



**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:

**“EVALUACIÓN DE LA ESTABILIDAD DE SITIO PARA LA ESTRUCTURA
DE LA UNIDAD EDUCATIVA FRAY SEBASTIÁN ACOSTA
PERTENECIENTE AL DISTRITO 18D03, CANTÓN BAÑOS”**

AUTOR: Roosevelt Alexander Morocho Cadena

TUTORA: Ing. Mg. Ruth Lorena Pérez Maldonado

AMBATO – ECUADOR

Agosto - 2023

APROBACIÓN DEL TUTOR

En mi calidad de Tutor del Trabajo Experimental, previo a la obtención del Título de Ingeniero Civil, con el tema: **“EVALUACIÓN DE LA ESTABILIDAD DE SITIO PARA LA ESTRUCTURA DE LA UNIDAD EDUCATIVA FRAY SEBASTIÁN ACOSTA PERTENECIENTE AL DISTRITO 18D03, CANTÓN BAÑOS”**, elaborado por el Sr. Roosevelt Alexander Morocho Cadena, portador de la cédula de ciudadanía C.I. 0503006355, estudiante de la Carrera de Ingeniería Civil, de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica.

Certifico:

- Que el presente Trabajo Experimental es original de su autor.
- Ha sido revidado cada uno de sus capítulos componentes.
- Esta concluido en su totalidad.

Ambato, agosto 2023



Ing. Mg. Ruth Lorena Pérez Maldonado

TUTOR

AUTORÍA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Yo, **Roosevelt Alexander Morocho Cadena** con C.I: **0503006355**, declaro que todas las actividades y contenidos expuestos en el presente Trabajo Experimental con el tema **“EVALUACIÓN DE LA ESTABILIDAD DE SITIO PARA LA ESTRUCTURA DE LA UNIDAD EDUCATIVA FRAY SEBASTIÁN ACOSTA PERTENECIENTE AL DISTRITO 18D03, CANTÓN BAÑOS”**, así como también los gráficos, ensayos, conclusiones y recomendaciones son de mi exclusiva responsabilidad como autor del proyecto, a excepción de las referencias bibliográficas citadas en el mismo.

Ambato, agosto 2023



Roosevelt Alexander Morocho Cadena

C.I. 0503006355

AUTOR

DERECHOS DE AUTOR

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

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

Ambato, agosto 2023



Roosevelt Alexander Morocho Cadena

C.I. 0503006355

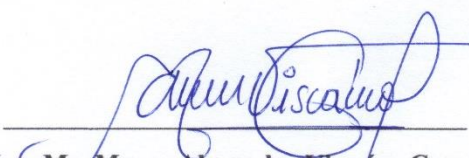
AUTOR

APROBACIÓN DEL TRIBUNAL DE GRADO

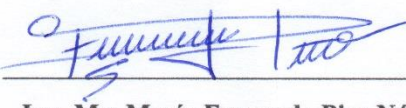
Los miembros del Tribunal de Grado aprueban el informe del Trabajo Experimental, realizado por el estudiante Roosevelt Alexander Morocho Cadena de la Carrera de Ingeniería Civil bajo el tema **“EVALUACIÓN DE LA ESTABILIDAD DE SITIO PARA LA ESTRUCTURA DE LA UNIDAD EDUCATIVA FRAY SEBASTIÁN ACOSTA PERTENECIENTE AL DISTRITO 18D03, CANTÓN BAÑOS”**

Ambato, agosto 2023

Para constancia firman



Ing. Mg. Mayra Alexandra Viscaino Cuzco
MIEMBRO CALIFICADOR



Ing. Mg. María Fernanda Pico Núñez
MIEMBRO CALIFICADOR

DEDICATORIA

A mi familia que es el pilar fundamental de mi fortaleza, superación e inspiración, por todo el apoyo y fuerza que me brindaron.

A Dios que fue el que siempre me daba la salud necesaria para no desmayar en cada día que pasaba en toda adversidad de la vida.

A mis amigos que a lo largo de toda la vida estudiantil universitaria estuvieron ahí con sus conocimientos, ayuda, alegrías y tristezas y sobre todo su gran amistad.

AGRADECIMIENTO

En primera instancia a la Universidad Técnica de Ambato y a la Facultad de Ingeniería Civil Y Mecánica que me permitieron forjar mis conocimientos en sus aulas para formarme como un gran profesional.

A los docentes que con su paciencia, sabiduría y conocimientos me supieron transmitir de forma muy acertada para poder culminar mi meta.

A la Ing. Mg. Lorena Pérez, que con sus conocimientos que supo compartir en aula durante mi vida estudiantil, y por la gran guía que impartió para el desarrollo de este proyecto.

ÍNDICE GENERAL

APROBACIÓN DEL TUTOR.....	ii
AUTORÍA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN	iii
DERECHOS DE AUTOR.....	iv
APROBACIÓN DEL TRIBUNAL DE GRADO	v
DEDICATORIA	vi
AGRADECIMIENTO.....	vii
ÍNDICE GENERAL.....	viii
ÍNDICE DE TABLAS	xii
ÍNDICE DE FIGURAS.....	xv
RESUMEN EJECUTIVO	xvii
ABSTRACT.....	xviii
CAPÍTULO I.....	1
1 MARCO TEÓRICO.....	1
1.1 Antecedentes investigativos	1
1.1.1 Justificación.....	2
1.1.2 Fundamentación Teórica.....	3
1.1.3 Bordes de Placa.....	5
1.1.4 Fallas Geológicas	7
1.1.5 Tipos de Falla.....	7
1.1.6 Terremotos	8
1.1.7 Sismos	8
1.1.8 Ondas Sísmicas	9
1.1.9 Medición de un terremoto	12
1.1.10 Intensidad	12
1.1.11 Magnitud	13

1.1.12	Magnitud de sismo	14
1.1.13	Peligro sísmico	15
1.1.14	Mapa de zonificación sísmica en Ecuador	16
1.1.15	Ensayo de penetración estándar (SPT).....	17
1.1.16	Clasificación de suelos	19
1.1.17	Ecuaciones de predicción del movimiento del suelo	20
1.2	Objetivos.....	26
1.2.1	Objetivo General	26
1.2.2	Objetivos específicos	26
CAPÍTULO II		27
2	METODOLOGÍA	27
2.1	Materiales	28
2.2	Métodos	29
CAPÍTULO III		30
3	RESULTADOS Y DISCUSIÓN.....	30
3.1	Análisis y discusión de los resultados	30
3.1.1	Régimen Tectónico	30
3.1.2	Fallas geológicas de Ecuador	32
3.1.3	Zona de estudio	35
3.1.4	Cálculo de la magnitud de momento de la falla geológica (Mw)	36
3.1.5	Caracterización del suelo	37
3.1.6	Clasificación del perfil de suelo según la NEC 2015.....	50
3.1.7	Velocidad media de la onda de cortante (V_{S30}).....	55
3.1.8	Ecuaciones de predicción del movimiento del suelo	65
3.1.8.1	Ecuaciones de predicción de movimiento para falla Cortical	65
3.1.8.2	Modelo Atkinson & Boore	65
3.1.8.3	Modelo Akkar & Bommer.....	70

3.1.8.4	Modelo Kanno	72
3.1.8.5	Ecuaciones de predicción de movimiento para falla de subducción	75
3.1.8.6	Modelo Young.....	75
3.1.8.7	Zhao.....	76
3.1.9	ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS.....	79
3.1.9.1	Cálculo de espectros	79
3.1.9.2	Fallas corticales	79
3.1.9.3	Espectros calculados con el modelo de Atkinson y Boore.....	79
3.1.9.4	Espectros calculados con el modelo de Akkar y Bommer	80
3.1.9.5	Espectros calculados con el modelo Kanno	82
3.1.9.6	Falla de subducción oceánica	83
3.1.9.7	Espectros calculados con el modelo de Young	83
3.1.9.8	Espectros calculados con el modelo de Zhao	84
3.1.9.9	Espectro de modelo para cada falla seleccionada.....	84
3.1.9.10	Espectro generado para la falla San Vicente	85
3.1.9.11	Espectro generado para el lineamiento Pastaza	86
3.1.9.12	Espectro generado para la falla La Playa.....	87
3.1.9.13	Espectro generado para la falla San Antonio.....	88
3.1.9.14	Espectro generado para la falla de Subducción	89
3.1.9.15	Espectros combinados con el de la NEC – 2015	91
3.1.9.16	Espectros generados por los modelos estudiados y la NEC-15....	95
3.1.10	Espectro determinista en comparación con la NEC-15.....	97
3.1.11	Análisis del comportamiento estructural de las edificaciones seleccionadas en la zona de estudio.	99
3.1.12	Datos estructurales de las edificaciones seleccionadas	99
3.1.13	Cálculo de los periodos de vibración de las estructuras.....	100
3.1.13.1	Periodo Fundamental (T) de Vibración	100

3.1.13.2	Periodos límites de vibración.....	101
3.1.14	Reducción de los espectros elásticos.....	102
3.1.15	Coeficiente relacionado con el periodo de vibración de la estructura T 104	
3.1.16	Análisis estructural de las edificaciones	104
3.1.17	Análisis del periodo de vibración.....	107
3.1.18	Modos de vibración de las estructuras	111
3.1.19	Modos necesarios para la acumulación de la masa en al menos 90%	112
3.1.20	Derivas de piso.....	114
3.1.20.1	Derivas estáticas según la NEC-15 para las estructuras seleccionadas en el estudio.....	115
3.1.20.2	Derivas estáticas según el modelo determinista para las estructuras seleccionadas en el estudio.....	119
3.1.20.3	Derivas dinámicas según la NEC-15 para las estructuras seleccionadas en el estudio.....	125
3.1.20.4	Derivas dinámicas según el modelo determinista para las estructuras seleccionadas en el estudio.....	129
3.2	Verificación de hipótesis	133
CAPÍTULO IV.....		135
4	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	135
4.1	Conclusiones.....	135
4.2	Recomendaciones	137
4.3	Bibliografía.....	138
4.4	Anexos.....	142

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Escala de intensidad de Mercalli.....	12
Tabla 2. Coeficiente para el cálculo de la magnitud de momento	15
Tabla 3. Sistema unificado de clasificación de suelos (S.U.C.S.)	20
Tabla 4. Características de las fallas geológicas seleccionadas	34
Tabla 5. Coordenadas de sondeos de SPT	35
Tabla 6. Magnitud de momento de fallas.....	37
Tabla 7. SUCS.....	38
Tabla 8. Análisis granulométrico del punto #1	39
Tabla 9. Análisis granulométrico del punto #2	41
Tabla 10. Análisis granulométrico del punto #3	44
Tabla 11. Análisis granulométrico del punto #4	47
Tabla 12. Clasificación de perfil de suelo.....	51
Tabla 13. SPT para punto 1.....	51
Tabla 14. SPT para punto 2.....	52
Tabla 15. SPT para punto 3.....	53
Tabla 16. SPT para punto 4.....	54
Tabla 17. Velocidad de onda Vs (m/s) y número de golpes (N).....	57
Tabla 18. Ecuación empírica de Hasancebi y Ulusay (2007)	58
Tabla 19. Velocidad media de onda cortante VS30 punto 1	59
Tabla 20. Velocidad media de onda cortante VS30 punto 2.....	60
Tabla 21. Velocidad media de onda cortante VS30 punto 3.....	62
Tabla 22. Velocidad media de onda cortar VS30 punto 4	63
Tabla 23. Tipo de perfil de suelo (NEC).....	64
Tabla 24. Valores de variables ficticias para diferentes tipos de fallas	66
Tabla 25. Datos para utilizar en el modelo de Atkinson y Boore	69
Tabla 26. Datos para utilizar en el modelo de Akkar y Bommer.....	72
Tabla 27. Datos para utilizar en el modelo de Kanno	74
Tabla 28. Datos para utilizar en el modelo de Young.....	76
Tabla 29. Datos para utilizar en el modelo de Zhao	78
Tabla 30. Aceleraciones máximas y su variación entre modelos.....	90
Tabla 31. Valores del espectro determinista en función del periodo y aceleración...	97
Tabla 32. Dimensiones estructurales de cada una de las edificaciones	99

Tabla 33. Coeficientes C_t y α para valores del periodo fundamental	100
Tabla 34. Coeficiente de amplificación de suelo para un perfil de suelo D.....	102
Tabla 35. Valores obtenidos para reducir los espectros elásticos	103
Tabla 36. Coeficiente de reducción sísmico según NEC-15.....	103
Tabla 37. Coeficiente de reducción sísmico según NEC-15 para el espectro determinista.....	103
Tabla 38. Coeficiente K	104
Tabla 39. Valores obtenidos de K.....	104
Tabla 40. Datos obtenidos de cada factor	106
Tabla 41. Periodo de vibración de la estructura obtenido del ETABS 2018, para la escuela Fray Sebastián Acosta	107
Tabla 42. Datos obtenidos para los coeficientes T_o , T_c , T_1 , T_2	108
Tabla 43. Periodo de vibración de la estructura obtenido del ETABS 2018, para la edificación de 1 piso.....	108
Tabla 44. Datos obtenidos para los coeficientes T_o , T_c , T_1 , T_2	109
Tabla 45. Periodo de vibración de la estructura obtenido del ETABS 2018, para la edificación de 2 pisos	110
Tabla 46. Datos obtenidos para los coeficientes T_o , T_c , T_1 , T_2	110
Tabla 47. Modos de vibración estructura Fray Sebastián Acosta	111
Tabla 48. Modos de vibración de la estructura de 1 piso.....	111
Tabla 49. Modos de vibración de la estructura de 2 pisos	112
Tabla 50. Participación modal de la masa en la unidad educativa Fray Sebastián Acosta	113
Tabla 51. Participación modal de la masa en la estructura de 1 piso.....	113
Tabla 52. Participación modal de la masa en la estructura de 2 pisos	114
Tabla 53. Valores de las derivas máximas estáticas (NEC-15), unidad educativa Fray Sebastián Acosta	115
Tabla 54. Valores de las derivas máximas estáticas (NEC-15), estructura de 1 piso	116
Tabla 55. Valores de las derivas máximas estáticas (NEC-15), estructura de 2 pisos	118
Tabla 56. Valores de las derivas máximas estáticas (DETERMINISTA), unidad educativa Fray Sebastián Acosta.....	119

Tabla 57. Valores de las derivas máximas estáticas (DETERMINISTA), estructura de 1 piso	121
Tabla 58. Valores de las derivas máximas estáticas (DETERMINISTA), estructura de 2 pisos.....	122
Tabla 59. Derivas máximas elásticas obtenidas en cada una de las estructuras y con cada modelo obtenido	124
Tabla 60. Valores de las derivas máximas dinámicas (NEC-15), unidad educativa Fray Sebastián Acosta	125
Tabla 61. Valores de las derivas máximas dinámicas (NEC-15), estructura de 1 piso	126
Tabla 62. Valores de las derivas máximas dinámicas (NEC-15), estructura de 2 pisos	127
Tabla 63. Valores de las derivas máximas dinámicas (determinista), unidad educativa Fray Sebastián Acosta.....	129
Tabla 64. Valores de las derivas máximas dinámicas (determinista), estructura de 1 piso	130
Tabla 65. Valores de las derivas máximas dinámicas (determinista), estructura de 2 pisos.....	131
Tabla 66. Derivas máximas elásticas obtenidas en cada una de las estructuras y con cada modelo obtenido	132
Tabla 67. Distance - scaling coefficients	147
Tabla 68. Magnitude - scaling coefficients	148
Tabla 69. Period-independent site-amplification coefficients	148
Tabla 70. Period-dependent site-amplification coefficients.....	149
Tabla 71. Coefficients of Equations 1 and 2 for Prediction of Pseudo-Spectral Accelerations.....	150
Tabla 72. Regression Coefficients for Shallow Event Model of PGA, PGV and 5% Damped Acceleration Response Spectra	152
Tabla 73. Pbtained Coefficients in Equation.....	154
Tabla 74. Coeficientes de espectro.....	155
Tabla 75. Coefficients for Source and Path Terms of the Models in the Present Study	155
Tabla 76. Coefficients for Site Class Terms and Prediction Error.....	156

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Masa continental: Pangea	4
Figura 2. Placas tectónicas con sus bordes y movimientos relativamente	5
Figura 3. Bordos Divergentes.....	6
Figura 4. Bordos convergentes.....	6
Figura 5. Bordos de falla transformante	6
Figura 6. Elemento de la falla	7
Figura 7. Tipos de falla	8
Figura 8. Ondas primarias o P.....	10
Figura 9. Ondas secundarias o S	10
Figura 10. Propagación de ondas Rayleigh.....	11
Figura 11. Propagación de ondas Love	11
Figura 12. Gráfica para determinar la magnitud de Richter.....	14
Figura 13. Zonas sísmicas para propósito de diseño y valor del factor de zona Z.....	16
Figura 14. Fallas geológicas del Ecuador	32
Figura 15. Fallas geológicas cercanas a la ciudad de baños	32
Figura 16. Ubicación de la zona de estudio	35
Figura 17. Espectros calculados por el modelo de Atkinson y Boore	80
Figura 18. Espectros calculados por el modelo de Akkar y Bommer.....	81
Figura 19. Espectros calculados por el modelo de Kanno	82
Figura 20. Espectros calculados por el modelo de Young	83
Figura 21. Espectros calculados por el modelo de Zhao.....	84
Figura 22. Espectros calculados por los modelos Atkinson y Boore, Akkar y Bommer y Kanno de la falla San Vicente.....	85
Figura 23. Espectros calculados por los modelos Atkinson y Boore, Akkar y Bommer y Kanno del lineamiento Pastaza	86
Figura 24. Espectros calculados por los modelos Atkinson y Boore, Akkar y Bommer y Kanno de la falla La Playa	87
Figura 25. Espectros calculados por los modelos Atkinson y Boore, Akkar y Bommer y Kanno de la falla San Antonio	88
Figura 26. Espectros calculados por los modelos Young y Zhao de la falla de subducción.....	89

Figura 27. Espectro generado por los modelos (Boore y Atkinson, Akkar y Boomer, Kanno y NEC-15) para la falla San Vicente	91
Figura 28. Espectro generado por los modelos (Boore y Atkinson, Akkar y Boomer, Kanno y NEC-15) para el lineamiento Pastaza.....	92
Figura 29. Espectro generado por los modelos (Boore y Atkinson, Akkar y Boomer, Kanno y NEC-15) para la falla La Playa	93
Figura 30. Espectro generado por los modelos (Boore y Atkinson, Akkar y Boomer, Kanno y NEC-15) para la falla San Antonio	94
Figura 31. Espectro generado por los modelos (Young, Zhao y NEC-15) para la falla de subducción.....	95
Figura 32. Modelos obtenidos en comparación con el modelo de la NEC-15.....	96
Figura 33. Espectro determinista vs. Espectro NEC-15.....	98
Figura 34. Modelación estructural de la escuela Fray Sebastián Acosta	105
Figura 35. Modelación estructural de la edificación de 1 piso	105
Figura 36. Modelación estructural de la edificación de 2 Pisos.....	106
Figura 37. Modelación estructural de la edificación de 2 Pisos.....	116
Figura 38. Derivas máximas estáticas (NEC-15), estructura de 1 piso.....	117
Figura 39. Derivas máximas estáticas (NEC-15), estructura de 2 pisos	119
Figura 40. Derivas máximas estáticas (DETERMINISTA), unidad educativa Fray Sebastián Acosta	120
Figura 41. Derivas máximas estáticas (DETERMINISTA), estructura de 1 piso ...	121
Figura 42. Derivas máximas estáticas (DETERMINISTA), estructura de 2 pisos..	123
Figura 43. Derivas máximas dinámicas (NEC-15), unidad educativa Fray Sebastián Acosta.....	126
Figura 44. Derivas máximas dinámicas (NEC-15), estructura de 1 piso.....	127
Figura 45. Derivas máximas dinámicas (NEC-15), estructura de 2 pisos	128
Figura 46. Derivas máximas dinámicas (determinista), unidad educativa Fray Sebastián Acosta	129
Figura 47. Derivas máximas dinámicas (determinista), estructura de 1 piso.....	130
Figura 48. Derivas máximas dinámicas (determinista), estructura de 2 pisos	132

RESUMEN EJECUTIVO

A pedido del distrito 18D03 del canto Baños de Agua Santa, en colaboración con la Universidad Técnica de Ambato, el presente trabajo experimental se realizó con la finalidad de evaluar la estabilidad de sitio que existe para la estructura de la Unidad Educativa Fray Sebastián Acosta de la ciudad de Baños de Agua Santa, mediante el empleo del método determinista.

Para el desarrollo del proyecto se definió el régimen tectónico el cual actuará sobre la zona de estudio, se identificaron las fallas más activas y cercanas que pueden afectar, además se realizó el Ensayo de Penetración Estándar (SPT), el cual se ejecutó con 5 puntos en el sector y mediante cálculos matemáticos se obtuvo la velocidad de onda de corte, este valor nos permitió establecer el perfil del suelo en base a la tabla que nos proporciona la NEC-2015. De igual manera se procede a calcular la Magnitud de Momento con métodos proporcionados por Wells – Coppersmith, y con las Ecuaciones de Predicción de Movimiento del suelo, se generó espectros de aceleración para cada falla seleccionada.

Las aceleraciones que generó el espectro determinista para la estructura mencionada con periodos que va de 0.00s a 0.10s son mayores al espectro de la NEC-2015, lo que quiere decir que la estructura presentó un riesgo ante la exposición de estos movimientos telúricos.

Palabras claves: Régimen Tectónico, SPT, Magnitud de Momento, Suelo, Fallas geológicas.

ABSTRACT

Due the request of District 18D03 of Baños de Agua Santa, in collaboration with “Universidad Técnica de Ambato”, this experimental work was carried out with the purpose of evaluating the site stability of the structure of the Fray Sebastián Acosta Educational Unit of the city of Baños de Agua Santa, using the deterministic method.

To develop this project, the tectonic regime that will act on the study area was defined, the most active and close faults that may affect were identified, in addition, the Standard Penetration Test (SPT) was performed, which was executed with 5 points in the sector and through mathematical calculations the shear wave velocity was obtained, this value allowed us to establish the soil profile based on the table provided by the NEC-2015. Similarly, the Moment Magnitude is calculated with methods provided by Wells – Coppersmith, and with the Prediction Equations of Ground Motion, acceleration spectra were generated for each selected fault.

The accelerations generated by the deterministic spectrum for the structure with periods ranging from 0.00s to 0.10s are greater than the NEC-2015 spectrum, which means that the structure presented a risk when exposed to these telluric motions.

Keywords: Tectonic Regime, SPT, Moment Magnitude, Soil, Geological Faults.

CAPÍTULO I

1 MARCO TEÓRICO

Evaluación de la estabilidad de sitio para la estructura de la unidad educativa Fray Sebastián Acosta perteneciente al distrito 18D03, cantón Baños.

1.1 Antecedentes investigativos

Para el diseño sismo resistente de una estructura se tiene que tomar en cuenta aspectos muy importantes, uno de ellos es la sismicidad del sitio en donde se consideran los siguientes parámetros, a) la identificación de las placas, b) el trayecto que tendrán las ondas sísmicas y c) efectos del sitio; en donde se podría decir que el peligro sísmico cuantifica los eventos que se pueden dar en una estructura al momento que se genera un sismo [1].

En el artículo expuesto “Microzonificación sísmica en Zonas de Geología compleja. Evaluación del peligro sísmico local en Valdivia, Chile” por Alvarado y Valdebenito considera que: un estudio de microzonificación sísmica complementado con estudios geotécnicos y geológicos son de vital importancia para poder determinar qué características dinámicas homogéneas tenemos en un territorio, para generar edificaciones con un correcto comportamiento antisísmico. Este estudio arroja datos importantes de respuesta de movimiento del suelo ante los eventos sísmicos que se producen en la región, mediante métodos numéricos y métodos que son netamente experimentales como las micro vibraciones que se generan, así se pudo determinar el periodo fundamental de vibración [2].

El objetivo que tiene la microzonificación sísmica es dar una aproximación dinámica de cómo se va a comportar el suelo ante la presencia de un sismo proponiendo métodos de trabajo como el de Nakamura, este método se utiliza para disponer las frecuencias que predominan en el suelo, la cual se basa en calcular relaciones entre los espectros de Fourier, tanto en las componentes verticales y horizontales de los registros, así

como también se realizó estudios gravimétricos de detalle para conocer los rasgos geológicos del suelo [3].

Según el documento publicado por Benito y Jiménez “Peligrosidad Sísmica”, propone dos métodos de evaluación: el método determinista y el probabilista. Para el estudio el método determinista asume que los terremotos que ocurren en un futuro, se generan de forma análoga, la cual produce la estimación de límites superiores del movimiento generado, a producción de estos valores se tendrá la mayor intensidad en la misma zona con cualquier terremoto, en otras palabras, los sismos que ocurrirán en el futuro serán de las mismas características de los que sucedieron en un pasado [4].

La Normativa Ecuatoriana de la Construcción en el capítulo de peligro sísmico, proporciona un mapa de zonas sísmicas en la cual, el Ecuador está dividida por seis zonas sísmicas, donde se caracteriza un valor de Z denominada como factor de zona, dando a conocer que el Ecuador tiene una elevada amenaza sísmica. Este mapa de zonificación proviene del resultado del estudio de peligro sísmico para un 10% de excedencia en 50 años con un periodo de retorno de 475 años, con un valor máximo de 0.50 g de los valores de aceleración sísmica; sin embargo, Baños de Agua Santa está en zona V del mapa de zonificación con valor de factor Z de 0.40 categorizado como de peligrosidad sísmica alta [5].

Además, la normativa proporciona seis tipos de perfiles de suelos, clasificados correspondientemente a los 30 m superiores como estipula la normativa, para los perfiles tipo A, B, C, D y E; esto ayuda para establecer coeficientes de ampliación de suelo, los cuales incrementan considerablemente los espectros de respuesta para el diseño en rocas [5].

1.1.1 Justificación

El movimiento constante de las placas tectónicas que se localizan alrededor de todo el mundo da origen al cinturón de fuego, conformado por la gran parte del perfil sudamericano, en donde Ecuador pertenece a este sector por contener un número alto

de volcanes activos en la región, esto le hace tan propenso a movimientos telúricos altos [6].

El cinturón de fuego se caracteriza por contener zonas de subducción muy importantes en todo el mundo como es la muy conocida subducción entre la placa de Nazca y la placa Sudamericana, dando lugar a una elevada actividad tanto sísmica como volcánica en toda la zona del cinturón de fuego, comprendida alrededor de unos 40000 km de extensión [7].

Como se mencionó Ecuador es un país que está localizado dentro del cinturón de fuego esto hace que tenga una actividad sísmica muy elevada, una evidencia de esto es que desde hace años atrás sismos devastadores han acabado ciudades, para lo cual una evaluación correcta de este tipo de peligrosidad hará que las estructuras sean más resistentes ante estos eventos; en todo el Ecuador se han realizado estudios en donde la zona con mayor peligro sísmico es la que está al noroeste del Ecuador y hemos podido corroborar esta afirmación mediante los últimos eventos sísmicos generados en la provincia de Esmeraldas, siendo la misma con el mayor número de movimientos telúricos leves que se presentan en el territorio ecuatoriano [8].

Con este documento se estudiarán las características morfológicas del suelo en el cantón Baños, donde se determinará si existen fallas importantes considerables que afecten el área de estudio seleccionada. Esto permitirá realizar un plan de mitigación ante la presencia de sismos mediante la determinación de la aceleración, que puede tener el terreno cuando se produce un sismo. Estos datos se obtienen basándose en ensayos de campo como es el (SPT), en fórmulas deterministas y la revisión de mapas geológicos que se propone para este proyecto.

1.1.2 Fundamentación Teórica

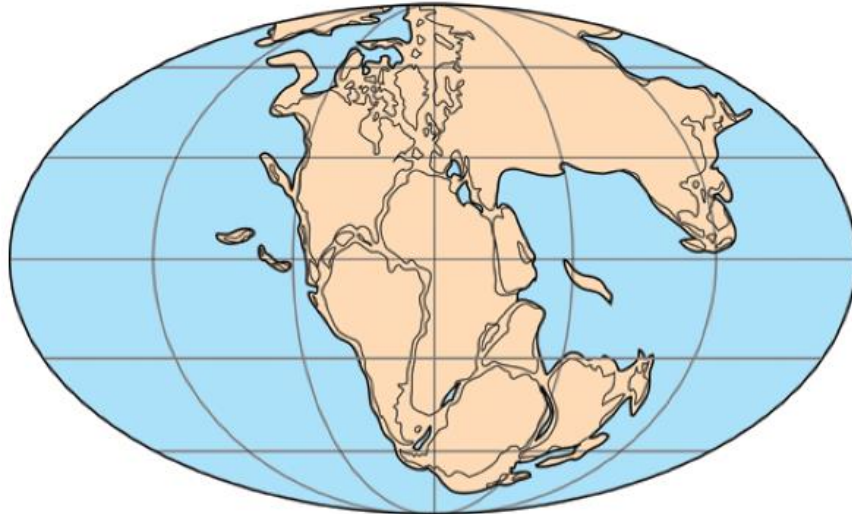
La teoría de la tectónica de placas

Las placas tectónicas han tenido un gran cambio a lo largo de los años; a mediados del siglo XX, se establece la primera teoría en donde se estipula que las cadenas

montañosas, el inicio de la corteza oceánica, extinción de la vida y migración de la fauna están relacionadas directamente con fenómenos geológicos; este es el punto donde los científicos observaron que nuestra capa terrestre se traslada a lo largo del tiempo, esto da a conocer que toda la litósfera se rompe en placas debido al calor interno convirtiéndose en placas litosféricas y sus límites se dan en zonas con alta intensidad geológica, producto de esto aparecen las fallas, terremotos, volcanes y montañas [9].

De acuerdo con Wegener, estipula que para desarrollar esta teoría realizó una investigación profunda de los restos fósiles encontrados en América del Sur y África. Esto demuestra que a lo largo del tiempo los continentes hoy formados constituían un supercontinente denominado Pangea ya que la relación que tiene los restos con los continentes son de las mismas composiciones y características; pudiendo así afirmar la teoría [9].

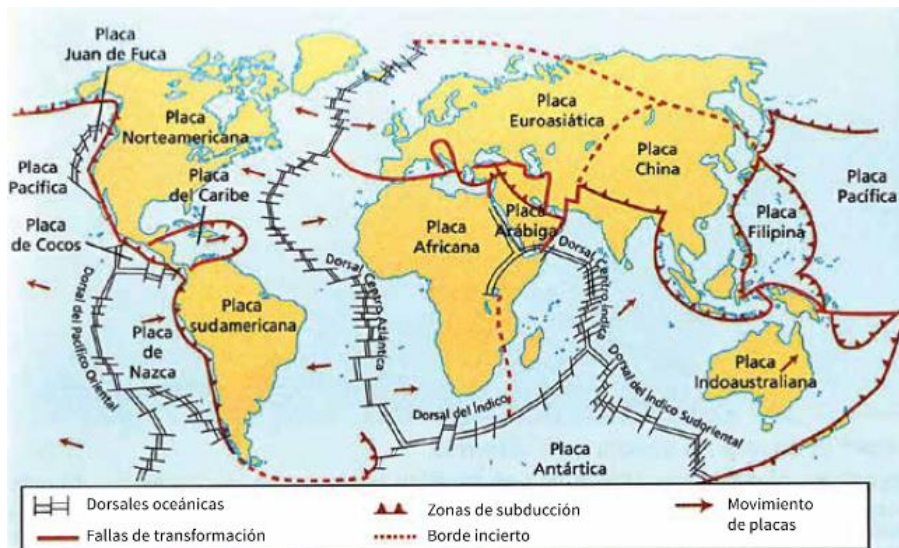
Figura 1. Masa continental: Pangea



Fuente: Pérez, R, Analía. Ciencias de la tierra [9].

En consecuencia, se puede decir que la teoría de la tectónica de placas es la que estudia los movimientos de las placas y las interacciones entre sí.

Figura 2. Placas tectónicas con sus bordes y movimientos relativamente



Fuente: Pérez, R. Analía. Ciencias de la tierra [10].

El planeta tierra está conformando por la litósfera que esta a su vez se encuentra rota en diversos fragmentos de tierra que con el tiempo se han ido formando y se han nombrado placas; existen 7 placas principales, 7 placas de tamaño mediano y más de una docena de placas más pequeñas, las cuales son [10].

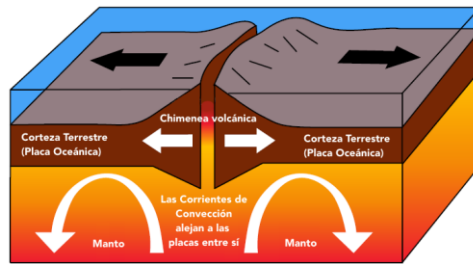
- **Placas Principales:** Placa Norteamericana, Sudamericana, Pacífico, Africana, Euroasiática, Australiana y Antártica [10].
- **Placas Secundarias:** Caribeña, Nazca, Filipina, Arábiga, Cocos, Scotia y Juan de Fuca [10].

1.1.3 Bordes de Placa

Los bordes de las placas son los lugares donde se presentan las mayores deformaciones, y acompañada de estas, vienen la localización de los terremotos, estos bordes de dividen en tres grupos [10].

- **Bordes divergentes (bordes constructivos):** aquí se produce un ascenso de material desde el manto, en donde dos capas se separan, creando un nuevo suelo oceánico [10].

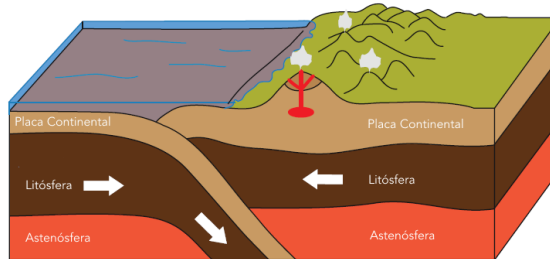
Figura 3. Bordes Divergentes



Fuente: Galápagos Conservation Trust [10].

- **Bordes convergentes (bordes destructivos):** aquí en donde la litósfera oceánica desciende bajo una placa superpuesta, o también el choque de dos bloques que van a crear un sistema montañoso [10].

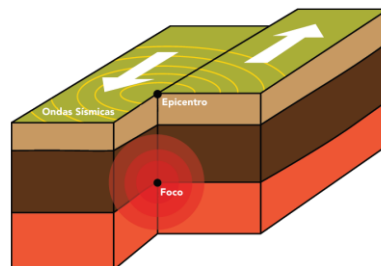
Figura 4. Bordes convergentes



Fuente: Galápagos Conservation Trust [10].

- **Bordes de falla transformante (bordes pasivos):** se genera cuando dos placas se desplazan lateralmente uno respecto a la otra sin generar daño en la litósfera [10].

Figura 5. Bordes de falla transformante



Fuente: Galápagos Conservation Trust [10].

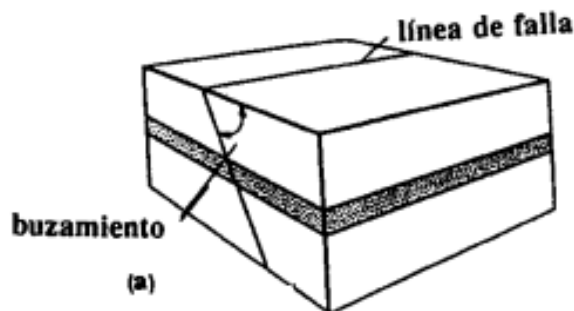
1.1.4 Fallas Geológicas

Una falla se da cuando se ha producido un gran deslizamiento en un lado de roca respecto a otro en la zona de fractura, dando así a la ocurrencia de terremotos [11].

