7	0.126	7.913	49.7172	2471.8019
Modal	8	0.114	8.759	55.0354	3028.8926
Modal	9	0.104	9.624	60.4709	3656.7238

Elaboración: Karolayt Rivera

Período estimado (T) según el Espectro específico

$$T = 0.3 \text{ sg}$$

$$T = 0.3 \text{ sg} < 0.603 \text{ sg} \text{ NO CUMPLE}$$

En base a este chequeo se puede decir que la estructura no tiene secciones de viga y columna suficientes para soportar un evento sísmico ya que los resultados muestran que se trata de una estructura que presenta ductilidad.

Deriva de piso

La deriva máxima para cualquier piso no excederá los límites de deriva inelástica establecidos en la Tabla 7 de la NEC-SE-DE-2015 $\Delta M < 0.02$ O 2%

Tabla 52. Deriva de piso calculado en el Etabs para estructura Tipo 1.

Story	Load Case/Combo	Direction	DERIVA ELÁSTICA	Label	X	Y	Z	DERIVA INELÁSTICA
					m	m	m	
Story3	ESPECIFICO X Max	X	0.24%	7	9.35	0	7.74	1.44%
Story3	ESPECIFICO X Max	Y	0.15%	6	7.05	4.2	7.74	0.92%
Story2	ESPECIFICO X Max	X	0.37%	119	13.2	-1.3	5.22	2.25%
Story2	ESPECIFICO X Max	Y	0.51%	115	0	-1.3	5.22	3.07%
Story1	ESPECIFICO X Max	X	0.32%	10	13.2	4.2	2.7	1.90%
Story1	ESPECIFICO X Max	Y	0.56%	2	0	4.2	2.7	3.35%

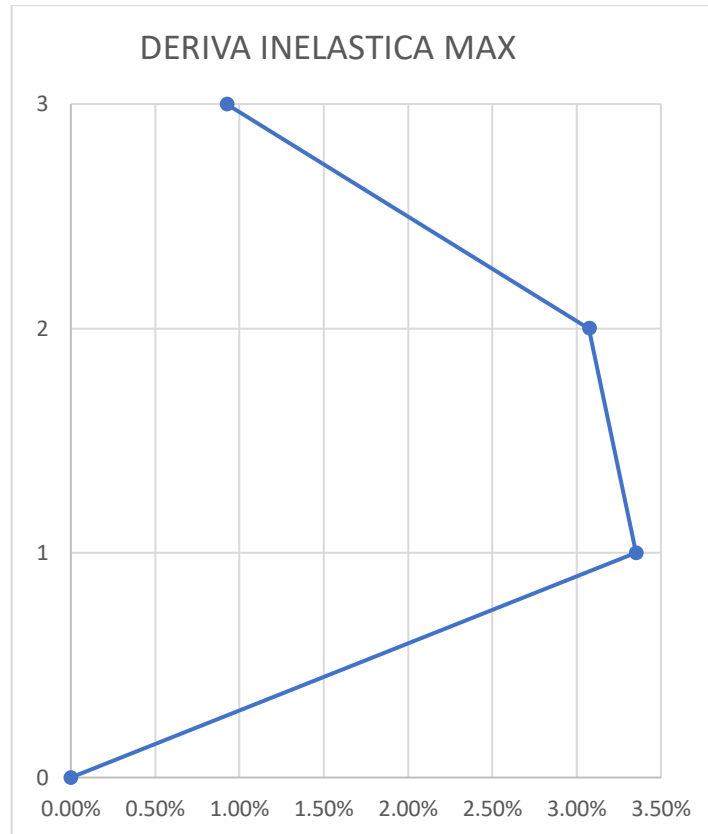
Elaboración: Karolayt Rivera

Tabla 53. Deriva de piso calculado en el Etabs para estructura Tipo 1.

Story	Load Case/Combo	Direction	DERIVA ELÁSTICA	Label	X	Y	Z	DERIVA INELÁSTICA
					m	m	m	
Story3	ESPECIFICO Y Max	X	0.001559	8	9.35	4.2	7.74	0.94%
Story3	ESPECIFICO Y Max	Y	0.003311	6	7.05	4.2	7.74	1.99%
Story2	ESPECIFICO Y Max	X	0.005011	119	13.2	-1.3	5.22	3.01%
Story2	ESPECIFICO Y Max	Y	0.011512	115	0	-1.3	5.22	6.91%
Story1	ESPECIFICO Y Max	X	0.004255	10	13.2	4.2	2.7	2.55%
Story1	ESPECIFICO Y Max	Y	0.013386	2	0	4.2	2.7	8.03%

Elaboración: Karolayt Rivera

Figura 58. Deriva máxima elástica en X de la estructura Tipo 1.



Elaboración: Karolayt Rivera

Cálculo de la deriva máxima sentido X:

$$\Delta M = 0.75 * R * \Delta E$$

ΔE = Deriva Elástica.

ΔM = Deriva Inelástica.

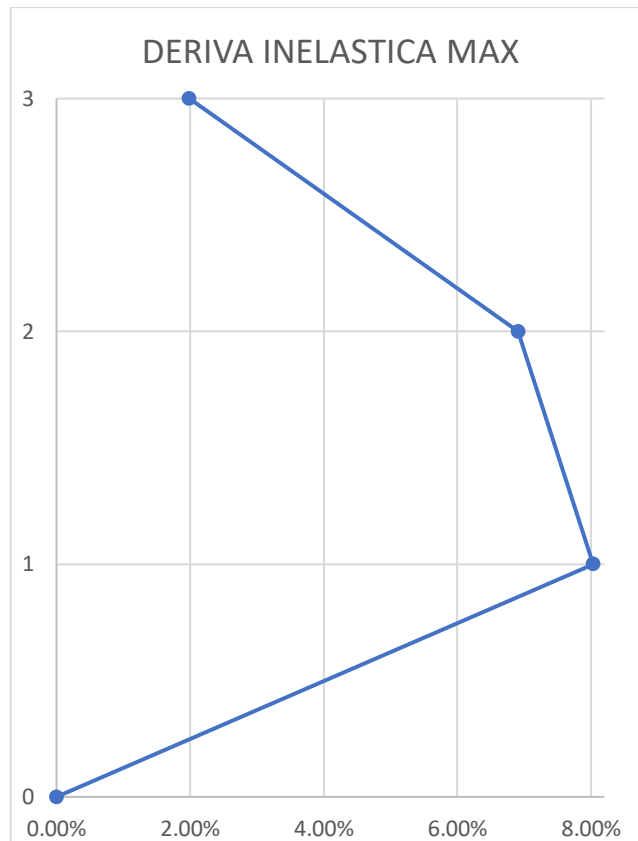
$$\Delta E = 0.005587$$

$$\Delta M = 0.75 * 8 * 0.005587$$

$$\Delta M = 0.034 > 0.02 \text{ NO CUMPLE}$$

Debido a los datos obtenidos se puede decir que la estructura se encuentra estable en el sentido X ya que su deriva inelástica es menor al 2% establecido por la NEC 2015.

Figura 59. Deriva máxima elástica en Y de la estructura de Tipo 1.



Elaboración: Karolayt Rivera

Cálculo de la deriva máxima sentido X:

$$\Delta M = 0.75 * R * \Delta E$$

ΔE = Deriva Elástica.

ΔM = Deriva Inelástica.

$$\Delta E = 0.013386$$

$$\Delta M = 0.75 * 8 * 0.013386$$

$$\Delta M = 0.08 > 0.02 \text{ NO CUMPLE}$$

Debido a los datos obtenidos se puede decir que la estructura es dúctil en el sentido Y ya que su deriva inelástica es mayor al 2% establecido por la NEC 2015.

Cortante Basal

Tabla 54. Cortante Basal calculado en el Etabs de la estructura de Tipo 1.

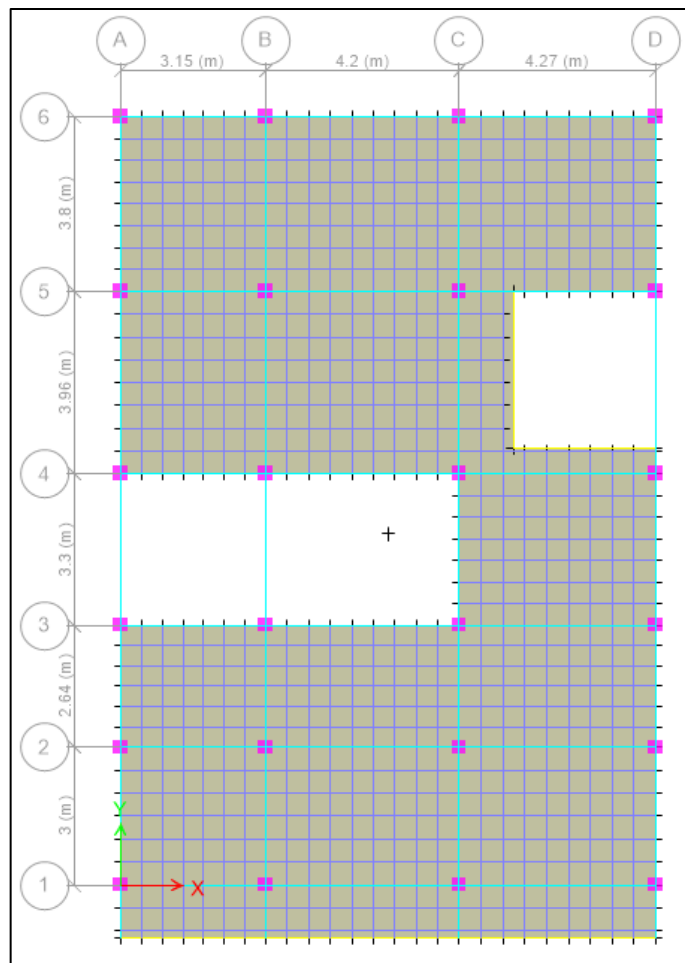
	V Dinámico	V Estático	% V Dinámico
Sentido X	28.43	30.26	93.95%
Sentido Y	28.38	30.26	93.78%

Elaboración: Karolayt Rivera

4.2.7.2. ESTRUCTURA DE TIPO 2

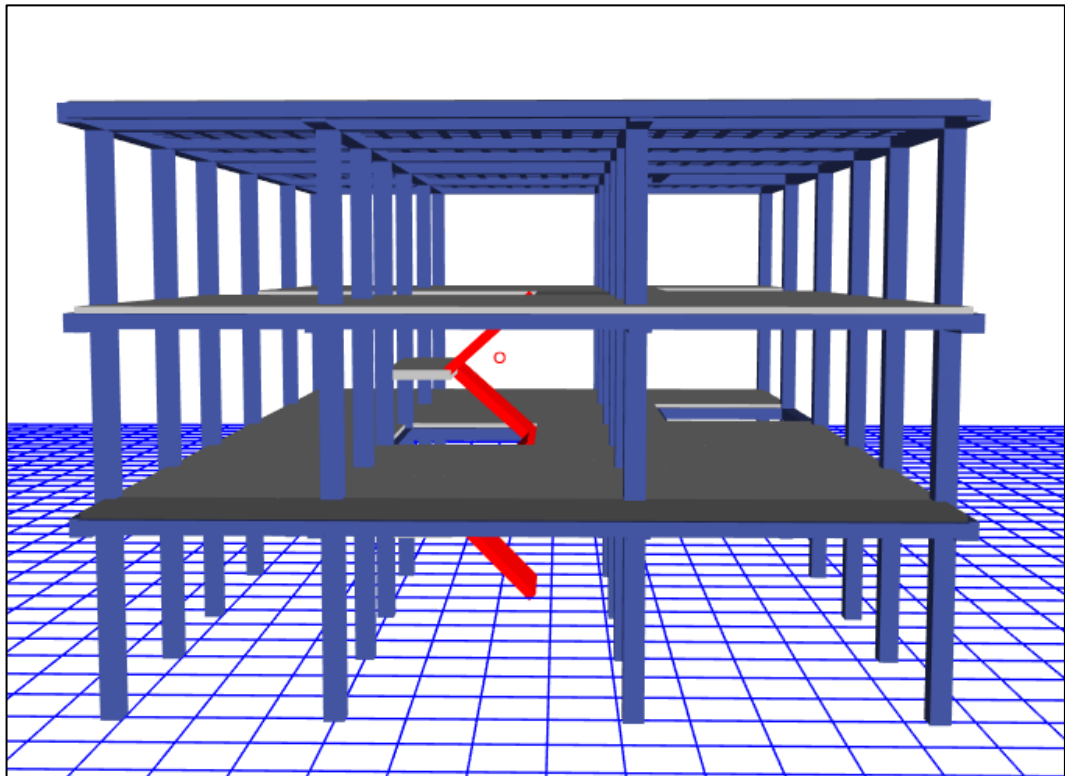
La estructura se encuentra ubicada entre la intersección de las calles: Río Yanayacu y Río Talantag, la misma consta de 3 pisos de construcción en hormigón armado y la cual tiene 7 años de haber sido construida.

Figura 60. Vista en planta de la estructura de Tipo 2.