Una falla tiene los siguientes elementos que son:

- **Labios de la falla:** Es el borde la falla.
- **Plano de falla:** Superficie donde se desplaza el bloque.
- **Buzamiento:** Ángulo que forma la falla con el plano horizontal.
- **Líneas de falla:** Es el trazo del plano con la superficie de la tierra.
- **Rumbo:** Ángulo que se da con la línea de falla y un meridiano que pase por un punto de ellos.

Figura 6. Elemento de la falla



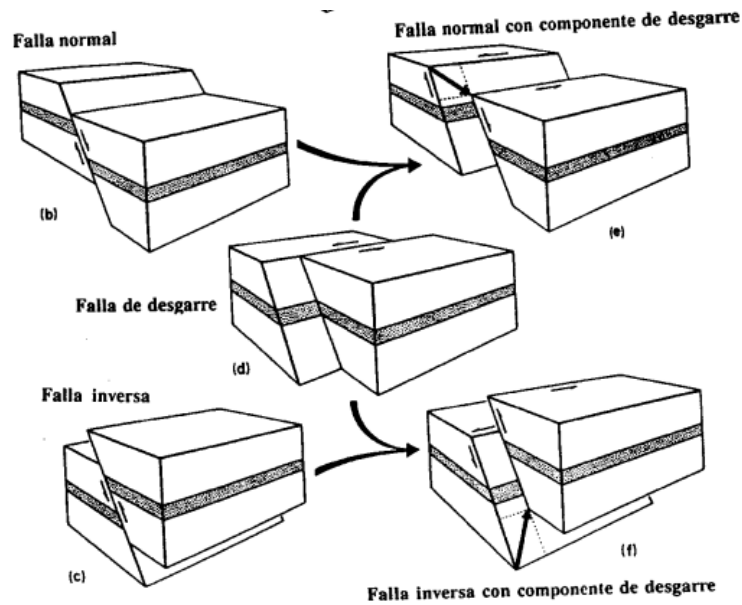
Fuente: Vidal, F. Los terremotos y sus causas [11].

1.1.5 Tipos de Falla

Estos se clasifican según su desplazamiento y el buzamiento que se producen.

- **Falla normal:** O fallas tensionales, aquí el bloque superior se desliza hacia abajo en dirección del plano de falla [11].
- **Falla inversa:** O fallas compresionales, aquí el bloque superior se desliza hacia arriba en dirección del plano de falla [11].
- **Falla de desgarre:** O falla de salto en dirección, aquí cualquier bloque se desliza lateralmente con relación al otro en dirección de la falla [11].

Figura 7. Tipos de falla



Fuente: Vidal, F. Los terremotos y sus causas [11].

1.1.6 Terremotos

Los terremotos son liberaciones de energía repentinas en forma de deformación elástica que está acumulada en el interior de la tierra, en donde las piedras al momento de romperse generan ondas sísmicas que se dispersan en todas las direcciones y al momento de llegar a la superficie se perciben como vibraciones y en algunas ocasiones en ondas sonoras [12].

Estos movimientos se pueden considerar de diversas formas como: microsismos a los movimientos leves; temblor o sismo a los movimientos moderados y terremotos a los movimientos fuertes que provocan daños [12].

1.1.7 Sismos

Existen diferentes tipos de sismos, los cuales se clasifican dependiendo de las grandes concentraciones de energía, por ejemplo:

- **Sismos de origen tectónico:** son los que se generan por el desplazamiento de las placas tectónicas, es una de las causas que más generan sismos [13].
- **Sismos de origen volcánico:** son sismos de generación fuerte, que pueden llegar a generar grandes sacudidas en las laderas más cercanas donde su campo de acción es reducido, cuando la erupción de un volcán es fuerte [13].
- **Sismos de hundimiento:** se da cuando las aguas subterráneas se erosionan y dejan espacios vacíos en el interior de la tierra, esto produce que el peso de la parte superior se deprime y se genera un sismo, su acción es muy leve y de poco alcance [13].
- **Sismos de deslizamiento:** éstos se originan a lo largo de las fallas por el aplastamiento de las montañas que generan una fuerza enorme proveniente del peso propio de la montaña dando así un sismo de baja magnitud [13].
- **Sismos de explosiones atómicas:** estos sismos son provocados por el humano, se producen por explosiones ya sea por accidentes, guerras o pruebas nucleares; estas explosiones liberan una gran cantidad de energía que son detectados fácilmente por sismógrafos [13].

1.1.8 Ondas Sísmicas

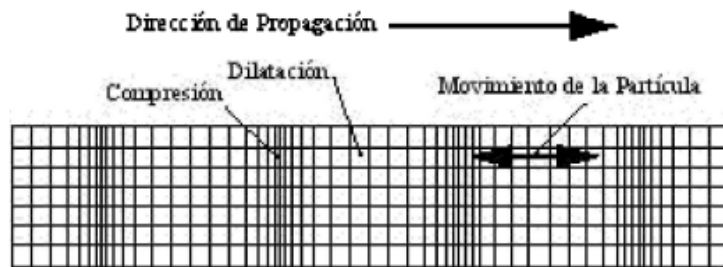
Las ondas sísmicas son las que transmiten una parte de su energía que libera al momento de producirse el terremoto en forma de onda, mismo ejemplo se da cuando se lanza una piedra en un estanque de agua y se genera círculos alrededor de la piedra cuando esta toca la superficie del agua, esta energía se propaga tanto en el interior, como en toda la superficie de la tierra [14].

Existen dos tipos de ondas sísmicas, las ondas internas las cuales se propagan por el interior de la tierra y salen hacia la superficie y las ondas superficiales se propagan por la superficie de la tierra en zonas de discontinuidad en el interior de la tierra, cada una de estas ondas se clasifican en subcategorías debido al movimiento que tiene cada una de estas ondas [15].

Las ondas internas se clasifican en:

- **Ondas primarias u ondas P:** Estas ondas son las que no provocan mucho daño a las estructuras por su particularidad de vibrar en dirección vertical. El movimiento de las partículas que genera esta vibración es en dirección de propagación de la onda, por la cual la roca se comprime y se dilata con el pasar de ésta. A veces estas ondas cuando salen a la atmósfera se generan como onda sonora muy perceptible para los animales y personas [15].

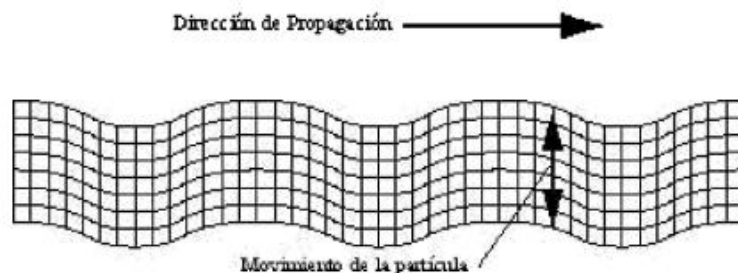
Figura 8. Ondas primarias o P



Fuente: Giner, J. Molina, S. Sismicidad y riesgo sísmico en la C.A.V. [15].

- **Ondas secundarias u ondas S:** El movimiento de estas partículas son de manera perpendicular a la dirección de donde se propaga la onda es decir en ondas transversales; estas ondas no se propagan en fluidos ya que tienen las mismas características físicas de ellos [15].

Figura 9. Ondas secundarias o S

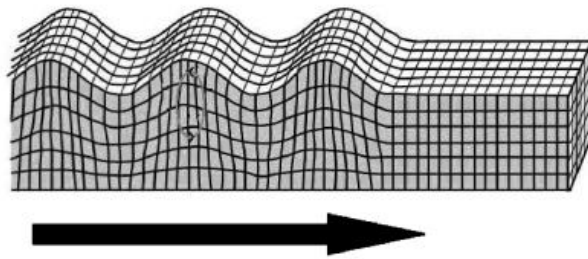


Fuente: Giner, J. Molina, S. Sismicidad y riesgo sísmico en la C.A.V. [15].

Las ondas superficiales se clasifican en:

- **Ondas Rayleigh:** Estas ondas se propagan en un medio homogéneo casi infinito y que limita con una superficie casi plana libre de cualquier esfuerzo, su amplitud de onda es mucho menor mientras se propaga en la superficie, su velocidad en la que se propagación es menor a la de las ondas S [15].

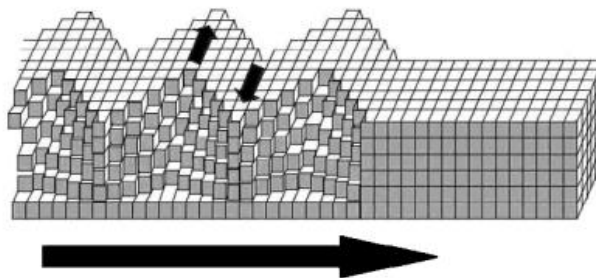
Figura 10. Propagación de ondas Rayleigh



Fuente: Giner, J. Molina, S. Sismicidad y riesgo sísmico en la C.A.V. [15].

- **Ondas Love:** Este movimiento es muy parecido a las ondas S sin ningún desplazamiento vertical, éstas afectan directamente a los cimientos de las estructuras y en conjunto con las ondas Rayleigh son las que más daño generan [15].

Figura 11. Propagación de ondas Love



Fuente: Giner, J. Molina, S. Sismicidad y riesgo sísmico en la C.A.V. [15].

1.1.9 Medición de un terremoto

Todo terremoto se mide para poder conocer las características de su destrucción en la zona de afectación, la energía que libera durante su ocurrencia y con estos datos obtenidos poder comparar con otros sismos. Para ello se utilizan diferentes métodos y equipos que ayudan obtener la intensidad y magnitud del terremoto que está ocurriendo [16].

1.1.10 Intensidad

La intensidad es de carácter cualitativo ya que sirve para dar un tamaño a los terremotos que se suscitaron antes de que los instrumentos sísmicos como los sismógrafos aparecieran [16].

Tabla 1. Escala de intensidad de Mercalli

I	No sentido, excepto por algunas personas bajo circunstancias especialmente favorables.
II	Sentido sólo por unas pocas personas en reposo, especialmente en los pisos de los edificios.
III	Sentido con bastante nitidez en los interiores, especialmente en los pisos superiores de los edificios, pero muchas personas no lo reconocen como un terremoto.
IV	Durante el día, sentido en interiores de edificios por muchas personas, en los exteriores por muy pocas. Sensación de que un camión pesado haya chocado contra el edificio.
V	Sentido por casi todo el mundo, muchos se despiertan. A veces se observan cambios en los árboles, los postes y otros objetos altos.
VI	Sentido por todos; muchos se asustan y salen a la calle. Algunos muebles pesados se mueven; pocos casos de paredes caídas o chimeneas dañadas. Poco daño.
VII	Todo el mundo corre a la calle. Daño despreciable en los edificios de diseño y construcción buenos; de ligero a moderado en las estructuras de

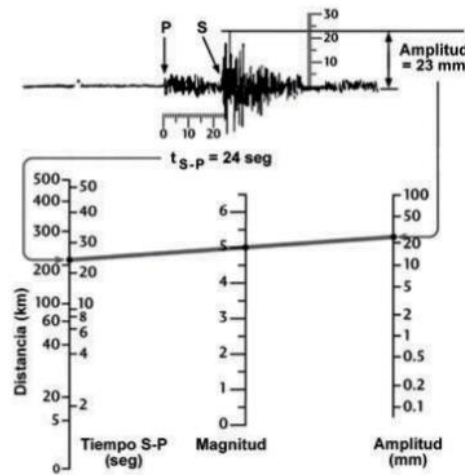
	construcción ordinaria; considerable en los edificios pobres o con estructura mal diseñada.
VIII	Daño ligero en estructuras especialmente diseñadas; considerable en edificios sustanciales ordinarios con derrumbamiento parcial; grande en estructuras mal construidas (caída de chimeneas, columnas, monumentos, muros).
IX	Daño considerable en estructuras especialmente diseñadas. Los edificios son desplazados de sus cimientos. Se abren grietas en el suelo.
X	Se destruyen algunas estructuras de madera bien construidas. La mayoría de las estructuras de albañilería y madera se destruyen. Se abren muchísimas grietas en el terreno.
XI	Quedan de pie muy pocas estructuras, si queda alguna. Se destruyen los puentes; grandes fisuras en el terreno.
XII	Daño total. Se ven ondas en el suelo. Los objetos son lanzados al aire.

Fuente: Tarbuck, E. Lutgens, F. Ciencias de la tierra [10].

1.1.11 Magnitud

La magnitud es de carácter instrumental y es una medida cuantitativa que nos da la idea de la cantidad de energía que se libera en el proceso de la ruptura que se ha generado y no llega a depender del lugar en donde se observa. En términos matemáticos es la diferencia entre logaritmos de la máxima amplitud de la traza y el término de corrección por la distancia [17].

Figura 12. Gráfica para determinar la magnitud de Richter



Fuente: Herrera, G. Herrera, G. Lario, J. Introducción a los riesgos geológicos [17].

1.1.12 Magnitud de sismo

Es toda la cantidad de energía que se libera en un sismo a partir del momento sísmico y viene definida por la siguiente ecuación.

$$M_o = \mu * S * \eta \tag{Ecu. 1}[17]$$

Donde:

- ❖ **M_o**: momento sísmico.
- ❖ **μ**: desplazamiento medio del terreno.
- ❖ **S**: área de la ruptura.
- ❖ **η**: módulo de cizalla de las rocas afectadas.

Todos estos coeficientes son difíciles de predecir al momento de determinar el momento sísmico, para lo cual se procede a aplicar la fórmula propuesta por Kamamori (1997) que su ecuación viene definida por logaritmo decimal del momento sísmico.

$$M_w = \left(\frac{2}{3} \log(M_o) \right) - 10.7 \tag{Ecu. 2}[17]$$

Para obtener la magnitud de momento se basa en las ecuaciones empíricas de Wells y Coppersmith que ayuda a predecir el valor.

Tabla 2. Coeficiente para el cálculo de la magnitud de momento

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

*SRL—surface rupture length (km); RLD—subsurface rupture length (km); RW—down-dip rupture width (km), RA—rupture area (km²).
†SS—strike slip; R—reverse; N—normal.

Fuente: Wells, D. Coppersmith, K. New Empirical Relationships among Magnitude, Rupture Length, Rupture Width, Rupture Area, and Surface Displacement [17].

1.1.13 Peligro sísmico

El concepto de peligrosidad sísmica afirma que es la probabilidad de tener una excedencia de cierto valor de la intensidad de movimiento obtenida del suelo que fue producto de un terremoto, en cierto intervalo de tiempo y un desplazamiento dado [18].

Existen dos métodos para evaluar la peligrosidad sísmica:

Análisis de peligro sísmico determinista

Este análisis se da por la hipótesis de estacionariedad de la sismicidad, diciendo que los terremotos que se van a producir en el futuro se darán de forma análoga en función

de su ocurrencia en el pasado, donde se estiman los límites superiores del movimiento ocurrido, dando los valores máximos del parámetro que se emplea para su descripción [18].

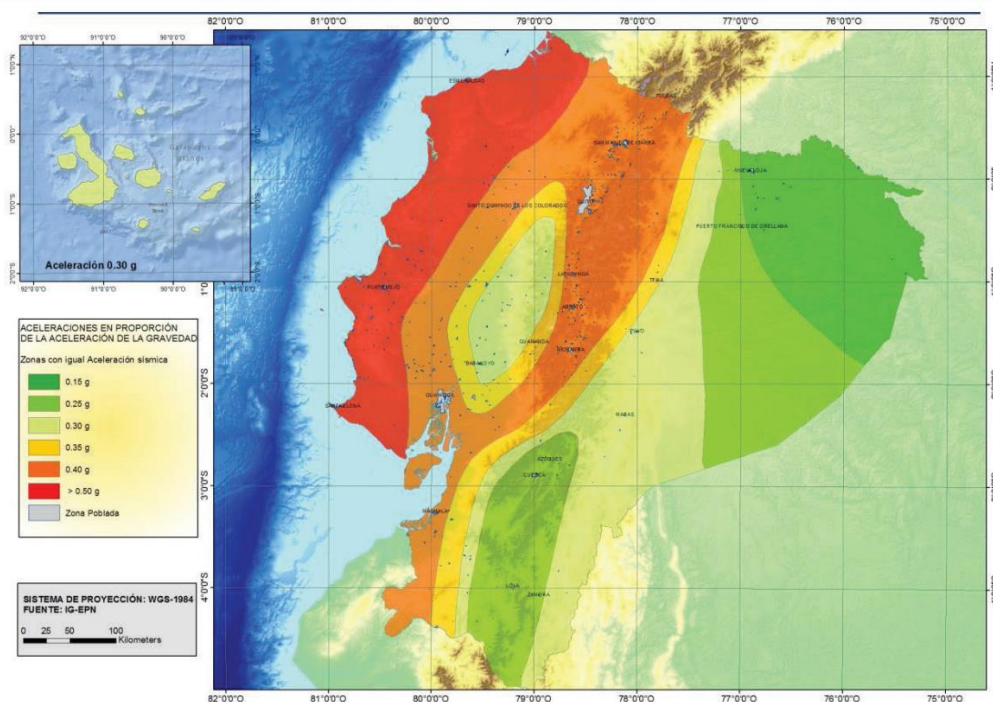
Análisis de peligro sísmico probabilístico

Supone las relaciones de recurrencia de los fenómenos sísmicos de una zona determinada basándose de información existente en la misma y con ellas se obtienen las funciones de probabilidad de los parámetros buscados. Estas funciones dan un valor de probabilidad de excedencia a cada parámetro, o bien un periodo de retorno [18].

1.1.14 Mapa de zonificación sísmica en Ecuador

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

Figura 13. Zonas sísmicas para propósito de diseño y valor del factor de zona Z



Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción. Peligro Sísmico 2015 [5].

El mapa reconoce que la subducción de la placa de Nazca debajo de la placa Sudamericana es la principal fuente que genera energía sísmica en el Ecuador. A esto se añade el conjunto de fallas locales en la superficie los cuales producen sismos de gran importancia en todo el territorio ecuatoriano [5].

El mapa proviene de un estudio minucioso de peligro sísmico del Ecuador al año 2011 con información a nivel local y metodologías usadas a nivel mundial, incluyendo:

- Evaluación de los principales acontecimientos históricos que van de la mano con estudios de reevaluación de la magnitud y localización de los acontecimientos [5].
- Utilización de ecuaciones de predicción de movimiento que son válidas por el Global Earthquake Model, que vienen dadas para las fuentes intraplaca (Boore y Atkinson 2008; Akkar y Boomer 2010; Kanno 2006; Bindi 2009) y para fuentes de subducción (Youngs 1997; Atkinson y Boore 2003; Kanno 2006; McVerry 2006; Lin y Lee 2008; Zhao 2006) [5].

1.1.15 Ensayo de penetración estándar (SPT)

El ensayo de penetración estándar se trata de una serie de perforaciones mecánicas al nivel del suelo en el lugar del proyecto donde se necesita realizar la investigación. Este ensayo se trata de contar el número de golpes (N) que se realiza y se necesita para introducir un muestreador o tubo partido y poder extraer un estrato de suelo. Casi siempre este ensayo se realiza para determinar las características de depósitos de suelos granulares y arcillas de consistencia rígida [19].

Un breve resumen de su procedimiento consiste en dejar caer un martillo que pesa 63.5 kg. (139.99 lbs) por varias veces de una altura aproximada de 76 cm. (29.92 in). Este golpe genera una energía potencial aproximadamente de 475 J (350 lbf/pie) que se aplica directamente al muestreador ayudado de una serie de barras metálicas unidas para alcanzar grandes profundidades. El número N_{SPT} se conoce con el número de golpes que se necesita para penetrar los últimos 30 cm del total de 45 cm [19].

Los pasos para realizar este ensayo se estipulan en la normativa NTE – INEN 689 [20] la cual detallan los siguientes:

- Una vez colocado el muestreador en el fondo del pozo, se entierra mediante los golpes del equipo que es lanzado en caída libre en una altura aproximada de 75 ± 5 cm encima de la varilla que se encuentra enterrada.
- Se tiene que izar el martillo con un cabo de manila, y si se acciona mecánicamente, el cabo no tiene que estar enrollado más de dos vueltas en el malacate.
- Se debe tener en cuenta y cuidado que la barra de acero que es la guía al momento de la caída del martillo esté completamente vertical para su perfecta transmisión de energía.
- Para iniciar el muestreador tiene que estar dentro de la tierra unos 15 cm, esto se realiza para la preparación y ajuste del ensayo, el primer tramo de número de golpes es un valor de orientación en el ensayo.
- El ensayo se inicia con el conteo de números de golpes que se necesitan para hacer penetrar el muestreador unos 30 cm, lo cual dará como resultado la resistencia que se tiene a la penetración de suelo en estudio.
- Si al momento de realizar el proceso de hincado del muestreador y el número de conteo de golpes sobrepasa los 50 golpes y sin penetración de su totalidad, se debe tomar nota del número de golpes contabilizados y la longitud que se perforo.
- Para extraer la muestra del suelo se tiene que girar por lo menos dos vueltas con el fin de cortar la muestra obtenida, luego de eso se extrae la muestra y se abre el muestreador y se mide la longitud obtenida.
- La muestra se tendrá que caracterizar en base a la Norma INEN 693, luego se tiene que envasar correctamente la muestra para llevarlo al laboratorio.

1.1.16 Clasificación de suelos

Sistema unificado de clasificación de suelos (S.U.C.S.)

Este es un sistema de clasificación general que fue propuesto por Arthur Casagrande en el año de 1942, donde se dice que los suelos se clasifican mediante el cribado del material por la malla No. 200. Donde los suelos gruesos son retenidos por la malla #200, solo si más del 50% de las partículas son retenidas por esta malla se lo considerara como suelos gruesos y si las partículas atraviesan la malla #200 y es más del 50% serán consideramos como suelos finos [21].

Este ensayo va a permitir conocer el tamaño de las partículas la cual está conformado el suelo de estudio, permitirá también determinar el porcentaje de arcilla, arena, grava y limo, por último, también los coeficientes que se utilizaran en las ecuaciones y mediante gráficas semi-logarítmicas saber qué tipo de suelo es [21].

Esta clasificación de suelos gruesos y suelos finos se subdividen en otros tipos de suelos que se obtienen en el análisis más minucioso después de una clasificación general de los suelos [21].

Suelos Gruesos

Este tipo de suelo se clasifican en suelos de gravas (G) y arenas (S), donde este grupo al momento del cribado se diferencia por el tamiz No. 4 y se podrá determinar la nomenclatura mediante la tabla 3 [21].

Suelos Finos

Este tipo de suelo se clasifican en tres grandes grupos como son los limos y arcillas con un límite líquido menor al 50%, otro grupo con mayor al 50% y el último con finos altamente orgánicos, así que estos grupos se los puede visualizar en la tabla 3 [21].

Tabla 3. Sistema unificado de clasificación de suelos (S.U.C.S.)

DIVISIÓN MAYOR		SIMBOLO	NOMBRES TÍPICOS	CRITERIO DE CLASIFICACIÓN EN EL LABORATORIO			
SUELOS DE PARTÍCULAS GRUESAS Más de la mitad del material es retenido en la malla número 200 Φ Más de la mitad de la fracción gruesa es retenida por la malla №. 4 PARA CLASIFICACION VISUAL PUEDE USARSE 1/2 cm. COMO EQUIVALENTE A LA ABERTURA DE LA MALLA №. 4	GRAVAS Más de la mitad de la fracción gruesa es retenida por la malla №. 4				GRAVAS LIMPIA Poco o nada de partículas finas	GW	Gravas bien graduadas, mezclas de grava y arena con poco o nada de limos
		GRAVA CON FINOS Cantidad apreciable de partículas finas	* GM d u	Gravas limosas, mezclas de grava, arena y limo	COEFICIENTE DE UNIFORMIDAD Cu: mayor de 4. COEFICIENTE DE CURVATURA Cc: entre 1 y 3. $Cu = D_{60} / D_{10}$ $Cc = (D_{30})^2 / (D_{10})(D_{60})$		
			GC	Gravas arcillosas, mezclas de gravas, arena y arcilla	NO SATISFACEN TODOS LOS REQUISITOS DE GRADUACIÓN PARA GW.		
		ARENA LIMPIA Poco o nada de partículas finas	SW	Arenas bien graduadas, arena con gravas, con poca o nada de finos.	LÍMITES DE ATTERBERG ABAJO DE LA "LÍNEA A" O I.P. MENOR QUE 4.	Arriba de la "línea A" y con I.P. entre 4 y 7 son casos de frontera que requieren el uso de símbolos dobles.	
			SP	Arenas mal graduadas, arena con gravas, con poca o nada de finos.	LÍMITES DE ATTERBERG ARRIBA DE LA "LÍNEA A" CON I.P. MAYOR QUE 7.	Cu = D_{60} / D_{10} mayor de 6 ; Cc = $(D_{30})^2 / (D_{10})(D_{60})$ entre 1 y 3. No satisfacen todos los requisitos de graduación para SW	
		ARENA CON FINOS Cantidad apreciable de partículas finas	* SM d u	Arenas limosas, mezclas de arena y limo.	LÍMITES DE ATTERBERG ABAJO DE LA "LÍNEA A" O I.P. MENOR QUE 4.	Arriba de la "línea A" y con I.P. entre 4 y 7 son casos de frontera que requieren el uso de símbolos dobles.	
	SC		Arenas arcillosas, mezclas de arena y arcilla.	LÍMITES DE ATTERBERG ARRIBA DE LA "LÍNEA A" CON I.P. MAYOR QUE 7.	de símbolos dobles.		
	SUELOS DE PARTÍCULAS FINAS Más de la mitad del material pasa por la malla número 200 Φ Las partículas de 0.074 mm de diámetro (la malla №. 200) son, aproximadamente, las más pequeñas visibles a simple vista.	LIMOS Y ARCILLAS Límite Líquido menor de 50	ML	Limos inorgánicos, polvo de roca, limos arenosos o arcillosos ligeramente plásticos.	G – Grava, S – Arena, O – Suelo Orgánico, P – Turba, M – Limo C – Arcilla, W – Bien Graduado, P – Mal Graduado, L – Baja Compresibilidad, H – Alta Compresibilidad		
			CL	Arcillas inorgánicas de baja o media plasticidad, arcillas con grava, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas pobres.			
			OL	Limos orgánicos y arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad.			
		LIMOS Y ARCILLAS Límite Líquido Mayor de 50	MH	Limos inorgánicos, limos micáceos o diatomáceos, más elásticos.		CARTA DE PLASTICIDAD (S.U.C.S.) 	
			CH	Arcillas inorgánicas de alta plasticidad, arcillas francas.			
OH			Arcillas orgánicas de media o alta plasticidad, limos orgánicos de media plasticidad.				
P	Turbas y otros suelos altamente orgánicos.						

Fuente: Villalaz Crespo. Mecánica de suelos y cimentaciones [21].

1.1.17 Ecuaciones de predicción del movimiento del suelo

Es también conocida como “relación de atenuación” esto es una expresión matemática que está directamente relacionada con el parámetro específico del movimiento del suelo en relación con otros parámetros sismológicos que da características cuantitativas de la fuente de sismo, como se propagan las ondas y efecto local del suelo [22].

Al momento de encontrar los valores de las ecuaciones de predicción de movimiento los resultados permiten conocer la velocidad, aceleración, desplazamiento, etc. Del sitio de estudio, desde el lugar donde se genera el movimiento telúrico.

Forma general de la ecuación de predicción de movimiento

Esta es la forma general que tiene una ecuación de predicción de movimiento representada por la siguiente ecuación:

$$\begin{aligned} \ln y = & C_1 + C_2M + C_3M^{C_4} \\ & + C_5 \ln[R + C_6 \exp(C_7M)] + C_8R + f(\text{fuente}) \\ & + f(\text{sitio}) + \sigma \end{aligned} \quad \text{(Ecu. 3)[22]}$$

Donde:

- ❖ $\ln(y)$: son los valores máximos de un movimiento.
- ❖ $C_2M + C_3M^{C_4}$: factor de representa la magnitud del sismo.
- ❖ $C_5 \ln[R + C_6 \exp(C_7M)]$: factor que se basa en la distancia.
- ❖ $f(\text{fuente}) + f(\text{sitio})$: factores constantes de regresión.
- ❖ σ : desviación estándar.

Las ecuaciones se clasifican según el tipo de falla. Para el efecto de este trabajo se utilizarán las siguientes ecuaciones:

Para fallas Corticales:

- **Atkinson & Boore**

Este modelo se base en datos tomados de “Pacific Earthquake Engineering Research Center’s Next Generation Attenuation”; con este modelo se predice movimientos fuertes del terreno, como la aceleración y la velocidad máxima del terreno, también se obtiene el espectro de respuesta para unos periodos que van de 0.01s y 10s [23].

Este modelo no es recomendado para suelos duros con un valor de velocidad de onda de corte $V_{s30} > 1500$ m/s [23].

Así que viene dada por la siguiente expresión:

$$\ln(y) = F_M(M) + F_D(R_{JB}, M) + F_S(V_{s30}, R_{JB}, M) + \varepsilon\sigma_T \quad (\text{Ecu. 4})[23]$$

$$\sigma_T = \sqrt{\sigma^2 + \tau^2} \quad (\text{Ecu. 5})[23]$$

Donde:

- ❖ **F_M, F_D, F_S**: factores que están en función del momento, distancia y amplificación de sitio.
- ❖ **M**: magnitud de Momento.
- ❖ **R_{JB}**: distancia desde se genera la liberación de energía hasta el punto donde se va a estudiar.
- ❖ **V_{s30}**: velocidad media de onda de corte.
- ❖ **ε**: desviación estándar.

- **Akkar & Bommer**

Este modelo permite determinar el espectro de movimientos fuertes, usando base de datos del continente europeo. El modelo permite la amplificación no lineal del suelo con relación a la velocidad de onda de corte V_{s30} y con una aceleración máxima en roca V_{ref} [23].

Este modelo matemático tiene un rango de magnitud de momento que va de 4 a 7, su distancia de aplicación que puede cubrir el modelo es de 200 km y tiene un rango de periodo que va de 0.01s y 4s [23].

Así que viene dada por la siguiente expresión:

$$\log(y) = b_1 + b_2M + b_3M^2 + (b_4 + b_5M)\log\sqrt{R_{JB}^2 + b_6^2} + b_7S_s + b_8S_A + b_9F_N + b_{10}F_R + \varepsilon\sigma \quad (\text{Ecu. 6})[23]$$

Donde:

- ❖ **b**: coeficientes de ecuación.
- ❖ **M**: magnitud.
- ❖ **R_{JB}**: distancia desde se genera la liberación de energía hasta el punto donde se va a estudiar.
- ❖ **S_A**: suelo rígido.
- ❖ **S_s**: suelo suave.
- ❖ **F_N**: falla normal.
- ❖ **F_R**: falla inversa.

- **Kanno**

Este modelo se formó en función de un registro de datos de movimiento de suelo de Japón entre los años 1963 y 2003, en la cual se puede determinar una nueva relación de atenuaciones tanto para la aceleración del espectro de respuesta, la aceleración máxima (PGA) y su velocidad (PGV) [24].

Este modelo consta solo de tres variables que son la distancia más corta al plano de la falla, la magnitud del terremoto y profundidad focal [24].

Existen dos eventos: superficial, profundo.

Cuando $D \leq 30$ Km:

$$\log pre = a_1M_w + b_1X - \log(X + d_1 * 10^{e1M_w}) + c_1 + \varepsilon_1 \quad (\text{Ecu. 7})[24]$$

Cuando $D \geq 30$ Km:

$$\log pre = a_2M_w + b_2X - \log(X) + c_2 + \varepsilon_2 \quad (\text{Ecu. 8})[24]$$

Donde:

- ❖ **D**: distancia focal (Km).
- ❖ **a₁,a₂,b₁,b₂,c₁,c₂**: coeficientes de regresión.
- ❖ **M_w**: magnitud de momento.
- ❖ **e₁**: base del logaritmo natural que es como resultado 0.5.
- ❖ **X**: distancia de la fuente del terremoto.
- ❖ **ε₁,ε₂**: número de desviación estándar.

Para fallas de subducción:

- **Youngs**

Este modelo genera ecuaciones para cuando se desarrolla un evento en roca y una en suelo, los parámetros de un evento en suelo que se necesitan para esta ecuación es la magnitud de momento, distancia focal de la fuente del evento, la profundidad focal de desarrollo y el tipo de falla que estudia [25].

Este modelo se maneja en rangos de magnitud de momento entre 5-8, y la profundidad focal es válida para sismos mayores a 50 Km o menores a 50 Km [25].

La ecuación que rige este modelo es:

$$\begin{aligned} \ln(y) = & -0.6687 + 1.438M_w + C_1 + C_2(10 - M_w)^3 + C_3 \\ & * \ln(R + 1.0971e^{0.617*M_w}) + 0.00648H & \text{(Ecu. 9)[25]} \\ & + 0.3643Z_T \end{aligned}$$

Donde:

- ❖ **y**: aceleración espectral en (cm/s²).
- ❖ **M_w**: magnitud de momento.
- ❖ **C₁,C₂,C₃**: coeficientes de regresión.
- ❖ **R**: distancia focal de desarrollo.
- ❖ **H**: profundidad focal de desarrollo (Km).
- ❖ **Z_T**: tipo de falla.

- **Zhao**

Este modelo fue desarrollado en Japón donde explica que los eventos a analizar son por efectos de subducción de tipo intraplaca; este modelo contiene efectos de la profundidad, mecanismo de falla y el tipo de falla [23].

Donde viene dada por la siguiente ecuación:

$$\log_e(y) = aM_w + b(X) - \log_e(r) + e(h - h_c)\delta_h + F_R + S_I + S_S + S_{SL} * \log_e(x) + C_k \quad (\text{Ecu. 10})[23]$$

$$r = x + c \exp(dM_w) \quad (\text{Ecu. 11})[23]$$

Donde:

- ❖ **y**: aceleración espectral en (cm/s²).
- ❖ **M_w**: magnitud de momento.
- ❖ **X**: distancia a la fuente en (Km).
- ❖ **h**: profundidad focal (km).
- ❖ **h_c**: coeficiente de profundidad (km).
- ❖ **δ_h**: variable toma valor de 1 o 0.

Donde: (δ_h = 0; h < h_c; δ_h = 1; h > h_c)

- ❖ **F_R**: parámetro de falla inversa (Eventos corticales con mecanismos de falla inversa F_R = 1, caso contrario F_R = 0).
- ❖ **S_I**: tipo de fuente tectónica (S_I = 1 Eventos de interface, S_I = 0 caso contrario)
- ❖ **S_S**: tipo de fuente tectónica (S_S = 1 Subducción, evento de intraplaca; S_S = 0 caso contrario)
- ❖ **S_{SL}**: término de modificación de trayectoria independiente de magnitud para evento intraplaca (S_{SL} = 1 Evento de intraplaca; S_{SL} = 0, caso contrario).
- ❖ **C_k**: factor de sitio dependiente del tipo de suelo.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo General

Realizar la evaluación de la estabilidad de sitio para la estructura de la unidad educativa Fray Sebastián Acosta perteneciente al distrito 18D03, cantón Baños.