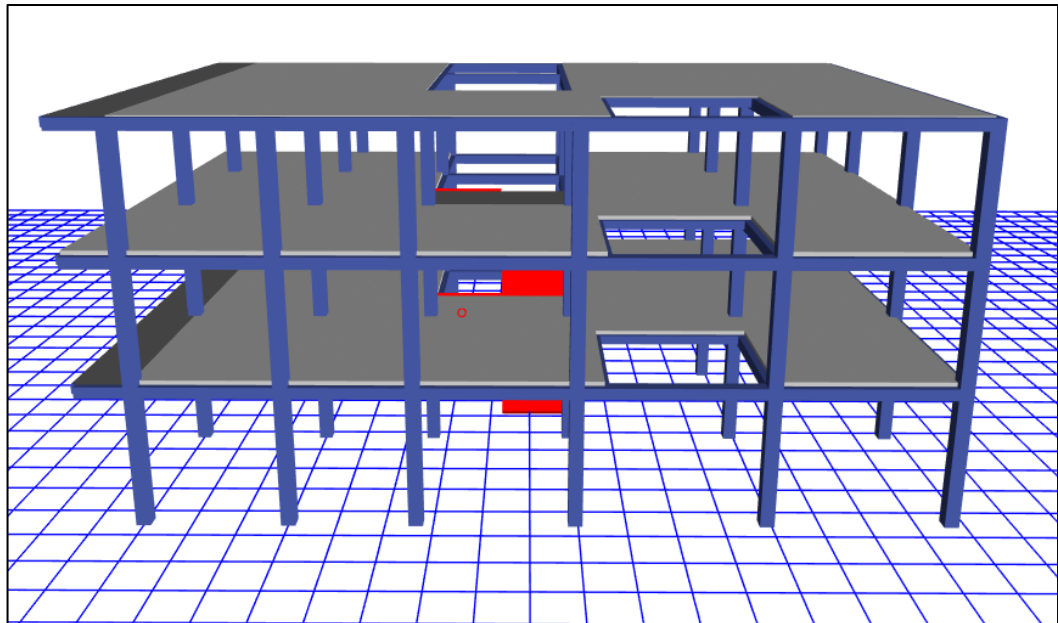
Elaboración: Karolayt Rivera

Figura 61. Vista Frontal de la estructura de Tipo 2.



Elaboración: Karolayt Rivera

Figura 62. Vista Lateral Derecha de la estructura de Tipo 2



Elaboración: Karolayt Rivera

Características de los materiales

La resistencia del hormigón de la estructura es de 210kg/cm^2 el cual cuenta con un peso específico de 2400 kg/m^3 y su módulo de Poisson es de 0.20.

Para el cálculo del módulo de elasticidad se utilizó la siguiente ecuación

$$E = 13100 * \sqrt{f'c}$$
$$E = 13100 * \sqrt{210\text{kg/cm}^2}$$
$$E = 189837.0354\text{ kg/cm}^2$$

El acero utilizado es el A615Gr60 el cual cuenta con un $f_y=4200\text{ kg/cm}^2$ con un módulo de elasticidad $E=2.036e6\text{ kg/cm}^2$

Características de las secciones

- Viga
La sección de viga es de $25 \times 30\text{ cm}$ y con un recubrimiento de 3cm
- Columna
La sección de columna es de $30 \times 30\text{ cm}$ 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 $10 \times 15\text{cm}$ y con un recubrimiento de 2.5cm .

Chequeo en base al ESPECTRO DE LA NEC 2015

Participación del 90% de la masa

Tabla 55. Cortante de piso calculado en el Etabs para estructura Tipo 2.

Story	Load Case/Combo	Location	P	VX	VY	T	MX	MY
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Story1	Dead	Top	345.0244	0	0	0.0003	2617.6293	-1982.8263
Story1	Dead	Bottom	365.6765	0	0	0.0002	2777.1772	-2092.6753
Story1	Live	Top	92.493	0	0	0.0002	713.6503	-526.6024
Story1	Live	Bottom	96.795	0	0	-0.0004	744.9917	-546.4562
Story1	cp	Top	166.5448	0	0	0.0007	1297.6451	-1000.7446
Story1	cp	Bottom	166.8978	0	0	0.0011	1300.0956	-1002.4166

Tabla 55. (Continuación) Cortante de piso calculado en el ETABS para estructura Tipo 2.

Story	Load Case/Combo	Location	P	VX	VY	T	MX	MY
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Story1	Dead	Top	345.0244	0	0	0.0003	2617.6293	-1982.8263
Story1	Dead	Bottom	365.6765	0	0	0.0002	2777.1772	-2092.6753
Story1	Live	Top	92.493	0	0	0.0002	713.6503	-526.6024
Story1	Live	Bottom	96.795	0	0	-0.0004	744.9917	-546.4562
Story1	cp	Top	166.5448	0	0	0.0007	1297.6451	-1000.7446
Story1	cp	Bottom	166.8978	0	0	0.0011	1300.0956	-1002.4166
Story1	especX Max	Top	0	92.2355	25.6489	779.7705	78.531	275.9935
Story1	especX Max	Bottom	0	92.381	25.6704	780.8271	157.0336	560.0482
Story1	especY Max	Top	0	29.94	92.2704	553.1264	282.3181	89.6768
Story1	especY Max	Bottom	0	29.9865	92.3478	553.7394	564.5208	181.8416

Elaboración: Karolayt Rivera

$$\text{Carga Total} = \text{Dead} + \text{Carga Pared} + \text{Live}(25\%)$$

$$\text{Carga Total} = 365.6765 \text{ Ton} + 166.8978 \text{ Ton} + 24.199 \text{ Ton}$$

$$\text{Carga Total} = 556.773 \text{ Ton}$$

$$\text{Carga Total} = 556.773 * 0.184 = 102.446$$

$$\text{Carga Total} = 102.446 * 0.90 = 92.202$$

Los resultados obtenidos por este chequeo indican que la participación del 90% de la masa en la estructura cumple ya que al compararla con los datos obtenidos del mayor cortante tanto en X y Y nos dan valores similares al calculado.

Período de vibración de la estructura

Tabla 56. Período de vibración calculado en el Etabs para estructura Tipo 2

Case	Mode	Period	Frequency	Circular Frequency	Eigenvalue
		sec	cyc/sec	rad/sec	rad ² /sec ²
Modal	1	0.733	1.363	8.5668	73.3901
Modal	2	0.668	1.498	9.4126	88.5979
Modal	3	0.593	1.687	10.5967	112.2901

Tabla 56. (Continuación) Período de vibración calculado en el Etabs para estructura Tipo 2

Case	Mode	Period	Frequency	Circular Frequency	Eigenvalue
		sec	cyc/sec	rad/sec	rad ² /sec ²
Modal	4	0.228	4.382	27.5348	758.167
Modal	5	0.223	4.486	28.1859	794.4463
Modal	6	0.201	4.977	31.2703	977.8316
Modal	7	0.127	7.854	49.3479	2435.2155
Modal	8	0.125	7.976	50.1169	2511.705
Modal	9	0.114	8.796	55.2694	3054.7082

Elaboración: Karolayt Rivera

Cálculo del período estimado (T) según la Nec 2015

$$T = C_t * h_t^\alpha$$

T= Período de vibración

C_t= Coeficiente que depende del tipo de edificio

h_n= Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura, en metros

Tabla 57. Valores para el Período de vibración.

Tipo de estructura	C _t	α
Pórticos especiales de hormigón armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.9

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC2015)

$$T = 0.055 * 8.46^{0.9}$$

$$T = 0.376 \text{ sg}$$

$$T = 0.376 \text{ sg} < 0.733 \text{ sg NO CUMPLE}$$

En base a este chequeo se puede decir que la estructura no tiene secciones de viga y columna suficientes para soportar un evento sísmico ya que los resultados muestran que se trata de una estructura con demasiada ductilidad.

Deriva de piso

La deriva máxima para cualquier piso no excederá los límites de deriva inelástica establecidos en la Tabla 7 de la NEC-SE-DE-2015 $\Delta M < 0.02$ O 2%.

Tabla 58. Deriva de piso calculado en el Etabs para estructura Tipo 2.

Story	Load Case/Combo	Direction	DERIVA ELÁSTICA	Label	X	Y	Z	DERIVA INELASTICA
					m	m	m	
Story3	especX Max	X	0.00333	26	11.62	-1.15	8.46	2.00%
Story3	especX Max	Y	0.001077	1	0	-1.15	8.46	0.65%
Story2	especX Max	X	0.004853	26	11.62	-1.15	5.76	2.91%
Story2	especX Max	Y	0.001639	278	0	16.7	5.76	0.98%
Story1	especX Max	X	0.004305	38	11.62	0	3.06	2.58%
Story1	especX Max	Y	0.001291	278	0	16.7	3.06	0.77%

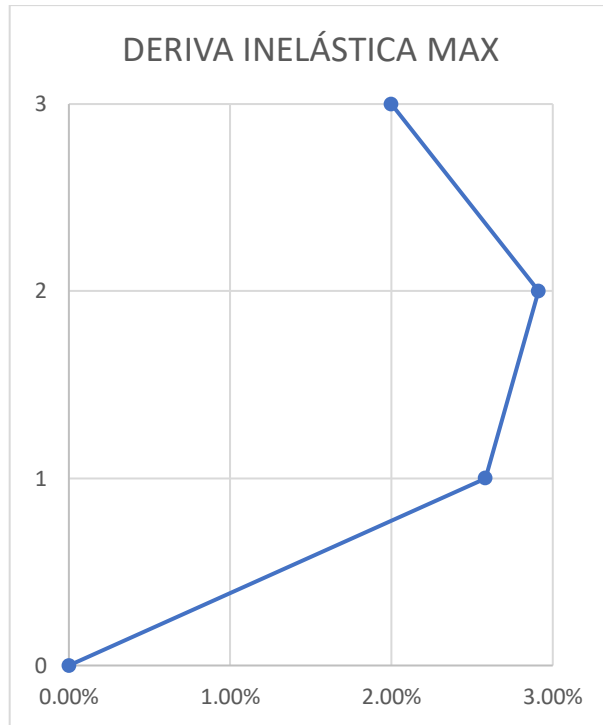
Elaboración: Karolayt Rivera

Tabla 59. Deriva de piso calculado en el Etabs para estructura Tipo 2.

Story	Load Case/Combo	Direction	DERIVA ELASTICA	Label	X	Y	Z	DERIVA INELASTICA
					m	m	m	
Story3	especY Max	X	0.00177	303	11.62	16.7	8.46	1.06%
Story3	especY Max	Y	0.003009	278	0	16.7	8.46	1.81%
Story2	especY Max	X	0.00286	303	11.62	16.7	5.76	1.72%
Story2	especY Max	Y	0.004413	1	0	-1.15	5.76	2.65%
Story1	especY Max	X	0.002455	303	11.62	16.7	3.06	1.47%
Story1	especY Max	Y	0.003322	278	0	16.7	3.06	1.99%

Elaboración: Karolayt Rivera

Figura 63. Deriva máxima inelástica en X de la estructura Tipo 2.



Elaboración: Karolayt Rivera

Cálculo de la deriva máxima sentido X:

$$\Delta M = 0.75 * R * \Delta E$$

ΔE = Deriva Elástica.

ΔM = Deriva Inelástica.

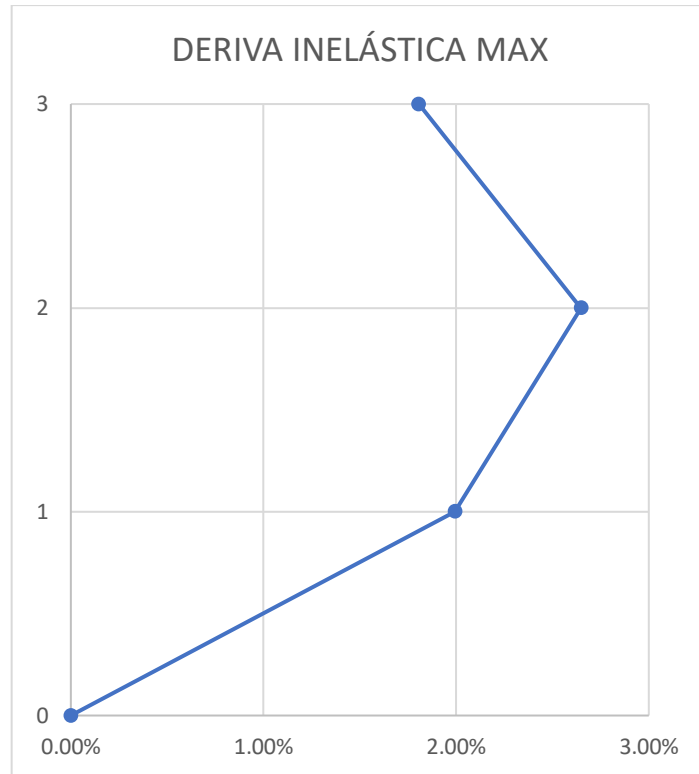
$$\Delta E = 0.004853$$

$$\Delta M = 0.75 * 8 * 0.004853$$

$$\Delta M = 0.02912 < 0.02 \text{ NO CUMPLE}$$

Debido a los datos obtenidos se puede decir que la estructura es dúctil en el sentido X ya que su derivada inelástica es mayor al 2% establecido por la NEC 2015.

Figura 64. Deriva máxima Inelástica en Y de la estructura Tipo 2.



Elaboración: Karolayt Rivera

Cálculo de la deriva máxima sentido X:

$$\Delta M = 0.75 * R * \Delta E$$

ΔE = Deriva Elástica.

ΔM = Deriva Inelástica.

$$\Delta E = 0.004413$$

$$\Delta M = 0.75 * 8 * 0.004413$$

$$\Delta M = 0.026 > 0.02 \text{ NO CUMPLE}$$

Debido a los datos obtenidos se puede decir que la estructura es dúctil en el sentido Y ya que su deriva inelástica es mayor al 2% establecido por la NEC 2015.

Cortante Basal

Tabla 60. Cortante Basal calculado en el Etabs de la estructura de Tipo 1.

	V Dinámico	V Estático	% V Dinámico
Sentido X	92.38	54.77	NO CUMPLE
Sentido Y	92.35	54.77	NO CUMPLE

Elaboración: Karolayt Rivera

Chequeo en base al ESPECTRO ESPECÍFICO

Participación del 90% de la masa

Tabla 61. Cortante de piso calculado en el Etabs para estructura Tipo 2.