1.2.2 Objetivos específicos

- Seleccionar las fallas activas que abarcan el Régimen Tectónico en base al área de estudio.
- Determinar qué tipo de suelo predomina en el área de estudio del proyecto.
- Determinar el espectro sísmico propio del sitio de estudio.
- Comparar el espectro de diseño obtenido del análisis de peligro sísmico determinístico con lo estipulado en la Norma Ecuatoriana de la Construcción.

CAPÍTULO II

2 METODOLOGÍA

Se aplicará metodología de recolección de información mediante revisión bibliográfica de los espectros de respuesta aplicando ecuaciones que ayuden a predecir el movimiento del suelo; donde, se analizará que tan factible es la aplicación de estas ecuaciones en el lugar de estudio propuesto.

Nivel o Tipo de investigación

Para este proyecto se aplica tres tipos de investigación los cuales son: exploratorio, de campo y de laboratorio.

La investigación exploratoria se realizará porque en el centro de la ciudad de Baños de Agua Santa no se realiza ningún estudio de peligro sísmico, puesto que esta metodología va a evaluar las fallas y los espectros de respuestas que serán propios de dicho lugar con el espectro de respuesta impuesta por la NEC 2015.

La investigación de campo se realizará porque se necesita extraer datos de una realidad, con muestras extraídas directamente del lugar de estudio que dará avance al proyecto.

La investigación de laboratorio se realizará en la Universidad Técnica de Ambato, porque las muestras que se obtendrán del lugar serán con la ayuda del ensayo de penetración estándar SPT, y una vez que sean procesadas las mismas arrojarán datos necesarios para conocer la estratigrafía del suelo.

Población y Muestra

Población

La evaluación de estabilidad del sitio se realizará para la estructura de la unidad educativa Fray Sebastián Acosta perteneciente al distrito 18D03, cantón Baños, provincia de Tungurahua. Para ello se necesita conocer las características del suelo, las ecuaciones (GMPE's), que permitirán la predicción del movimiento del suelo.

Muestra

Para el desarrollo del trabajo experimental se tomará en cuenta lo estipulado en la normativa NEC-15, en la misma recomienda que se tiene que perforar 3 veces como mínimo para un buen estudio de suelos. En cuanto a la determinación de los espectros, éstas son las ecuaciones de GMPE's que se van a utilizar:

- Boore y Atkinson.
- Akkar y Bommer.
- Kanno.
- Youngs.
- Zhao.

2.1 Materiales

Los materiales son los siguientes:

- Fundas
- Suelo

Para poder realizar el ensayo de penetración estándar (SPT), se utiliza los equipos que están conformados por los siguientes:

- Trípode de 4m.
- Motor.
- Tubos 2".
- Polea.
- Cabo de manila.
- Cuchara partida.
- Llaves de tubo, de pico, etc.

- Acoples.
- Flexómetro.
- Recipientes metálicos.
- Calibrador.
- Balanza.
- Horno.
- Tamices.
- Brocha.
- Palustre.
- Cámara fotográfica.
- Martillo 63.5 kg.
- Tubo guía 76cm.

2.2 Métodos

- Investigación bibliográfica y técnica basada en documentación referente al proyecto a realizar para tener en cuenta la base teórica.
- Seleccionar el área que se va a analizar en la ciudad de Baños de Agua Santa.
- Ubicar el régimen tectónico a utilizar en base al área establecida.
- Identificar las fallas que se encuentran activas en la zona de estudio que afectan directamente a las estructuras que se va a modelar.
- Delimitación de la magnitud máxima en fallas determinadas.
- Identificación del tipo de suelo que se encuentra en el área de estudio a través del (SPT), ensayo de penetración estándar; con base a la (NEC), Norma Ecuatoriana de la Construcción y su relación con Vs30.
- Considerar la aceleración máxima que el suelo va a tener de acuerdo con el régimen técnico identificado, con base a Ecuaciones de Predicción de Movimiento del suelo (GMPE'S).
- Comparación del espectro obtenido con los proporcionados por la NEC-2015.
- Analizar cómo afectan los espectros obtenidos en la edificación de la unidad educativa Fray Sebastián Acosta perteneciente al distrito 18D03, cantón Baños.

CAPÍTULO III

3 RESULTADOS Y DISCUSIÓN

3.1 Análisis y discusión de los resultados

3.1.1 Régimen Tectónico

La infraestructura la cual se analizó se encuentra en el cantón Baños de Agua Santa en la provincia de Tungurahua más o menos a 1820 msnm, la superficie total del cantón es de 107013.87 Ha, y el área de estudio se encuentra ubicada en la zona 17M, Este 786801.64 m, Norte 9845166.36 m; está limitada por los siguientes lugares y calles: Hostal León al norte, calle Montalvo al sur, calle Thomas Halflants al oeste.

El Ecuador por su posición en la costa oriental del Océano Pacífico lo hace parte del cinturón de fuego del Pacífico, esta zona se denomina así, ya que aquí se genera el mayor número de terremotos y erupciones volcánicas debido a la interacción entre placas tectónicas [26].

El Ecuador se encuentra mayormente expuesto a la interacción entre la placa de Nazca y la placa sudamericana en donde por esta relación se tiene una zona de subducción en toda la costa ecuatoriana que representa el 80% de la energía que se libera por este efecto y adicional a esto se genera varias zonas tectónicas activas en todo el territorio [26].

El territorio ecuatoriano tiene tres tipos de regímenes tectónicos que son:

- Cortical.
- Subducción interplaca.
- Subducción intraplaca.

Existe otro tipo de sismo que es el de origen volcánico el cual sus magnitudes son muy bajas que van de 1 a 4.5 grados como máximo, con profundidades menores de 1 a 10

kilómetros que se los pueden considerar como superficiales, estos sismos solo pueden ser sentidos en cercanías al volcán y casi nunca causa daños en los lugares más cercanos al siniestro [26].

En el Ecuador existe un principal sistema de fallas que están activos y en cualquier momento se puede generar un movimiento; este es el Pallatanga-Chingual, este sistema comienza en el golfo de Guayaquil, va por la Isla Puná, continua su paso por la zona de la Troncal, ingresa por la cordillera de Bucay y continua por Pallatanga, luego su trazo no es tan notorio por todo el material volcánico que se encuentra pero, se tiene rastro que esta falla sigue y se interna en el Callejón Interandino y continua hasta el empate a la falla de Chingual [26].

Por registros antiguos se cree que este sismo fue el que destruyó la antigua ciudad de Riobamba, la magnitud de éste fue mayor 7 grados y se generó en los ramales de este sistema alrededor de 1797 [26].

En 1987 ocurrió otro evento sísmico que tuvo magnitud de 6.9 grados, esta falla que provocó el sismo está ubicada al borde Subandino de la Cordillera Oriental de los Andes, la falla nace en Chingual pasa por el lado occidental del volcán El Reventador continua por Baeza y llega hasta Consanga [26].

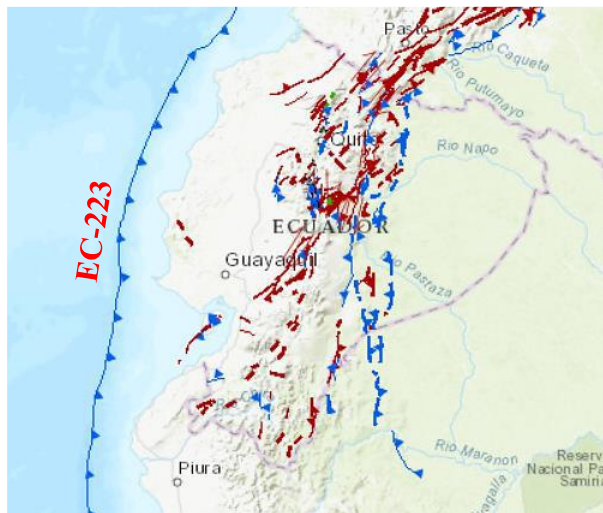
Una falla que se ubica en la cordillera de Cutucú por el oriente del borde Sudandino provocó un sismo cuya magnitud fue de 6.9 grados en el año 1995 y fue denominada el sismo de Macas, este sistema de fallas que ocasionó el sismo inicia en Colombia el cual pasa por Ecuador y se va dirigido hacia Perú [26].

Otros sistemas de fallas que puede afectar a muchas zonas pobladas son: el sistema de fallas Quito, sistema Pastocalle – Poaló – Saquisilí y el sistema El Ángel – San Gabriel. El instituto geofísico de la Escuela Politécnica Nacional brinda información de los sismos más fuertes que se ocasionaron en el Ecuador y sobre todo poder conocer los sismos que afectaron a la zona de estudio la cual se va a analizar, misma que está ubicado en la ciudad de Baños de Agua Santa provincia de Tungurahua [26].

3.1.2 Fallas geológicas de Ecuador

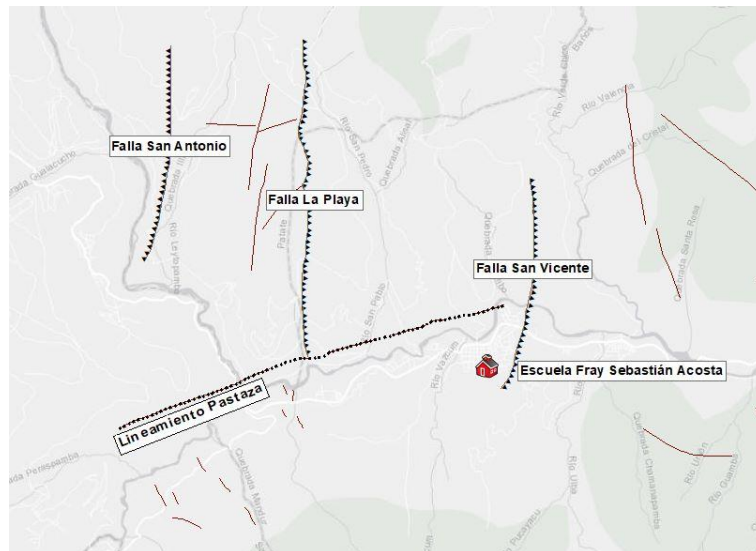
Las fallas que fueron seleccionadas están identificadas en las siguientes figuras, estos datos fueron proporcionados por la página del IGEPN y en base a la tesis realizada en la ciudad de Baños bajo el tema “Estudio geológico y morfoestructural del valle del río Pastaza a la altura de la ciudad de Baños”, se puede tomar los datos de la morfología de cada falla seleccionada para el estudio.

Figura 14. Fallas geológicas del Ecuador



Fuente: Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional

Figura 15. Fallas geológicas cercanas a la ciudad de Baños



Fuente: Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional

Las fallas seleccionadas están conformadas de las siguientes características:

Falla San Vicente

La falla San Vicente se localiza cerca de la población de Ulba-San Vicente conformada por una estructura de cizallamiento de dos escarpes triangulares y un escarpe de deslizamiento antiguo, éstos a su vez están alineados en dirección N-S, cuenta con una longitud superficial de 4.83 km y con una profundidad aproximada de 50 – 150 km [27].

Lineamiento Pastaza

El Lineamiento Pastaza está localizado en la topografía del Río Pastaza conformado por una estructura de cizallamiento de E-O en donde favorece a toda la erosión del Río Pastaza, su morfoestructura evidencia que tiene un comportamiento mediántico, pero con el tiempo fue sobreyacido por un flujo de lava andesítica-basáltica; cuenta con una longitud superficial de 9.18 km y con una profundidad aproximada de 20 – 130 km [27].

Falla La Playa

La falla La Playa está localizado en la zona que se llama La Pampa con una estructura de cizallamiento N-S observando en campo un cambio de gradiente y con un desplazamiento dextral en el cauce del Río Puela; cuenta con una longitud superficial de 7.27 km y con una profundidad aproximada de 15 – 20 km [27].

Falla San Antonio

La Falla San Antonio está localizado a lo largo del Río Blanco, esta falla contiene un valle de laderas asimétricas que se evidencia por tener pendientes que varían de 60° a 80°, esta falla tiene una longitud superficial de 4.91 km y con una profundidad aproximada de 20 a 50 km [27].

Longitud de falla superficial (Rjb)

Este es un parámetro de estimación que tiene la aceleración máxima del suelo, en otras palabras, es la distancia que existe entre la falla y el lugar de estudio, en donde se puede aclarar que mientras más cerca está la zona de estudio a la falla mayor serán los valores de aceleración con una tendencia logarítmica [28].

Según el estudio realizado por Christian Medina R, Paul Cobos T, Santiago Medina R. bajo el tema “Deterministic Seismic Hazard Spectrum for Technical University of Ambato at Huachi”, estipula que la distancia es una estimación al punto más cercano que se obtiene al medir, del punto de estudio a la proyección vertical de la falla [28].

La tabla 4 presenta los datos necesarios que se utiliza en la predicción de las ecuaciones para determinar un espectro:

Tabla 4. Características de las fallas geológicas seleccionadas

Código	Falla	Tipo	Long. SRL (km)	Dist. R _{JB} (km)	Prof. Focal (km)
SN	San Vicente	Inversa	4.84	0.59	20
SN	Pastaza	Inversa	9.18	1.20	20
SN	La Playa	Inversa	7.27	4.03	20
SN	San Antonio	Inversa	4.91	8.08	20
EC-223	Subducción	Inversa	1538.4	322.92	125

Fuente: Roosevelt Morocho

Donde:

- **SN:** sin código.
- **Long. SRL:** longitud superficial de la falla.
- **Dist. R_{JB}:** longitud del punto de estudio a la falla.

3.1.3 Zona de estudio

El sondeo se realizó en la escuela Fray Sebastián Acosta, ubicada en la provincia de Tungurahua, cantón Baños, la cual se presenta en el siguiente mapa obtenido de la plataforma Google Earth Pro.

Figura 16. Ubicación de la zona de estudio



Fuente: Google Earth Pro

La Tabla 5, muestra los puntos donde se realizó los pozos para el estudio de SPT.

Tabla 5. Coordenadas de sondeos de SPT

# Sondeo	Prof. (m)	# Muestra	Nivel freático	Coordenadas Geográficas		Elevación (m)
				E	S	
1	7.50	3	No	786792.58	9845142.98	1811
2	7.50	3	No	786795.00	9845124.00	1810
3	7.50	3	No	786774.00	9845124.56	1810
4	7.50	3	No	786774.00	9845143.00	1811

Fuente: Roosevelt Morocho

3.1.4 Cálculo de la magnitud de momento de la falla geológica (Mw)

Para este estudio la magnitud de momento se realizó en base a las ecuaciones proporcionadas por Wells – Coppersmith; para la selección de ecuaciones se tomó como referente las características morfológicas de la falla como es la longitud de la rotura superficial de la falla (km), la Ecu.12 está en base a los coeficientes y errores estándar que se pueden determinar mediante el tipo de falla al cual se va a estudiar en este caso, se consideraron todas las fallas que son inversas (R) [17].

Tabla 6. Ecuación de magnitud de momento (Mw)

M = a + b * log (SRL)	SS	43	5.16(0.13)	1.12(0.08)	0.28	0.91	5.6 to 8.1	1.3 to 432
R	19	5.00(0.22)	1.22(0.16)	0.28	0.88	5.4 to 7.4	3.3 to 85	
N	15	4.86(0.34)	1.32(0.26)	0.34	0.81	5.2 to 7.3	2.5 to 41	
All	77	5.08(0.10)	1.16(0.07)	0.28	0.89	5.2 to 8.1	1.3 to 432	

Fuente: Wells, D. Coppersmith, K. New Empirical Relationships among Magnitude, Rupture Length, Rupture Width, Rupture Area, and Surface Displacement.[17]

$$M_w = a + b * \log(SRL) \quad \text{(Ecu. 12)[17]}$$

Donde:

- ❖ **M_w**: magnitud de momento.
- ❖ **a,b**: coeficientes y errores estándar.
- ❖ **SRL**: longitud de rotura superficial (km).

Falla San Vicente

$$M_w = 5.00 + 1.22 * \log(4.84)$$

$$M_w = 5.83$$

Lineamiento Pastaza

$$M_w = 5.00 + 1.22 * \log(9.18)$$

$$M_w = 6.18$$

Falla La Playa

$$M_w = 5.00 + 1.22 * \log(7.27)$$

$$M_w = 6.05$$

Falla San Antonio

$$M_w = 5.00 + 1.22 * \log(4.91)$$

$$M_w = 5.84$$

Oceánica EC-223

$$M_w = 5.00 + 1.22 * \log(1538.4)$$

$$M_w = 8.89$$

La Tabla 7, presenta el resumen la magnitud de momento calculado de cada falla seleccionada.

Tabla 7. Magnitud de momento de fallas

Código	Falla	Tipo	Coeficientes		SRL (Km)	Magnitud (Mw)
			a	b		
	San Vicente	Inversa	5.00	1.22	4.84	5.83
	Pastaza	Inversa	5.00	1.22	9.18	6.18
	La Playa	Inversa	5.00	1.22	7.27	6.05
	San Antonio	Inversa	5.00	1.22	4.91	5.84
EC-223	Subducción	Inversa	5.00	1.22	1538.4	8.89

Fuente: Roosevelt Morocho

3.1.5 Caracterización del suelo

El sistema unificado de clasificación de suelos (SUCS), es la forma en cómo describir la textura del suelo y el tamaño de todas las partículas que lo componen; este sistema se lo puede aplicar en casi cualquier tipo de suelos no consolidados y se los puede dar una clasificación a los suelos que tienen tamaños menores a 7.5 cm (3”).

Tabla 8. SUCS

DIVISIÓN MAYOR		SÍMBOLO	NOMBRES TÍPICOS	CRITERIO DE CLASIFICACIÓN EN EL LABORATORIO	
SUELOS DE PARTÍCULAS GRUESAS Más de la mitad del material es retenido en la malla número 200 Φ Las partículas de 0.074 mm de diámetro (la malla №.200) son, aproximadamente, las más pequeñas visibles a simple vista.	GRAVAS Más de la mitad de la fracción gruesa es retenida por la malla №. 4 PARA CLASIFICACION VISUAL PUEDE USARSE 1/2 cm. COMO EQUIVALENTE A LA ABERTURA DE LA MALLA №. 4	GW	Gravas bien graduadas, mezclas de grava y arena con poco o nada de limos	<p>COEFICIENTE DE UNIFORMIDAD C_u: mayor de 4. COEFICIENTE DE CURVATURA C_c: entre 1 y 3. $C_u = D_{60}/D_{10}$ $C_c = (D_{30})^2 / (D_{10})(D_{60})$</p> <p>NO SATISFACEN TODOS LOS REQUISITOS DE GRADUACIÓN PARA GW.</p> <p>LÍMITES DE ATTERBERG ABAJO DE LA "LÍNEA A" O I.P. MENOR QUE 4. Arriba de la "línea A" y con I.P. entre 4 y 7 son casos de frontera que requieren el uso de símbolos dobles.</p> <p>LÍMITES DE ATTERBERG ARRIBA DE LA "LÍNEA A" CON I.P. MAYOR QUE 7. de símbolos dobles.</p> <p>$C_u = D_{60}/D_{10}$ mayor de 6 ; $C_c = (D_{30})^2 / (D_{10})(D_{60})$ entre 1 y 3.</p> <p>№ satisfacen todos los requisitos de graduación para SW</p> <p>LÍMITES DE ATTERBERG ABAJO DE LA "LÍNEA A" O I.P. MENOR QUE 4. Arriba de la "línea A" y con I.P. entre 4 y 7 son casos de frontera que requieren el uso de símbolos dobles.</p> <p>LÍMITES DE ATTERBERG ARRIBA DE LA "LÍNEA A" CON I.P. MAYOR QUE 7. de símbolos dobles.</p>	
		GP	Gravas mal graduadas, mezclas de grava y arena con poco o nada de finos		
		GM	Gravas limosas, mezclas de grava, arena y limo		
		du			
		GC	Gravas arcillosas, mezclas de gravas, arena y arcilla		
		ARENAS Más de la mitad de la fracción gruesa pasa por la malla №. 4 PARA CLASIFICACION VISUAL PUEDE USARSE 1/2 cm. COMO EQUIVALENTE A LA ABERTURA DE LA MALLA №. 4	SW		Arenas bien graduadas, arena con gravas, con poca o nada de finos.
	SP		Arenas mal graduadas, arena con gravas, con poca o nada de finos.		
	SM		Arenas limosas, mezclas de arena y limo.		
	du				
	SC		Arenas arcillosas, mezclas de arena y arcilla.		
	SUELOS DE PARTÍCULAS FINAS Más de la mitad del material pasa por la malla número 200 Φ Las partículas de 0.074 mm de diámetro (la malla №.200) son, aproximadamente, las más pequeñas visibles a simple vista.		LIMOS Y ARCILLAS Límite Líquido menor de 50	ML	Limos inorgánicos, polvo de roca, limos arenosos o arcillosos ligeramente plásticos.
		CL		Arcillas inorgánicas de baja o media plasticidad, arcillas con grava, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas pobres.	
OL		Limos orgánicos y arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad.			
LIMOS Y ARCILLAS Límite Líquido Mayor de 50		MH	Limos inorgánicos, limos micáceos o diatomáceos, más elásticos.		
		CH	Arcillas inorgánicas de alta plasticidad, arcillas francas.		
		OH	Arcillas orgánicas de media o alta plasticidad, limos orgánicos de media plasticidad.		
SUELOS ALTAMENTE ORGÁNICOS		P	Turbas y otros suelos altamente orgánicos.		

Fuente: Sistema de clasificación de suelos (SUCS). [21]

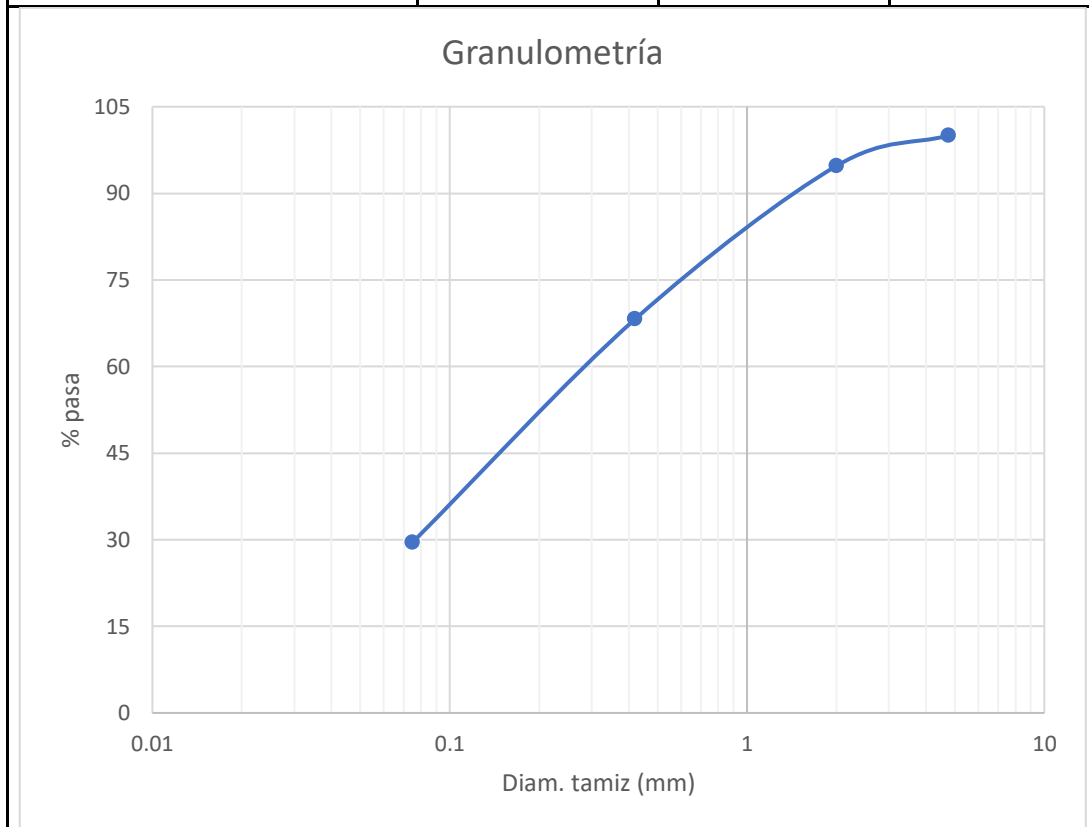
El ensayo requerido para conocer la característica del suelo es el Ensayo de Penetración Estándar (SPT) y de la Tabla 9, Tabla 10, Tabla 11 y Tabla 12 a continuación darán a conocer los resultados del análisis granulométrico realizado en laboratorios y se determina a que tipo de suelo pertenece según la clasificación (SUCS).

Tabla 9. Análisis granulométrico del punto #1

Ensayo granulométrico de suelo				
Nivel (m)	0.00 – 2.00		SM-MH (Limo arenoso de alta plasticidad)	
Muestra	Perforación 1			
Tamiz #	Abertura (mm)	Peso retenido acumulado (gr)	% Retenido	% Que pasa
#4	4.75	-	-	100
#10	2.00	16.52	3.6	96.4
#40	0.42	141.92	30.7	69.3
#200	0.075	324.42	70.1	29.9
Total (peso muestra seca)				
	462.48		Humedad	7.29 %
<p>Granulometría</p> <p>El gráfico muestra la curva de granulometría para el punto #1. El eje horizontal (Diam. tamiz (mm)) es una escala logarítmica que incluye valores de 0.01, 0.1, 1 y 10. El eje vertical (% pasa) es una escala lineal que va de 0 a 105. La curva comienza en 100% que pasa para un tamiz de 4.75 mm y desciende a 29.9% que pasa para un tamiz de 0.075 mm.</p>				
Nivel (m)	2.00 – 4.00		SM-MH (Limo arenoso de alta plasticidad)	
Muestra	Perforación 1			
Tamiz #	Abertura (mm)	Peso retenido acumulado (gr)	% Retenido	% Que pasa
#4	4.75	-	-	100

#10	2.00	24.78	5.2	94.8
#40	0.42	150.18	31.8	68.2
#200	0.075	332.68	70.4	29.6

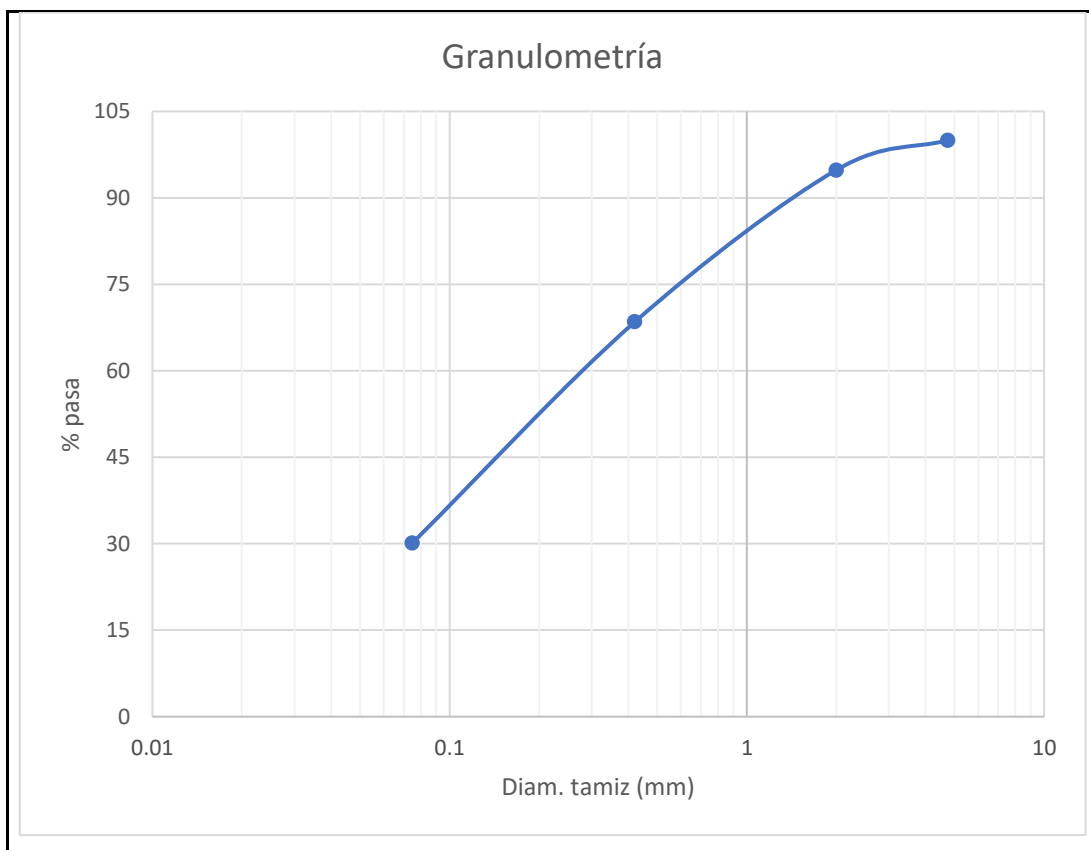
Total (peso muestra seca)	472.28	Humedad	5.06 %
---------------------------	--------	---------	--------



Nivel (m)	4.00-6.00	SM-MH (Limo arenoso de alta plasticidad)
Muestra	Perforación 1	

Tamiz #	Abertura (mm)	Peso retenido acumulado (gr)	% Retenido	% Que pasa
#4	4.75	-	-	100
#10	2.00	24.62	5.2	94.8
#40	0.42	150.02	31.5	68.5
#200	0.075	332.52	69.8	30.2

Total (peso muestra seca)	476.06	Humedad	4.23 %
---------------------------	--------	---------	--------



Fuente: Roosevelt Morocho

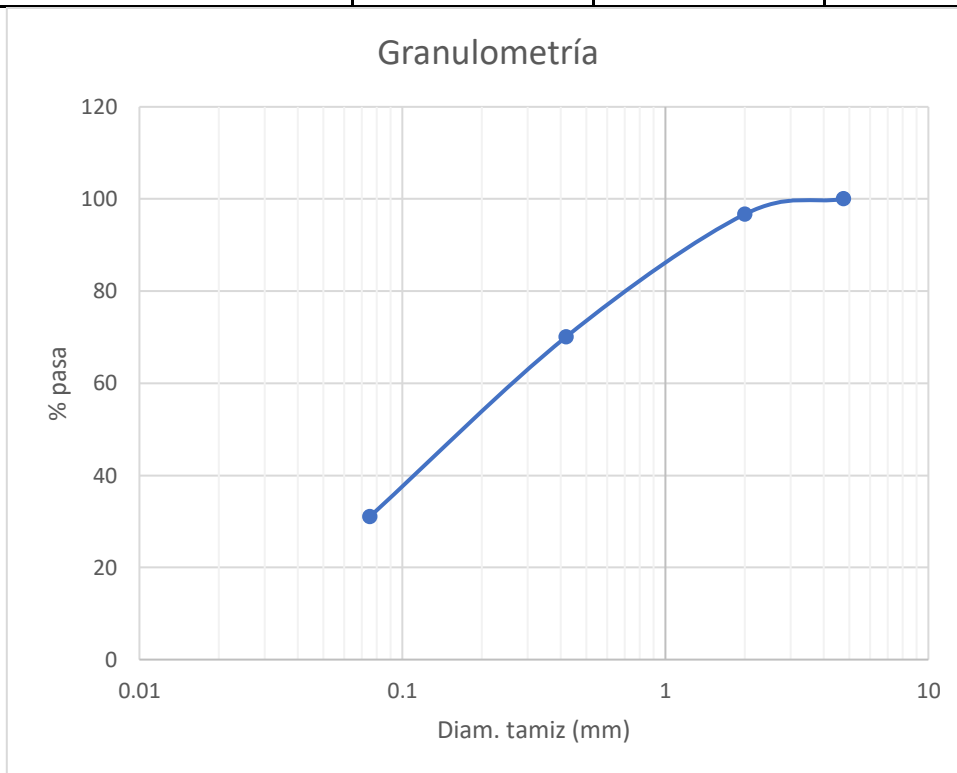
La Tabla 9, es un resumen de la clasificación del estudio de suelos mediante la SUCS, donde se determinó que en las tres muestras el porcentaje que pasa por el tamiz #200 es menor que el 50%; lo que quiere decir que es un tipo de suelo grueso. Ahora analizando el porcentaje que pasa por el tamiz #4 de las tres muestras es mayor al 50%, donde se determinó que es una arena y mediante el análisis de finos junto con los límites de Atterberg se determina que es un suelo limo arenoso de alta plasticidad.