Story	Load Case/Combo	Location	P	VX	VY	T	MX	MY
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Story1	Dead	Top	345.0244	0	0	0.0003	2617.6293	-1982.8263
Story1	Dead	Bottom	365.6765	0	0	0.0002	2777.1772	-2092.6753
Story1	Live	Top	92.493	0	0	0.0002	713.6503	-526.6024
Story1	Live	Bottom	96.795	0	0	-0.0004	744.9917	-546.4562
Story1	cp	Top	166.5448	0	0	0.0007	1297.6451	-1000.7446
Story1	cp	Bottom	166.8978	0	0	0.0011	1300.0956	-1002.4166
Story1	ESPECIFICO X Max	Top	0	100.4143	26.76	1647.8242	82.4224	300.8994
Story1	ESPECIFICO X Max	Bottom	0	100.5789	26.783	1649.05	164.7641	607.8486
Story1	ESPECIFICO Y Max	Top	0	32.0173	100.3079	1121.7827	307.1806	96.0809
Story1	ESPECIFICO Y Max	Bottom	0	32.0689	100.3944	1122.4809	612.8494	193.9157

Elaboración: Karolayt Rivera

$$\text{Carga Total} = \text{Dead} + \text{Carga Pared} + \text{Live}(25\%)$$

$$\text{Carga Total} = 365.67 \text{ Ton} + 166.8978 \text{ Ton} + 24.199 \text{ Ton}$$

$$\text{Carga Total} = 556.773 \text{ Ton}$$

$$\text{Carga Total} = 556.773 * 0.2 = 111.355$$

$$\text{Carga Total} = 111.355 * 0.90 = 100.219$$

Los resultados obtenidos por este chequeo indican que la participación del 90% de la masa en la estructura cumple ya que al compararla con los datos obtenidos del mayor cortante tanto en X y Y nos dan valores similares al calculado.

Período de vibración de la estructura

Tabla 62. Período de vibración calculado en el Etabs para estructura Tipo 2.

Case	Mode	Period	Frequency	Circular Frequency	Eigenvalue
		sec	cyc/sec	rad/sec	rad ² /sec ²
Modal	1	0.733	1.363	8.5668	73.3901
Modal	2	0.668	1.498	9.4126	88.5979
Modal	3	0.593	1.687	10.5967	112.2901
Modal	4	0.228	4.382	27.5348	758.167
Modal	5	0.223	4.486	28.1859	794.4463
Modal	6	0.201	4.977	31.2703	977.8316
Modal	7	0.127	7.854	49.3479	2435.2155
Modal	8	0.125	7.976	50.1169	2511.705
Modal	9	0.114	8.796	55.2694	3054.7082

Elaboración: Karolayt Rivera

Cálculo del período estimado (T) según la NEC 2015

$$T = C_t * h_n^\alpha$$

T= Período de vibración

C_t= Coeficiente que depende del tipo de edificio

h_n= Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura, en metros

Tabla 63. Valores para el Período de vibración.

Tipo de estructura	C _t	α
Pórticos especiales de hormigón armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.9

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC2015)

$$T = 0.055 * 8.46^{0.9}$$

$$T = 0.376 \text{ sg}$$

$$T = 0.376 \text{ sg} < 0.733 \text{ sg NO CUMPLE}$$

En base a este chequeo se puede decir que la estructura no tiene secciones de viga y columna suficientes para soportar un evento sísmico ya que los resultados muestran que se trata de una estructura que presenta ductilidad.

Deriva de piso

La deriva máxima para cualquier piso no excederá los límites de deriva inelástica establecidos en la Tabla 7 de la NEC-SE-DE-2015 $\Delta M < 0.02$ O 2%.

Tabla 64. Deriva de piso calculado en el Etabs para estructura Tipo 2.

Story	Load Case/Combo	Direction	DERIVA ELÁSTICA	Label	X	Y	Z	DERIVA INELÁSTICA
					m	m	m	
Story3	ESPECIFICO X Max	X	0.008336	303	11.62	16.7	8.46	5.00%
Story3	ESPECIFICO X Max	Y	0.004249	26	11.62	-1.15	8.46	2.55%
Story2	ESPECIFICO X Max	X	0.01339	303	11.62	16.7	5.76	8.03%
Story2	ESPECIFICO X Max	Y	0.007285	26	11.62	-1.15	5.76	4.37%
Story1	ESPECIFICO X Max	X	0.011906	303	11.62	16.7	3.06	7.14%
Story1	ESPECIFICO X Max	Y	0.006609	303	11.62	16.7	3.06	3.97%

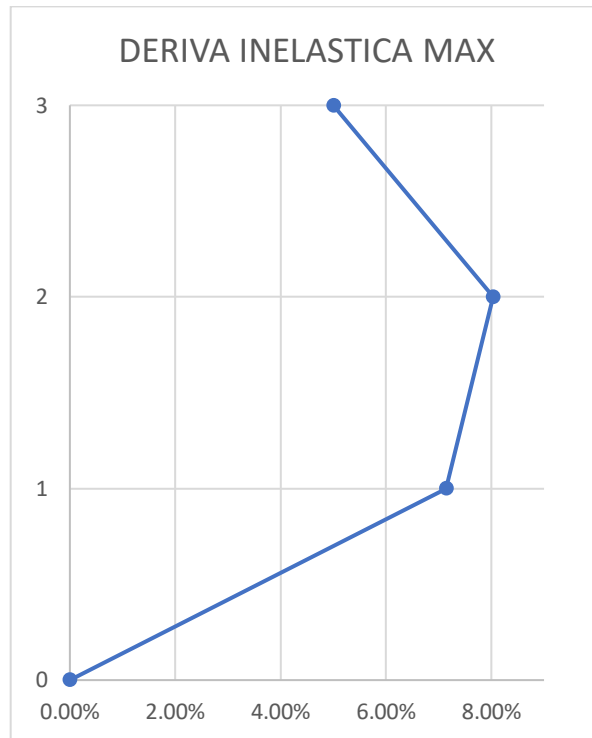
Elaboración: Karolayt Rivera

Tabla 59. Deriva de piso calculado en el Etabs para estructura Tipo 2

Story	Load Case/Combo	Direction	DERIVA ELÁSTICA	Label	X	Y	Z	DERIVA INELÁSTICA
					m	m	m	
Story3	ESPECIFICO Y Max	X	0.005146	303	11.62	16.7	8.46	3.09%
Story3	ESPECIFICO Y Max	Y	0.005207	1	0	-1.15	8.46	3.12%
Story2	ESPECIFICO Y Max	X	0.008596	303	11.62	16.7	5.76	5.16%
Story2	ESPECIFICO Y Max	Y	0.007982	1	0	-1.15	5.76	4.79%
Story1	ESPECIFICO Y Max	X	0.007508	303	11.62	16.7	3.06	4.50%
Story1	ESPECIFICO Y Max	Y	0.006492	249	11.62	12.9	3.06	3.90%

Elaboración: Karolayt Rivera

Figura 65. Deriva máxima elástica en X de la estructura de Cuatro pisos.



Elaboración: Karolayt Rivera

Cálculo de la deriva máxima sentido X:

$$\Delta M = 0.75 * R * \Delta E$$

ΔE = Deriva Elástica.

ΔM = Deriva Inelástica.

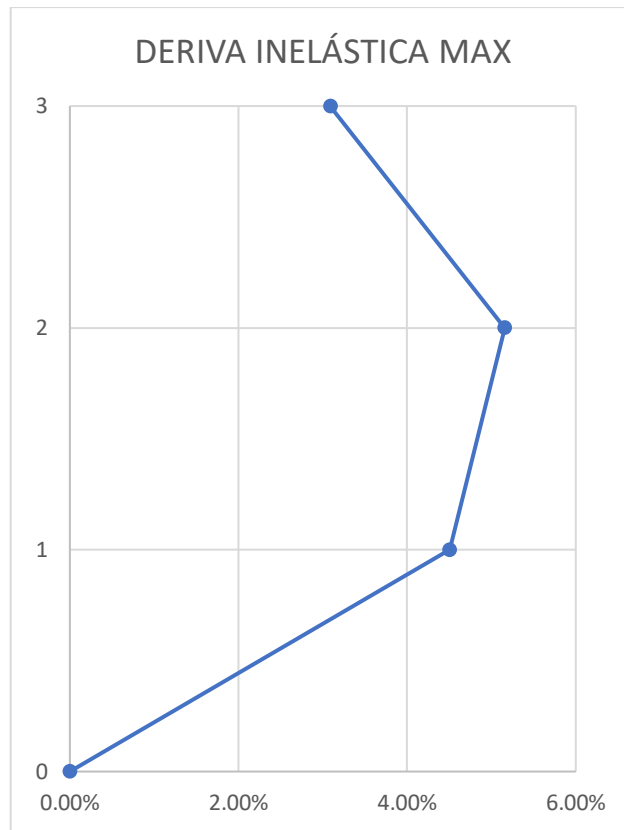
$$\Delta E = 0.01339$$

$$\Delta M = 0.75 * 8 * 0.01339$$

$$\Delta M = 0.08 > 0.02 \text{ NO CUMPLE}$$

Debido a los datos obtenidos se puede decir que la estructura se encuentra estable en el sentido X ya que su deriva inelástica es menor al 2% establecido por la NEC 2015.

Figura 66. Deriva máxima elástica en Y de la estructura de dos pisos.



Elaboración: Karolayt Rivera

Cálculo de la deriva máxima sentido X:

$$\Delta M = 0.75 * R * \Delta E$$

ΔE = Deriva Elástica.

ΔM = Deriva Inelástica.

$$\Delta E = 0.008596$$

$$\Delta M = 0.75 * 8 * 0.008596$$

$$\Delta M = 0.0516 > 0.02 \text{ NO CUMPLE}$$

Debido a los datos obtenidos se puede decir que la estructura es dúctil en el sentido Y ya que su deriva inelástica es mayor al 2% establecido por la NEC 2015.

Cortante Basal

Tabla 65. Cortante Basal calculado en el Etabs de la estructura de Tipo 1.

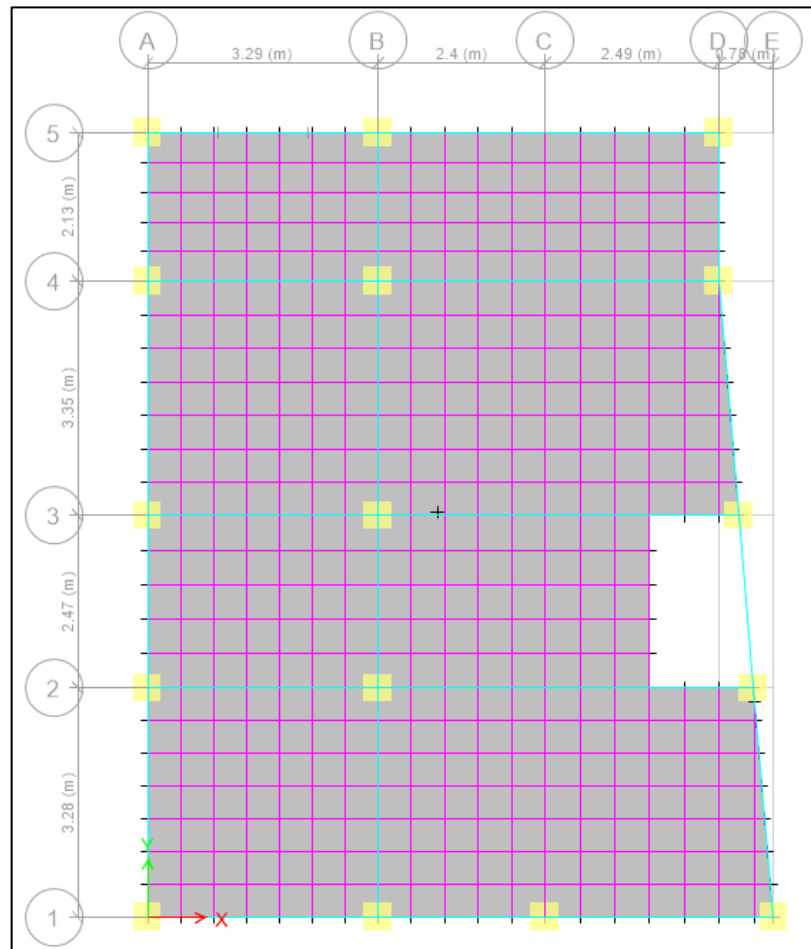
	V Dinámico	V Estático	% V Dinámico
Sentido X	100.57	109.54	91.81%
Sentido Y	100.39	109.54	91.65%

Elaboración: Karolayt Rivera

4.2.7.3. ESTRUCTURA TIPO 3

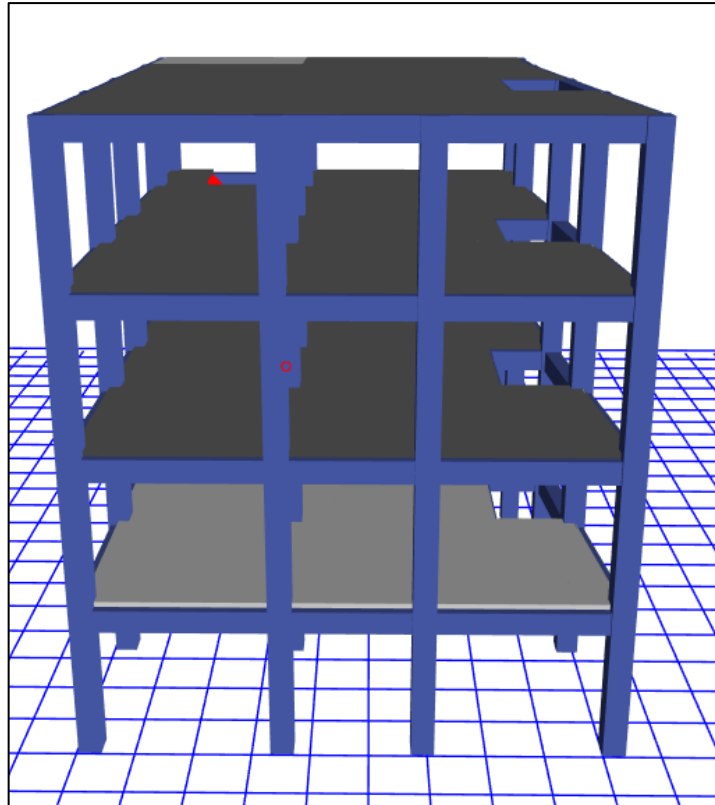
La estructura se encuentra ubicada entre la intersección de la Av. Atahualpa y Jácome Clavijo, la misma consta de 4 pisos de construcción en hormigón armado y la cual tiene 12 años de haber sido construida.

Figura 67. Vista en planta de la estructura Tipo 3.



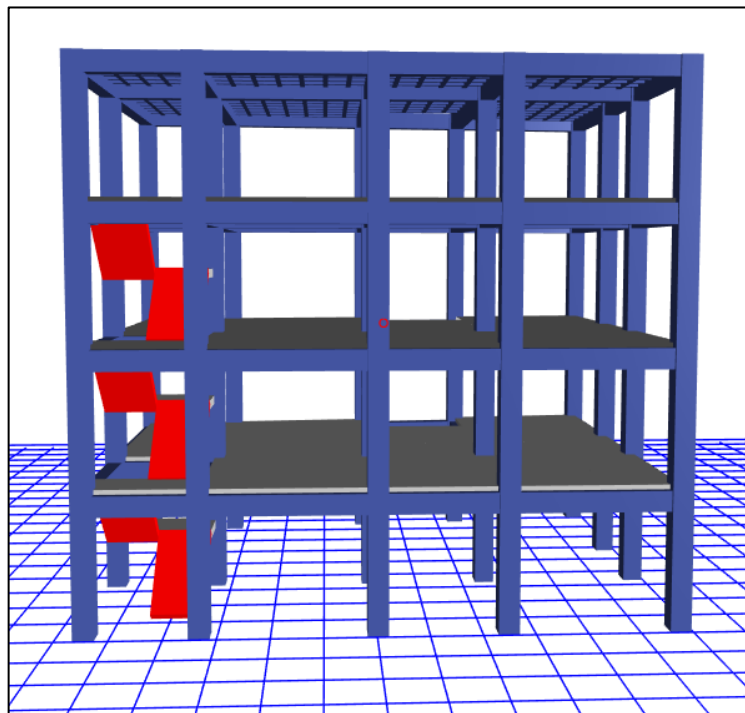
Elaboración: Karolayt Rivera

Figura 68. Vista frontal de la estructura Tipo 3.



Elaboración: Karolayt Rivera

Figura 69. Vista Lateral Izquierda de la estructura Tipo 3.



Elaboración: Karolayt Rivera

Características de los materiales

La resistencia del hormigón de la estructura es de 210kg/cm² el cual cuenta con un peso específico de 2400 kg/m³ y su módulo de Poisson es de 0.20.

Para el cálculo del módulo de elasticidad se utilizó la siguiente ecuación.

$$E = 13100 * \sqrt{f'c}$$
$$E = 13100 * \sqrt{210 \text{kg/cm}^2}$$
$$E = 189837.0354 \text{ kg/cm}^2$$

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

Características de las secciones

- Viga
La sección de viga es de 30x40 cm y con un recubrimiento de 3cm
- 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.

Chequeo en base al ESPECTRO DE LA NEC 2015

Participación del 90% de la masa

Tabla 66. Cortante de piso calculado en el ETABS para estructura Tipo 3.

Story	Load Case/Combo	Location	P	VX	VY	T	MX	MY
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Story1	Dead	Top	403.1036	0	0	-0.0001	2383.3231	-1701.8979
Story1	Dead	Bottom	422.3529	0	0	-0.0003	2501.6093	-1774.3435
Story1	Live	Top	58.6681	0	0	0.000004457	312.6226	-247.1374
Story1	Live	Bottom	58.6681	0	0	-0.0001	312.6207	-247.1375
Story1	cp	Top	43.4337	0	0	-0.00001815	267.2934	-171.9708
Story1	cp	Bottom	43.4337	0	0	-0.00001996	267.291	-171.9733

Tabla 66. (Continuación) Cortante de piso calculado en el ETABS para estructura Tipo 3.

Story	Load Case/Combo	Location	P	VX	VY	T	MX	MY
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Story1	espX Max	Top	0	116.8765	49.0986	700.893	251.4587	597.6279
Story1	espX Max	Bottom	0	116.9221	49.1128	701.3789	383.7377	910.5728
Story1	esoY Max	Top	0	51.0118	116.8376	828.1095	596.9842	260.7004
Story1	esoY Max	Bottom	0	51.0391	116.875	828.5351	909.6311	398.1442

Elaboración: Karolayt Rivera

$$\text{Carga Total} = \text{Dead} + \text{Carga Pared} + \text{Live}(25\%)$$

$$\text{Carga Total} = 422.3529 \text{ Ton} + 43.4337 \text{ Ton} + 14.667 \text{ Ton}$$

$$\text{Carga Total} = 870.454 \text{ Ton}$$

$$\text{Carga Total} = 870.454 * 0.149 = 129.698$$

$$\text{Carga Total} = 129.698 * 0.90 = 116.73$$

Los resultados obtenidos por este chequeo indican que la participación del 90% de la masa en la estructura cumple ya que al compararla con los datos obtenidos del mayor cortante tanto en X y Y nos dan valores similares al calculado.

Período de vibración de la estructura

Tabla 67. Período de vibración calculado en el Etabs para estructura de Dos pisos.

Case	Mode	Period	Frequency	Circular Frequency	Eigenvalue
		sec	cyc/sec	rad/sec	rad ² /sec ²
Modal	1	0.545	1.834	11.5246	132.8158
Modal	2	0.496	2.015	12.6633	160.3597
Modal	3	0.411	2.432	15.2797	233.4704
Modal	4	0.174	5.751	36.1319	1305.5112
Modal	5	0.16	6.259	39.3276	1546.6568
Modal	6	0.137	7.288	45.7937	2097.0665
Modal	7	0.093	10.806	67.897	4610.0002
Modal	8	0.089	11.283	70.8958	5026.2136
Modal	9	0.076	13.14	82.5633	6816.702
Modal	10	0.063	15.921	100.0351	10007.0245

Tabla 67. (Continuación) Período de vibración calculado en el Etabs para estructura de Dos pisos.

Case	Mode	Period	Frequency	Circular Frequency	Eigenvalue
		sec	cyc/sec	rad/sec	rad ² /sec ²
Modal	11	0.061	16.286	102.3294	10471.3009
Modal	12	0.053	18.99	119.3158	14236.2567

Elaboración: Karolayt Rivera

Cálculo del período estimado (T) según la NEC 2015

$$T = C_t * h_n^\alpha$$

T= Período de vibración

C_t= Coeficiente que depende del tipo de edificio

h_n= Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura, en metros

Tabla 68. Valores para el Periodo de vibración.

Tipo de estructura	C _t	α
Pórticos especiales de hormigón armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.9

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC2015)

$$T = 0.055 * 10.8^{0.9}$$

$$T = 0.468 \text{ sg}$$

$$T = 0.468 \text{ sg} > 0.545 \text{ sg NO CUMPLE}$$

En base a este chequeo se puede decir que la estructura no tiene secciones de viga y columna suficientes para soportar un evento sísmico ya que los resultados muestran que se trata de una estructura que presenta ductilidad.

Deriva de piso

La deriva máxima para cualquier piso no excederá los límites de deriva inelástica establecidos en la Tabla 7 de la NEC-SE-DE-2015 $\Delta M < 0.02$ O 2%.

Tabla 69. Deriva de piso calculado en el Etabs para estructura Tipo 3.

Story	Load Case/Combo	Direction	DERIVA ELÁSTICA	Label	X	Y	Z	DERIVA INELÁSTICA
					m	m	m	
Story4	espX Max	X	0.002395	4	8.96	0	10.8	1.44%
Story4	espX Max	Y	0.001081	4	8.96	0	10.8	0.65%
Story3	espX Max	X	0.003998	4	8.96	0	8.1	2.40%
Story3	espX Max	Y	0.001911	4	8.96	0	8.1	1.15%
Story2	espX Max	X	0.004941	4	8.96	0	5.4	2.96%
Story2	espX Max	Y	0.002412	4	8.96	0	5.4	1.45%
Story1	espX Max	X	0.003389	4	8.96	0	2.7	2.03%
Story1	espX Max	Y	0.001681	4	8.96	0	2.7	1.01%

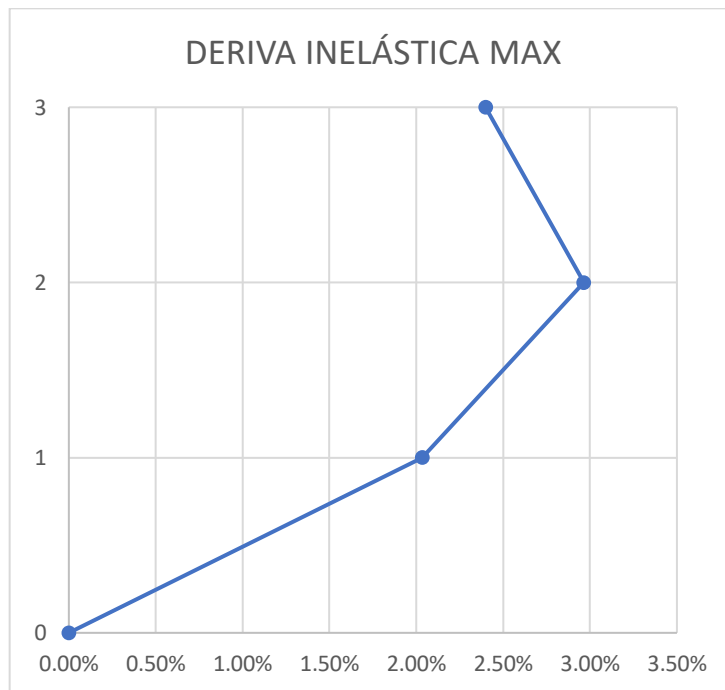
Elaboración: Karolayt Rivera

Tabla 70. Deriva de piso calculado en el Etabs para estructura Tipo 3.

Story	Load Case/Combo	Direction	DERIVA ELÁSTICA	Label	X	Y	Z	DERIVA INELÁSTICA
					m	m	m	
Story4	esoY Max	X	0.00119	28	8.18	11.23	10.8	0.71%
Story4	esoY Max	Y	0.002053	4	8.96	0	10.8	1.23%
Story3	esoY Max	X	0.00186	4	8.96	0	8.1	1.12%
Story3	esoY Max	Y	0.003227	4	8.96	0	8.1	1.94%
Story2	esoY Max	X	0.002333	4	8.96	0	5.4	1.40%
Story2	esoY Max	Y	0.003956	4	8.96	0	5.4	2.37%
Story1	esoY Max	X	0.001622	4	8.96	0	2.7	0.97%
Story1	esoY Max	Y	0.002783	4	8.96	0	2.7	1.67%

Elaboración: Karolayt Rivera

Figura 70. Deriva máxima inelástica en X de la estructura Tipo 3.



Elaboración: Karolayt Rivera

Cálculo de la deriva máxima sentido X:

$$\Delta M = 0.75 * R * \Delta E$$

ΔE = Deriva Elástica.

ΔM = Deriva Inelástica.

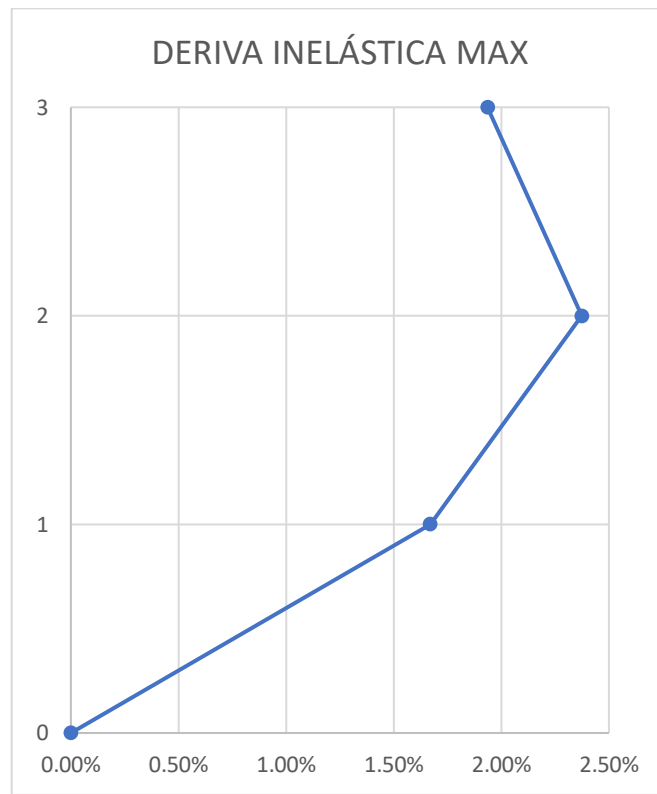
$$\Delta E = 0.004941$$

$$\Delta M = 0.75 * 8 * 0.004941$$

$$\Delta M = 0.029 > 0.02 \text{ NO CUMPLE}$$

Debido a los datos obtenidos se puede decir que la estructura se encuentra estable en el sentido X ya que su deriva inelástica es menor al 2% establecido por la NEC 2015.

Figura 71. Deriva máxima inelástica en Y de la estructura de dos pisos.



Elaboración: Karolayt Rivera

Cálculo de la deriva máxima sentido X:

$$\Delta M = 0.75 * R * \Delta E$$

ΔE = Deriva Elástica.

ΔM = Deriva Inelástica.

$$\Delta E = 0.002333$$

$$\Delta M = 0.75 * 8 * 0.002333$$

$$\Delta M = 0.0237 > 0.02 \text{ NO CUMPLE}$$

Debido a los datos obtenidos se puede decir que la estructura es dúctil en el sentido Y ya que su deriva inelástica es mayor al 2% establecido por la NEC 2015.

Cortante Basal

Tabla 71. Cortante Basal calculado en el Etabs de la estructura de Tipo 1.

	V Dinámico	V Estático	% V Dinámico
Sentido X	100.57	116.92	86.02%
Sentido Y	100.39	116.92	85.86%

Elaboración: Karolayt Rivera

Chequeo en base al ESPECTRO ESPECÍFICO

Participación del 90% de la masa

Tabla 72. Cortante de piso calculado en el Etabs para estructura de Dos pisos.