Tabla 10. Análisis granulométrico del punto #2

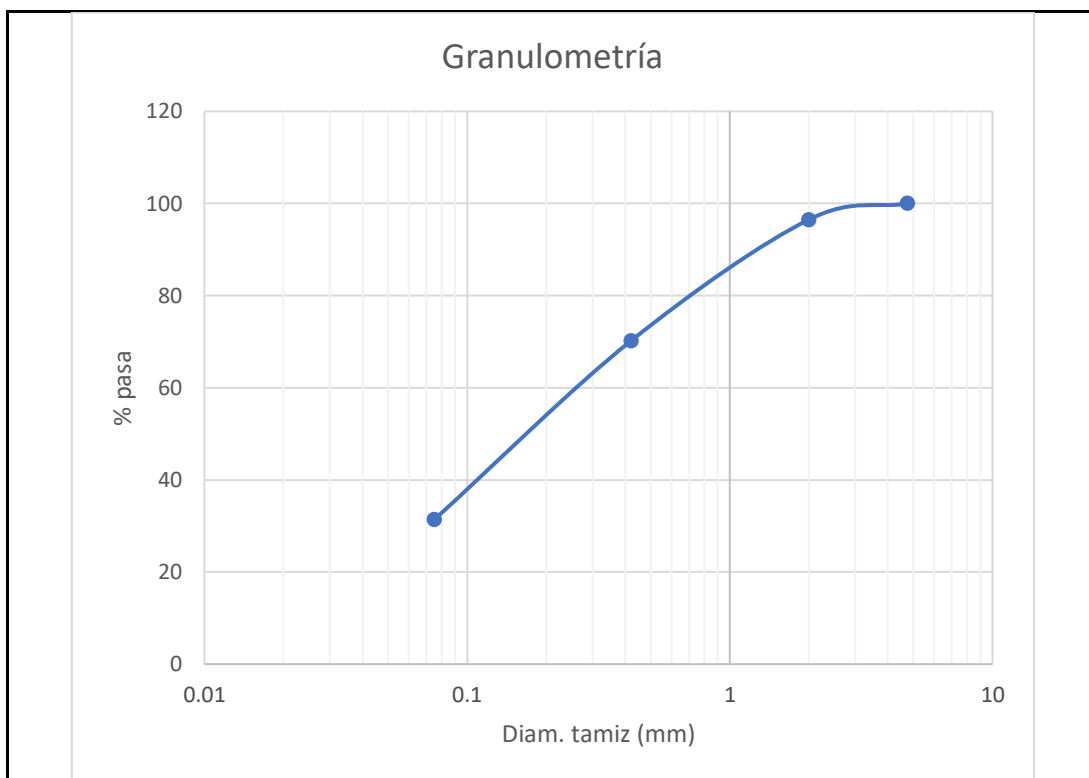
Ensayo granulométrico de suelo				
Nivel (m)	0.00 – 2.00		MH (Limo arenoso de alta plasticidad)	
Muestra	Perforación 2			
Tamiz #	Abertura (mm)	Peso retenido acumulado (gr)	% Retenido	% Que pasa
#4	4.75	-	-	100
#10	2.00	15.80	3.3	96.7

#40	0.42	141.70	29.9	70.1
#200	0.075	327.10	69.0	31.0

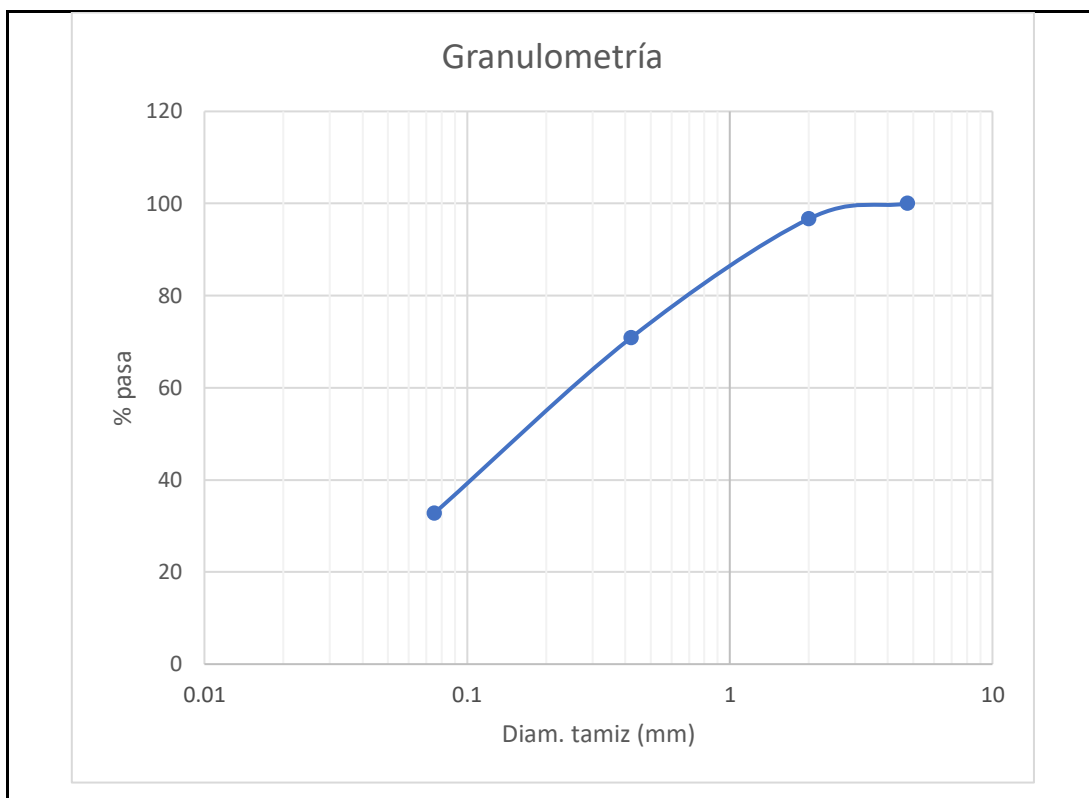
Total (peso muestra seca)	473.95	Humedad	6.18 %
---------------------------	--------	---------	--------



Nivel (m)	2.00 – 4.00		MH (Limo arenoso de alta plasticidad)	
Muestra	Perforación 2			
Tamiz #	Abertura (mm)	Peso retenido acumulado (gr)	% Retenido	% Que pasa
#4	4.75	-	-	100
#10	2.00	16.70	3.5	96.5
#40	0.42	142.60	29.8	70.2
#200	0.075	328.00	68.6	31.4
Total (peso muestra seca)	477.90	Humedad	5.31 %	



Nivel (m)	4.00-6.00		MH (Limo arenoso de alta plasticidad)	
Muestra	Perforación 2			
Tamiz #	Abertura (mm)	Peso retenido acumulado (gr)	% Retenido	% Que pasa
#4	4.75	-	-	100
#10	2.00	16.20	3.3	96.7
#40	0.42	142.10	29.2	70.8
#200	0.075	327.50	67.2	32.8
Total (peso muestra seca)		487.02	Humedad	3.33 %



Fuente: Roosevelt Morocho

La Tabla 10, es un resumen de la clasificación del estudio de suelos mediante la SUCS, donde se determinó que en las tres muestras el porcentaje que pasa por el tamiz #200 es menor que el 50%; lo que quiere decir que es un tipo de suelo grueso. Ahora analizando el porcentaje que pasa por el tamiz #4 de las tres muestras es mayor al 50%, donde se determinó que es una arena y mediante el análisis de finos junto con los límites de Atterberg se determina que es un suelo limo arenoso de alta plasticidad.

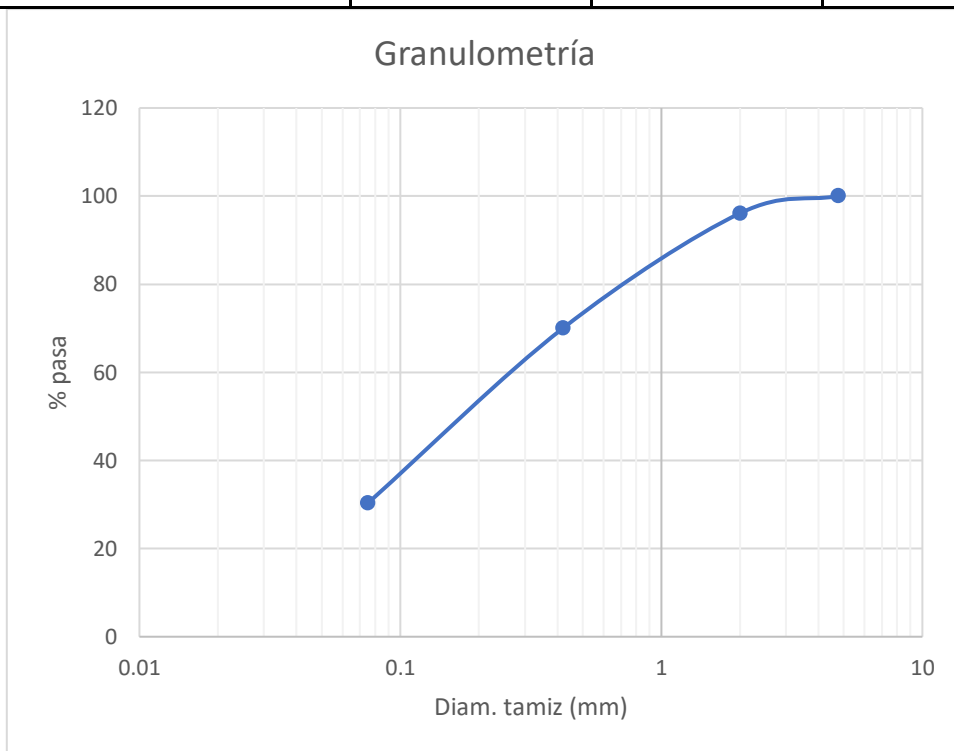
Tabla 11. Análisis granulométrico del punto #3

Ensayo granulométrico de suelo				
Nivel (m)	0.00 – 2.00		SM-MH (Limo arenoso de alta plasticidad)	
Muestra	Perforación 3			
Tamiz #	Abertura (mm)	Peso retenido acumulado (gr)	% Retenido	% Que pasa
#4	4.75	-	-	100
#10	2.00	18.20	3.9	96.1
#40	0.42	140.10	30.0	70.0

#200	0.075	325.90	69.7	30.3
------	-------	--------	------	------

--	--	--	--	--

Total (peso muestra seca)	467.61	Humedad	6.11 %	
---------------------------	--------	---------	--------	--



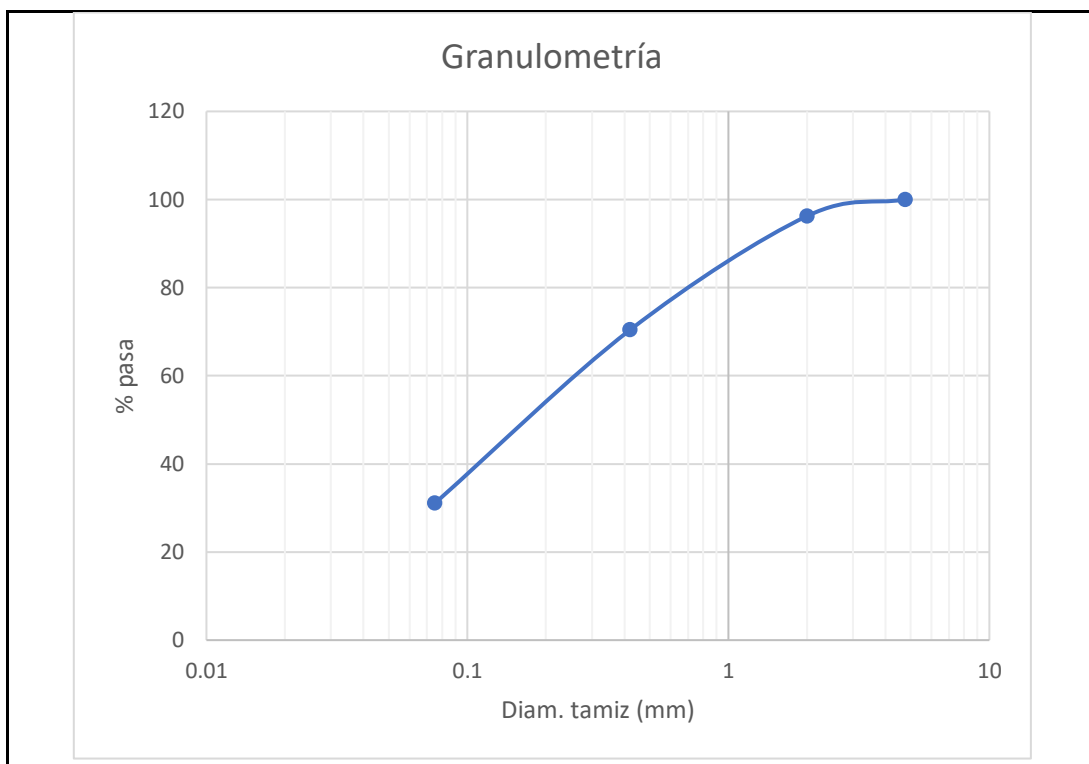
Nivel (m)	2.00 – 4.00	SM-MH (Limo arenoso de alta plasticidad)
------------------	-------------	---

Muestra	Perforación 3
----------------	---------------

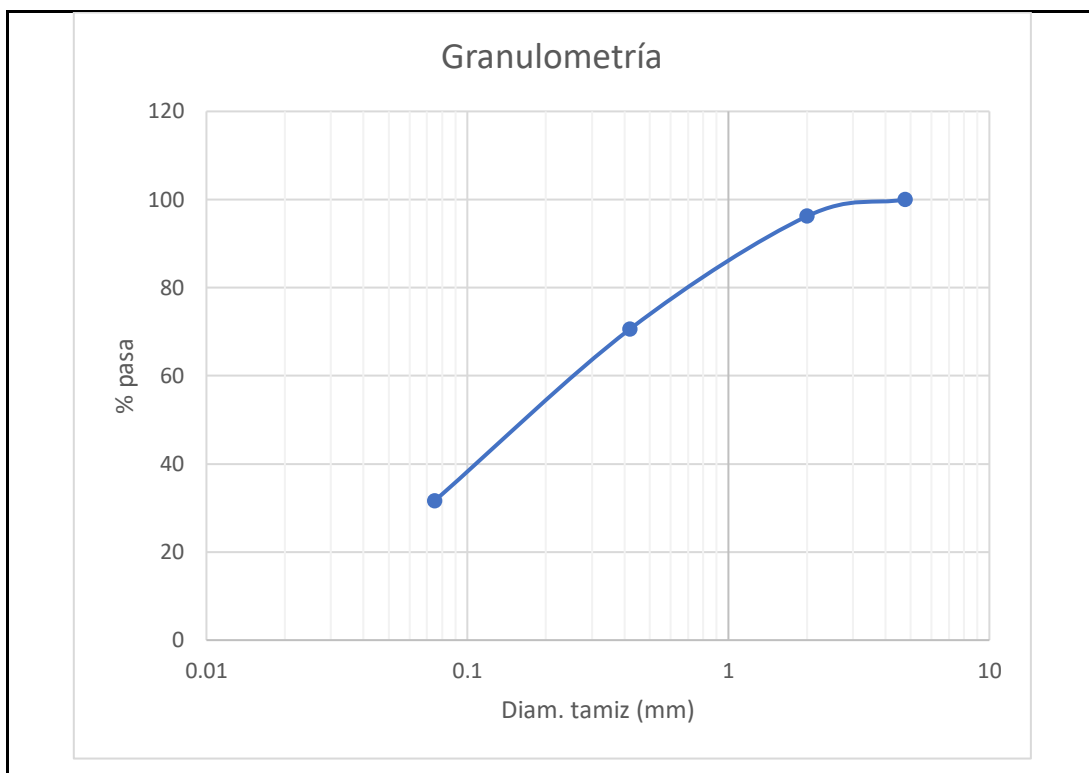
Tamiz #	Abertura (mm)	Peso retenido acumulado (gr)	% Retenido	% Que pasa
#4	4.75	-	-	100
#10	2.00	17.80	3.8	96.2
#40	0.42	139.70	29.6	70.4
#200	0.075	325.50	68.9	31.1

--	--	--	--	--

Total (peso muestra seca)	472.08	Humedad	5.11 %	
---------------------------	--------	---------	--------	--



Nivel (m)	4.00-6.00		SM-MH (Limo arenoso de alta plasticidad)	
Muestra	Perforación 3			
Tamiz #	Abertura (mm)	Peso retenido acumulado (gr)	% Retenido	% Que pasa
#4	4.75	-	-	100
#10	2.00	18.15	3.8	96.2
#40	0.42	140.05	29.4	70.6
#200	0.075	325.85	68.4	31.6
Total (peso muestra seca)		476.67	Humedad	4.10 %



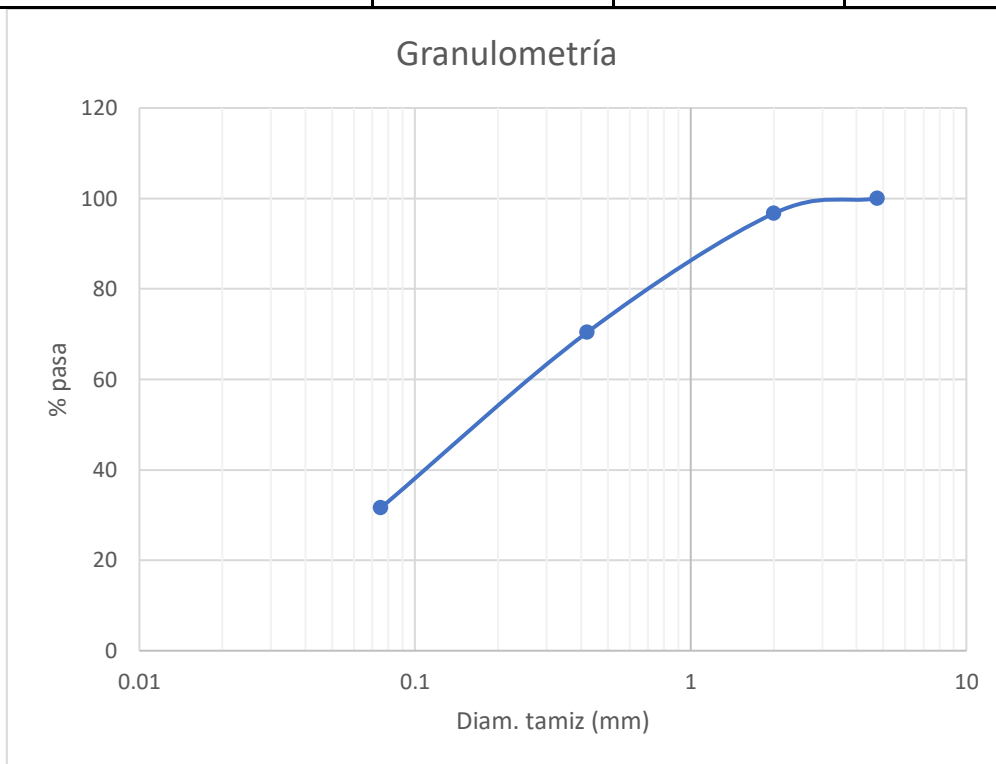
Fuente: Roosevelt Morocho

La Tabla 11, es un resumen de la clasificación del estudio de suelos mediante la SUCS, donde se determinó que en las tres muestras el porcentaje que pasa por el tamiz #200 es menor que el 50%; lo que quiere decir que es un tipo de suelo grueso. Ahora analizando el porcentaje que pasa por el tamiz #4 de las tres muestras es mayor al 50%, donde se determinó que es una arena y mediante el análisis de finos junto con los límites de Atterberg se determina que es un suelo limo arenoso de alta plasticidad.

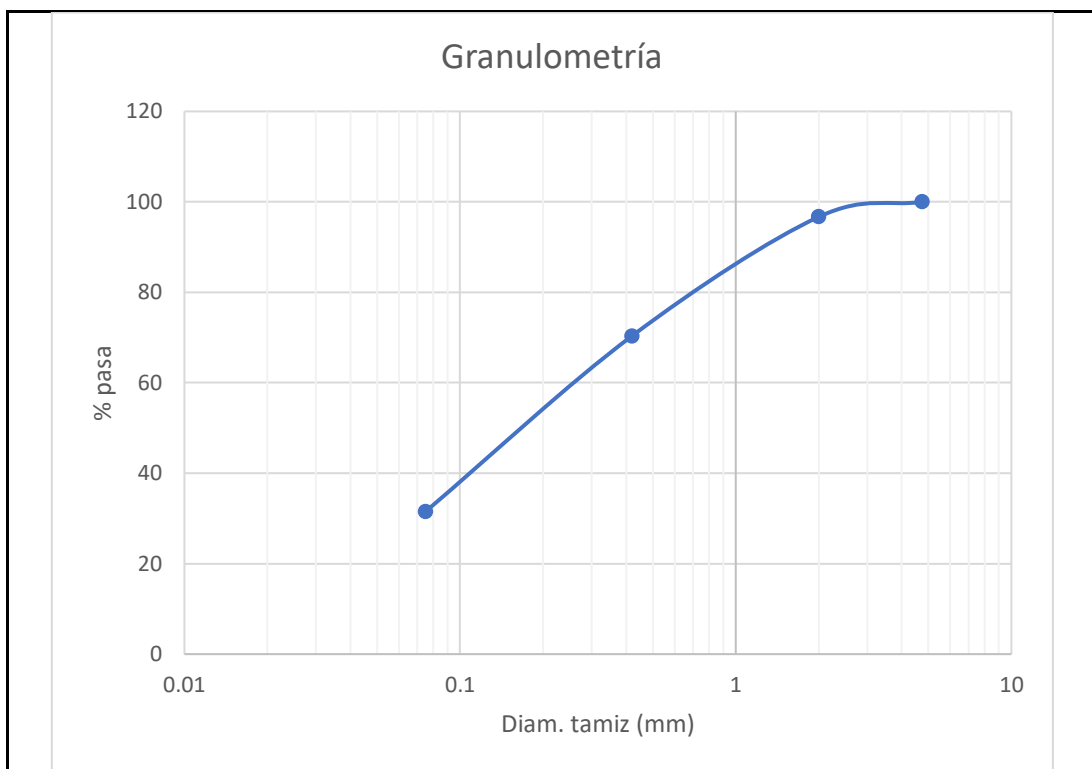
Tabla 12. Análisis granulométrico del punto #4

Ensayo granulométrico de suelo				
Nivel (m)	0.00 – 2.00		SM-MH (Limo arenoso de alta plasticidad)	
Muestra	Perforación 4			
Tamiz #	Abertura (mm)	Peso retenido acumulado (gr)	% Retenido	% Que pasa
#4	4.75	-	-	100
#10	2.00	19.75	4.1	95.9
#40	0.42	145.65	30.4	69.6

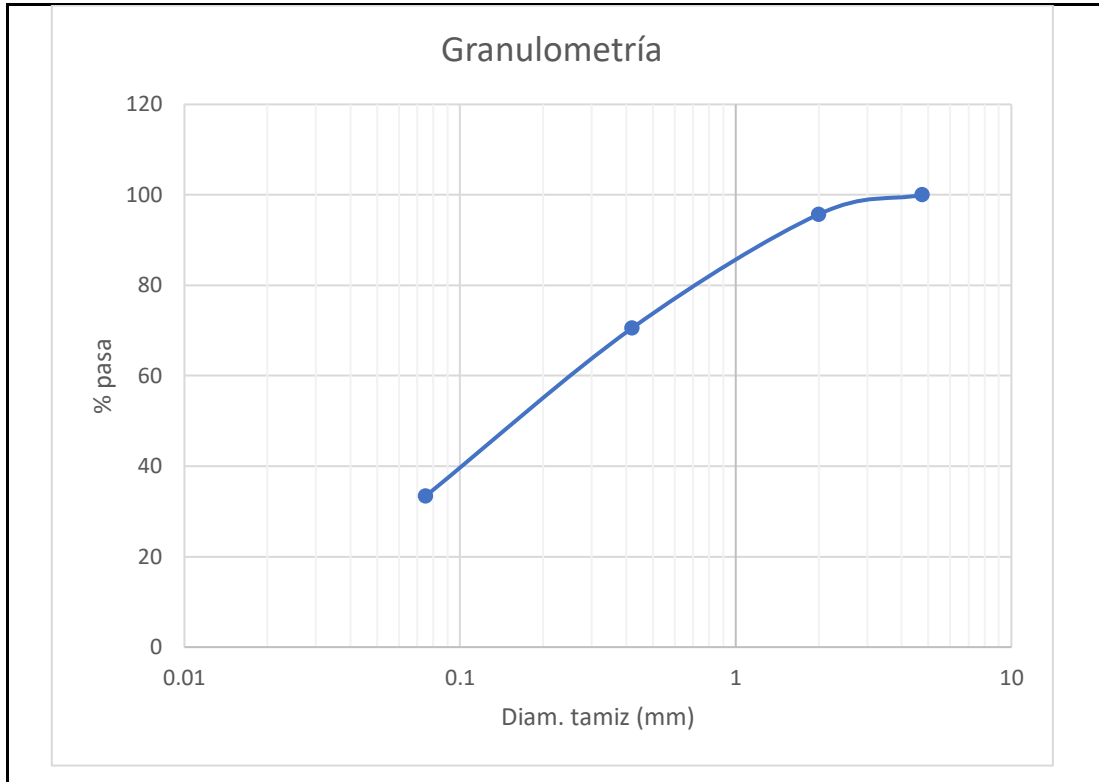
#200	0.075	331.05	69.0	31.0
Total (peso muestra seca)		479.85	Humedad	6.77 %



Nivel (m)	2.00 – 4.00		SM-MH (Limo arenoso de alta plasticidad)	
Muestra	Perforación 4			
Tamiz #	Abertura (mm)	Peso retenido acumulado (gr)	% Retenido	% Que pasa
#4	4.75	-	-	100
#10	2.00	15.87	3.3	96.7
#40	0.42	141.77	29.7	70.3
#200	0.075	327.17	68.5	31.5
Total (peso muestra seca)		477.90	Humedad	5.31 %



Nivel (m)	4.00-6.00		SM-MH (Limo arenoso de alta plasticidad)	
Muestra	Perforación 4			
Tamiz #	Abertura (mm)	Peso retenido acumulado (gr)	% Retenido	% Que pasa
#4	4.75	-	-	100
#10	2.00	21.49	4.3	95.7
#40	0.42	147.39	29.5	70.5
#200	0.075	332.79	66.6	33.4
Total (peso muestra seca)	499.70	Humedad	3.33 %	



Fuente: Roosevelt Morocho

La Tabla 12, es un resumen de la clasificación del estudio de suelos mediante la SUCS, donde se determinó que en las tres muestras el porcentaje que pasa por el tamiz #200 es menor que el 50%; lo que quiere decir que es un tipo de suelo grueso. Ahora analizando el porcentaje que pasa por el tamiz #4 de las tres muestras es mayor al 50%, donde se determinó que es una arena y mediante el análisis de finos junto con los límites de Atterberg se determina que es un suelo limo arenoso de alta plasticidad.

3.1.6 Clasificación del perfil de suelo según la NEC 2015

La normativa ecuatoriana de la construcción NEC 2015 da a conocer que existen seis tipos de suelos, mediante esta clasificación se podrá determinar el tipo de perfil al cual pertenece el Ecuador.

Donde:

- ❖ **N:** número de golpes del ensayo de penetración estándar (SPT).
- ❖ **Vs:** velocidad de onda de cortante promedio del suelo.

Tabla 13. Clasificación de perfil de suelo

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

Fuente: NEC-SE-DS. Cargas Sísmicas.[5]

Con el ensayo de penetración estándar (SPT), se tiene 4 puntos de sondeo en el área de estudio que se analizó en este proyecto y se obtuvieron los siguientes resultados en las tablas 14, 15 ,16 y 17.

Tabla 14. SPT para punto 1

Profundidad (m)	N SPT (Parcial)	N SPT (Total)	N SPT (Promedio)	Tipo de perfil (SUCS)
0.50	Limpieza	Nivel mínimo de cimentación	24.8	SM-MH
0.75				
1.00	Limpieza	21		SM-MH
1.15	7			

1.30	8			
1.45	13			
2.00	Limpieza	22		SM-MH
2.15	7			
2.30	10			
2.45	12			
3.00	Limpieza	25		SM-MH
3.15	8			
3.30	11			
3.45	14			
4.00	Limpieza	27		SM-MH
4.15	7			
4.30	12			
4.45	15			
5.00	Limpieza	28		SM-MH
5.15	9			
5.30	13			
5.45	15			
6.00	Limpieza	26		SM-MH
6.15	11			
6.30	11			
6.45	15			

Fuente: Roosevelt Morocho

Tabla 15. SPT para punto 2

Profundidad (m)	N SPT (Parcial)	N SPT (Total)	N SPT (Promedio)	Tipo de perfil
0.50	Limpieza	Nivel mínimo de cimentación	22.2	SM-MH
0.75				
1.00	Limpieza	19		SM-MH

1.15	6			
1.30	8			
1.45	11			
2.00	Limpieza	18		SM-MH
2.15	7			
2.30	8			
2.45	10			
3.00	Limpieza	22		SM-MH
3.15	8			
3.30	10			
3.45	12			
4.00	Limpieza	22		SM-MH
4.15	8			
4.30	10			
4.45	12			
5.00	Limpieza	25		SM-MH
5.15	10			
5.30	12			
5.45	13			
6.00	Limpieza	27	SM-MH	
6.15	11			
6.30	12			
6.45	15			

Fuente: Roosevelt Morocho

Tabla 16. SPT para punto 3

Profundidad (m)	N SPT (Parcial)	N SPT (Total)	N SPT (Promedio)	Tipo de perfil
0.50	Limpieza	Nivel mínimo de cimentación	20	SM-MH
0.75				

1.00	Limpieza	16		SM-MH
1.15	6			
1.30	7			
1.45	9			
2.00	Limpieza	17		SM-MH
2.15	7			
2.30	8			
2.45	9			
3.00	Limpieza	21		SM-MH
3.15	8			
3.30	10			
3.45	11			
4.00	Limpieza	20		SM-MH
4.15	8			
4.30	8			
4.45	12			
5.00	Limpieza	23	SM-MH	
5.15	9			
5.30	11			
5.45	12			
6.00	Limpieza	23	SM-MH	
6.15	11			
6.30	11			
6.45	12			

Fuente: Roosevelt Morocho

Tabla 17. SPT para punto 4

Profundidad (m)	N SPT (Parcial)	N SPT (Total)	N SPT (Promedio)	Tipo de perfil
0.50	Limpieza	Nivel mínimo de cimentación	22.2	SM-MH
0.75				

1.00		19		SM-MH
1.15	6			
1.30	8			
1.45	11			
2.00	Limpieza	18		SM-MH
2.15	7			
2.30	8			
2.45	10			
3.00	Limpieza	22		SM-MH
3.15	8			
3.30	10			
3.45	12			
4.00	Limpieza	22		SM-MH
4.15	8			
4.30	10			
4.45	12			
5.00	Limpieza	25		SM-MH
5.15	10			
5.30	12			
5.45	13			
6.00	Limpieza	27	SM-MH	
6.15	11			
6.30	12			
6.45	15			

Fuente: Roosevelt Morocho

3.1.7 Velocidad media de la onda de cortante (V_{s30})

La V_{s30} o conocida como velocidad media de onda de cortante sirve para evaluar el perfil del sitio donde se realizó, esta se basó en ecuaciones semi-empíricas que relacionan las velocidades de onda con algunos parámetros geotécnicos, este valor se

hace muy importante para determinar la rigidez de las capas que conforman el suelo [29].

Para definir el perfil de suelo estas ecuaciones se basan en los parámetros geológicos de los 30 m superiores del suelo como lo estipula en la NEC-SE-DS 2015, y viene dada de la Ecu.13:

$$V_{S30} = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{V_{si}}} \quad \text{(Ecu. 13)[5]}$$

Donde:

- ❖ V_{si} : velocidad media de la onda de cortante del suelo del estrato i , medida en campo, (m/s).
- ❖ d_i : espesor del estrato i , localizado dentro de los 30 m superiores del perfil.

A través de varias ecuaciones empíricas que se indican en la tabla 18 escritas por algunos autores que relacionan la velocidad de onda V_s y la resistencia a la penetración o el número de golpes del ensayo de penetración estándar.

Tabla 18. Velocidad de onda V_s (m/s) y número de golpes (N)

No.	Autor	Todos los suelos	Arenas	Arcillas
1	kanai (1966)	$V_s=19N^{0.6}$		
2	Ohba y Toriumi (1970)	$V_s=84N^{0.31}$		
3	Shibata (1970)		$V_s=32N^{0.5}$	
4	Imai y Yoshimura (1970)	$V_s=76N^{0.33}$		
5	Fujiwara (1972)	$V_s=92.1N^{0.337}$		
6	Ohta et al (1972)		$V_s=87N^{0.36}$	
7	Ohsaki y Iwasaki(1973)	$V_s=82N^{0.39}$		
8	Imai y Yoshimura (1975)	$V_s=92N^{0.329}$		
9	Imai (1977)	$V_s=91N^{0.337}$	$V_s=80.6N^{0.331}$	$V_s=80.2N^{0.292}$
10	Otha y Goto (1978)	$V_s=85.35N^{0.348}$	$V_s=88N^{0.34}$	
11	JRA (1980)		$V_s=80N^{0.33}$	$V_s=100N^{0.33}$
12	Seed y Idriss (1981)	$V_s=61N^{0.5}$		
13	Imai y Tonouchi (1982)	$V_s=97N^{0.314}$		
14	Sykora y Stoke (1983)		$V_s=100.5N^{0.29}$	
15	Jinan (1987)	$V_s=116.1(N+0.3185)^{0.202}$		
16	Okamoto et al. (1989)		$V_s=125N^{0.3}$	
17	Lee (1990)		$V_s=57.4N^{0.49}$	$V_s=114.43N^{0.31}$
18	Sisman (1995)	$V_s=32.8N^{0.51}$		
19	Athanasopoulos (1995)	$V_s=107.6N^{0.36}$		$V_s=76.55N^{0.445}$
20	Iyisan (1996)	$V_s=51.5N^{0.516}$		
21	Jafari et al. (1997)	$V_s=22N^{0.85}$		
22	Kiku et al. (2001)	$V_s=68.3N^{0.292}$		
23	Jafari et al. (2002)			$V_s=27N^{0.73}$
26	Japan Road Association (2002)		$V_s=80N^{0.333}$	$V_s=100N^{0.333}$
24	Hasancebi y Ulusay (2007)	$V_s=90N^{0.308}$	$V_s=90.82N^{0.319}$	$V_s=97.89N^{0.269}$
27	Alfaro (2007)			$V_s=91.44N^{0.298}$
25	Maheshwari et al. (2010)	$V_s=95.64N^{0.301}$	$V_s=100.53N^{0.265}$	$V_s=89.30N^{0.358}$
28	Tsiambaos and Sabatakakis (2011)	$V_s = 105.7N^{0.327}$	$V_s = 79.7N^{0.365}$	$V_s = 88.8N^{0.370}$
29	Anbazhagan et al (2012)	$V_s = 68.96N^{0.51}$	$V_s = 60.17N^{0.56}$	$V_s = 106.63N^{0.39}$

Fuente: Vera Jorge. Correlación empírica entre la velocidad de la onda de corte y la resistencia a la penetración estándar en suelos de la ciudad de Puebla.[29]

Para este proyecto que se utilizaron las ecuaciones que se determinan el V_s por diferentes autores en investigaciones de diferentes lugares del mundo con extractos de suelos diferentes, donde se toma en relación las ecuaciones descritas por Hasancebi y Ulusay (2007), considerando que en estudios realizados han arrojados datos en donde esta ecuación tiene la mayor correlación de datos en la curva de velocidad de onda de cortante y el número de golpes que se obtiene en el SPT.

Tabla 19. Ecuación empírica de Hasancebi y Ulusay (2007)

Hasancebi y Ulusay	
Todos los suelos	$V_s = 90N^{0.308}$
Arenas	$V_s = 90.82N^{0.319}$
Arcillas	$V_s = 97.89N^{0.269}$

Fuente: Vera Jorge. Correlación empírica entre la velocidad de la onda de corte y la resistencia a la penetración estándar en suelos de la ciudad de Puebla [29].

Donde:

- ❖ **N:** número medio de golpes del ensayo SPT.
- ❖ **V_{s30}:** velocidad Media de la onda de cortante.

Para el cálculo del promedio de V_{s30} se establece una relación entre la altura a la cual se encuentra el tramo de la muestra y la velocidad de onda de cortante calculado, en base a la Ecu.14 proporcionada por la NEC--SE-DS 2015.

$$V_{s30} = \frac{d}{\frac{d_1}{V_{s1}} + \frac{d_2}{V_{s2}} + \dots + \frac{d_n}{V_{sn}}} \quad \text{(Ecu. 14)[5]}$$

Donde:

Punto 1

- ❖ d = 6
- ❖ N = 21

$$V_{S30} = 90.82 * N^{0.319}$$

$$V_{S30} = 90.82 * (21)^{0.319}$$

$$V_{S30} = 239.87 \text{ (m/s)}$$

Punto 2

- ❖ d = 6
- ❖ N = 19

$$V_{S30} = 90.82 * N^{0.319}$$

$$V_{S30} = 90.82 * (19)^{0.319}$$

$$V_{S30} = 232.33 \text{ (m/s)}$$

Punto 3

- ❖ d = 6
- ❖ N = 16

$$V_{S30} = 90.82 * N^{0.319}$$

$$V_{S30} = 90.82 * (16)^{0.319}$$

$$V_{S30} = 219.94 \text{ (m/s)}$$

Punto 4

- ❖ d = 6
- ❖ N = 19

$$V_{S30} = 90.82 * N^{0.319}$$

$$V_{S30} = 90.82 * (19)^{0.319}$$

$$V_{S30} = 232.33 \text{ (m/s)}$$

El presente estudio se determinó que es un suelo caracterizado principalmente por limo arenoso con limos de alta plasticidad según SUCS, por lo cual se establece la ecuación correspondiente a este tipo de suelo y se calcula este valor para cada pozo que se determinó en campo.