Story	Load Case/Combo	Location	P	VX	VY	T	MX	MY
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Story1	Dead	Top	403.1036	0	0	-0.0001	2383.3231	-1701.8979
Story1	Dead	Bottom	422.3529	0	0	-0.0003	2501.6093	-1774.3435
Story1	Live	Top	58.6681	0	0	0.000004457	312.6226	-247.1374
Story1	Live	Bottom	58.6681	0	0	-0.0001	312.6207	-247.1375
Story1	cp	Top	43.4337	0	0	-0.00001815	267.2934	-171.9708
Story1	cp	Bottom	43.4337	0	0	-0.00001996	267.291	-171.9733
Story1	espX Max	Top	0	113.5412	49.7108	701.7814	254.758	580.3094
Story1	espX Max	Bottom	0	113.5856	49.7251	702.2543	388.6996	883.7669
Story1	esoY Max	Top	0	48.0116	113.3613	803.1644	579.758	245.2535
Story1	esoY Max	Bottom	0	48.0385	113.3966	803.5713	883.3431	374.5014

Elaboración: Karolayt Rivera

$$\text{Carga Total} = \text{Dead} + \text{Carga Pared} + \text{Live}(25\%)$$

$$\text{Carga Total} = 422.3529 \text{ Ton} + 43.4337 \text{ Ton} + 14.667 \text{ Ton}$$

$$\text{Carga Total} = 870.454 \text{ Ton}$$

$$\text{Carga Total} = 870.454 * 0.145 = 126.216$$

$$\text{Carga Total} = 126.216 * 0.90 = 113.59$$

Los resultados obtenidos por este chequeo indican que la participación del 90% de la masa en la estructura cumple ya que al compararla con los datos obtenidos del mayor cortante tanto en X y Y nos dan valores similares al calculado.

Período de vibración de la estructura

Tabla 73. Período de vibración calculado en el Etabs para estructura Tipo 3.

Case	Mode	Period	Frequency	Circular Frequency	Eigenvalue
		sec	cyc/sec	rad/sec	rad ² /sec ²
Modal	1	0.545	1.834	11.5246	132.8158
Modal	2	0.496	2.015	12.6633	160.3597
Modal	3	0.411	2.432	15.2797	233.4704
Modal	4	0.174	5.751	36.1319	1305.5112
Modal	5	0.16	6.259	39.3276	1546.6568
Modal	6	0.137	7.288	45.7937	2097.0665
Modal	7	0.093	10.806	67.897	4610.0002
Modal	8	0.089	11.283	70.8958	5026.2136
Modal	9	0.076	13.14	82.5633	6816.702
Modal	10	0.063	15.921	100.0351	10007.0245
Modal	11	0.061	16.286	102.3294	10471.3009
Modal	12	0.053	18.99	119.3158	14236.2567

Elaboración: Karolayt Rivera

Cálculo del período estimado (T) según la NEC 2015

$$T = C_t * h_n^\alpha$$

T= Período de vibración

C_t= Coeficiente que depende del tipo de edificio

h_n= Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura, en metros

Tabla 74. Valores para el Periodo de vibración.

Tipo de estructura	Ct	α
Pórticos especiales de hormigón armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.9

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC2015)

$$T = 0.055 * 10.8^{0.9}$$

$$T = 0.468 \text{ sg}$$

$$T = 0.468 \text{ sg} < 0.545 \text{ sg NO CUMPLE}$$

En base a este chequeo se puede decir que la estructura no tiene secciones de viga y columna suficientes para soportar un evento sísmico ya que los resultados muestran que se trata de una estructura que presenta ductilidad.

Deriva de piso

La deriva máxima para cualquier piso no excederá los límites de deriva inelástica establecidos en la Tabla 7 de la NEC-SE-DE-2015 $\Delta M < 0.02$ O 2%.

Tabla 75. Deriva de piso calculado en el Etabs para estructura Tipo 3.

Story	Load Case/Combo	Direction	DERIVA ELÁSTICA	Label	X	Y	Z	DERIVA INELÁSTICA
					m	m	m	
Story4	espX Max	X	0.002319	4	8.96	0	10.8	1.39%
Story4	espX Max	Y	0.001077	4	8.96	0	10.8	0.65%
Story3	espX Max	X	0.003861	4	8.96	0	8.1	2.32%
Story3	espX Max	Y	0.001882	4	8.96	0	8.1	1.13%
Story2	espX Max	X	0.004769	4	8.96	0	5.4	2.86%
Story2	espX Max	Y	0.002372	4	8.96	0	5.4	1.42%
Story1	espX Max	X	0.003273	4	8.96	0	2.7	1.96%
Story1	espX Max	Y	0.001655	4	8.96	0	2.7	0.99%

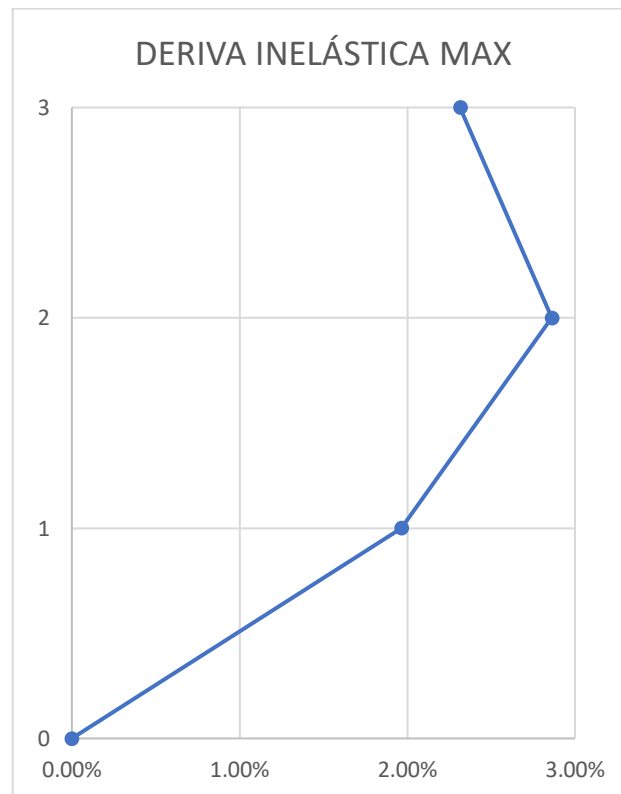
Elaboración: Karolayt Rivera

Tabla 72. Deriva de piso calculado en el Etabs para estructura Tipo 3

Story	Load Case/Combo	Direction	DERIVA ELÁSTICA	Label	X	Y	Z	DERIVA INELÁSTICA
					m	m	m	
Story4	esoY Max	X	0.001181	28	8.18	11.23	10.8	0.71%
Story4	esoY Max	Y	0.001975	4	8.96	0	10.8	1.19%
Story3	esoY Max	X	0.001754	4	8.96	0	8.1	1.05%
Story3	esoY Max	Y	0.0031	4	8.96	0	8.1	1.86%
Story2	esoY Max	X	0.002202	4	8.96	0	5.4	1.32%
Story2	esoY Max	Y	0.003799	4	8.96	0	5.4	2.28%
Story1	esoY Max	X	0.001535	4	8.96	0	2.7	0.92%
Story1	esoY Max	Y	0.002673	4	8.96	0	2.7	1.60%

Elaboración: Karolayt Rivera

Figura 72. Deriva máxima inelástica en X de la estructura de Cuatro pisos.



Elaboración: Karolayt Rivera

Cálculo de la deriva máxima sentido X:

$$\Delta M = 0.75 * R * \Delta E$$

ΔE = Deriva Elástica.

ΔM = Deriva Inelástica.

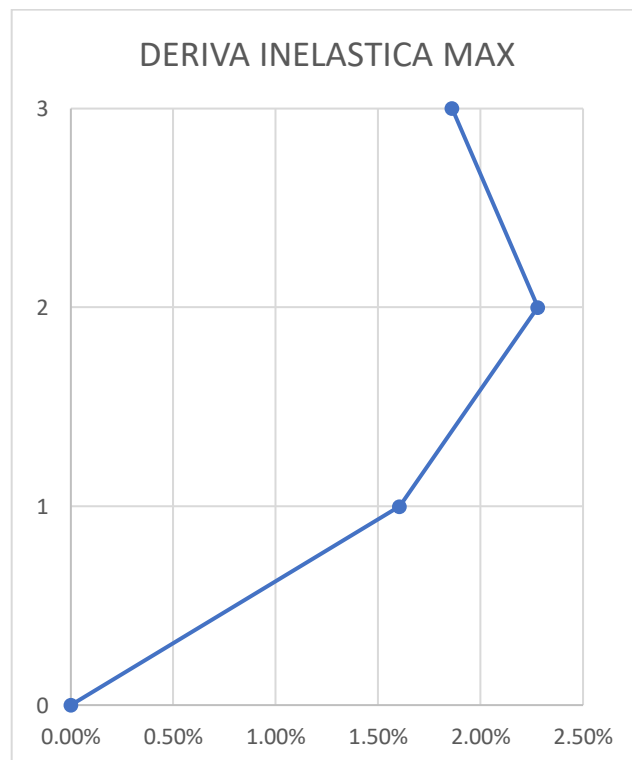
$$\Delta E = 0.004769$$

$$\Delta M = 0.75 * 8 * 0.004769$$

$$\Delta M = 0.0286 > 0.02 \text{ NO CUMPLE}$$

Debido a los datos obtenidos se puede decir que la estructura se encuentra estable en el sentido X ya que su deriva inelástica es menor al 2% establecido por la NEC 2015.

Figura 73. Deriva máxima elástica en Y de la estructura de dos pisos.



Elaboración: Karolayt Rivera

Cálculo de la deriva máxima sentido X:

$$\Delta M = 0.75 * R * \Delta E$$

ΔE = Deriva Elástica.

ΔM = Deriva Inelástica.

$$\Delta E = 0.002202$$

$$\Delta M = 0.75 * 8 * 0.002202$$

$$\Delta M = 0.0228 > 0.02 \text{ NO CUMPLE}$$

Debido a los datos obtenidos se puede decir que la estructura es dúctil en el sentido Y ya que su deriva inelástica es mayor al 2% establecido por la NEC 2015.

Cortante Basal

Tabla 76. Cortante Basal calculado en el Etabs de la estructura de Tipo 1.

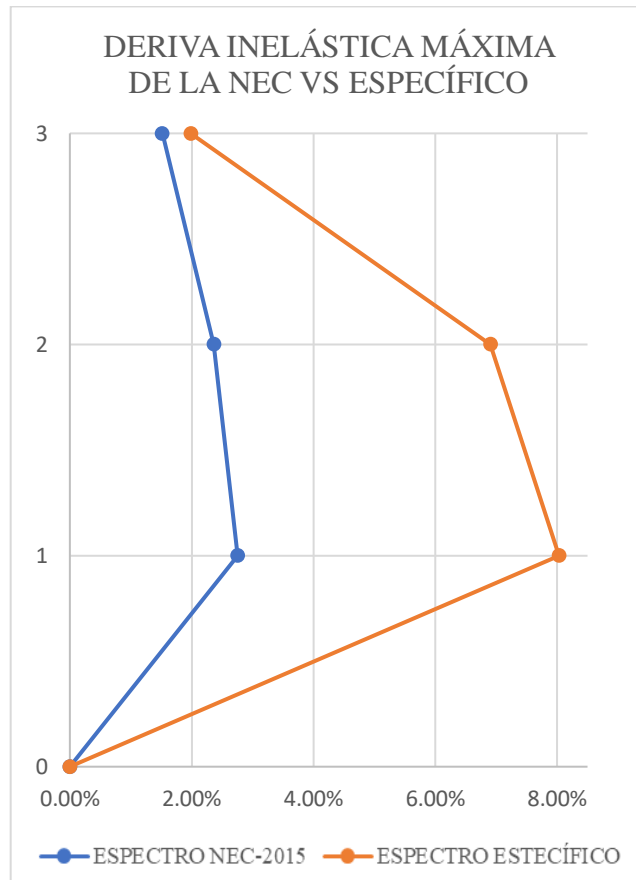
	V Dinámico	V Estático	% V Dinámico
Sentido X	113.59	68.38	NO CUMPLE
Sentido Y	113.59	68.38	NO CUMPLE

Elaboración: Karolayt Rivera

4.2.8. Comparación de Resultados

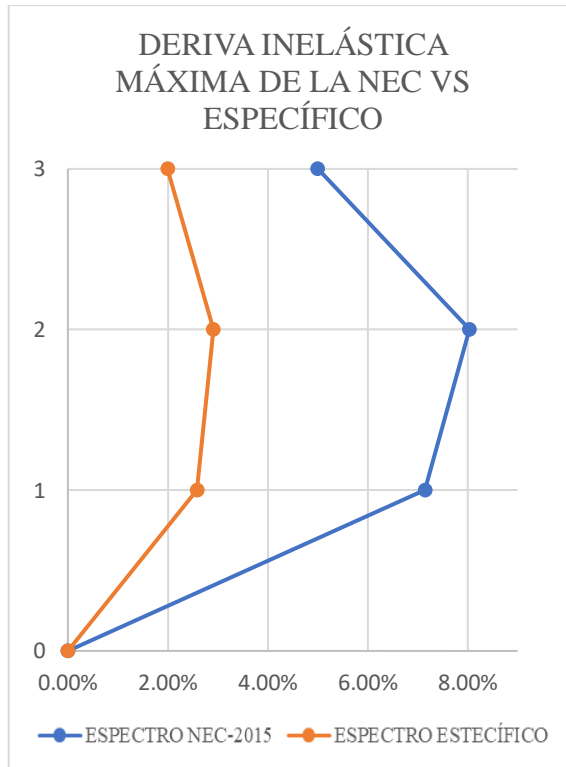
Derivas

Figura 74. Deriva máxima inelástica en Y de la estructura de Tipo 1.



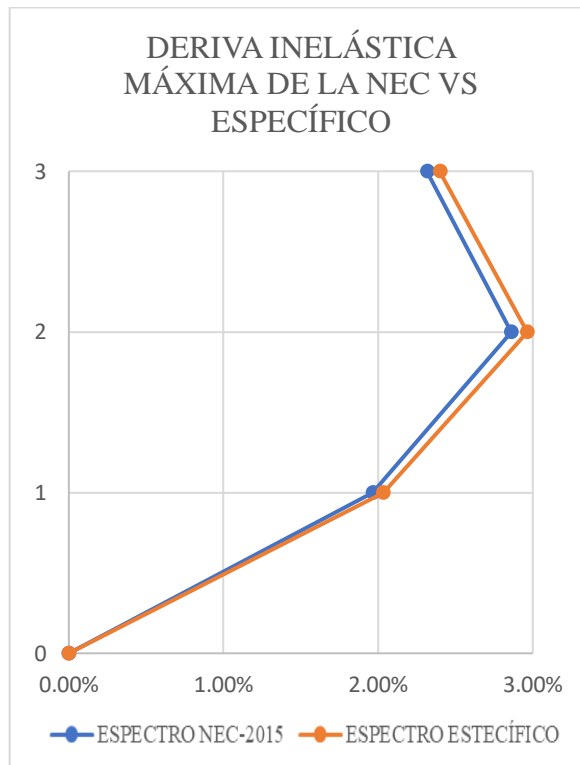
Elaboración: Karolayt Rivera

Figura 75. Deriva máxima inelástica en Y de la estructura de Tipo 2.



Elaboración: Karolayt Rivera

Figura 76. Deriva máxima inelástica en Y de la estructura de Tipo 3.



Elaboración: Karolayt Rivera

Cortante Basal

Tabla 77. Cortante Basal de las estructuras.

ESTRUCTURA TIPO 1			
	SENTIDO	% V	
NEC	X	91.50%	CUMPLE
	Y	90.19%	CUMPLE
ESPECÍFICO	X	93.95%	CUMPLE
	Y	93.78%	CUMPLE
ESTRUCTURA TIPO 2			
	SENTIDO	% V	
NEC	X	0.00%	NO CUMPLE
	Y	0.00%	NO CUMPLE
ESPECÍFICO	X	91.81%	CUMPLE
	Y	91.65%	CUMPLE
ESTRUCTURA TIPO 1			
	SENTIDO	% V	
NEC	X	86.02%	CUMPLE
	Y	85.86%	CUMPLE
ESPECÍFICO	X	0.00%	NO CUMPLE
	Y	0.00%	NO CUMPLE

Elaboración: Karolayt Rivera

Para estructuras regulares el cortante dinámico debe ser por lo menos el 85% del cortante estático y para estructuras irregulares debe ser el 80%.

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 Huachi Chico 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 $S_a(\%g) = 1.29$ en un período de 0.35 sg y supera al espectro de la NEC 2015.

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. CONCLUSIONES

- De los valores obtenidos de la magnitud de momento calculada para cada falla presente en el área de estudio pude concluir que el mayor momento en las fallas corticales está presente en la falla de Ambato y Totoras dándonos un valor $M_w = 6.5$, y puede decir que la falla de Ambato es la más crítica por efecto de su cercanía al epicentro mientras que en las fallas de Subducción nos da un valor de $M_w = 8.9$ para la falla de Nazca esto debido a que se encuentra más lejana del epicentro.
- De los tres tipos de estructuras que fueron analizadas la que presento un mejor comportamiento fue la tipo 1 (dos pisos) ya que en la mayoría de sus chequeos cumplió con lo establecido en la norma y al ser modelada con el espectro específico esta mostró buenos resultados los cuales se encontraban dentro de los rangos de la NEC mientras que se puede decir que la estructura con mayor problemática fue la tipo 2 (tres pisos) ya que sus derivas, período y participación de la masa no cumplieron con lo esperado tanto al ser analizadas con el espectro de la NEC y el específico, todo esto muestra que las estructuras del sector no cuentan con secciones suficientes para soportar un evento sísmico.
- Al observar la Figura 50. Podemos darnos cuenta que el espectro específico supera al espectro de la NEC, ya que este genera una aceleración $S_a = 1.2956g$ en un periodo $T = 0.35$ sg
- Los espectros obtenidos mediante las ecuaciones de atenuación muestran claramente que la falla más crítica para la zona de Huachi Chico es la de Ambato ya que a más de generar una magnitud de momento alto, esta con la ecuación de Akkar y Bommer supera al espectro de NEC generando el valor

más alto de aceleración del espectro específico esto se debe a que es la falla más cercana a la zona de análisis.

5.2. RECOMENDACIONES

- Debemos tomar en cuenta que Ambato es una ciudad con alta sismicidad y por lo tanto para la construcción de las diferentes estructuras se debería tomar en cuenta ciertos parámetros importantes relacionados al peligro sísmico como son tipo de suelo, periodo de vibración del suelo, período de vibración de la estructura y así evitar pérdidas económicas e incluso humanas si se llegara a generar un evento telúrico de alta magnitud.
- Se puede observar las grandes falencias existentes en las estructuras por lo cual se recomienda hacer diseños adecuados para que aquellas que vayan a ser construidas cuenten con las secciones correctas y para las que ya están en uso y muestran una problemática de este tipo se debería tratar de mejorar su resistencia mediante un reforzamiento de su estructura aplicando los diferentes métodos existentes en el mercado como el encamisado de columnas, etc.
- El estudio realizado muestra la realidad del peligro existente en una zona de Ambato por lo cual se recomienda completar la investigación abarcando todos los cantones de la provincia ya que el análisis brinda datos muy importantes para el diseño y análisis estructural.

C. MATERIALES DE REFERENCIA

1. BIBLIOGRAFÍA

- [1]. Aguiar, R. Microzonificación Sísmica de Centro Norte de Quito. Escuela Politécnica Nacional del Ecuador. Disponible en: <http://ia.espe.edu.ec/wp-content/uploads/2013/03/Microzonificaci%C3%B3n.pdf>.
- [2]. Alvarado, D. Valdebenito, D. (2015). Microzonificación Sísmica en zonas de geología compleja. Evaluación del Peligro Sísmico Local de Valdivia, Universidad Austral de Chile. Disponible en: <http://rina.cl/rina/wp-content/uploads/2015/11/Achisina-Microzonificaci%C2%A2n-Valdivia-01-Oct-2014.pdf>
- [3]. Ochoa, F. Caracterización Geotécnica a través del uso de ondas Rayleigh. Universidad de Chile, Santiago de Chile, 2007.
- [4]. Cobos, F. Estudio de Peligro Sísmico Determinista para las Estructuras de la Universidad Técnica de Ambato campus Huachi, Ambato, Enero 2017. Disponible en: <http://repositorio.uta.edu.ec/bitstream/123456789/25147/1/Tesis%201100%20-%20Cobos%20Torres%20Fabricio%20Pa%C3%BAI.pdf>.
- [5]. Centro Nacional de Prevención de Desastres CENAPRED, Preguntas Frecuentes, México, 2017, Disponible en: <http://www.cenapred.gob.mx/es/PreguntasFrecuentes/faqpopo2.html>
- [6]. G. Iniguez, G. Barragan, M. Camacho, M. Vallejo, “Estudio de amenazas, vulnerabilidad y riesgos estructurales en las instituciones de la parroquia urbana del Cantón Chimbo”. DAYANTEX Revista Publicando, 4 No 12 (2). 2017, 554-562. ISSN 1390-93.
- [7]. H. Tavera, J. Millones, C. Flores, P. Guardia, E. Fernández, C. Condori,” Sismo de Sechura del 15 de Marzo del 2014 (6.5Mw)”, Instituto Geofísico del Perú, Perú, Informe Técnico, N° 01-2014, Marzo 2014.
- [8]. P. Quinde, E. Reinoso, “Estudio de Peligro Sísmico de Ecuador y Propuesta de Espectros de Diseño para la ciudad de Cuenca”, Revista de Ingeniería Sísmica, vol. 94, pp. 1-26, Abril 2016.
- [9]. R. Sanchez, M. Guerrero, A. Vayas, J. Villa,” Desastres Naturales-Terremotos y Seguros en Ecuador”, Revista Digital de Medio Ambiente, vol. 48, pp. 2, Julio 2017.
- [10]. Tarbuck, E. Lutgens, F. *Ciencia de la Tierra una introducción a la Geología física*. Madrid, Pearson, 2005, pp 34-70.
- [11]. Instituto Nacional de Prevención Sísmica INPRES. “Fallas geológicas”, 2017. Ecuador, INPRES.

- [12]. Muñoz, D. “*Conceptos básicos en riesgo sísmico*” en Física de la Tierra. Ed. Univ. Compl. Madrid, 1989, pp 200-211.
- [13]. Parra, H. Desarrollos Metodológicos y aplicaciones hacia el calculo 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>
- [14]. SEAOC Committee Vision 2000. Movimientos sísmicos de Diseño. California 1995.
- [15]. Nieto, M. Ondas Sísmicas. Universidad Tecnológica Nacional. En línea. Disponible en: http://www.profesores.frc.utn.edu.ar/civil/analisisestructuralII/GuiaDeEstudio/PDF/Unidad_1_04.pdf
- [16]. Ramírez, J. Estructuras de Hormigón y Sismos, Universidad Tecnológica Nacional, 2001. En línea. Disponible en: <http://imcyc.com/biblioteca/ArchivosPDF/Estructuras%20Resistentes%20a%20Sismos/ESTRUCTURAS%20DE%20HORMIG%20C3%93N%20Y%20SISMOS.pdf>
- [17]. Peralta, J. López, P. Muñoz, A. El fenómeno de la resonancia. Escuela Superior de Física y Matemáticas Instituto Politécnico, 2009. En línea. Disponible en: <https://dialnet.unirioja.es/descarga/articulo/3694141.pdf>
- [18]. Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015.
- [19]. Shahrabi, M. Jafarzadeh, F. Garakani, A. Eskandari, N. Banikheir, M. Jahromi, H. Comparison of Liquefaction evaluation based on SPT and geophysical tests (case study: Mahabad dam, Iran). Geotechnical and Geophysical site Characterisation 5, 2016. En línea. Disponible en: https://www.researchgate.net/publication/313677097_Comparison_of_liquefaction_evaluation_based_on_SPT_and_geophysical_tests_case_study_Mahabad_dam_Iran
- [20]. Hafez, D. Mahgoub, A. Kiefa, M. (2017, January) “General Regression Neural Network Modeling of soil characteristics from field tests” *International Journal of Geomate*. [on line]. Issue 29, pp 132-139. En línea. Disponible en: https://www.researchgate.net/publication/305044615_GENERAL_REGRESSION_NEURAL_NETWORK_MODELING_OF_SOIL_CHARACTERISTICS_FROM_FIELD_TESTS

- [21]. Shukla, J. Chouldhury, D. Shah, D. Estimation of shear wave velocity from SPT N- value – field assessments. The 15th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. En línea. Disponible en: https://www.researchgate.net/profile/Deepankar_Choudhury/publication/283890018_Estimation_of_shear_wave_velocity_from_SPT_N-value_-_field_assessments/links/5711e71408aeebe07c024b07/Estimation-of-shear-wave-velocity-from-SPT-N-value-field-assessments.pdf
- [22]. Pazmiño, L. Velocidades de onda Vs y Vp y su relación con los valores de ángulo de fricción interna, cohesión y NSPT para los suelos de Sangolquí, Sangolquí, 2017. En línea Disponible en: <http://repositorio.espe.edu.ec/xmlui/bitstream/handle/21000/13037/T-ESPE-057190.pdf?sequence=1&isAllowed=y>
- [23]. Alfaro, C. Metodología de la Investigación Científica aplicado a la ingeniería. Universidad Nacional de Callao, Callao-Lima-Perú, 2012. En línea. Disponible en: https://unac.edu.pe/documentos/organizacion/vri/cdcitra/Informes_Finales_Investigacion/IF_ABRIL_2012/IF_ALFARO%20RODRIGUEZ_FIEE.pdf
- [24]. Borja, M. Metodología de la Investigación científica para ingenieros, Chiclayo, 2012. En línea. Disponible en: <https://es.slideshare.net/manborja/metodologia-de-inv-cientifica-para-ing-civil>
- [25]. Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Militar. En línea. Disponible en: <http://www.igepn.edu.ec/>
- [26]. Taípe, 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>
- [27]. NTE INEN 0689. En línea. Disponible en: <https://ia801903.us.archive.org/5/items/ec.nte.0689.1982/ec.nte.0689.1982.pdf>
- [28]. Morales, C. Hernandez, J. Schmitz, M. Cano, V. Tagliaferro, M. “Velocidades promedio de ondas de corte en los primeros 30 m de profundidad (vs30), inferidas a partir del relieve en el área metropolitana de Caracas,” *Revista de la Facultad de Ingeniería Universidad Central de Venezuela*, vol. 26, no.2, Junio, 2011
- [29]. 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
- [30]. 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

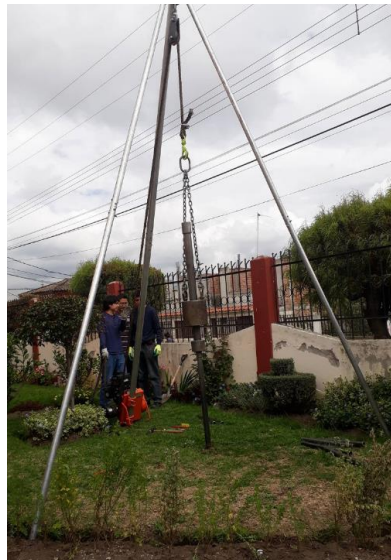
- línea. Disponible en:
http://web.boun.edu.tr/sinan.akkar/publications/19_Akkar_Bommer_2010_SRL_81_2_195-206.pdf
- [31]. Kanno, T., Narita, A., Morikawa, N., Fujiwara, H., Fukushima, Y. (2006). Una nueva relación de atenuación para el movimiento del suelo fuerte en Japón basado en datos registrados. En línea. Disponible en:
https://www.researchgate.net/profile/Hiroyuki_Fujiwara/publication/228663447_A_new_attenuation_relation_for_strong_ground_motion_in_Japan_based_on_recorded_data/links/02e7e534d9d94a4f89000000.pdf
- [32]. Young, R. R., Chiou, S.-J., Silva, W.J., y Humphrey, J.R. (1997). Relaciones fuertes de atenuación de movimiento en tierra para los terremotos de la zona de subducción. En línea. Disponible en:
<http://www.pacificengineering.org/GM%20Attenuation/Strong%20GM%20Attenuation.pdf>
- [33]. 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., Fukushima, Y. (2006). Relaciones de atenuación del movimiento del suelo fuerte en Japón usando la clasificación del sitio basada en el período predominante. En línea. Disponible en:
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
- [34]. Wells, Coppersmith. (Agosto, 1994). Nuevas relaciones empíricas entre la magnitud, longitud de rotura, ancho de rotura, rotura de la zona y desplazamiento de la superficie. En línea. Disponible en:
<http://seismo.berkeley.edu/~rallen/teaching/eps256-s07/WellsCoppersmith1994.pdf>
- [35]. Barbat, H. Oller, S. Vielma, J. Calculo de Diseño Sismorresistente de edificios. Aplicación de la Norma NCSE-02. Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería, 2005. En línea. Disponible en:
<https://upcommons.upc.edu/bitstream/handle/2117/28500/MIS56.pdf>