Tabla 20. Velocidad media de onda cortante VS30 punto 1

Profundidad (m)	N SPT (Total)	VS30 (m/s)	VS30 Promedio (m/s)	Tipo de perfil (NEC)
0.50		Nivel Mínimo de cimentación		
0.75				
1.00	21	239.87	252.47	D
1.15				
1.30				
1.45				
2.00	22	243.45		D
2.15				

2.30				
2.45				
3.00	25	253.59		D
3.15				
3.30				
3.45				
4.00	27	259.89		D
4.15				
4.30				
4.45				
5.00	28	262.92		D
5.15				
5.30				
5.45				
6.00	26	256.78		D
6.15				
6.30				
6.45				

Fuente: Roosevelt Morocho

En la Tabla 20, se estudió la velocidad media de onda cortante que se analizó en intervalos de 1 m de profundidad, este valor se obtuvo mediante la relación con el número de golpes del ensayo de penetración estándar, arrojando un resultado de velocidad de 252.47 m/s, según la NEC-2015 pertenece al rango $360 \text{ m/s} > V_s \geq 180 \text{ m/s}$ que corresponde a un suelo tipo D (Perfiles de suelos rígidos que cumplen con el criterio de velocidad de la onda de cortante).

Tabla 21. Velocidad media de onda cortante VS30 punto 2

Profundidad (m)	N SPT (Total)	V_{S30} (m/s)	V_{S30} Promedio (m/s)	Tipo de perfil (NEC)
0.50		Nivel Mínimo de cimentación		
0.75				

1.00	19	232.33	243.02	D
1.15				
1.30				
1.45				
2.00	18	228.36		D
2.15				
2.30				
2.45				
3.00	22	243.45		D
3.15				
3.30				
3.45				
4.00	22	243.45		D
4.15				
4.30				
4.45				
5.00	25	253.59		D
5.15				
5.30				
5.45				
6.00	27	259.89	D	
6.15				
6.30				
6.45				

Fuente: Roosevelt Morocho

En la Tabla 21, se estudió la velocidad media de onda cortante que se analizó en intervalos de 1 m de profundidad, este valor se obtuvo mediante la relación con el número de golpes del ensayo de penetración estándar, arrojando un resultado de velocidad de 243.02 m/s, según la NEC-2015 pertenece al rango $360 \text{ m/s} > V_s \geq 180 \text{ m/s}$ que corresponde a un suelo tipo D (Perfiles de suelos rígidos que cumplen con el criterio de velocidad de la onda de cortante).

Tabla 22. Velocidad media de onda cortante VS30 punto 3

Profundidad (m)	N SPT (Total)	V_{S30} (m/s)	V_{S30} Promedio (m/s)	Tipo de perfil (NEC)
0.50		Nivel Mínimo de cimentación		
0.75				
1.00	16	219.94	235.21	D
1.15				
1.30				
1.45				
2.00	17	224.23		D
2.15				
2.30				
2.45				
3.00	21	239.87		D
3.15				
3.30				
3.45				
4.00	20	236.16	D	
4.15				
4.30				
4.45				
5.00	23	246.93	D	
5.15				
5.30				
5.45				
6.00	23	246.93	D	
6.15				
6.30				
6.45				

Fuente: Roosevelt Morocho

En la Tabla 22, se estudió la velocidad media de onda cortante que se analizó en intervalos de 1 m de profundidad, este valor se obtuvo mediante la relación con el número de golpes del ensayo de penetración estándar, arrojando un resultado de velocidad de 235.21 m/s, según la NEC-2015 pertenece al rango $360 \text{ m/s} > V_s \geq 180 \text{ m/s}$ que corresponde a un suelo tipo D (Perfiles de suelos rígidos que cumplen con el criterio de velocidad de la onda de cortante).

Tabla 23. Velocidad media de onda cortar VS30 punto 4

Profundidad (m)	N SPT (Total)	V_{S30} (m/s)	V_{S30} Promedio (m/s)	Tipo de perfil (NEC)		
0.50		Nivel Mínimo de cimentación				
0.75						
1.00	19	232.33	243.02	D		
1.15						
1.30						
1.45						
2.00	18	228.36		243.02	D	
2.15						
2.30						
2.45						
3.00	22	243.45			243.02	D
3.15						
3.30						
3.45						
4.00	22	243.45	243.02			D
4.15						
4.30						
4.45						
5.00	25	253.59		243.02		D
5.15						
5.30						
5.45						

6.00	27	259.89		D
6.15				
6.30				
6.45				

Fuente: Roosevelt Morocho

En la Tabla 23, se estudió la velocidad media de onda cortante que se analizó en intervalos de 1 m de profundidad, este valor se obtuvo mediante la relación con el número de golpes del ensayo de penetración estándar, arrojando un resultado de velocidad de 243.02 m/s, según la NEC-2015 pertenece al rango $360 \text{ m/s} > V_s \geq 180 \text{ m/s}$ que corresponde a un suelo tipo D (Perfiles de suelos rígidos que cumplen con el criterio de velocidad de la onda de cortante).

Las anteriores Tablas 20, 21, 22 y 23 especificaron la velocidad media de onda cortante (V_{S30}) de cada pozo sondeado en el área de estudio, estos valores permitieron conocer qué tipo de perfil de suelo es (ver Tabla 24) según la Normativa Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS-2015).

Tabla 24. Tipo de perfil de suelo (NEC)

Punto	V_{S30} (m/s)	Promedio V_{S30} (m/s)	Tipo de perfil de suelo (NEC)
1	252.47	243.43	D (Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante)
2	243.02		
3	235.21		
4	243.02		

Fuente: Roosevelt Morocho

3.1.8 Ecuaciones de predicción del movimiento del suelo

3.1.8.1 Ecuaciones de predicción de movimiento para falla Cortical

3.1.8.2 Modelo Atkinson & Boore

Las variables dependientes que son utilizadas para conocer los parámetros del movimiento del suelo en las GMPE, son la aceleración máxima del suelo (PGA), la velocidad máxima del suelo (PGV) y los espectros de respuesta (PSA) que este último viene a darse con valores como amortiguamiento al 5% que se dan en los periodos entre 0.01s y 10s [30].

Existen otros tipos de variables que se denomina, predictoras las cuales son: la magnitud de movimiento (M), la distancia más cercana al plano de la falla seleccionada (R_{JB}), y la velocidad media de la onda de cortante (V_{s30}) que se calcula mediante ecuaciones empíricas sobre los 30 m superiores del suelo [30].

La ecuación que se va a utilizar en este modelo es:

$$\ln(y) = F_M(M) + F_D(R_{JB}, M) + F_S(V_{s30}, R_{JB}, M) + \varepsilon\sigma_T \quad (\text{Ecu. 4})[30]$$

Donde:

- ❖ F_M, F_D, F_S : factores de escala de magnitud, distancia y amplificación de sitio.
- ❖ M : magnitud de Momento.
- ❖ R_{JB} : distancia donde se genera la liberación de energía hasta el punto donde se va a estudiar.
- ❖ V_{s30} : velocidad media de onda de corte.
- ❖ ε : desviación estándar.

Las funciones tanto distancia y magnitud son:

$$F_D(R_{JB}, M) = [c_1 + c_2(M - M_{ref})] \ln(R/R_{ref}) + c_3(R - R_{ref}) \quad (\text{Ecu. 4.1})[30]$$

Donde:

$$R = \sqrt{R_{JB}^2 + h^2} \quad (\text{Ecu. 4.2})[30]$$

❖ $c_1, c_2, c_3, M_{ref}, R_{ref}, h$: estos coeficientes están representados en el anexo B-1.

Estos valores que van a utilizar son de carácter, arbitrario ya que $M_{ref} = 4.5$, es la magnitud aproximada de una serie de datos que se usaron para determinar estos coeficientes, y la $R_{ref} = 1$ km, se toma este valor ya que la curva que se genera está en torno a $R = R_{ref}$ [30].

La magnitud de escala está dada por:

a) $M \leq M_h$

$$F_M(M) = e_1U + e_2SS + e_3NS + e_4RS + e_5(M - M_h) + e_6(M - M_h)^2 \quad (\text{Ecu. 4.3})[30]$$

b) $M > M_h$

$$F_M(M) = e_1U + e_2SS + e_3NS + e_4RS + e_7(M - M_h) \quad (\text{Ecu. 4.4})[30]$$

Donde:

- ❖ **U, SS, NS, RS**: variables ficticias que denota el tipo de falla no especificada.
- ❖ **M_h** : es la denominada magnitud de bisagra (6.5 a 7.0), esta se establece en el análisis se encuentra en el anexo B-2

Tabla 25. Valores de variables ficticias para diferentes tipos de fallas

Tipo de falla	U	SS	NS	RS
No especificado	1	0	0	0
Transcurrente	0	1	0	0
Normal	0	0	1	0
Inversa	0	0	0	1

Fuente: Boore, D. Atkinson, M. Ground-Motion Prediction Equations for the Average Horizontal Component of PGA, PGV, and 5%-Damped PSA at Spectral Periods between 0.01 s and 10.0 s

Categorías:

- ❖ **Transcurrente:** $4.3 \leq M \leq 7.9$; $U = 0$, $SS = 1$, $NS = 0$, $RS = 0$
- ❖ **Normal:** $5.3 \leq M \leq 6.9$; $U = 0$, $SS = 0$, $NS = 1$, $RS = 0$
- ❖ **Inversa:** $5.6 \leq M \leq 7.6$; $U = 0$, $SS = 0$, $NS = 0$, $RS = 1$

La amplificación de sitio está dada por:

$$F_s = F_{LIN} + F_{NL} \quad (\text{Ecu. 4.5})[30]$$

Donde:

- ❖ **F_{LIN}, F_{NL}:** Términos lineales y no lineales.

El término lineal esta dado por:

$$F_{LIN} = b_{lin} \ln(V_{s30}/V_{ref}) \quad (\text{Ecu. 4.6})[30]$$

Donde:

- ❖ **b_{lin}:** es el coeficiente que depende del periodo y a su vez el V_{ref} es el término que representa la velocidad de referencia específica (760 m/s), dato proporcionado por el estudio mencionado [30].

El término no lineal está dado por:

a) $pga_{4nl} \leq a_1$

$$F_{NL} = b_{nl} \ln(pga_{low}/0.1) \quad (\text{Ecu. 4.7})[30]$$

b) $a_1 < pga_{4nl} \leq a_2$

$$F_{NL} = b_{nl} \ln(pga_{low}/0.1) + c[\ln(pga_{4nl}/a_1)]^2 + d[\ln(pga_{4nl}/a_1)]^3 \quad (\text{Ecu. 4.8})[30]$$

c) $a_2 < pga_{4nl}$

$$F_{NL} = b_{nl} \ln(pga_{4nl}/0.1) \quad (\text{Ecu. 4.9})[30]$$

Donde:

- ❖ $a_1 = 0.03g$ y $a_2 = 0.09g$, son valores de umbral para amplificación lineal y no lineal [30].
- ❖ $pga_low = 0.6$, variable de transición entre los dos comportamientos [30].
- ❖ pga_{4nl} : es la PGA predicho en g para $V_{ref} = 760$ m/s, dando en la ecuación principal con $F_s = 0$ y $\varepsilon = 0$ [30].

Las tres ecuaciones son necesarias para la porción no lineal por las siguientes razones:

1. Para evitar que la amplificación no lineal aumente indefinidamente cuando pga_{4nl} disminuye [30].
2. Suavizar la transición del comportamiento lineal a no lineal [30].

Los coeficientes c y d vienen dados por las siguientes expresiones:

$$c = (3\Delta y - b_{nl} \Delta x / \Delta x^2) \quad (\text{Ecu. 4.10})[30]$$

Y

$$d = -(2\Delta y - b_{nl} \Delta x / \Delta x^3) \quad (\text{Ecu. 4.11})[30]$$

Donde:

$$\Delta x = \ln(a_2/a_1) \quad (\text{Ecu. 4.12})[30]$$

Y

$$\Delta y = b_{nl} \ln(a_2/pga_low) \quad (\text{Ecu. 4.13})[30]$$

La pendiente no lineal b_{nl} es una función del periodo y V_{s30} y está dada por:

$$a) \quad V_{s30} \leq V_1$$

$$b_{nl} = b_1 \quad (\text{Ecu. 4.14})[30]$$

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

$$b_{nl} = (b_1 - b_2) \ln(V_{s30}/V_2) / \ln(V_1/V_2) + b_2 \quad (\text{Ecu. 4.15})[30]$$

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

$$b_{nl} = b_2 \ln(V_{s30}/V_{ref}) / \ln(V_2/V_{ref}) \quad (\text{Ecu. 4.16})[30]$$

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

$$b_{nl} = 0.0 \quad (\text{Ecu. 4.17})[30]$$

Donde:

- ❖ V_1, V_2 : son coeficientes que se encuentra en anexos B-3.
- ❖ b_1, b_2 : son coeficiente que dependen del periodo y se encuentran en el anexo B-4.

Este modelo es aplicable para las siguientes limitantes:

- $M = 5 - 8$
- $R_{JB} < 200 \text{ km}$
- $V_{s30} = 180 - 1300 \text{ m/s}$ (desde la superficie hasta 30 m)

Tabla 26. Datos para utilizar en el modelo de Atkinson y Boore

Datos obtenidos para Atkinson & Boore								
Nombre de falla		Magnitud (M_w)	Distancia (R_{JB})		V_{s30} (m/s)			
San Vicente		5.83	0.59		243.43			
Pastaza		6.18	1.20					
La Playa		6.05	4.03					
San Antonio		5.84	8.08					
Tipo de falla	U	SS	NS	RS				
Inversa	0	0	0	1				
a_1	a_2	pga_low	V_1 (m/s)	V_2 (m/s)	V_{ref} (m/s)	M_{ref}	M_h	R_{ref} (km)
0.03	0.09	0.06	180	300	760	4.5	6.75	1

Fuente: Roosevelt Morocho

3.1.8.3 Modelo Akkar & Bommer

La Ecu. 6 se basa en un conjunto de datos que consta de 532 acelerogramas registrados a distancias de hasta 100 km de 131 terremotos con magnitudes de 5 a 7.6, esta ecuación de predicción viene dada en un espectro de respuesta (PSA) con amortiguamiento al 5% que se da en periodos de 0.01s a 3s [31].

La ecuación es la siguiente:

$$\log(y) = b_1 + b_2M + b_3M^2 + (b_4 + b_5M)\log\sqrt{R_{JB}^2 + b_6^2} + b_7S_s + b_8S_A + b_9F_N + b_{10}F_R + \varepsilon\sigma \quad (\text{Ecu. 6})[31]$$

Donde:

- ❖ **b**: coeficientes de ecuación.
- ❖ **M**: magnitud.
- ❖ **R_{JB}**: distancia desde se genera la liberación de energía hasta el punto donde se va a estudiar.
- ❖ **S_A**: suelo rígido.
- ❖ **S_s**: suelo suave.
- ❖ **F_N**: falla normal.
- ❖ **F_R**: falla inversa.
- ❖ **g = gal** (es la unidad de aceleración equivalente a 1 cm/s², 1g = 9.81)

Parámetros para considerar:

- ❖ **S_s, S_A**: tomarán el valor de 1 para suelos blandos ($V_{s30} < 360$ m/s) y para suelos rígidos, caso contrario el valor es cero para suelos de tipo roca que se define como ($V_{s30} > 750$ m/s) [31].
- ❖ **F_N, F_R**: toman un valor de 1 para los sismos de tipo normal e inverso respectivamente, caso contrario el valor es cero [31].
- ❖ **ε**: es el número de desviación estándar.

Categoría del suelo:

- ❖ **Suelo blando:** $S_S = 1$; $S_A = 0$; $V_{s30} < 360$ m/s
- ❖ **Suelo Rígido:** $S_S = 0$; $S_A = 1$
- ❖ **Roca:** $S_S = 0$, $S_A = 0$; $V_{s30} > 750$ m/s

Mecanismo de falla:

- ❖ **Falla normal:** $F_N = 1$; $F_R = 0$
- ❖ **Falla inversa:** $F_N = 0$; $F_R = 1$
- ❖ **Falla transcurrente:** $F_N = 0$; $F_R = 0$

Al igual que en el modelo original se utilizó un método de verosimilitud máxima de Joyner y Boore para calcular los coeficientes de variabilidad que están expresados en un intervalo entre eventos (σ_2) y un intra-evento (σ_1), siendo σ ésta la desviación estándar [31].

Esta expresada de la siguiente manera:

$$\sigma = \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2^2} \quad \text{(Ecu. 6.1)[31]}$$

Todos esos coeficientes se podrán obtener de anexo C-1 para determinar el modelo de Akkar y Bommer.

Para los valores de sigma se denota que hay un salto muy pronunciado, sobre todo en la variabilidad entre eventos, en un tiempo más o menos de 3.2 segundos. Esto da la idea de que existe un registro de datos reducido repentinamente [31].

Limitaciones del modelo:

- Se utiliza periodos de hasta 3 segundos.
- Aplica para distancias de hasta 100 km.

- Las magnitudes de los terremotos que se pueden utilizar deben estar en un rango de entre 5.0 y 7.6.

Tabla 27. Datos para utilizar en el modelo de Akkar y Bommer

Datos obtenidos para Akkar & Bommer						
Nombre de falla	Magnitud (M_w)	Distancia (R_{JB})	Vs30 (m/s)			
San Vicente	5.83	0.59	243.43			
Pastaza	6.18	1.20				
La Playa	6.05	4.03				
San Antonio	5.84	8.08				
Tipo de Falla	F_N	F_R		Suelo	S_s	S_A
Inversa	0	1		Suelo blando	1	0

Fuente: Roosevelt Morocho

3.1.8.4 Modelo Kanno

Este modelo recopila toda la información necesaria de las ondas sísmicas japonesas existentes, estos datos estaban comprendidos en 91731 registros de 4967 terremotos y adicional a eso se utilizaron sismos de otros países ya que los datos eran insuficientes [24].

Para este modelo se adquiere como variables base, la magnitud (M) y la distancia de la fuente a la falla (X); los parámetros de predicción de la relación que se utilizaron es la aceleración del pico de masa horizontal, la velocidad máxima de masa horizontal y los espectros de respuesta de aceleración horizontal amortiguada al 5% [24].

Las ecuaciones que corresponden a este modelo son las siguientes:

Eventos Superficiales

Cuando $D \leq 30$ Km:

$$\log pre = a_1 M_w + b_1 X - \log(X + d_1 * 10^{e_1 M_w}) + c_1 + \varepsilon_1 \quad (\text{Ecu. 7})[24]$$

Eventos Profundos

Cuando $D \geq 30$ Km:

$$\log pre = a_2 M_w + b_2 X - \log(X) + c_2 + \varepsilon_2 \quad (\text{Ecu. 8})[24]$$

Donde:

- ❖ **pre:** PGA estimado en (cm/s²).
- ❖ **D:** profundidad focal (Km).
- ❖ **a₁,a₂,b₁,b₂,c₁,c₂:** coeficientes de regresión (anexo D-1).
- ❖ **M_w:** magnitud de momento.
- ❖ **e₁:** base del logaritmo natural que es como resultado 0.5.
- ❖ **X:** distancia de la fuente del terremoto.
- ❖ **ε₁,ε₂:** número de desviación estándar.
- ❖ **g = gal** (es la unidad de aceleración equivalente a 1 cm/s², 1g = 9.81)

Para los eventos que se dan a poca profundidad se utilizó un método iterativo debido al término no lineal en la ecuación, es muy útil para aumentar la potencia estadística de los datos de fuentes cercanas y se utilizó el esquema de ponderación de Midorikawa y Ohtake (2003) [24], donde estipula:

- ❖ 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)

Donde X es la distancia de origen.

Limitaciones del modelo

- Este modelo solo se puede utilizar en dos eventos, los superficiales que son de 0 a 30 km y los profundos 30 a 180 km [24].
- La Ecu. 15 se puede fusionar con la Ecu.7 u Ecu. 8 correctamente cuyo V_{s30} se asemeje a 300 m/s, sino caso contrario se tendrá que corregir la ecuación utilizando un término de corrección denominado (G) [24], y viene representado así:

$$G = \log(obs/pre) = p * \log(V_{s30}) + q \quad \text{(Ecu. 15)[24]}$$

Los valores de los coeficientes “p” y “q”, se pueden observar en el anexo D – 2.

- Una vez relacionada la Ecu. 15 se tendrá la siguiente ecuación para determinar el espectro correspondiente.

$$\log G = \log pre + G \quad \text{(Ecu. 16)[24]}$$

Tabla 28. Datos para utilizar en el modelo de Kanno

Datos obtenidos para Kanno			
Nombre de falla	Magnitud (M_w)	Distancia (R_{JB})	V_{s30} (m/s)
San Vicente	5.83	0.59	243.43
Pastaza	6.18	1.20	
La Playa	6.05	4.03	
San Antonio	5.84	8.08	
Tipo de Evento		Superficial	

Fuente: Roosevelt Morocho

3.1.8.5 Ecuaciones de predicción de movimiento para falla de subducción

3.1.8.6 Modelo Young

Este modelo se tiene en cuenta dos relaciones que depende mucho del tipo de subducción como los terremotos de interplaca y intraplaca [25].

La zona de subducción interplaca son los terremotos superficiales y los que se consideran intraplaca son terremotos que se dan dentro de las placas oceánicas [25].

El modelo se basa en los criterios recolectados por estudios de Harvard para generar las ecuaciones de atenuación que permite describir la aceleración espectral, viene dada por la Ecu. 9:

$$\begin{aligned} \ln(y) = & -0.6687 + 1.438M_w + C_1 + C_2(10 - M_w)^3 + C_3 * \\ & \ln(R + 1.0971e^{0.617*M_w}) + 0.00648H + 0.3643Z_T \end{aligned} \quad \text{(Ecu. 9)[25]}$$

Donde:

- ❖ **y**: aceleración espectral en (cm/s²).
- ❖ **M_w**: magnitud de momento.
- ❖ **C₁, C₂, C₃**: coeficientes de regresión para PGA horizontal al 5% de amortiguación para subducción.
- ❖ **R**: distancia focal de desarrollo.
- ❖ **H**: profundidad focal de desarrollo (Km).
- ❖ **Z_T**: tipo de falla este valor puede ser 0 para interplaca y 1 para intraplaca.

Los coeficientes de regresión se podrán obtener del anexo E-1 y hay que recalcar que:

- ❖ **g = gal** (es la unidad de aceleración equivalente a 1 cm/s², 1g = 9.81)

Limitaciones del modelo

- Se puede utilizar el modelo desde magnitudes $M_w = 5$.
- Distancia a la fuente va de 10 a 500 km.
- Profundidad focal para considerar de 10 – 229 km.

Tabla 29. Datos para utilizar en el modelo de Young

Datos obtenidos para Young			
Magnitud de momento (M_w)	Distancia Fuente al sitio (R en km)	Profundidad focal (H en km)	Tipo de falla (Z_t)
8.89	322.92	125	Intraplaca
			1
Coeficientes C_1, C_2, C_3			Anexo E-1

Fuente: Roosevelt Morocho

3.1.8.7 Zhao

El modelo se desarrolló en base a registros de movimientos fuertes en Japón hasta el movimiento principal que se basó este método el cual es Off Tokach en el 2003 [32].

Este modelo se da para eventos de subducción que emplea un factor de cambio de distancia para lograr predicciones imparciales; las magnitudes que este modelo usa son: la magnitud del sismo, la distancia más corta al plano de la falla analizada y la profundidad focal de la misma [32].

Dándonos como resultado la Ecu.10 de atenuación:

$$\log_e(y) = aM_w + b(X) - \log_e(r) + e(h - h_c)\delta_h + F_R + S_I + S_S + S_{SL} * \log_e(x) + C_k \quad (\text{Ecu. 10})[32]$$

$$r = x + c \exp(dM_w) \quad (\text{Ecu. 11})[32]$$

Donde:

- ❖ **y**: aceleración espectral en (cm/seg²).
- ❖ **M_w**: magnitud de momento.
- ❖ **x**: distancia a la fuente en (Km).
- ❖ **h**: profundidad focal (km).
- ❖ **h_c**: coeficiente de profundidad (km).
- ❖ **δh**: variable toma valor de 1 o 0.

Donde: ($\delta h = 0$; $h < h_c$; $\delta h = 1$; $h > h_c$).

- ❖ **F_R**: parámetro de falla inversa.
- ❖ **S_I**: tipo de fuente tectónica.
- ❖ **S_S**: tipo de fuente tectónica.
- ❖ **S_{SL}**: término de modificación de trayectoria independiente de magnitud para evento intraplaca.
- ❖ **C_k**: factor de sitio dependiente del tipo de suelo.
- ❖ **r**: coeficiente de amplificación en función de la distancia.

Otros parámetros que se tiene que considerar son los siguientes:

- ❖ **F_R**: eventos corticales con mecanismos de falla inversa $F_R = 1$, ver anexo F-1, caso contrario $F_R = 0$ [32].
- ❖ **S_I**: para eventos de interfase, ver anexo F-1, $S_I = 0$ caso contrario [32].
- ❖ **S_S**: para subducción, evento de intraplaca; ver anexo F-1, $S_S = 0$ caso contrario [32].
- ❖ **S_{SL}**: para eventos de intraplaca; ver anexo F-1, $S_{SL} = 0$ caso contrario [32].

Para los términos faltantes como a, b, c, d, e, se determinaron mediante análisis de regresión para cada periodo que se tiene en el modelo de Zhao al igual que el término C_k , ver el anexo F-1.

Clasificación de la profundidad Focal (h)

- ❖ Eventos Corticales su profundidad va desde 0 a 25 km [32].
- ❖ Eventos Interfase su profundidad va entre 10 a 50 km aproximadamente [32].
- ❖ Eventos Intraplaca su profundidad va desde 15 a 162 km aproximadamente [32].
- ❖ Si hay eventos más profundos $h > 125$ km, h tomará el valor de 125 km [32].

Coficiente de constate de profundidad (h_c)

- ❖ Para los eventos superficiales, $h_c = 15$ km. Menores a ($h < 25$ km) [32].
- ❖ Para los eventos profundos, $h_c = 0$ km [32].

- ❖ Cuando los términos cumplen con $(h - h_c)$ toma dirección una variable ficticia, δh que dice, $(h < h_c) = 0 = \delta h$, y $(h > h_c) = 1 = \delta h$ [32].

Según Zhao la clasificación para el factor del sitio (C_k)

- ❖ Roca dura (Clase A), sus datos están entre los rangos $V_{s30} > 1100$ m/s, se usa los datos CH [32].
- ❖ Roca (Clase A+B), sus datos están entre los rangos $V_{s30} > 600$ m/s, se usa los datos de C1 [32].
- ❖ Suelo duro (Clase C), sus datos están entre los rangos $300 < V_{s30} \leq 600$ m/s, se usa los datos de C2 [32].
- ❖ Suelo medio (Clase D), sus datos están entre los rangos $200 < V_{s30} \leq 300$ m/s, se usa los datos de C3 [32].
- ❖ Suelo suave (Clase E+F), sus datos están entre los rangos $V_{s30} \leq 200$ m/s, se usa los datos de C4 [32].

Todos estos coeficientes se pueden determinar mediante el anexo F-2.

Tabla 30. Datos para utilizar en el modelo de Zhao

Datos Obtenido para Zhao				
Magnitud (M_w)	Distancia a la fuente (X en km)	Profundidad focal (H en km)	Constante de profundidad (h_c)	δh
8.89	322.92	125	0	1
Tipo tectónico		Tipo de falla		V_{s30} (m/s)
Intraplaca		Inversa		243.43
S_I	S_S	S_{SL}	F_R	C_k
0	Datos proporcionados en tablas		1	Tablas

Fuente: Roosevelt Morocho

3.1.9 ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS

3.1.9.1 Cálculo de espectros

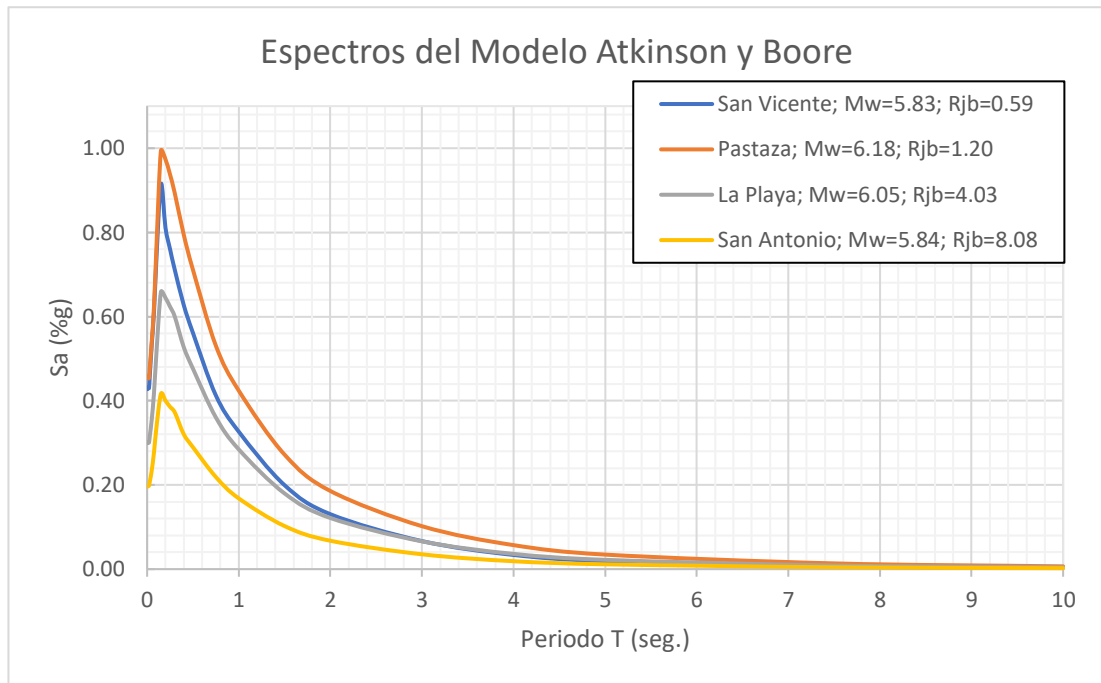
Este informe tiene como finalidad presentar el estudio de la estabilidad de sitio para la estructura de la unidad educativa Fray Sebastián Acosta perteneciente al distrito 18D03, cantón Baños; en base a modelos matemáticos deterministas que generan espectros de respuestas en función de las fallas más cercanas y activas que se seleccionaron para este sector. Este espectro que se va a obtener mediante las ecuaciones de predicción de movimiento es uno de los parámetros que es utilizado con mayor frecuencia para un diseño sísmo resistente. Este espectro fue creado en los años 1932 por Biot y patentado posteriormente por Newmark y Hall, en donde se puede decir que es un gráfico donde se observa las respuestas máximas en función de variables como velocidad, aceleración y desplazamiento que genera una acción dinámica de un grado de libertad para una estructura determinada. Para la cual en este proyecto de investigación se generaron modelos de espectros y se comparó cada uno con el espectro ya conocido que se calcula según la normativa vigente de nuestro país NEC-15.

3.1.9.2 Fallas corticales

3.1.9.3 Espectros calculados con el modelo de Atkinson y Boore

Para este modelo se va a presentar la Figura 17, obtenida mediante la Ecu.4 de predicción de movimiento propuesta por Atkinson y Boore para todas las fallas corticales – intraplaca que se han seleccionado para este proyecto, donde, se observó un espectro con cada una de las fallas usando un valor de $V_{S30} = 243.43$ m/s en todos los casos y valores de los coeficientes necesarios para el cálculo de la Tabla 25.

Figura 17. Espectros calculados por el modelo de Atkinson y Boore



Fuente: Roosevelt Morocho

En la Figura 17, se observa la gran variación de la aceleración que se ha calculado para este modelo, esta a su vez está relacionada con la distancia y magnitud de momento de cada una de las fallas que se han seleccionado.

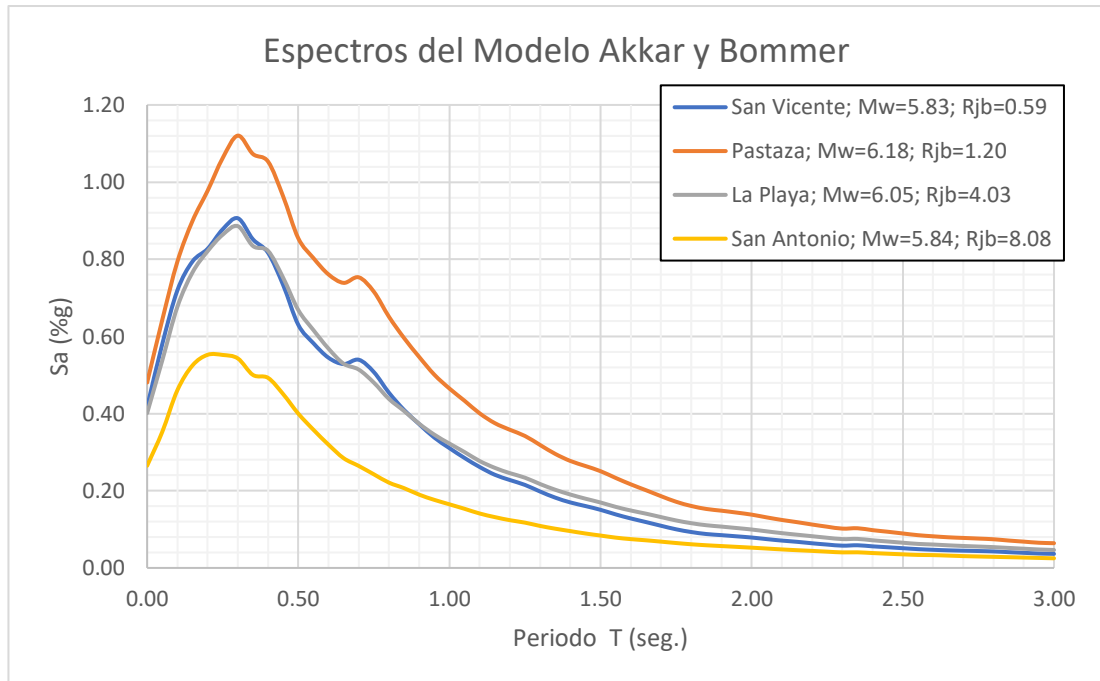
La Figura 17, muestra que la variación de aceleración del lineamiento Pastaza es muy predominante para el modelo de Atkinson y Boore, obteniendo un valor máximo de aceleración de 0.99 g. en los primeros 0.15 seg.; mientras que la falla San Vicente tiene un decremento de aceleración máxima de un 8.08%, la falla La Plata tiene un decremento de aceleración máxima de un 34.34% y la falla San Antonio tiene un decremento de aceleración máxima de un 58.58%; llegando a la síntesis de que los aspectos relacionados con este modelo juegan un papel muy importante al momento de obtener los espectros.

3.1.9.4 Espectros calculados con el modelo de Akkar y Bommer

Para este modelo se va a presentar la Figura 18, obtenido mediante la Ecu. 6 de predicción de movimiento propuesta por Akkar y Bommer para todas las fallas

corticales – intraplaca que se han seleccionado para este proyecto, donde, se observó un espectro con cada una de las fallas usando un valor de $V_{S30} = 243.43$ m/s en todos los casos y valores de los coeficientes necesarios para el cálculo de la Tabla 26.