2. ANEXOS

ANEXO A



Fotografía 1. Cuchara y Tubo receptor de muestra



Fotografía 2. Tripode



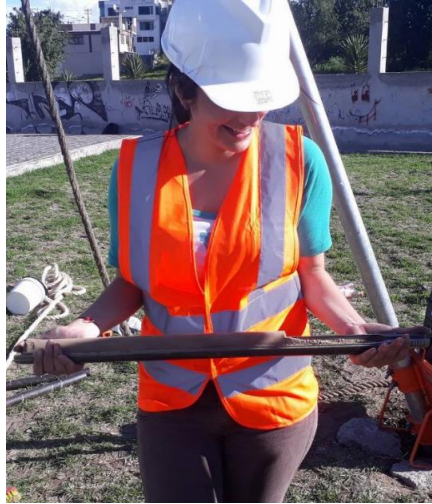
Fotografía 3. Motor



Fotografía 4. Martillete



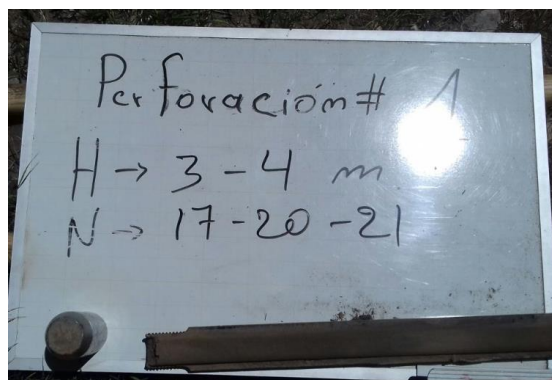
Fotografía 5. Hincado del Martinete



Fotografía 6. Muestra de suelo



Fotografía 7. Medición de la muestra



Fotografía 8. Muestra por cada perforación



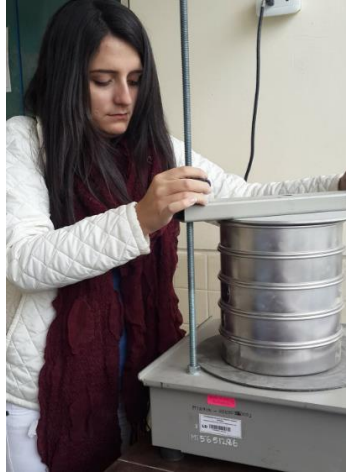
Fotografía 9. Pesando la muestra



Fotografía 10. Muestras colocadas en el horno



Fotografía 11. Muestras colocadas en el Juego de tamices



Fotografía 12. Tamizando la muestra



Fotografía 13. Peso de suelo grueso



Fotografía 14. Peso de suelo fino

ANEXO B

B-1 Coeficientes de amplificación del sitio dependiendo del período

PERIODO	blin	b1	b2
PGA	-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
0.075	-0.23	-0.64	-0.11
0.1	-0.25	-0.60	-0.13
0.15	-0.28	-0.53	-0.18
0.2	-0.31	-0.52	-0.19
0.25	-0.39	-0.52	-0.16
0.3	-0.44	-0.52	-0.14
0.4	-0.50	-0.51	-0.10
0.5	-0.60	-0.50	-0.06
0.75	-0.69	-0.47	0.00
1	-0.70	-0.44	0.00
1.5	-0.72	-0.40	0.00
2	-0.73	-0.38	0.00
3	-0.74	-0.34	0.00
4	-0.75	-0.31	0.00
5	-0.75	-0.29	0.00
7.5	-0.69	-0.25	0.00
10	-0.65	-0.22	0.00

Fuente: Modelo Boore y Atkinson 2008

B-2 Coeficientes de escala de distancia ($M_{ref}= 4.5$ y $R_{ref}= 1.0$ km para todos los períodos, excepto $R_{ref}= 5.0$ km para pga4nl)

PERIODO	c1	c2	c3	H
PGA	-0.6605	0.1197	-0.01151	1.35
0.01	-0.6622	0.12	-0.01151	1.35
0.02	-0.666	0.1228	-0.01151	1.35
0.03	-0.6901	0.1283	-0.01151	1.35
0.05	-0.717	0.1317	-0.01151	1.35
0.075	-0.7205	0.1237	-0.01151	1.55
0.1	-0.7081	0.1117	-0.01151	1.68
0.15	-0.6961	0.09884	-0.01113	1.86
0.2	-0.583	0.04273	-0.00952	1.98
0.25	-0.5726	0.02977	-0.00837	2.07
0.3	-0.5543	0.01955	-0.0075	2.14
0.4	-0.6443	0.04394	-0.00626	2.24
0.5	-0.6914	0.0608	-0.0054	2.32
0.75	-0.7408	0.07518	-0.00409	2.46
1	-0.8183	0.1027	-0.00334	2.54
1.5	-0.8303	0.09793	-0.00255	2.66
2	-0.8285	0.09432	-0.00217	2.73
3	-0.7844	0.07282	-0.00191	2.83
4	-0.6854	0.03758	-0.00191	2.89
5	-0.5096	-0.02391	-0.00191	2.93
7.5	-0.3724	-0.06568	-0.00191	3
10	-0.09824	-0.138	-0.00191	3.04

Fuente: Modelo Boore y Atkinson 2008

B-3 Coeficientes de escala de Magnitud

PERIODO	e1	e2	e3	e4	e5	e6	e7	Mh
PGA	-0.53804	-0.5035	-0.75472	-0.5097	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
0.075	0.00767	0.04912	-0.20578	0.02706	0.0117	-0.17051	0	6.75
0.1	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	0.1799	-0.14539	0	6.75
0.2	0.5718	0.59253	0.4086	0.61472	0.52729	-0.12964	0.00102	6.75
0.25	0.51884	0.53496	0.3388	0.57747	0.6088	-0.13843	0.08607	6.75
0.3	0.43825	0.44516	0.25356	0.5199	0.64472	-0.15694	0.10601	6.75
0.4	0.3922	0.40602	0.21398	0.4608	0.7861	-0.07843	0.02262	6.75
0.5	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	-0.46896	-0.43443	-0.78465	-0.3933	0.6788	-0.18257	0.05393	6.75
1.5	-0.86271	-0.79593	-1.20902	- 0.88085	0.70689	-0.2595	0.19082	6.75
2	-1.22652	-1.15514	-1.57697	- 1.27669	0.77989	-0.29657	0.29888	6.75
3	-1.82979	-1.7469	-2.22584	- 1.91814	0.77966	-0.45384	0.67466	6.75
4	-2.24656	-2.15906	-2.58228	- 2.38168	1.24961	-0.35874	0.79508	6.75
5	-1.28408	-1.2127	-1.50904	- 1.41093	0.14271	-0.39006	0	8.5
7.5	-1.43145	-1.31632	-1.81022	- 1.59217	0.52407	-0.37578	0	8.5
10	-2.15446	-2.16137	-2.53323	- 2.14635	0.40387	-0.48492	0	8.5

Fuente: Modelo Boore y Atkinson 2008

ANEXO C

C-1 Coeficientes de las ecuaciones 1 y 2 para la predicción Pseudoaceleración espectral.

Periodo T(s)	b1	b2	b3	b4	b5	b6
0	1.0416	0.9133	-0.0814	-2.9273	0.2812	7.8664
0.05	2.1153	0.7257	-0.0735	-3.332	0.3353	7.7473
0.1	2.1199	0.7518	-0.0745	-3.1054	0.3025	8.2141
0.15	1.6449	0.8368	-0.0754	-2.7585	0.2549	8.3179
0.2	0.9207	0.9682	-0.079	-2.4926	0.2179	8.2191
0.25	0.1398	1.1307	-0.0876	-2.3382	0.2009	7.2069
0.3	-0.8401	1.3744	-0.1035	-2.1912	0.1814	6.543
0.35	-1.3221	1.4706	-0.1087	-2.1299	0.1749	6.2475
0.4	-1.7032	1.5593	-0.1139	-2.1272	0.1714	6.5717
0.45	-1.972	1.6165	-0.1174	-2.1662	0.177	6.7808
0.5	-2.7693	1.8327	-0.132	-2.1297	0.1688	7.1742
0.55	-3.5167	2.0252	-0.145	-2.0421	0.1562	6.7617
0.6	-3.9276	2.0847	-0.1465	-1.8814	0.1362	6.101
0.65	-4.4949	2.2115	-0.1552	-1.7903	0.1292	5.1914
0.7	-4.6293	2.2176	-0.1549	-1.798	0.135	4.4632
0.75	-4.9505	2.2914	-0.1598	-1.8132	0.1392	4.2795
0.8	-5.3286	2.3839	-0.1657	-1.7727	0.1327	4.3701
0.85	-5.758	2.5064	-0.1748	-1.7707	0.131	4.6219
0.9	-5.8269	2.5029	-0.1737	-1.763	0.1306	4.6539
0.95	-5.9059	2.5141	-0.1742	-1.7985	0.1354	4.8454
1	-6.1707	2.5856	-0.1794	-1.8072	0.136	4.976
1.05	-6.6034	2.6958	-0.1865	-1.7384	0.1249	5.0449
1.1	-6.9038	2.7704	-0.1917	-1.7111	0.1223	5.0098
1.15	-6.9618	2.7586	-0.1889	-1.6659	0.1145	5.089
1.2	-6.9924	2.7343	-0.1849	-1.5912	0.1027	5.0327
1.25	-6.7461	2.6238	-0.1739	-1.5289	0.0913	5.0835
1.3	-6.5172	2.5187	-0.1633	-1.4653	0.0801	5.1442
1.35	-6.5582	2.5224	-0.1631	-1.4822	0.0817	5.2901
1.4	-6.6195	2.5261	-0.1627	-1.4826	0.0821	5.3349
1.45	-6.6274	2.4986	-0.1591	-1.4331	0.0758	5.1941
1.5	-6.7179	2.4949	-0.1569	-1.353	0.0638	5.1575
1.55	-6.8078	2.5029	-0.1563	-1.3123	0.057	5.2744
1.6	-6.8363	2.5101	-0.1568	-1.3326	0.0587	5.5454
1.65	-6.8868	2.5405	-0.16	-1.4093	0.0686	5.9383
1.7	-6.946	2.5715	-0.1629	-1.4768	0.0767	6.366
1.75	-7.0917	2.6294	-0.1679	-1.5404	0.0843	6.8229
1.8	-7.2282	2.6682	-0.1706	-1.5427	0.0833	7.116
1.85	-7.2977	2.6757	-0.17	-1.5094	0.0766	7.3193
1.9	-7.3552	2.6775	-0.1693	-1.4699	0.0707	7.2599
1.95	-7.4072	2.6821	-0.1691	-1.4382	0.0653	7.2534
2	-7.504	2.71	-0.1713	-1.444	0.066	7.2606
2.05	-7.556	2.7274	-0.1729	-1.4579	0.0677	7.4032
2.1	-7.5346	2.7171	-0.1722	-1.4666	0.0694	7.4617
2.15	-7.5081	2.7104	-0.1721	-1.4968	0.0743	7.5127

2.2	-8.0917	2.9116	-0.1892	-1.5564	0.0843	7.7706
2.25	-8.1106	2.9209	-0.1904	-1.5954	0.0905	7.877
2.3	-8.1627	2.9333	-0.1916	-1.6046	0.0928	7.9175
2.35	-7.947	2.8533	-0.1854	-1.5743	0.0908	7.6196
2.4	-7.9668	2.8536	-0.1856	-1.5783	0.0929	7.5964
2.45	-7.9788	2.849	-0.1853	-1.5773	0.0943	7.5034
2.5	-7.884	2.8182	-0.1832	-1.6038	0.0989	7.5395
2.55	-7.681	2.7572	-0.1791	-1.6521	0.1068	7.6189
2.6	-7.7257	2.8204	-0.1872	-1.8878	0.1405	8.1225
2.65	-7.5329	2.7482	-0.1814	-1.8953	0.1436	7.9224
2.7	-7.4159	2.6901	-0.1763	-1.8704	0.1428	7.5
2.75	-7.3454	2.6535	-0.1731	-1.8608	0.1434	7.2667
2.8	-7.2456	2.6103	-0.1695	-1.8561	0.1444	7.1186
2.85	-7.0711	2.5612	-0.1662	-1.9042	0.1513	7.3628
2.9	-6.9933	2.527	-0.163	-1.897	0.1504	7.4504
2.95	-6.9567	2.5101	-0.1614	-1.9013	0.1508	7.6023
3	-6.9292	2.459	-0.1551	-1.768	0.1331	7.2195

Fuente: Akkar y Bommer 2010

C-1 Coeficientes de las ecuaciones 1 y 2 para la predicción Pseudoaceleración espectral.

b7	b8	b9	b10	σ_1	σ_2
0.0875	0.0153	-0.0419	0.0802	0.261	0.0994
0.0471	-0.0243	-0.0426	0.0865	0.272	0.1142
0.0267	-0.0006	-0.0491	0.0791	0.2728	0.1167
0.0258	0.017	-0.0418	0.0784	0.2788	0.1192
0.0656	0.0211	-0.021	0.0844	0.2821	0.1081
0.0981	0.0392	-0.0485	0.0858	0.2871	0.099
0.1285	0.0434	-0.0555	0.0922	0.2902	0.0976
0.1621	0.067	-0.0472	0.09	0.2983	0.1054
0.2122	0.092	-0.0515	0.099	0.2998	0.1101
0.2412	0.1168	-0.052	0.0994	0.3037	0.1123
0.2594	0.1356	-0.0428	0.0858	0.3078	0.1163
0.265	0.1445	-0.0426	0.0695	0.307	0.1274
0.2772	0.1516	-0.0385	0.0593	0.3007	0.143
0.2857	0.1524	-0.0342	0.0511	0.3004	0.1546
0.3035	0.1565	-0.0415	0.0466	0.2978	0.1626
0.3152	0.1633	-0.0405	0.0425	0.2973	0.1602
0.3215	0.1737	-0.0395	0.0337	0.2927	0.1584
0.3352	0.1848	-0.0379	0.0287	0.2917	0.1543
0.3485	0.1906	-0.0288	0.0248	0.2915	0.1521
0.3592	0.1941	-0.0221	0.025	0.2912	0.1484
0.3662	0.1952	-0.0227	0.0212	0.2895	0.1483
0.3728	0.1946	-0.0261	0.0112	0.2888	0.1465
0.3776	0.1942	-0.0266	0.0014	0.2896	0.1427
0.3815	0.194	-0.0209	0.0015	0.2871	0.1435
0.3812	0.1931	-0.0162	0.0041	0.2878	0.1439
0.3878	0.1939	-0.0183	0.0041	0.2863	0.1453
0.3886	0.1927	-0.019	-0.0037	0.2869	0.1427
0.3868	0.1908	-0.0184	-0.009	0.2885	0.1428

0.3863	0.1929	-0.0161	-0.0088	0.2875	0.1458
0.3829	0.1916	-0.0129	-0.0056	0.2857	0.1477
0.3787	0.1881	-0.0121	-0.0022	0.2839	0.1468
0.3727	0.1857	-0.0085	-0.0005	0.2845	0.145
0.3695	0.1815	-0.0053	-6E-05	0.2844	0.1457
0.3653	0.1762	-0.0085	-0.003	0.2841	0.1503
0.3594	0.173	-0.012	-0.0074	0.284	0.1537
0.3528	0.1695	-0.0139	-0.0139	0.284	0.1558
0.3478	0.1674	-0.014	-0.0149	0.2834	0.1582
0.3456	0.1673	-0.0153	-0.0119	0.2828	0.1592
0.3414	0.1633	-0.0156	-0.007	0.2826	0.1611
0.3372	0.1617	-0.0185	-0.0035	0.2832	0.1642
0.333	0.1584	-0.0226	-0.0049	0.2835	0.1657
0.3301	0.155	-0.0263	-0.0073	0.2836	0.1665
0.3265	0.1534	-0.0292	-0.0087	0.2832	0.1663
0.3244	0.1526	-0.0348	-0.0123	0.283	0.1661
0.3135	0.1443	-0.0399	-0.0193	0.283	0.1627
0.31	0.1443	-0.0416	-0.0232	0.283	0.1627
0.3083	0.1441	-0.0424	-0.0263	0.2829	0.1633
0.3207	0.1432	-0.0496	-0.0234	0.2815	0.1632
0.318	0.143	-0.0491	-0.0257	0.2826	0.1645
0.314	0.1432	-0.0481	-0.0264	0.2825	0.1665
0.311	0.1433	-0.0471	-0.0277	0.2818	0.1681
0.3088	0.1434	-0.0461	-0.0282	0.2818	0.1688
0.3112	0.1426	-0.0511	-0.0297	0.2838	0.1741
0.3094	0.1422	-0.0502	-0.0293	0.2845	0.1759
0.3069	0.1407	-0.0489	-0.0296	0.2854	0.1772
0.3064	0.1405	-0.0474	-0.0292	0.2862	0.1783
0.3053	0.1392	-0.0473	-0.0275	0.2867	0.1794
0.3051	0.1393	-0.0452	-0.0278	0.2869	0.1788
0.3036	0.1378	-0.042	-0.0262	0.2874	0.1784
0.2999	0.1358	-0.0386	-0.0249	0.2872	0.1783
0.2977	0.132	-0.0386	-0.0247	0.2876	0.1785

Fuente: Akkar y Bommer 2010

ANEXO D

D-1 Coeficientes de regresión para el modelo de eventos poco profundos de espectros de respuesta de aceleración atenuada de Pga 5%

T	a1	b1	c1	d1	$\epsilon 1$	P	q
0	0.56	-0.0031	0.26	0.0055	0.37	-0.55	1.35
0.05	0.54	-0.0035	0.48	0.0061	0.37	-0.32	0.8
0.06	0.54	-0.0037	0.57	0.0065	0.38	-0.26	0.65
0.07	0.53	-0.0039	0.67	0.0066	0.38	-0.24	0.6
0.08	0.52	-0.004	0.75	0.0069	0.39	-0.26	0.64
0.09	0.52	-0.0041	0.8	0.0071	0.4	-0.29	0.72
0.1	0.52	-0.0041	0.85	0.0073	0.4	-0.32	0.78
0.11	0.5	-0.004	0.96	0.0061	0.4	-0.35	0.84
0.12	0.51	-0.004	0.93	0.0062	0.4	-0.39	0.94
0.13	0.51	-0.0039	0.91	0.0062	0.4	-0.43	1.04
0.15	0.52	-0.0038	0.89	0.006	0.41	-0.53	1.28
0.17	0.53	-0.0037	0.84	0.0056	0.41	-0.61	1.47
0.2	0.54	-0.0034	0.76	0.0053	0.4	-0.68	1.65
0.22	0.54	-0.0032	0.73	0.0048	0.4	-0.72	1.74
0.25	0.54	-0.0029	0.66	0.0044	0.4	-0.75	1.82
0.3	0.56	-0.0026	0.51	0.0039	0.39	-0.8	1.96
0.35	0.56	-0.0024	0.42	0.0036	0.4	-0.85	2.09
0.4	0.58	-0.0021	0.26	0.0033	0.4	-0.87	2.13
0.45	0.59	-0.0019	0.13	0.003	0.41	-0.87	2.18
0.5	0.59	-0.0016	0.04	0.0022	0.41	-0.89	2.25
0.6	0.62	-0.0014	-0.22	0.0025	0.41	-0.91	2.3
0.7	0.63	-0.0012	-0.37	0.0022	0.41	-0.96	2.41
0.8	0.65	-0.0011	-0.54	0.002	0.41	-0.98	2.46
0.9	0.68	-0.0009	-0.8	0.0019	0.41	-0.97	2.44
1	0.71	-0.0009	-1.04	0.0021	0.41	-0.93	2.32
1.1	0.72	-0.0007	-1.19	0.0018	0.41	-0.92	2.3
1.2	0.73	-0.0006	-1.32	0.0014	0.41	-0.91	2.26
1.3	0.74	-0.0006	-1.44	0.0014	0.41	-0.88	2.2
1.5	0.77	-0.0005	-1.7	0.0017	0.4	-0.85	2.12
1.7	0.79	-0.0005	-1.89	0.0019	0.39	-0.83	2.06
2	0.8	-0.0004	-2.08	0.002	0.39	-0.78	1.92
2.2	0.82	-0.0004	-2.24	0.0022	0.38	-0.76	1.88
2.5	0.84	-0.0003	-2.46	0.0023	0.38	-0.72	1.8
3	0.86	-0.0002	-2.72	0.0021	0.38	-0.68	1.7
3.5	0.9	-0.0003	-2.99	0.0032	0.37	-0.66	1.64
4	0.92	-0.0005	-3.21	0.0045	0.38	-0.62	1.54
4.5	0.94	-0.0007	-3.39	0.0064	0.38	-0.6	1.5
5	0.92	-0.0004	-3.35	0.003	0.38	-0.59	1.46

Fuente: Kanno 2006

ANEXO E

E-1 Relaciones de Atenuación para aceleración espectral de respuesta horizontal
(amortiguación del 5%) para terremotos de subducción para el suelo.

PERIODO	C1	C2	C3	C4	C5	DE
0	0	0	-2.329	1.45	-0.1	0.65
0.075	2.4	-0.0019	-2.697	1.45	-0.1	0.65
0.1	2.516	-0.0019	-2.697	1.45	-0.1	0.65
0.2	1.549	-0.0019	-2.464	1.45	-0.1	0.65
0.3	0.793	-0.002	-2.327	1.45	-0.1	0.65
0.4	0.144	-0.002	-2.23	1.45	-0.1	0.65
0.5	-0.438	-0.0035	-2.14	1.45	-0.1	0.65
0.75	-1.704	-0.0048	-1.952	1.45	-0.1	0.65
1	-2.87	-0.0066	-1.785	1.45	-0.1	0.65
1.5	-5.101	-0.0114	-1.47	1.5	-0.1	0.7
2	-6.433	-0.0164	-1.29	1.55	-0.1	0.75
3	-6.672	-0.0221	-1.347	1.65	-0.1	0.85
4	-7.618	-0.0235	-1.272	1.65	-0.1	0.85

Fuente: Youngs 1997

ANEXO F

F-1 Coeficientes para las condiciones de origen y trayectoria

Periodo T(s)	a	b	c	d	e	SR	SI	Ss	SsL
0.00	1.101	-0.00564	0.0055	1.080	0.01412	0.251	0.000	2.607	-0.528
0.05	1.076	-0.00671	0.0075	1.060	0.01463	0.251	0.000	2.764	-0.551
0.10	1.118	-0.00787	0.0090	1.083	0.01423	0.240	0.000	2.156	-0.420
0.15	1.134	-0.00722	0.0100	1.053	0.01509	0.251	0.000	2.161	-0.431
0.20	1.147	-0.00659	0.0120	1.014	0.01462	0.260	0.000	1.901	-0.372
0.25	1.149	-0.00590	0.0140	0.966	0.01459	0.027	0.000	1.814	-0.360
0.30	1.163	-0.00520	0.0150	0.934	0.01458	0.259	0.000	2.181	-0.450
0.40	1.2	-0.00422	0.0100	0.959	0.01257	0.248	-0.041	2.432	-0.506
0.50	1.25	-0.00338	0.0060	1.008	0.01114	0.247	-0.053	2.629	-0.554
0.60	1.293	-0.00282	0.0030	1.088	0.01019	0.233	-0.103	2.702	-0.575
0.70	1.336	-0.00258	0.0025	1.084	0.00979	0.220	-0.146	2.654	-0.572
0.80	1.386	-0.00242	0.0022	1.088	0.00944	0.232	-0.164	2.480	-0.540
0.90	1.433	-0.00232	0.0020	1.109	0.00972	0.220	-0.206	2.332	-0.522
1.00	1.479	-0.00220	0.0020	1.115	0.01005	0.211	-0.239	2.233	-0.509
1.25	1.551	-0.00207	0.0020	1.083	0.01003	0.251	-0.256	2.029	-0.469
1.50	1.621	-0.00224	0.0020	1.091	0.00928	0.248	-0.306	1.589	-0.379
2.00	1.694	-0.00201	0.0025	1.055	0.00833	0.263	-0.320	0.966	-0.248
2.50	1.748	-0.00187	0.0028	1.052	0.00776	0.262	-0.337	0.789	-0.221
3.00	1.759	-0.00147	0.0032	1.025	0.00644	0.307	-0.331	1.037	-0.263
4.00	1.826	-0.00195	0.0040	1.044	0.00590	0.353	-0.390	0.561	-0.169
5.00	1.825	-0.00237	0.0050	1.065	0.00510	0.248	-0.498	0.225	-0.120

Fuente: Zhao 2006

F-1 Coeficientes para las condiciones de origen y trayectoria

CH	C1	C2	C3	C4	Ck	σ	T	σT
0.239	1.111	1.344	1.355	1.420	1.344	0.604	0.398	0.723
0.939	1.684	1.793	1.747	1.814	1.793	0.640	0.444	0.779
1.499	2.061	2.135	2.031	2.082	2.135	0.694	0.490	0.849
1.462	1.916	2.168	2.052	2.113	2.168	0.702	0.460	0.839
1.280	1.669	2.085	2.001	2.030	2.085	0.692	0.423	0.811
1.121	1.468	1.942	1.941	1.937	1.942	0.682	0.391	0.786
0.852	1.172	1.683	1.808	1.770	1.683	0.670	0.379	0.770
0.365	0.655	1.127	1.482	1.397	1.127	0.659	0.390	0.766
-0.207	0.071	0.515	0.934	0.955	0.515	0.653	0.389	0.760
-0.705	-0.429	-0.003	0.394	0.559	-0.003	0.653	0.401	0.766
-1.144	-0.866	-0.449	-0.111	0.188	-0.449	0.652	0.408	0.769
-1.609	-1.325	-0.928	-0.620	-0.246	-0.928	0.647	0.418	0.770
-2.023	-1.732	-1.349	-1.066	-0.643	-1.349	0.653	0.411	0.771
-2.451	-2.152	-1.776	-1.523	-1.084	-1.776	0.657	0.410	0.775
-3.243	-2.923	-2.542	-2.327	-1.936	-2.542	0.660	0.402	0.773
-3.888	-3.548	-3.169	-2.979	-2.661	-3.169	0.664	0.408	0.779
-4.783	-4.410	-4.039	-3.871	-3.640	-4.039	0.669	0.414	0.787
-5.444	-5.049	-4.698	-4.496	-4.341	-4.698	0.671	0.411	0.786
-5.839	-5.431	-5.089	-4.893	-4.758	-5.089	0.667	0.396	0.776
-6.598	-6.181	-5.882	-5.698	-5.588	-5.882	0.647	0.382	0.751
-6.752	-6.347	-6.051	-5.873	-5.798	-6.051	0.643	0.377	0.745

Fuente: Zhao 2006