Figura 18. Espectros calculados por el modelo de Akkar y Bommer



Fuente: Roosevelt Morocho

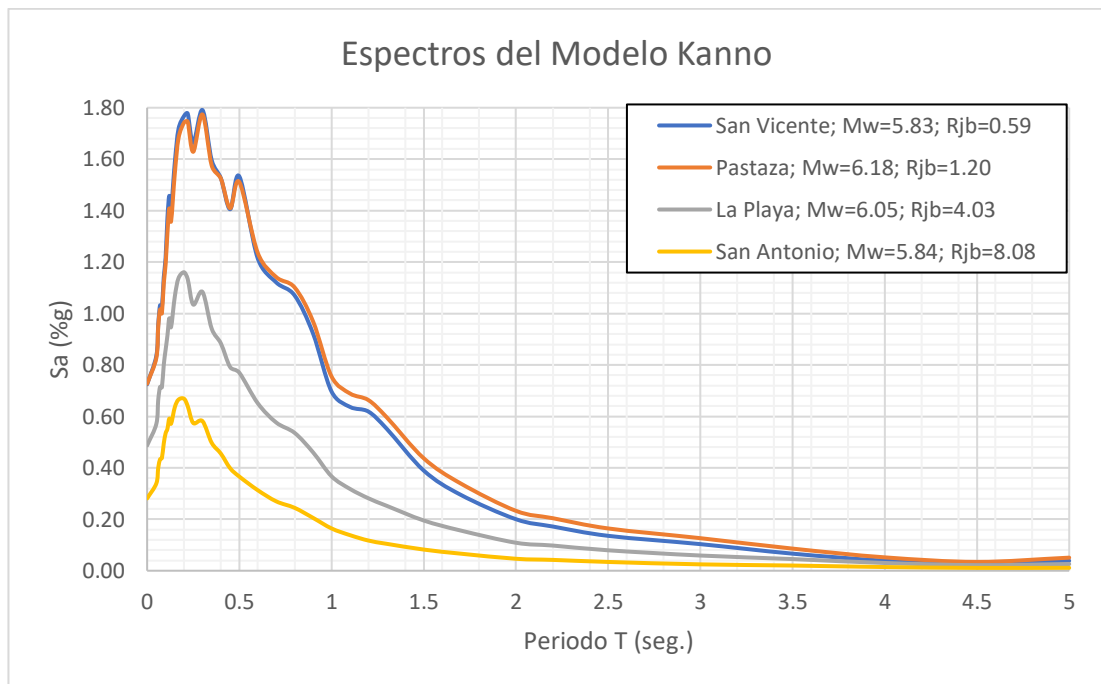
En la Figura 18, se observa la gran variación de la aceleración que se ha calculado para este modelo, esta a su vez está relacionada a la distancia, magnitud de momento, tipo de falla y el tipo de suelo de cada una de las fallas que se han seleccionado.

La Figura 18, muestra que la variación de aceleración del lineamiento Pastaza es muy predominante para el modelo de Akkar y Bommer, obteniendo un valor máximo de aceleración de 1.12 g. en los primeros 0.30 seg.; mientras que la falla San Vicente tiene un decremento de aceleración máxima de un 19.64%, la falla La Plata tiene un decremento de aceleración máxima de un 21.43% y la falla San Antonio tiene un decremento de aceleración máxima de un 50.89%; llegando a la síntesis de que los aspectos relacionados con este modelo juegan un papel muy importante al momento de obtener los espectros.

3.1.9.5 Espectros calculados con el modelo Kanno

Para este modelo se va a presentar la Figura 19, obtenido mediante la Ecu.7 de predicción de movimiento propuesta por Kanno para todas las fallas corticales – intraplaca que se han seleccionado para este proyecto, donde, se observó un espectro con cada una de las fallas usando un valor de $V_{S30} = 243.43$ m/s en todos los casos y valores de los coeficientes necesarios para el cálculo de la Tabla 27.

Figura 19. Espectros calculados por el modelo de Kanno



Fuente: Roosevelt Morocho

En la Figura 19, se observa la gran variación de la aceleración que se ha calculado para este modelo, esta a su vez está relacionada a la distancia, magnitud de momento, tipo de falla y el tipo de suelo de cada una de las fallas que se han seleccionado.

La Figura 19, muestra que la variación de aceleración de la falla San Vicente es muy predominante para el modelo de Kanno, obteniendo un valor máximo de aceleración de 1.79 g. en los primeros 0.30 seg.; mientras que el lineamiento Pastaza tiene un decremento de aceleración máxima de un 1.12%, la falla La Plata tiene un decremento de aceleración máxima de un 35.19% y la falla San Antonio tiene un decremento de

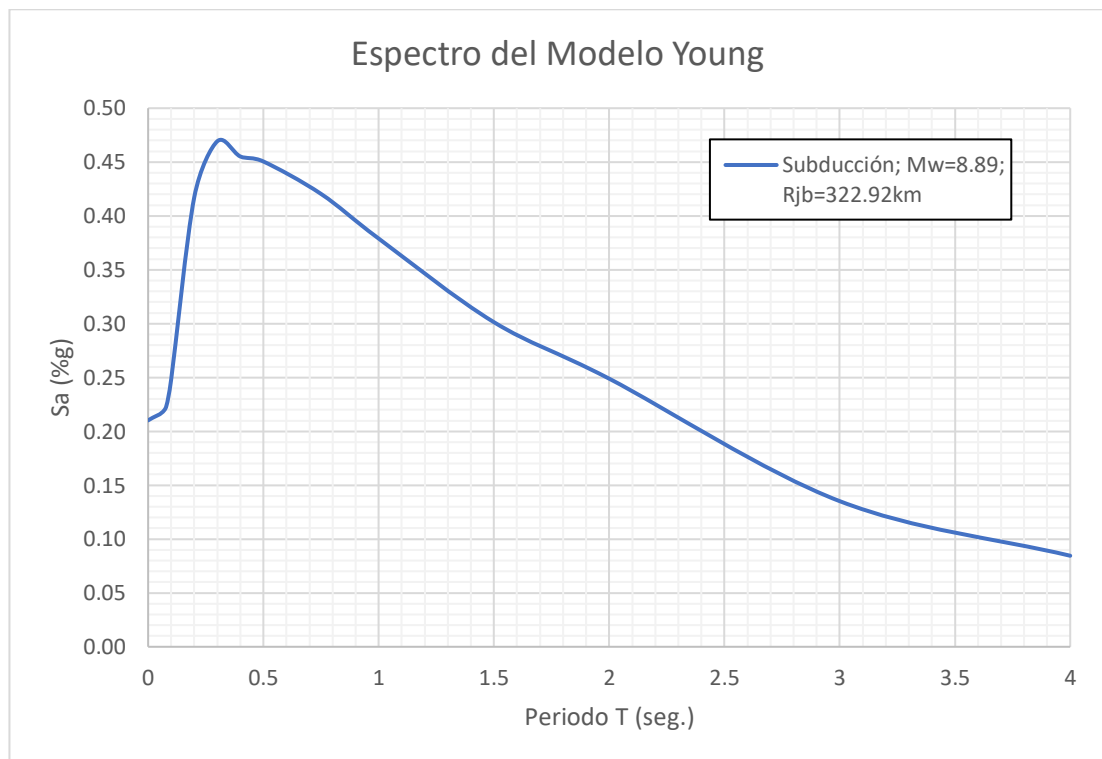
aceleración máxima de un 63.12%; llegando a la síntesis de que los aspectos relacionados con este modelo juegan un papel muy importante al momento de obtener los espectros.

3.1.9.6 Falla de subducción oceánica

3.1.9.7 Espectros calculados con el modelo de Young

Para este modelo se va a presentar la Figura 20, obtenido mediante la Ecu. 9 de predicción de movimiento propuesta por Young para la falla de subducción única seleccionada para este proyecto, donde, se observa un espectro usando un valor de $V_{S30} = 243.43$ m/s y valores de los coeficientes necesarios para el cálculo de la Tabla 28.

Figura 20. Espectros calculados por el modelo de Young



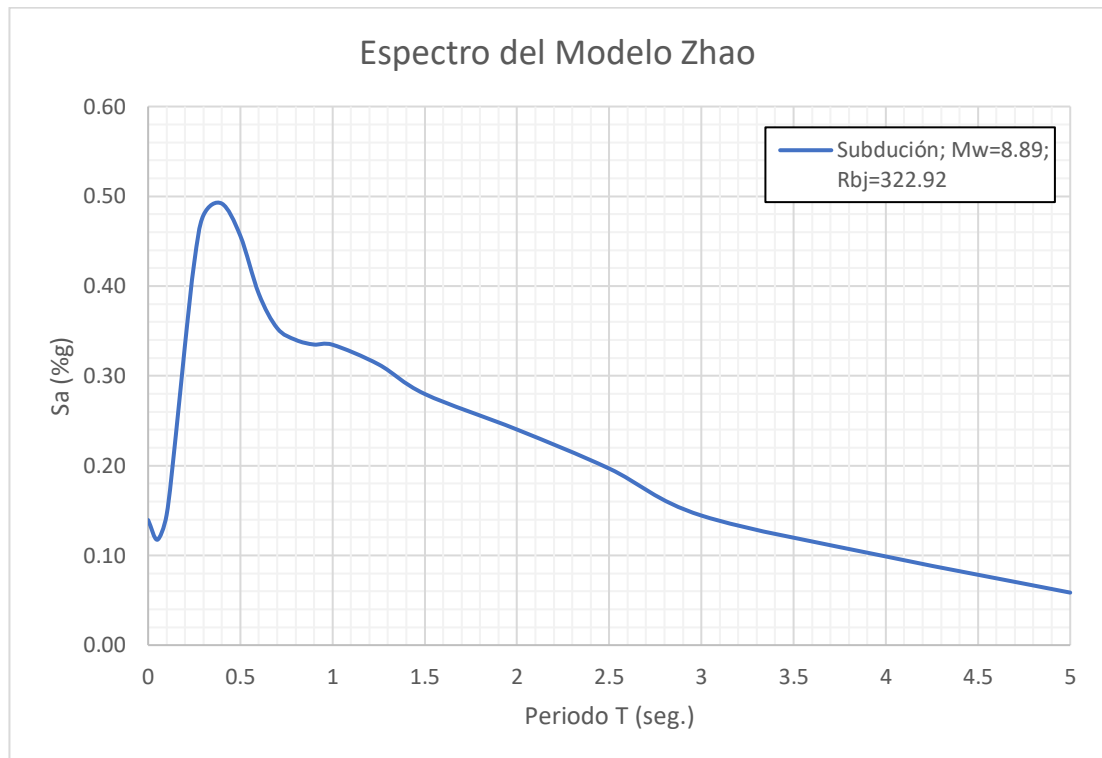
Fuente: Roosevelt Morocho

En la Figura 20, muestra que la variación de aceleración de la falla de subducción tiene como valor máximo de aceleración de 0.46 g. en los primeros 0.30 seg., llegando a la síntesis de que los aspectos relacionados con este modelo juegan un papel muy importante al momento de obtener los espectros.

3.1.9.8 Espectros calculados con el modelo de Zhao

Para este modelo se va a presentar la Figura 21, obtenido mediante la Ecu. 10 de predicción de movimiento propuesta por Zhao para la falla de subducción única seleccionada para este proyecto, donde, se observa un espectro usando un valor de $V_{S30} = 243.43$ m/s y valores de los coeficientes necesarios para el cálculo de la tabla 29.

Figura 21. Espectros calculados por el modelo de Zhao



Fuente: Roosevelt Morocho

En la Figura 21, muestra que la variación de aceleración de la falla de subducción tiene como valor máximo de aceleración de 0.49 g. en los primeros 0.40 seg., llegando a la síntesis de que los aspectos relacionados con este modelo juegan un papel muy importante al momento de obtener los espectros.

3.1.9.9 Espectro de modelo para cada falla seleccionada

Se procede a determinar cada uno de los espectros de aceleración en sus diferentes modelos de ecuaciones (Atkinson & Boore, Akkar & Bommer, Kanno, Young y Zhao),

en donde se verán reflejadas las fallas seleccionadas (San Vicente, Pastaza, La Playa, San Antonio y Subducción).

3.1.9.10 Espectro generado para la falla San Vicente

Figura 22. Espectros calculados por los modelos Atkinson y Boore, Akkar y Bommer y Kanno de la falla San Vicente

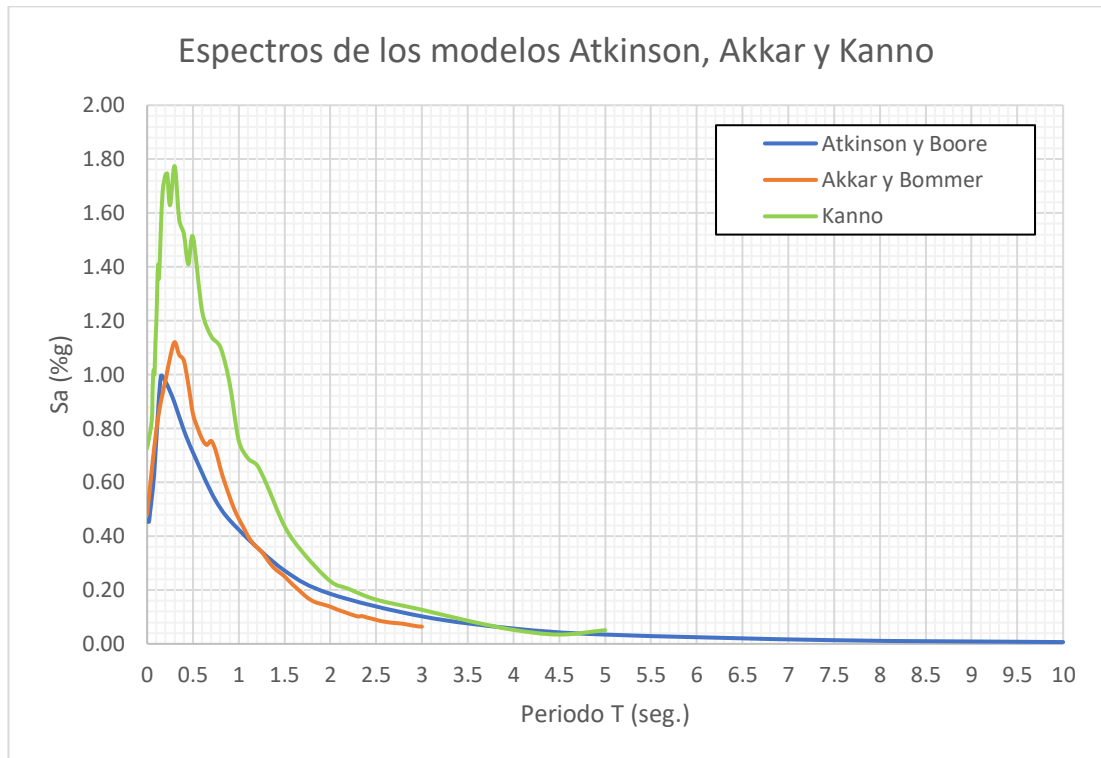


Fuente: Roosevelt Morocho

En la Figura 22 se observa que el espectro que predomina es el que se generó por el modelo de Kanno con respecto a los otros modelos, con un valor máximo de aceleración 1.79 g. en los primeros 0.30 seg.

3.1.9.11 Espectro generado para el lineamiento Pastaza

Figura 23. Espectros calculados por los modelos Atkinson y Boore, Akkar y Bommer y Kanno del lineamiento Pastaza

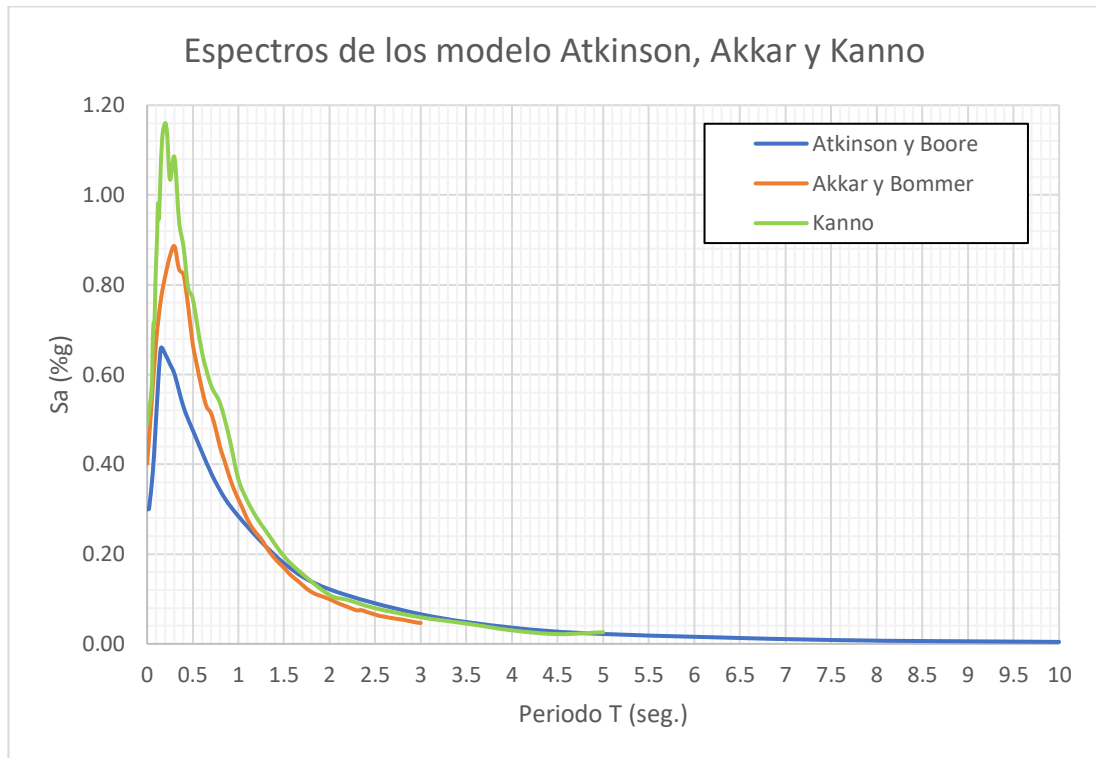


Fuente: Roosevelt Morocho

En la Figura 23 se observa que el espectro que predomina es el que se generó por el modelo de Kanno con respecto a los otros modelos, con un valor máximo de aceleración 1.77 g. en los primeros 0.30 seg.

3.1.9.12 Espectro generado para la falla La Playa

Figura 24. Espectros calculados por los modelos Atkinson y Boore, Akkar y Bommer y Kanno de la falla La Playa



Fuente: Roosevelt Morocho

En la Figura 24, se observa que el espectro que predomina es el que se generó por el modelo de Kanno con respecto a los otros modelos, con un valor máximo de aceleración 1.16 g. en los primeros 0.20 seg.

3.1.9.13 Espectro generado para la falla San Antonio

Figura 25. Espectros calculados por los modelos Atkinson y Boore, Akkar y Bommer y Kanno de la falla San Antonio

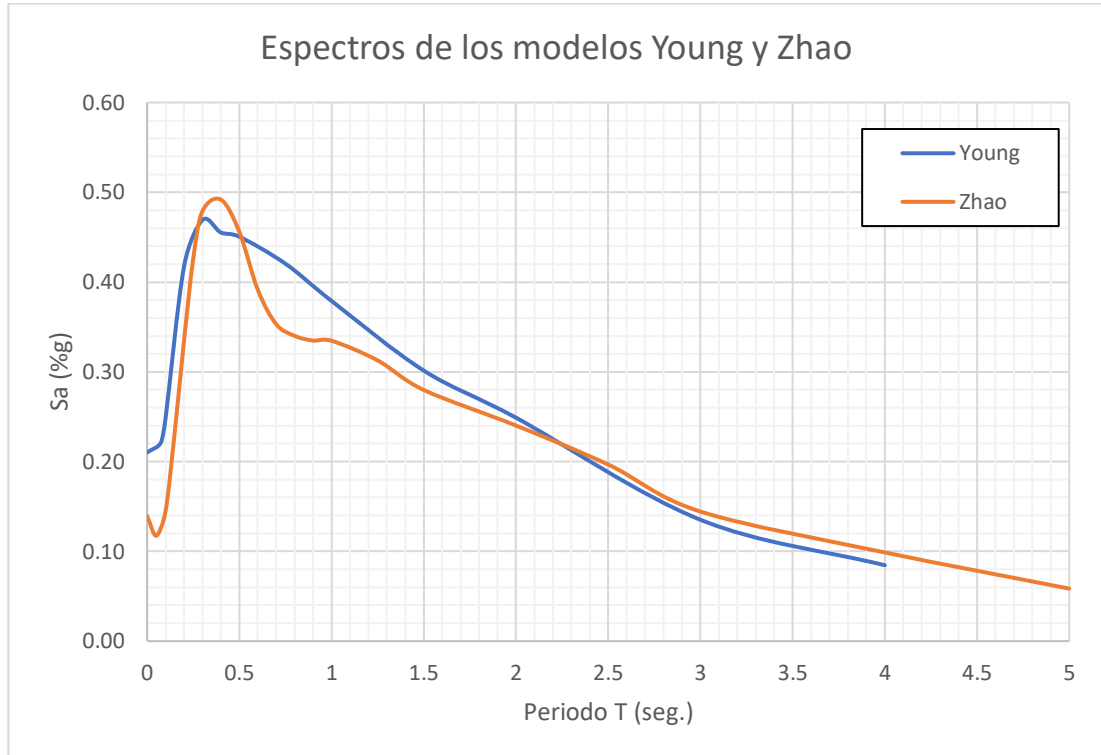


Fuente: Roosevelt Morocho

En la Figura 25, se observa que el espectro que predomina es el que se generó por el modelo de Kanno con respecto a los otros modelos, con un valor máximo de aceleración 0.66 g. en los primeros 0.20 seg.

3.1.9.14 Espectro generado para la falla de Subducción

Figura 26. Espectros calculados por los modelos Young y Zhao de la falla de subducción



Fuente: Roosevelt Morocho

En la Figura 26, se observa que el espectro que predomina es el que se generó por el modelo de Zhao con respecto al modelo de Young, con un valor máximo de aceleración 0.46 g. en los primeros 0.40 seg.

En la Tabla 31, se presentará el resumen de las aceleraciones máximas generadas con su respectivo periodo y la variación porcentual que tiene estos valores máximos con respecto a los modelos utilizados.

Tabla 31. Aceleraciones máximas y su variación entre modelos

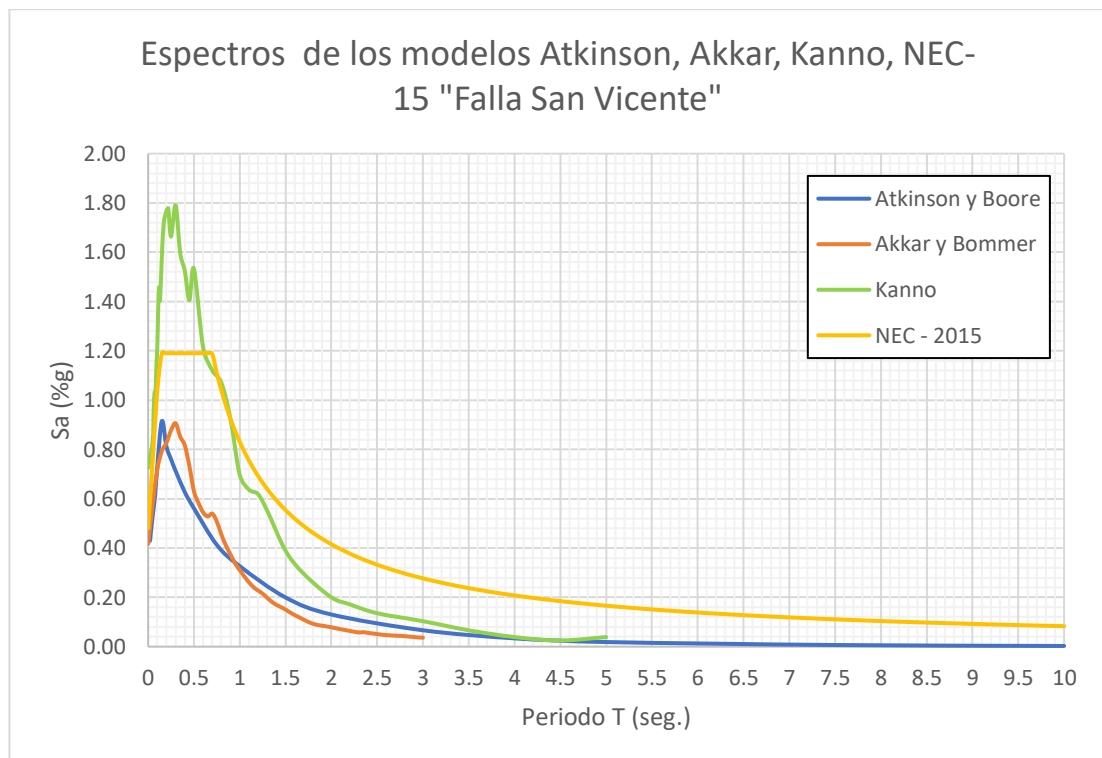
Falla San Vicente				
Modelo	Aceleración Max. (Sa)	Periodo (T)	Variación de aceleración (%)	
Kanno	1.79	0.30	Modelo	%
Atkinson y Boore	0.91	0.15	Kanno – Atkinson y Boore	49.16
Akkar y Bommer	0.90	0.30	Kanno – Akkar y Bommer	49.72
Lineamiento Pastaza				
Modelo	Aceleración Max. (Sa)	Periodo (T)	Variación de aceleración (%)	
Kanno	1.77	0.30	Modelo	%
Atkinson y Boore	0.99	0.15	Kanno – Atkinson y Boore	44.07
Akkar y Bommer	1.12	0.30	Kanno – Akkar y Bommer	36.72
Falla La Playa				
Modelo	Aceleración Max. (Sa)	Periodo (T)	Variación de aceleración (%)	
Kanno	1.16	0.20	Modelo	%
Atkinson y Boore	0.65	0.15	Kanno – Atkinson y Boore	43.96
Akkar y Bommer	0.88	0.30	Kanno – Akkar y Bommer	24.14
Falla San Antonio				
Modelo	Aceleración Max. (Sa)	Periodo (T)	Variación de aceleración (%)	
Kanno	0.66	0.20	Modelo	%
Atkinson y Boore	0.41	0.15	Kanno – Atkinson y Boore	37.88
Akkar y Bommer	0.55	0.20	Kanno – Akkar y Bommer	16.67
Falla de Subducción				
Modelo	Aceleración Max. (Sa)	Periodo (T)	Variación de aceleración (%)	
Zhao	0.49	0.40	Modelo	%
Young	0.46	0.30	Zhao – Young	6.12

Fuente: Roosevelt Morocho

3.1.9.15 Espectros combinados con el de la NEC – 2015

A continuación, se tendrá la comparativa de los espectros obtenidos mediante los modelos Atkinson y Boore, Akkar y Boomer, Kanno, Young, Zhao y el modelo que la Normativa Ecuatoriana de la construcción (NEC – 2015).

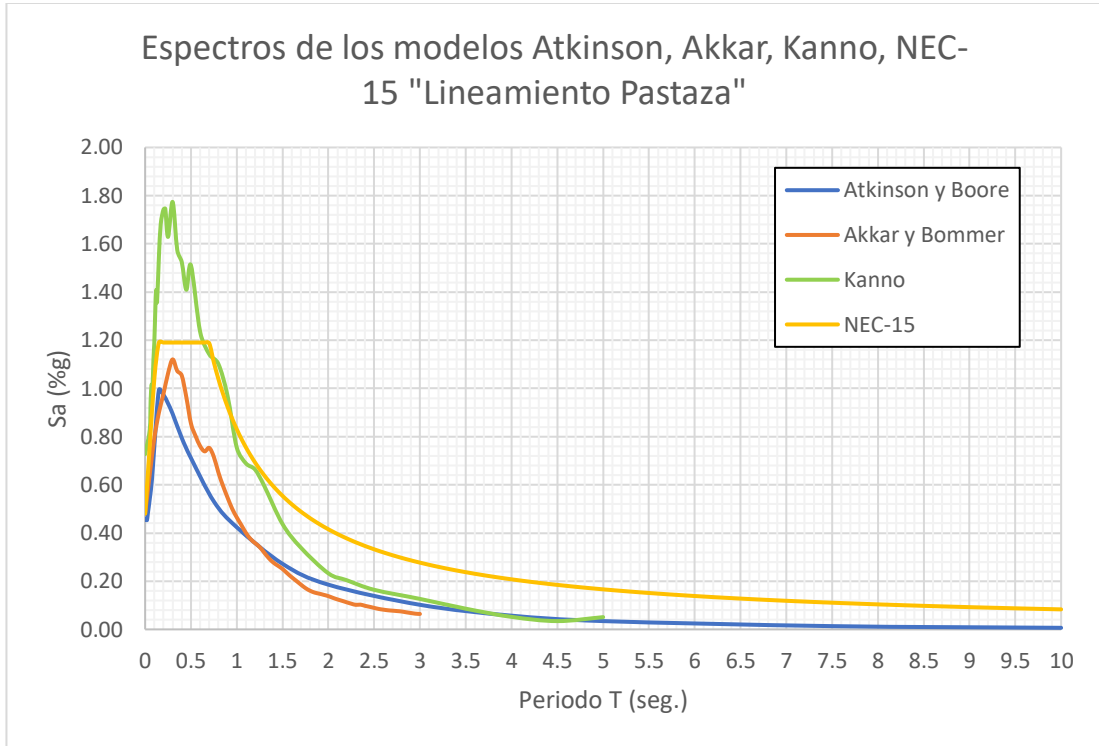
Figura 27. Espectro generado por los modelos (Boore y Atkinson, Akkar y Boomer, Kanno y NEC-15) para la falla San Vicente



Fuente: Roosevelt Morocho

En la Figura 27, se puede observar que el espectro generado por el modelo de Kanno supera los niveles de aceleración máxima con respecto al modelo de la NEC-15, este valor es de 1.79 g. en un intervalo de tiempo de 0.30 seg., siendo un 33.51% superior, mientras que los modelos de Atkinson & Boore y Akka & Bommer están dentro del rango generado por el modelo de la NEC-15.

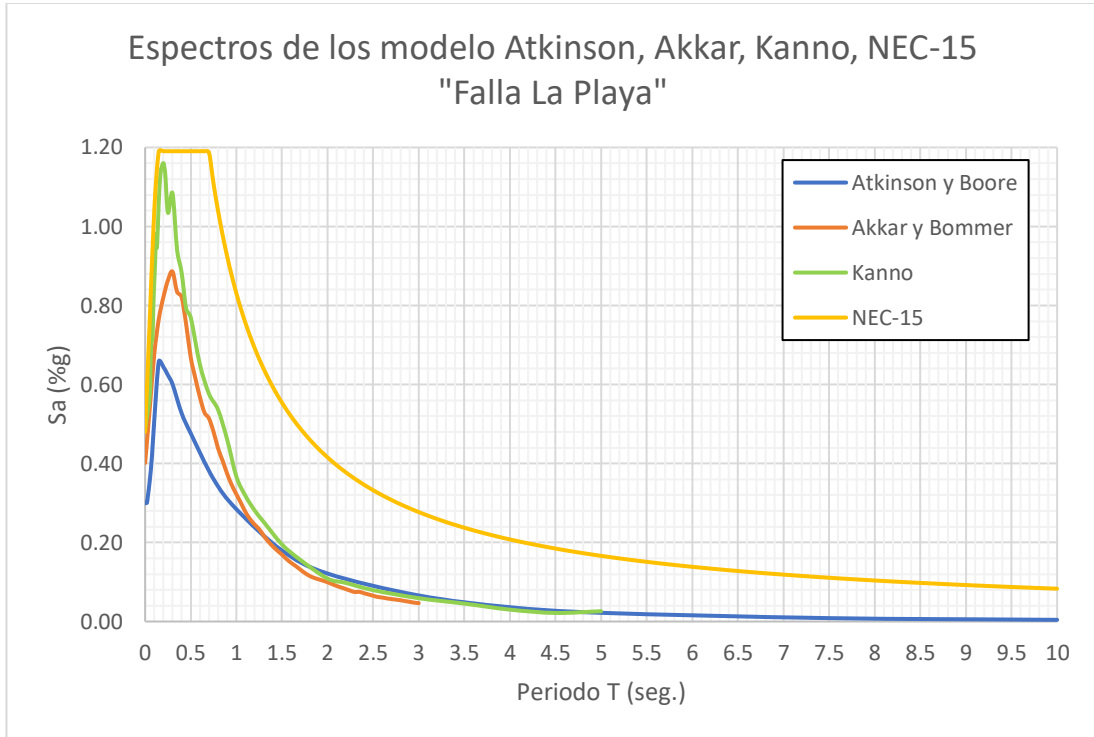
Figura 28. Espectro generado por los modelos (Boore y Atkinson, Akkar y Boomer, Kanno y NEC-15) para el lineamiento Pastaza



Fuente: Roosevelt Morocho

En la Figura 28, se puede observar que el espectro generado por el modelo de Kanno supera los niveles de aceleración máxima con respecto al modelo de la NEC-15, este valor es de 1.77 g. en un intervalo de tiempo de 0.30 seg., siendo un 32.77% superior, mientras que los modelos de Atkinson & Boore y Akka & Bommer están dentro del rango generado por el modelo de la NEC-15.

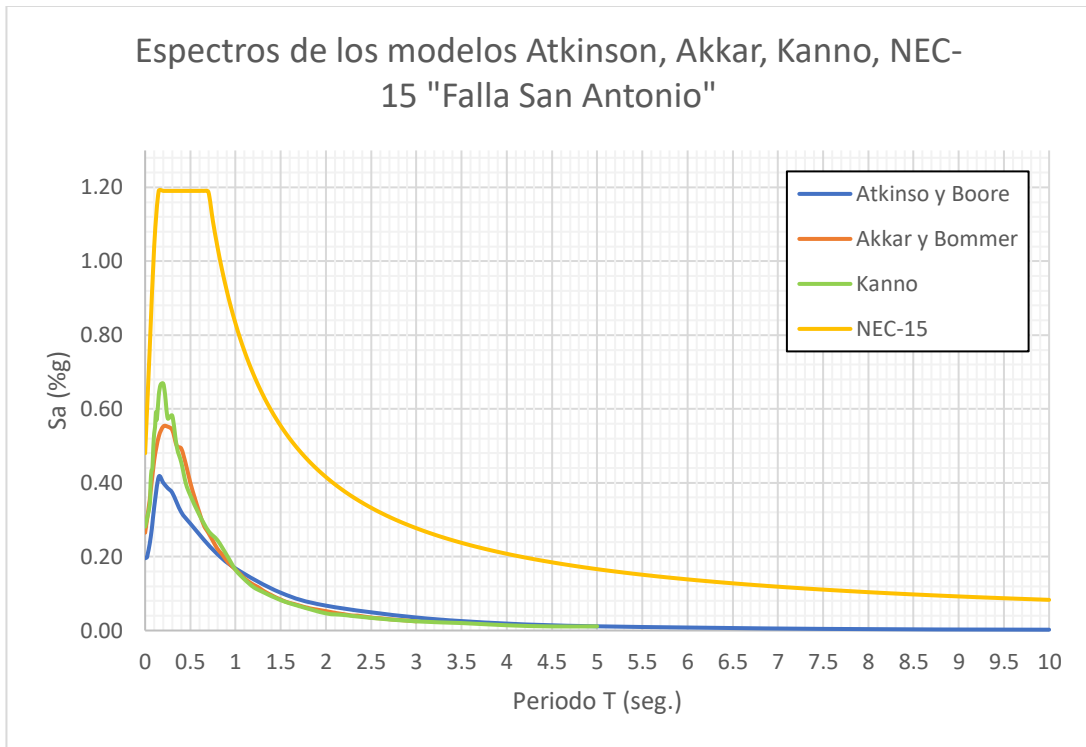
Figura 29. Espectro generado por los modelos (Boore y Atkinson, Akkar y Boomer, Kanno y NEC-15) para la falla La Playa



Fuente: Roosevelt Morocho

En la Figura 29, se puede observar que los espectros generados para la aceleración máxima por los modelos de predicción de movimiento con respecto al espectro del modelo de la NEC-15 están dentro del rango estimado.

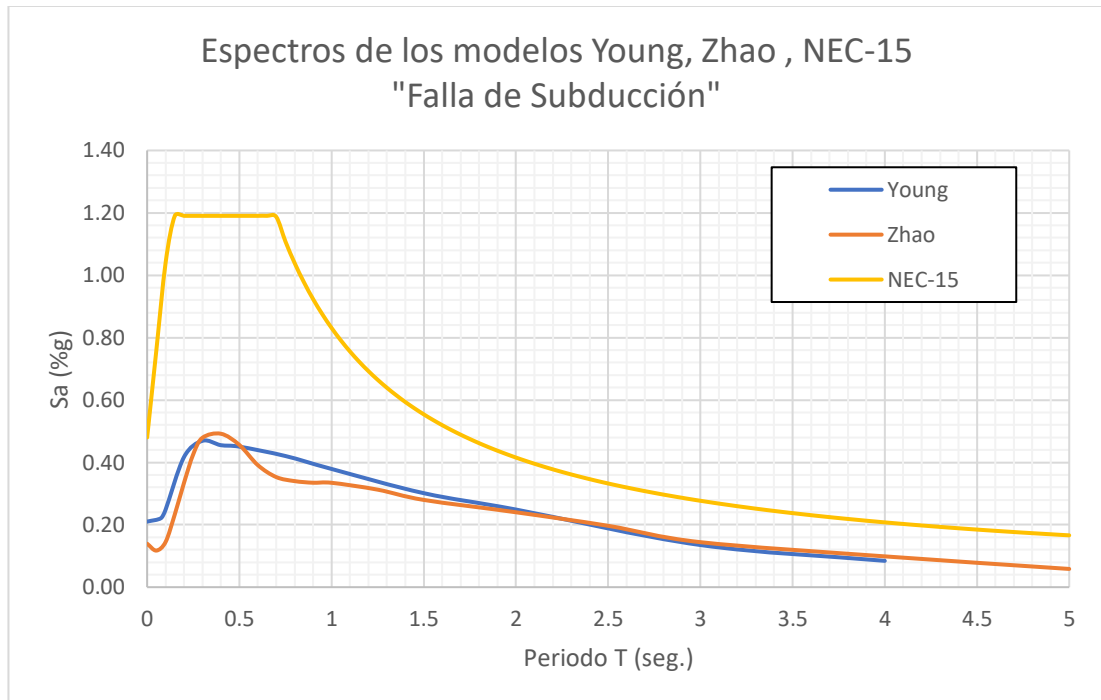
Figura 30. Espectro generado por los modelos (Boore y Atkinson, Akkar y Boomer, Kanno y NEC-15) para la falla San Antonio



Fuente: Roosevelt Morocho

En la Figura 30, se puede observar que los espectros generados para la aceleración máxima por los modelos de predicción de movimiento con respecto al espectro del modelo de la NEC-15 están dentro del rango estimado.

Figura 31. Espectro generado por los modelos (Young, Zhao y NEC-15) para la falla de subducción



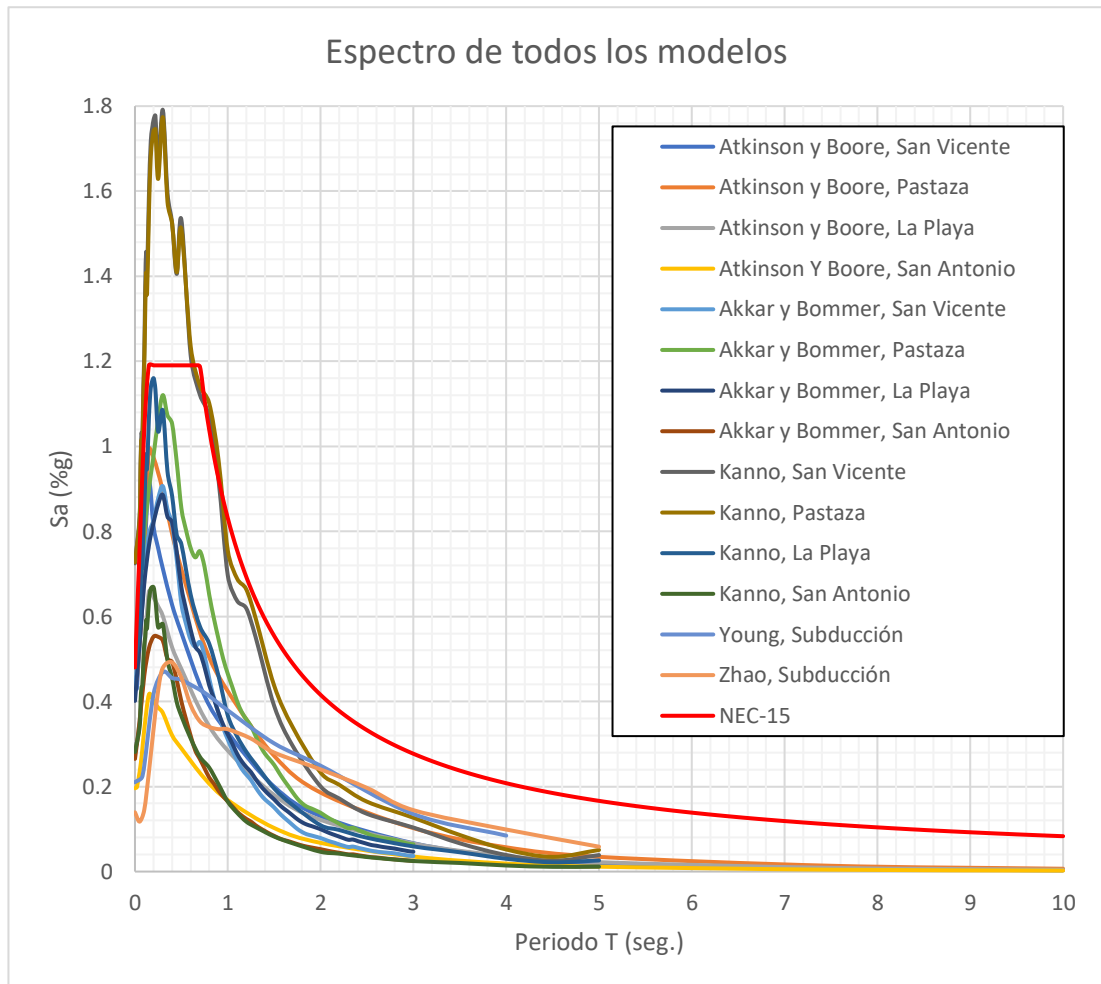
Fuente: Roosevelt Morocho

En la Figura 31, se puede observar que los espectros generados para la aceleración máxima por los modelos de predicción de movimiento con respecto al espectro del modelo de la NEC-15 están dentro del rango estimado.

3.1.9.16 Espectros generados por los modelos estudiados y la NEC-15

En la Figura 32, se tendrá a disposición todos los espectros calculados para cada una de las fallas seleccionadas y por cada modelo utilizado, además, se podrá observar la comparación del espectro generado por el modelo de la NEC-15.

Figura 32. Modelos obtenidos en comparación con el modelo de la NEC-15



Fuente: Roosevelt Morocho

La Figura 32, muestra los 14 espectros obtenidos mediante los modelos de ecuaciones matemáticas deterministas usados en este estudio, se puede observar que las fallas corticales afectan a pequeñas estructuras de la zona de estudio debido a que estos valores fluctúan en periodos cortos de tiempo; mientras que la falla de subducción afecta a estructuras de gran altura, ya que estos valores fluctúan en periodos más largos de tiempo. En cuanto a los espectros que sobrepasan al generado por la NEC-15 es el del modelo de Kanno para el lineamiento Pastaza y la falla de San Vicente, llegando a la síntesis de que el resto de los modelos son más conservadores con respecto al espectro generado por la NEC-15.

3.1.10 Espectro determinista en comparación con la NEC-15

La obtención de este espectro se da a partir de una envolvente que se genera tomando los valores máximos de aceleración de cada uno de los modelos graficados en cada una de las fallas seleccionadas.

En la Tabla 32, se observa los valores que se tomó para generar el espectro determinista de este estudio.

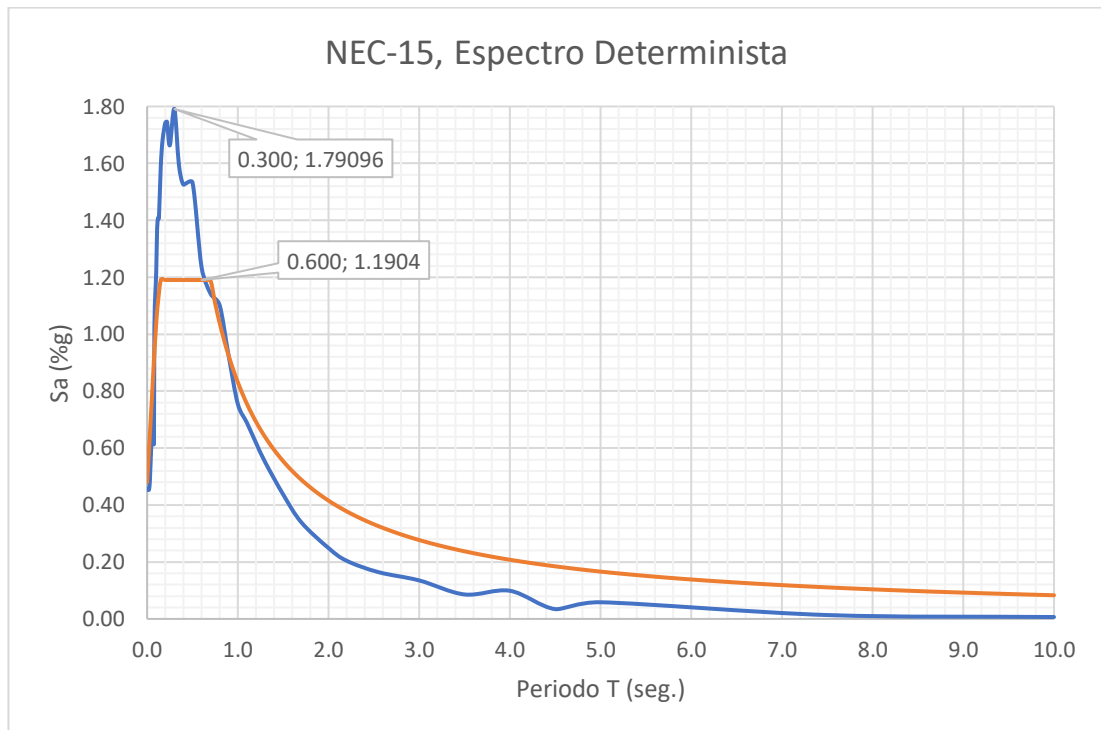
Tabla 32. Valores del espectro determinista en función del periodo y aceleración

Periodo	Sa (g)
0.000	0.45429
0.010	0.45784
0.020	0.45354
0.030	0.48242
0.050	0.64279
0.060	0.66364
0.070	0.71476
0.075	0.62485
0.080	1.02400
0.090	1.14128
0.100	1.21571
0.110	1.37123
0.120	1.40864
0.130	1.40681
0.150	1.58745
0.170	1.68144
0.200	1.74211
0.220	1.74550
0.250	1.66333
0.300	1.79096
0.350	1.59610
0.400	1.52541
0.500	1.53274
0.600	1.23533
0.700	1.14176
0.800	1.10108
0.900	0.92156
1.000	0.75478
1.100	0.68913

1.200	0.61865
1.300	0.55123
1.500	0.43704
1.700	0.33927
2.000	0.24892
2.200	0.20418
2.550	0.16433
3.000	0.13522
3.500	0.08595
4.000	0.09881
4.500	0.03444
5.000	0.05850
7.500	0.01357
10.000	0.00663

Fuente: Roosevelt Morocho

Figura 33. Espectro determinista vs. Espectro NEC-15



Fuente: Roosevelt Morocho

En la Figura 33, se muestran los dos espectros que son: el obtenido por el estudio determinístico y el de la NEC-15 para el área que se ha planteado, obteniendo el espectro determinístico que tiene un valor de aceleración máxima de 1.79 g. en un intervalo de periodo de 0.30 seg., y el espectro de la NEC-15 que tiene un valor de

aceleración máxima de 1.19 g. en un intervalo de periodo de 0.60 seg., observando que los valores de aceleración máxima de la NEC-15 son sobrepasado en un 33.52 %.

3.1.11 Análisis del comportamiento estructural de las edificaciones seleccionadas en la zona de estudio.

Cerca de la zona de estudio se encuentran edificaciones con de diferentes tipos de niveles, por su ubicación, estas también serán afectadas por los eventos sísmicos que se producen cerca de las fallas seleccionadas para esta investigación. En este estudio se han seleccionado dos edificaciones adicionales a la infraestructura principal de análisis y mediante la ayuda del programa ETAB'S, se hará posible modelar las edificaciones con el propósito de analizar el comportamiento estructural que tiene cada una de ellas y verificar si cumplen con lo que está estipulado en la NEC-15.

3.1.12 Datos estructurales de las edificaciones seleccionadas

En la Tabla 33, se indican todas las dimensiones estructurales de las edificaciones que se van a analizar en la zona de estudio, los cuales fueron obtenidos mediante un levantamiento de información en sitio y de algunos planos estructurales proporcionados por los dueños de las edificaciones.

Tabla 33. Dimensiones estructurales de cada una de las edificaciones

	Escuela Fray Sebastián Acosta	Estructura de 1 pisos	Estructura de 2 pisos
Número de pisos	1	1	2
Columnas	50x50 cm	30x30 cm	30x30 cm
Vigas	30x60 cm	25x30 cm	25x25 cm
Losas (e)	20 cm	20 cm	20 cm
Altura Máx. (m)	8 m	7.54 m	10.20 m

Fuente: Roosevelt Morocho

3.1.13 Cálculo de los periodos de vibración de las estructuras

3.1.13.1 Periodo Fundamental (T) de Vibración

La NEC-15 establece varios métodos de determinación de este periodo, para esta investigación se tomó el método 1 que viene expresado por la Ecu. 17:

$$T = C_t * h_n^\alpha \quad (\text{Ecu. 17})[5]$$

Donde:

- ❖ **T**: periodo fundamental de la estructura.
- ❖ **C_t**: coeficiente que depende del tipo de edificio.
- ❖ **h_n**: altura máxima desde la base hasta el último piso de la estructura.

Los valores de C_t y α se obtienen de la tabla especificada por la NEC-15 para pórticos especiales de hormigón armado.

Tabla 34. Coeficientes C_t y α para valores del periodo fundamental

Tipo de estructura	C _t	α
Estructuras de acero		
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.073	0.75
Pórticos especiales de hormigón armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0.055	0.75

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción. Peligro Sísmico 2015

Cálculo del periodo fundamental (T):

- ❖ Para la estructura de la escuela Fray Sebastián Acosta.

$$T = C_t * h_n^\alpha$$
$$T = 0.055 * 8^{0.9}$$

$$T = 0.3574$$

- ❖ Para la estructura de un piso.

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

$$T = 0.055 * 7.54^{0.9}$$

$$T = 0.3388$$

- ❖ Para la estructura de dos pisos.

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

$$T = 0.055 * 10.20^{0.9}$$

$$T = 0.4447$$

3.1.13.2 Periodos límites de vibración

Según la NEC-15 los límites de vibración considerados vienen determinados por las ecuaciones 18 y 19, para lo cual se considera la zona sísmica V, donde está ubicadas las edificaciones en estudio.

$$T_o = 0.1 * F_s * \frac{F_d}{F_a} \quad \text{(Ecu. 18)[5]}$$

$$T_c = 0.55 * F_s * \frac{F_d}{F_a} \quad \text{(Ecu. 19)[5]}$$

Donde:

- ❖ **T_o**: periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.
- ❖ **T_c**: periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.
- ❖ **F_a**: coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto.
- ❖ **F_d**: amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamiento para diseño en roca.
- ❖ **F_s**: comportamiento no lineal de los suelos.

Donde los datos que se obtendrán para los coeficientes a usar se basarán en la zona de estudio y el tipo de suelo al cual pertenece (ver Tabla 35).

Tabla 35. Coeficiente de amplificación de suelo para un perfil de suelo D

Datos	
Z	0.40
F_a	1.20
F_d	1.19
F_s	1.28

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción. Peligro Sísmico 2015

Cálculo de T_o :

$$T_o = 0.1 * F_s * \frac{F_d}{F_a}$$

$$T_o = 0.1 * 1.28 * \frac{1.19}{1.20}$$

$$T_o = 0.126933 \text{ seg.}$$

Cálculo de T_c :

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

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

$$T_c = 0.698133 \text{ seg.}$$

3.1.14 Reducción de los espectros elásticos

Antes de utilizar los espectros calculados, estos deben reducirse dependiendo de algunos valores que la NEC-15 estipula utilizando la siguiente Ecu.20.

$$C = \frac{I * S_a}{R * \phi_P * \phi_E} \quad \text{(Ecu. 20)[5]}$$

Donde:

- ❖ **C**: cortante basal.
- ❖ **I**: coeficiente de importancia
- ❖ **S_a**: espectro de diseño en aceleración.
- ❖ **R**: factor de reducción de resistencia sísmica.
- ❖ **Ø_E**: coeficiente de configuración en elevación.
- ❖ **Ø_P**: coeficiente de configuración en planta.

En donde la normativa estipula los siguientes datos para utilizar la configuración en planta y elevación (ver Tabla 36, 37 y 38).

Tabla 36. Valores obtenidos para reducir los espectros elásticos

	I	R	Ø_P	Ø_E
Escuela Fray Sebastián Acosta	1.3	5	0.9	1
Edificación 1 piso	1	8	0.9	1
Edificación 2 pisos	1	8	0.9	1

Fuente: Roosevelt Morocho

Tabla 37. Cortante basal sísmico según NEC-15

Edificación	C
Escuela Fray Sebastián Acosta	0.344
1 piso	0.165
2 pisos	0.165

Fuente: Roosevelt Morocho

Tabla 38. Cortante basal sísmico según NEC-15 para el espectro determinista

Edificación	C
Escuela Fray Sebastián Acosta	0.517
1 piso	0.249
2 pisos	0.249

Fuente: Roosevelt Morocho

3.1.15 Coeficiente relacionado con el periodo de vibración de la estructura T

La Normativa Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15) estipula lo siguiente (ver Tabla 39):

Tabla 39. Coeficiente K

Valores de T (s)	K
≤ 0.5	1
$0.5 < T \leq 2.5$	$0.75 + 0.5 T$
> 2.5	2

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción. Peligro Sísmico 2015

Para los datos que se calcularon, se utilizarán los siguientes valores para el coeficiente k (ver Tabla 40):

Tabla 40. Valores obtenidos de K

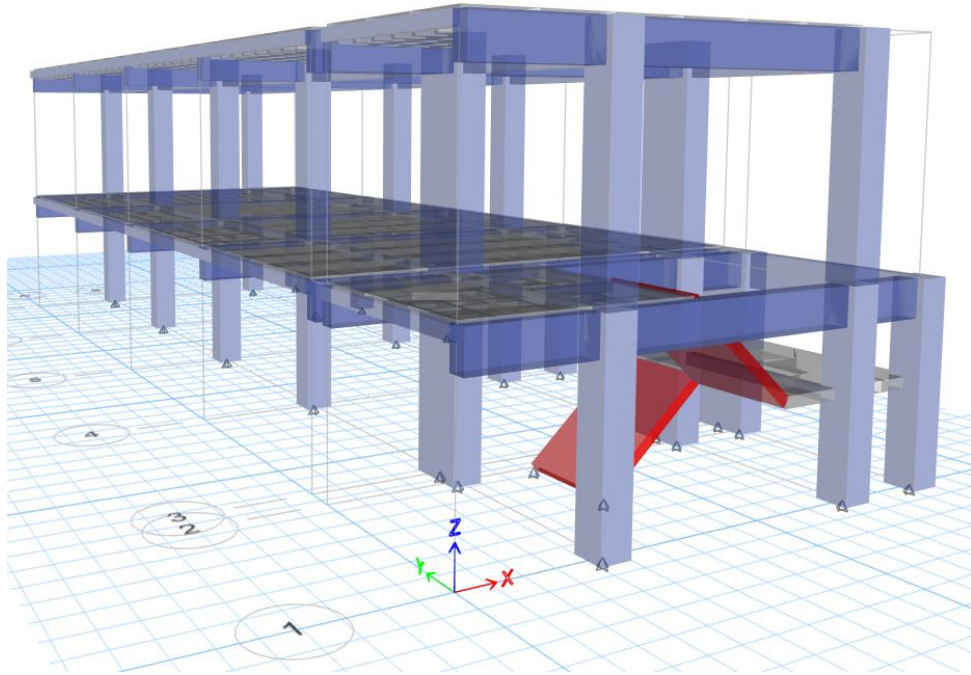
Edificación	Valores de T (s) NEC-15	k
Escuela Fray Sebastián Acosta	0.3574	1
1 piso	0.3388	1
2 pisos	0.4447	1

Fuente: Roosevelt Morocho

3.1.16 Análisis estructural de las edificaciones

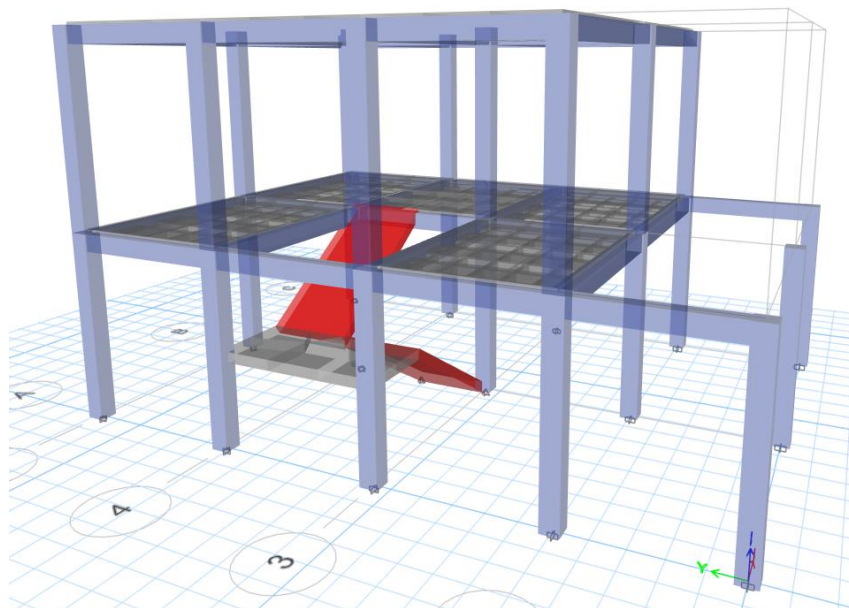
Se modela cada una de las estructuras consideradas para el estudio con los espectros desarrollados por la NEC-15 y el modelo determinístico, para comparar sus resultados obtenidos sobre su comportamiento estructural.

Figura 34. Modelación estructural de la escuela Fray Sebastián Acosta



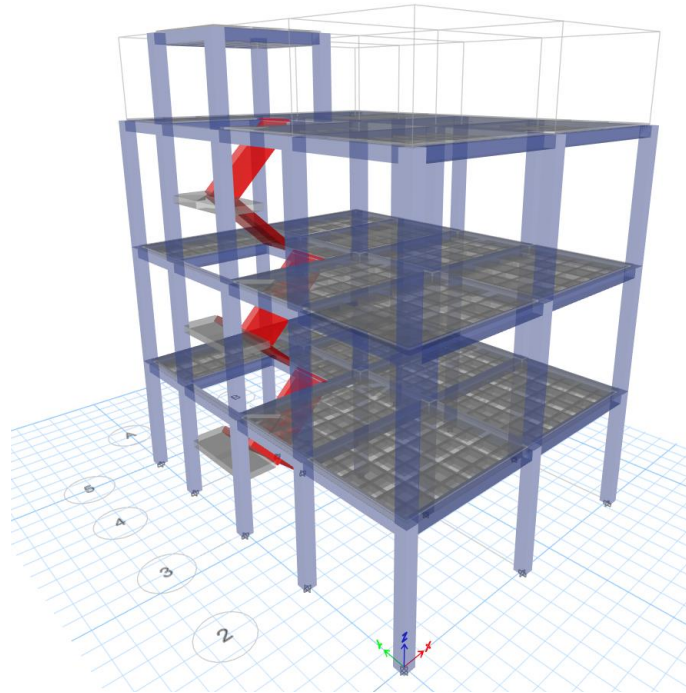
Fuente: ETABS 2018

Figura 35. Modelación estructural de la edificación de 1 piso



Fuente: ETABS 2018

Figura 36. Modelación estructural de la edificación de 2 Pisos



Fuente: ETABS 2018

La Tabla 41, muestra los coeficientes obtenidos para las estructuras.

Tabla 41. Datos obtenidos de cada factor

Dato	Edificación Fray Sebastián Acosta	Edificación 1 Piso	Edificación 2 Pisos
Z	0.40	0.40	0.40
I	1.3	1	1
R	5	8	8
Ø_p	0.90	0.90	0.90
Ø_e	1	1	1
C_t	0.055	0.055	0.055
α	0.90	0.90	0.90
h_n (m)	8	7.54	10.20
η	2.48	2.48	2.48

F_a	1.20	1.20	1.20
F_d	1.19	1.19	1.19
F_s	1.28	1.28	1.28
r	1	1	1
k	1	1	1
T_o	0.126933	0.126933	0.126933
T_c	0.698133	0.698133	0.698133

Fuente: Roosevelt Morocho

3.1.17 Análisis del periodo de vibración

Se calculó el periodo fundamental de la estructura mediante el método proporcionado por la NEC-15 y adicional a esto se obtuvo este mismo periodo en el software ETABS, en donde la normativa dice, que el valor obtenido por el programa no debe ser mayor al 30% del periodo fundamental de la estructura.

Edificación Fray Sebastián Acosta

Las Tablas 42 y 43, indican los periodos de vibración que se ha encontrado tanto en cálculos según la NEC-15 y el software ETABS 2018.

Tabla 42. Periodo de vibración de la estructura obtenido del ETABS 2018, para la escuela Fray Sebastián Acosta

TABLE: Modal Participating Mass Ratios					
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ
		sec			
Modal	1	0.312	0	0.000002801	0
Modal	2	0.312	0.00001816	6.778E-07	0.0033
Modal	3	0.312	0.000009238	0	0.0001

Fuente: ETABS 2018

Se obtuvieron los siguientes resultados, los cuales serán comparados y evaluados a ver si cumplen con lo establecido en la NEC-15.

Tabla 43. Datos obtenidos para los coeficientes T_o , T_c , T_1 , T_2

Edificación	T_o	T_c	T_1	T_2 (ETABS)
Fray Sebastián Acosta	0.1269	0.6981	0.3574	0.312

Fuente: Roosevelt Morocho

Mediante la siguiente expresión matemática proporcionada por la NEC-15 se obtiene el siguiente resultado.

$$T_1 \leq T_2 \leq 1.3T_1$$

$$0.3574 \leq 0.312 \leq 0.464$$

En donde el valor T_2 no se encuentra dentro de los rangos establecidos por la normativa, lo que quiere decir la estructura es un poco más rígida de lo recomendada.

Donde:

- ❖ **T_1** : periodo fundamental de la estructura calculado por el primer método.
- ❖ **T_2** : periodo fundamental de la estructura obtenida por ETABS, segundo método.

Edificación de 1 piso

Las Tablas 44 y 45, indican los periodos de vibración que se ha encontrado tanto en cálculos según la NEC-15 y el software ETABS 2018.

Tabla 44. Periodo de vibración de la estructura obtenido del ETABS 2018, para la edificación de 1 piso

TABLE: Modal Participating Mass Ratios					
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ
		sec			
Modal	1	0.513	0.8575	0.0042	0.0002
Modal	2	0.401	0.0037	0.4883	0.000004664
Modal	3	0.323	0.0008	0.2912	0.00001033

Fuente: ETABS 2018

Se obtuvieron los siguientes resultados, los cuales serán comparados y evaluados a ver si cumplen con lo establecido en la NEC-15.

Tabla 45. Datos obtenidos para los coeficientes T_o , T_c , T_1 , T_2

Edificación	T_o	T_c	T_1	T_2 (ETABS)
Fray Sebastián Acosta	0.1269	0.6981	0.3388	0.513

Fuente: Roosevelt Morocho

Mediante la siguiente expresión matemática proporcionada por la NEC-15 se obtiene el siguiente resultado.

$$T_1 \leq T_2 \leq 1.3T_1$$

$$0.3388 \leq 0.513 \leq 0.4404$$

En donde el valor T_2 no se encuentra dentro de los rangos establecidos por la normativa, lo que quiere decir es que la estructura es más flexible de lo recomendado.

Donde:

- ❖ **T_1** : periodo fundamental de la estructura calculado por el primer método.
- ❖ **T_2** : periodo fundamental de la estructura obtenida por ETABS, segundo método.

Edificación de 2 pisos

Las Tablas 46 y 47, indican los periodos de vibración que se ha encontrado tanto en cálculos según la NEC-15 y el software ETABS 2018.

Tabla 46. Periodo de vibración de la estructura obtenido del ETABS 2018, para la edificación de 2 pisos

TABLE: Modal Participating Mass Ratios					
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ
		sec			
Modal	1	0.912	0.8034	0.0002	0.00003984
Modal	2	0.716	0.0016	0.3213	0.000004835
Modal	3	0.622	0.0002	0.484	0.000004331

Fuente: ETABS 2018

Se obtuvieron los siguientes resultados, los cuales serán comparados y evaluados a ver si cumplen con lo establecido en la NEC-15.

Tabla 47. Datos obtenidos para los coeficientes T_0 , T_c , T_1 , T_2

Edificación	T_0	T_c	T_1	T_2 (ETABS)
Fray Sebastián Acosta	0.1269	0.6981	0.447	0.912

Fuente: Roosevelt Morocho

Mediante la siguiente expresión matemática proporcionada por la NEC-15 se obtiene el siguiente resultado.

$$T_1 \leq T_2 \leq 1.3T_1$$

$$0.447 \leq 0.912 \leq 0.5811$$

En donde el valor T_2 no se encuentra dentro de los rangos establecidos por la normativa, lo que quiere decir es que la estructura es más flexible de lo recomendado.

Donde:

- ❖ **T_1** : periodo fundamental de la estructura calculado por el primer método.
- ❖ **T_2** : periodo fundamental de la estructura obtenida por ETABS, segundo método.

No hace falta realizar este proceso en el análisis determinístico ya que los valores del periodo son los mismos debido a que estos valores dependen de la rigidez y de la masa de la estructura.

3.1.18 Modos de vibración de las estructuras

Según libros y manuales de dinámica estructural recomienda que al menos los dos primeros modos de vibración sean traslacionales y el tercero puede ser rotacional, cumpliendo que el resultado sea menor al 30% para cumplir una traslación. La Ecu. 21 determinará el porcentaje que tiene cada modo.

$$\text{SumUZ}/(\text{el mayor de UX o UY}) < 30\% \quad (\text{Ecu. 21})[5]$$

La Tabla 48, muestra el análisis para la edificación de la unidad educativa Fray Sebastián Acosta.

Tabla 48. Modos de vibración estructura Fray Sebastián Acosta

Mode	Period (seg)	UX	UY	SumUZ	%	Tipo
1	0.312	0	0.000002801	0	0	Traslacional
2	0.312	0.00001816	0.0000006778	0.0033	>100	Rotacional
3	0.312	0.000009238	0	0.0034	>100	Rotacional

Fuente: Roosevelt Morocho

La Tabla 49, muestra el análisis para la edificación de 1 piso

Tabla 49. Modos de vibración de la estructura de 1 piso

Mode	Period (seg)	UX	UY	SumUZ	%	Tipo
1	0.513	0.8575	0.0042	0.0002	0.02	Traslacional
2	0.401	0.0037	0.4883	0.0002	0.04	Traslacional
3	0.323	0.0008	0.2912	0.0002	0.07	Traslacional

Fuente: Roosevelt Morocho

La Tabla 50, muestra el análisis para la edificación de 2 pisos

Tabla 50. Modos de vibración de la estructura de 2 pisos

Mode	Period (seg)	UX	UY	SumUZ	%	Tipo
1	0.912	0.8034	0.0002	0.00003984	0.004	Traslacional
2	0.716	0.0016	0.3213	0.00004467	0.01	Traslacional
3	0.622	0.0002	0.484	0.000049	0.01	Traslacional

Fuente: Roosevelt Morocho

Según las Tablas 48, 49 y 50, se determinó que la estructura de la unidad educativa Fray Sebastián Acosta en los modos 2 y 3 son rotaciones lo que hace que la estructura tenga una mala disipación de la energía, no cumple que el criterio expuesto en la dinámica estructural. En cambio, a la estructura de 1 piso y la estructura de 2 pisos, los tres modos son traslacionales concluyendo que tienen una buena disipación de la energía al momento de ocurrir un evento sísmico.

No hace falta realizar este proceso en el análisis determinístico ya que los valores del periodo son los mismos debido a que estos valores dependen de la rigidez y de la masa de la estructura.

3.1.19 Modos necesarios para la acumulación de la masa en al menos 90%

Se debe tener muy en cuenta la participación de la masa modal en al menos un 90% de la masa total de toda la estructura en cada una de las direcciones como lo estipula la NEC-15.

Participación modal de la masa en la estructura de la unidad educativa Fray Sebastián Acosta.

Tabla 51. Participación modal de la masa en la unidad educativa Fray Sebastián Acosta

Case	Mode	SumUX	SumUy
Modal	34	0.8521	0.8262
Modal	35	0.9268	0.8381
Modal	36	0.9392	0.9165
Modal	37	0.9534	0.9454

Fuente: Roosevelt Morocho

En la Tabla 51, se puede evidenciar que la acumulación de al menos un 90% de la masa se da en el modo 35 y 36 en la edificación cumpliendo con la normativa.

Participación modal de la masa en la estructura de 1 piso

Tabla 52. Participación modal de la masa en la estructura de 1 piso

Case	Mode	SumUX	SumUy
Modal	4	0.862	0.7838
Modal	5	0.9699	0.7838
Modal	6	0.9706	0.7839
Modal	7	0.9706	0.7859
Modal	8	0.9706	0.7868
Modal	9	0.9706	0.8379
Modal	10	0.9708	0.9092
Modal	11	0.9717	0.9107

Fuente: Roosevelt Morocho

En la Tabla 52, se puede evidenciar que la acumulación de al menos un 90% de la masa se da en el modo 5 y 10 en la edificación cumpliendo con la normativa.

Participación modal de la masa en la estructura de 2 pisos

Tabla 53. Participación modal de la masa en la estructura de 2 pisos

Case	Mode	SumUX	SumUy
Modal	3	0.8052	0.8056
Modal	4	0.9527	0.8056
Modal	5	0.9531	0.8807
Modal	6	0.9531	0.8825
Modal	7	0.9531	0.9415
Modal	8	0.9532	0.9415

Fuente: Roosevelt Morocho

En la Tabla 53, se puede evidenciar que la acumulación de al menos un 90% de la masa se da en el modo 4 y 7 en la edificación cumpliendo con la normativa.

3.1.20 Derivas de piso

Toda estructura debe presentar deformaciones inelásticas que se puedan controlar mejorando el diseño conceptual [5].

Para el control de las derivas de piso se utilizarán los valores de las respuestas máximas inelásticas de desplazamientos de cada estructura Δ_M [5].

Según la normativa NEC-15, las derivas máximas inelásticas se determinarán mediante la siguiente Ecu.22 en donde cada deriva máxima tiene que ser menor al 2% [5].

$$\Delta_M = 0.75 * R * \Delta_E \quad \text{(Ecu. 22)[5]}$$

Donde:

- ❖ Δ_M : deriva máxima inelástica.
- ❖ Δ_E : desplazamiento obtenido en aplicación de fuerzas laterales de diseño reducidas.
- ❖ **R**: factor de reducción de resistencia.

3.1.20.1 Derivas estáticas según la NEC-15 para las estructuras seleccionadas en el estudio

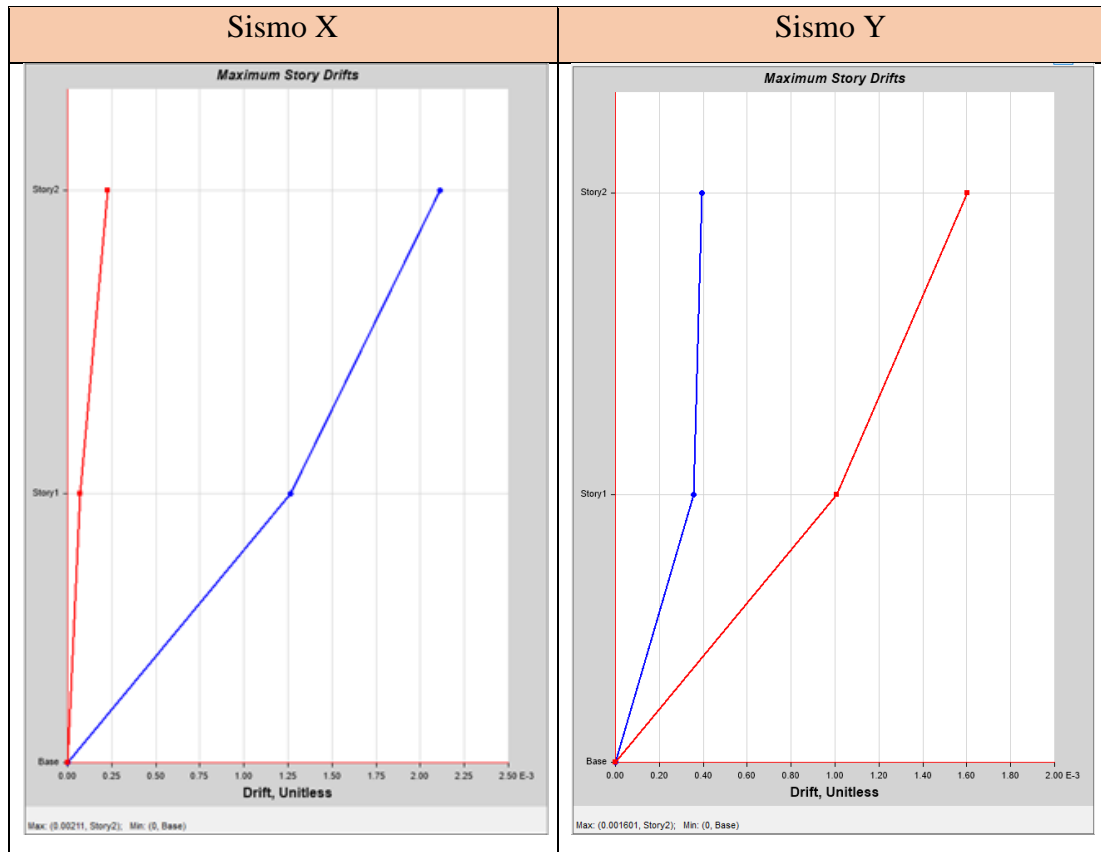
La Tabla 54 y la Figura 37, muestran los siguientes valores obtenidos para el análisis de sus derivas.

Tabla 54. Valores de las derivas máximas estáticas (NEC-15), unidad educativa Fray Sebastián Acosta

TABLE: Story Drifts						
Story	Output Case	Case Type	Direction	Drift	Label	ΔM
Story2	sismo X	LinStatic	X	0.001802	24	0.68%
Story2	sismo X	LinStatic	X	0.00211	24	0.79%
Story2	sismo X	LinStatic	X	0.001495	24	0.56%
Story1	sismo X	LinStatic	X	0.001082	21	0.41%
Story1	sismo X	LinStatic	X	0.001264	21	0.47%
Story1	sismo X	LinStatic	X	0.000901	21	0.34%
Story2	sismo Y	LinStatic	Y	0.001564	27	0.59%
Story2	sismo Y	LinStatic	Y	0.001527	27	0.57%
Story2	sismo Y	LinStatic	Y	0.001601	27	0.60%
Story1	sismo Y	LinStatic	Y	0.00099	7	0.37%
Story1	sismo Y	LinStatic	Y	0.000972	7	0.36%
Story1	sismo Y	LinStatic	Y	0.001007	7	0.38%

Fuente: ETABS 2018

Figura 37. Modelación estructural de la edificación de la unidad educativa Fray Sebastián Acosta



Fuente: ETABS 2018

Al momento de determinar los valores de la Tabla 54, se puede comprobar que las derivas inelásticas máximas estáticas, tanto en el sentido X como en el sentido Y, cumplen con valores menores al 2% según lo establecido en la normativa.

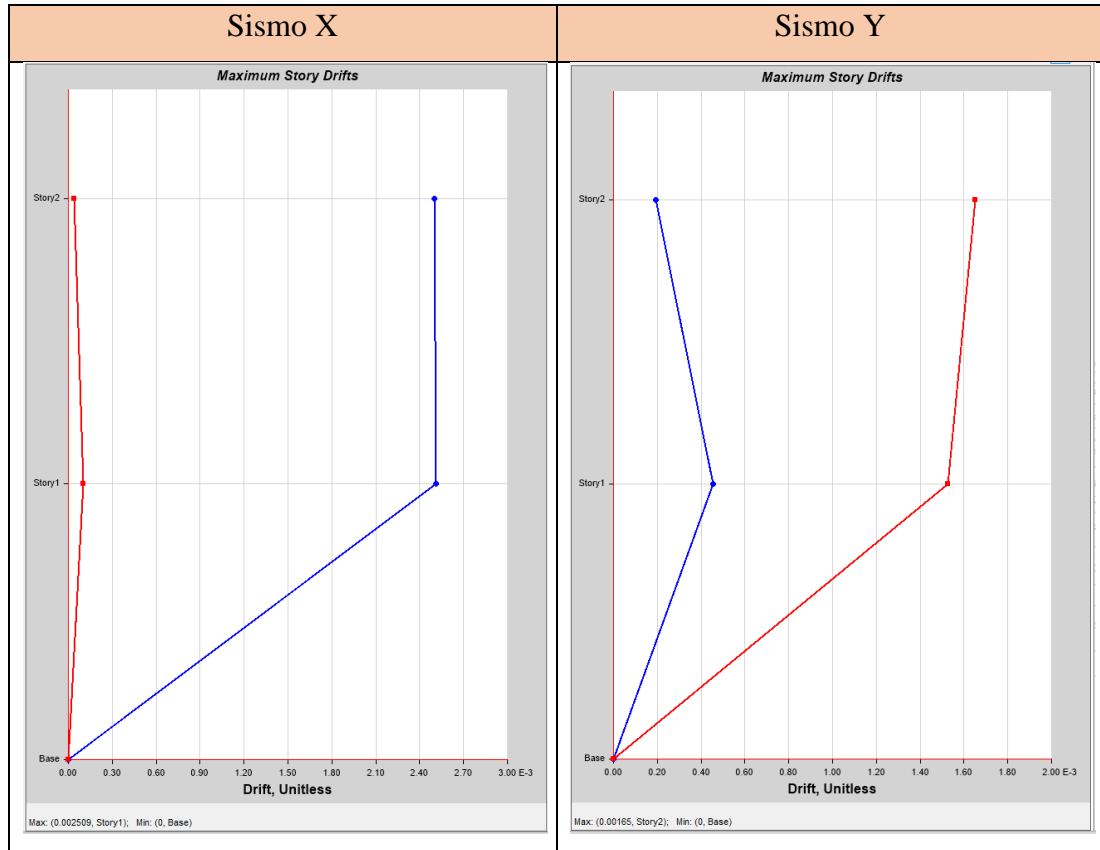
Tabla 55. Valores de las derivas máximas estáticas (NEC-15), estructura de 1 piso

TABLE: Story Drifts						
Story	Output Case	Case Type	Direction	Drift	Label	ΔM
Story2	Sismo X	LinStatic	X	0.002499	7	1.50%
Story2	Sismo X	LinStatic	X	0.002643	7	1.59%
Story2	Sismo X	LinStatic	X	0.002633	4	1.58%
Story1	Sismo X	LinStatic	X	0.002509	13	1.51%
Story1	Sismo X	LinStatic	X	0.002641	7	1.58%
Story1	Sismo X	LinStatic	X	0.002641	13	1.58%
Story1	Sismo Y	LinStatic	X	0.000327	7	0.20%
Story2	Sismo Y	LinStatic	Y	0.00165	7	0.99%
Story2	Sismo Y	LinStatic	Y	0.001786	7	1.07%

Story2	Sismo Y	LinStatic	Y	0.001559	1	0.94%
Story1	Sismo Y	LinStatic	Y	0.001528	7	0.92%
Story1	Sismo Y	LinStatic	Y	0.001681	7	1.01%
Story1	Sismo Y	LinStatic	Y	0.001375	7	0.83%

Fuente: ETABS 2018

Figura 38. Derivas máximas estáticas (NEC-15), estructura de 1 piso



Fuente: ETABS 2018

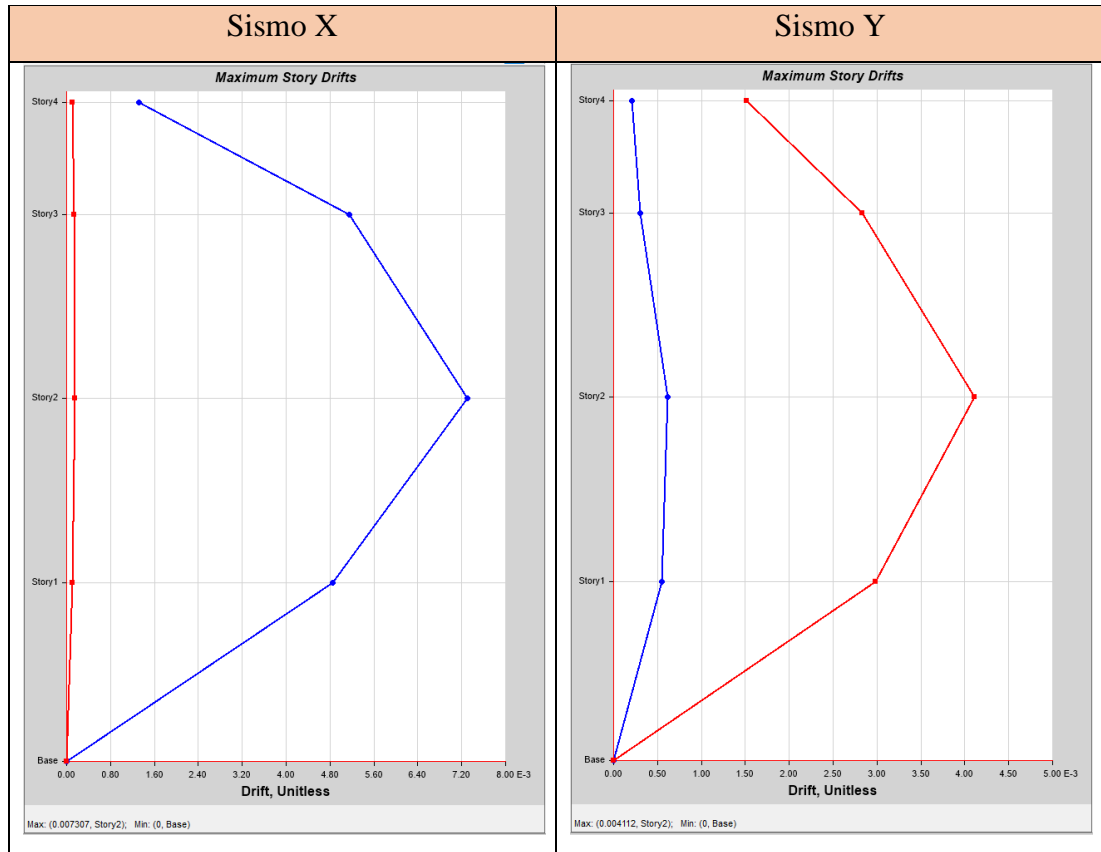
Al momento de determinar los valores de la Tabla 55, se puede comprobar que las derivas inelásticas máximas estáticas, tanto en el sentido X como en el sentido Y, cumplen con valores menores al 2% según lo establecido en la normativa.

Tabla 56. Valores de las derivas máximas estáticas (NEC-15), estructura de 2 pisos

TABLE: Story Drifts						
Story	Output Case	Case Type	Direction	Drift	Label	ΔM
Story4	Sismo X	LinStatic	X	0.001315	5	0.79%
Story4	Sismo X	LinStatic	X	0.001342	5	0.81%
Story4	Sismo X	LinStatic	X	0.001289	5	0.77%
Story3	Sismo X	LinStatic	X	0.005154	12	3.09%
Story3	Sismo X	LinStatic	X	0.00513	16	3.08%
Story3	Sismo X	LinStatic	X	0.005499	12	3.30%
Story2	Sismo X	LinStatic	X	0.007307	12	4.38%
Story2	Sismo X	LinStatic	X	0.007408	16	4.44%
Story2	Sismo X	LinStatic	X	0.00785	12	4.71%
Story1	Sismo X	LinStatic	X	0.00485	12	2.91%
Story1	Sismo X	LinStatic	X	0.005109	16	3.07%
Story1	Sismo X	LinStatic	X	0.005248	12	3.15%
Story4	Sismo X	LinStatic	Y	0.000152	17	0.09%
Story4	Sismo Y	LinStatic	Y	0.001513	17	0.91%
Story4	Sismo Y	LinStatic	Y	0.001483	17	0.89%
Story4	Sismo Y	LinStatic	Y	0.001544	17	0.93%
Story3	Sismo Y	LinStatic	Y	0.002827	16	1.70%
Story3	Sismo Y	LinStatic	Y	0.003057	16	1.83%
Story3	Sismo Y	LinStatic	Y	0.002597	16	1.56%
Story2	Sismo Y	LinStatic	Y	0.004112	16	2.47%
Story2	Sismo Y	LinStatic	Y	0.004475	16	2.69%
Story2	Sismo Y	LinStatic	Y	0.003749	16	2.25%
Story1	Sismo Y	LinStatic	Y	0.002978	16	1.79%
Story1	Sismo Y	LinStatic	Y	0.00325	16	1.95%
Story1	Sismo Y	LinStatic	Y	0.002707	16	1.62%

Fuente: ETABS 2018

Figura 39. Derivas máximas estáticas (NEC-15), estructura de 2 pisos



Fuente: ETABS 2018

Al momento de determinar los valores de la Tabla 56, se puede comprobar que las derivas inelásticas máximas estáticas, tanto en el sentido X como en el sentido Y, no cumplen con valores menores al 2% según lo establecido en la normativa, por lo que la estructura puede estar comprometida al momento de presentarse un evento sísmico.

3.1.20.2 Derivas estáticas según el modelo determinista para las estructuras seleccionadas en el estudio

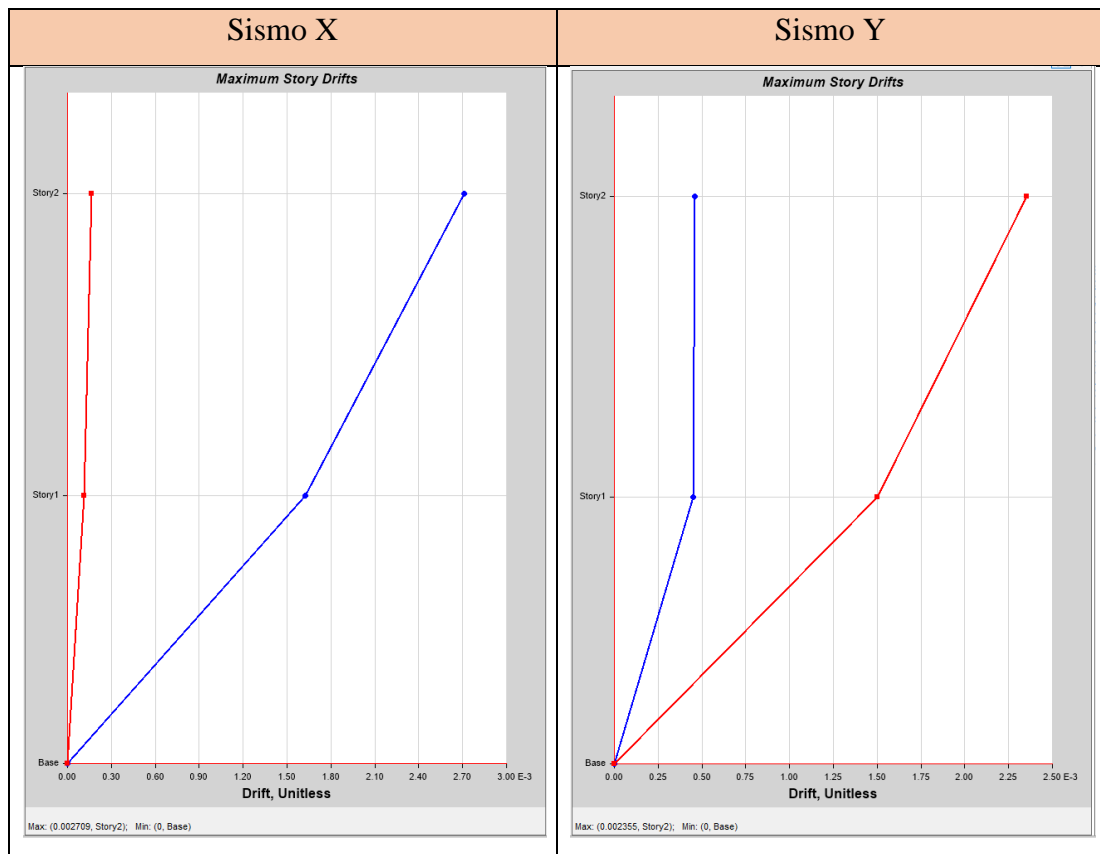
Tabla 57. Valores de las derivas máximas estáticas (DETERMINISTA), unidad educativa Fray Sebastián Acosta

TABLE: Story Drifts						
Story	Output Case	Case Type	Direction	Drift	Label	ΔM
Story2	sismo X	LinStatic	X	0.002709	24	1.02%
Story2	sismo X	LinStatic	X	0.003172	24	1.19%
Story2	sismo X	LinStatic	X	0.002246	24	0.84%
Story1	sismo X	LinStatic	X	0.001627	21	0.61%

Story1	sismo X	LinStatic	X	0.0019	21	0.71%
Story1	sismo X	LinStatic	X	0.001353	21	0.51%
Story2	sismo Y	LinStatic	Y	0.002355	27	0.88%
Story2	sismo Y	LinStatic	Y	0.002299	27	0.86%
Story2	sismo Y	LinStatic	Y	0.002411	27	0.90%
Story1	sismo Y	LinStatic	Y	0.001499	7	0.56%
Story1	sismo Y	LinStatic	Y	0.001472	7	0.55%
Story1	sismo Y	LinStatic	Y	0.001526	7	0.57%

Fuente: ETABS 2018

Figura 40. Derivas máximas estáticas (DETERMINISTA), unidad educativa Fray Sebastián Acosta



Fuente: ETABS 2018

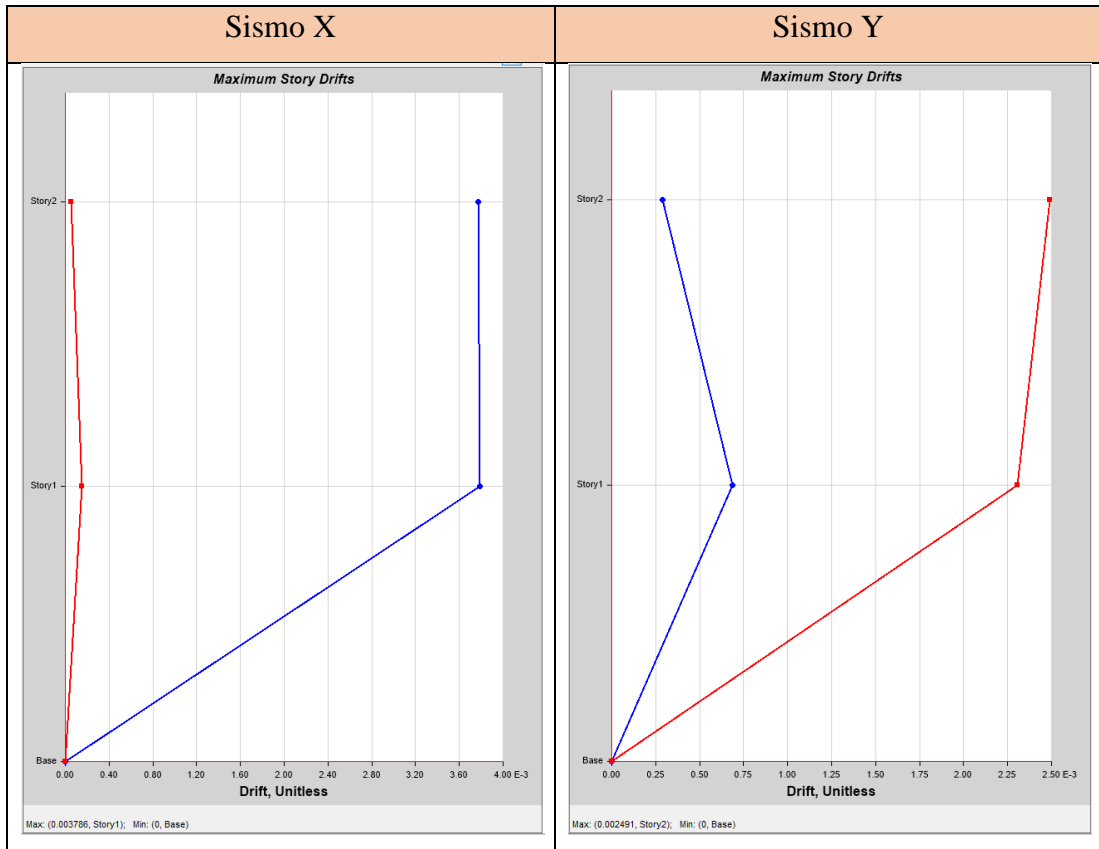
Al momento de determinar los valores de la Tabla 57, se puede comprobar que las derivas inelásticas máximas estáticas, tanto en el sentido X como en el sentido Y, cumplen con valores menores al 2% según lo establecido en la normativa.

Tabla 58. Valores de las derivas máximas estáticas (DETERMINISTA), estructura de 1 piso

TABLE: Story Drifts						
Story	Output Case	Case Type	Direction	Drift	Label	ΔM
Story2	Sismo X	LinStatic	X	0.003772	7	2.26%
Story2	Sismo X	LinStatic	X	0.003988	7	2.39%
Story2	Sismo X	LinStatic	X	0.003973	4	2.38%
Story1	Sismo X	LinStatic	X	0.003786	13	2.27%
Story1	Sismo X	LinStatic	X	0.003986	7	2.39%
Story1	Sismo X	LinStatic	X	0.003986	13	2.39%
Story1	Sismo Y	LinStatic	X	0.000493	7	0.30%
Story2	Sismo Y	LinStatic	Y	0.002491	7	1.49%
Story2	Sismo Y	LinStatic	Y	0.002696	7	1.62%
Story2	Sismo Y	LinStatic	Y	0.002353	1	1.41%
Story1	Sismo Y	LinStatic	Y	0.002306	7	1.38%
Story1	Sismo Y	LinStatic	Y	0.002537	7	1.52%
Story1	Sismo Y	LinStatic	Y	0.002075	7	1.25%

Fuente: ETABS 2018

Figura 41. Derivas máximas estáticas (DETERMINISTA), estructura de 1 piso



Fuente: ETABS 2018

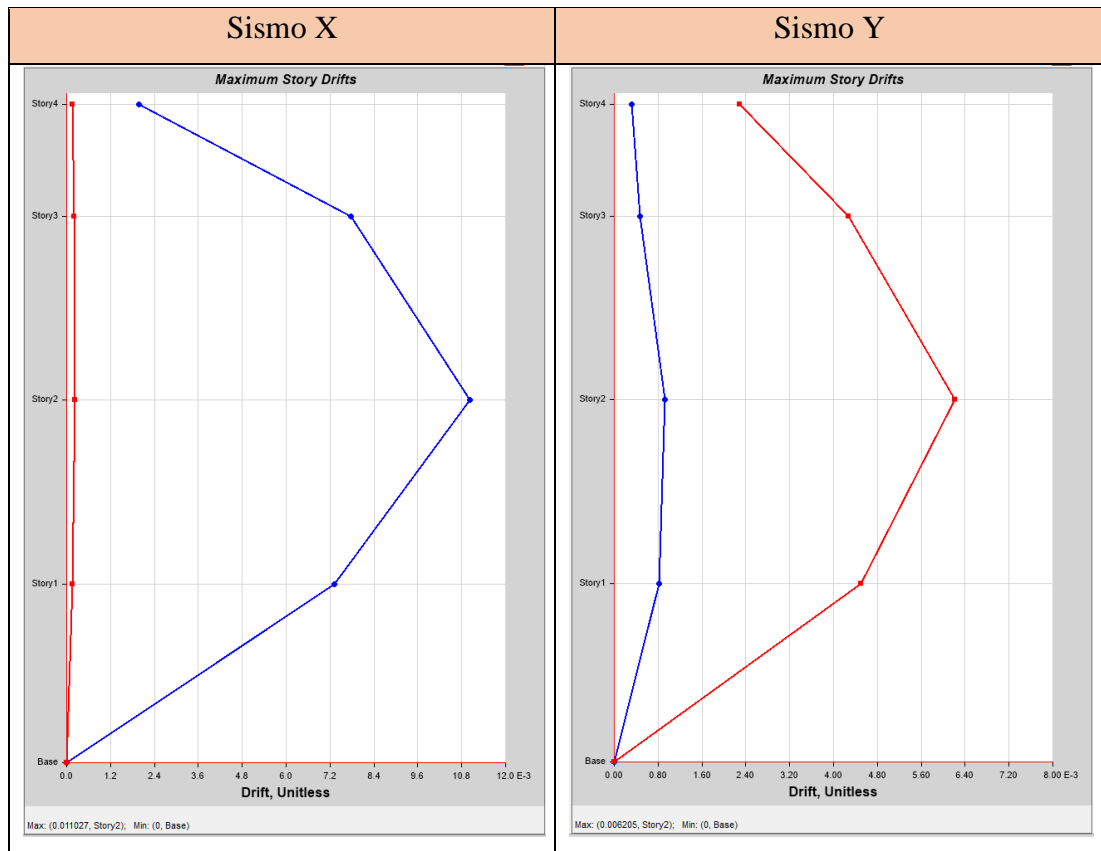
Al momento de determinar los valores de la Tabla 58, se puede comprobar que las derivas inelásticas máximas estáticas, en el sentido X no cumplen con valores menores al 2% según lo establecido en la normativa, por lo que la estructura puede estar comprometida al momento de presentarse un evento sísmico.

Tabla 59. Valores de las derivas máximas estáticas (DETERMINISTA), estructura de 2 pisos

TABLE: Story Drifts						
Story	Output Case	Case Type	Direction	Drift	Label	ΔM
Story4	Sismo X	LinStatic	X	0.001985	5	1.19%
Story4	Sismo X	LinStatic	X	0.002026	5	1.22%
Story4	Sismo X	LinStatic	X	0.001945	5	1.17%
Story3	Sismo X	LinStatic	X	0.007777	12	4.67%
Story3	Sismo X	LinStatic	X	0.007742	16	4.65%
Story3	Sismo X	LinStatic	X	0.008299	12	4.98%
Story2	Sismo X	LinStatic	X	0.011027	12	6.62%
Story2	Sismo X	LinStatic	X	0.011179	16	6.71%
Story2	Sismo X	LinStatic	X	0.011846	12	7.11%
Story1	Sismo X	LinStatic	X	0.007319	12	4.39%
Story1	Sismo X	LinStatic	X	0.007711	16	4.63%
Story1	Sismo X	LinStatic	X	0.00792	12	4.75%
Story4	Sismo X	LinStatic	Y	0.00023	17	0.14%
Story4	Sismo Y	LinStatic	Y	0.002284	17	1.37%
Story4	Sismo Y	LinStatic	Y	0.002238	17	1.34%
Story4	Sismo Y	LinStatic	Y	0.002329	17	1.40%
Story3	Sismo Y	LinStatic	Y	0.004266	16	2.56%
Story3	Sismo Y	LinStatic	Y	0.004613	16	2.77%
Story3	Sismo Y	LinStatic	Y	0.003919	16	2.35%
Story2	Sismo Y	LinStatic	Y	0.006205	16	3.72%
Story2	Sismo Y	LinStatic	Y	0.006752	16	4.05%
Story2	Sismo Y	LinStatic	Y	0.005657	16	3.39%
Story1	Sismo Y	LinStatic	Y	0.004495	16	2.70%
Story1	Sismo Y	LinStatic	Y	0.004905	16	2.94%
Story1	Sismo Y	LinStatic	Y	0.004085	16	2.45%

Fuente: ETABS 2018

Figura 42. Derivas máximas estáticas (DETERMINISTA), estructura de 2 pisos



Fuente: ETABS 2018

Al momento de determinar los valores de la Tabla 59, se puede comprobar que las derivas inelásticas máximas estáticas, tanto en el sentido X como en el sentido Y, no cumplen con valores menores al 2% según lo establecido en la normativa, por lo que la estructura puede estar comprometida al momento de presentarse un evento sísmico.

En la Tabla 60, se tiene el cuadro de resumen de las derivas estáticas obtenidas con el modelo determinista y el de la NEC-15.

Tabla 60. Derivas máximas elásticas obtenidas en cada una de las estructuras y con cada modelo obtenido

Estructura de la unidad educativa Fray Sebastián Acosta			
Espectro de la NEC - 15			
Sentido X		Sentido Y	
Δ_E	$\Delta_M \%$	Δ_E	$\Delta_M \%$
0.00211	0.79	0.001601	0.60
Espectro de la DETERMINISTA			
Sentido X		Sentido Y	
Δ_E	$\Delta_M \%$	Δ_E	$\Delta_M \%$
0.002709	1.02	0.002355	0.88
Estructura de 1 piso			
Espectro de la NEC - 15			
Sentido X		Sentido Y	
Δ_E	$\Delta_M \%$	Δ_E	$\Delta_M \%$
0.002509	1.51	0.00165	0.99
Espectro de la DETERMINISTA			
Sentido X		Sentido Y	
Δ_E	$\Delta_M \%$	Δ_E	$\Delta_M \%$
0.003786	2.27	0.002491	1.49
Estructura de 2 pisos			
Espectro de la NEC - 15			
Sentido X		Sentido Y	
Δ_E	$\Delta_M \%$	Δ_E	$\Delta_M \%$
0.007307	4.38	0.004112	2.47
Espectro de la DETERMINISTA			
Sentido X		Sentido Y	
Δ_E	$\Delta_M \%$	Δ_E	$\Delta_M \%$
0.011027	6.62	0.006205	3.72

Fuente: Roosevelt Morocho

Una vez analizadas las derivas inelásticas estáticas, con base en los espectros determinista y NEC-15, se puede determinar que las estructuras de 1 piso y la de 2 pisos están expuestas a riesgos estructurales, ya que las derivas que se tienen no cumplen con la normativa ecuatoriana que es el de 2% como deriva máxima por piso de la estructura.

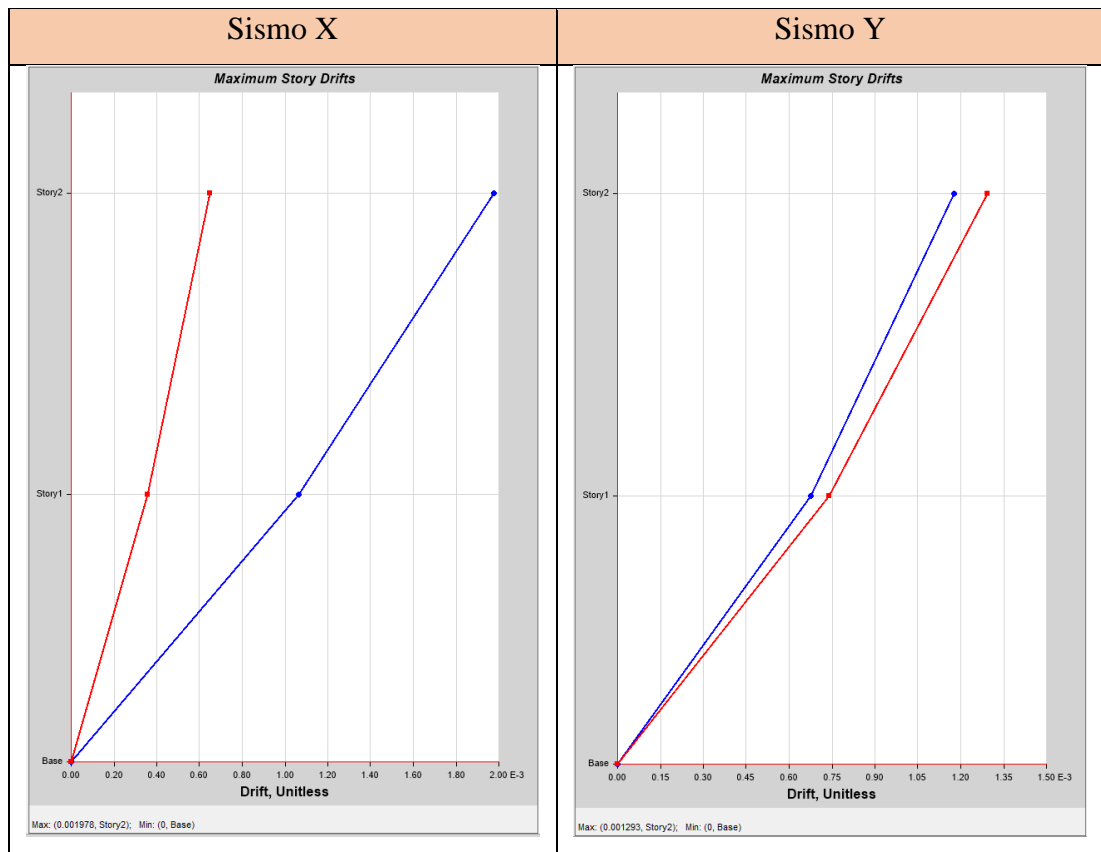
3.1.20.3 Derivas dinámicas según la NEC-15 para las estructuras seleccionadas en el estudio

Tabla 61. Valores de las derivas máximas dinámicas (NEC-15), unidad educativa Fray Sebastián Acosta

TABLE: Story Drifts						
Story	Output Case	Step Type	Direction	Drift	Label	ΔM
Story2	MO ESPE CORRE X	Max	X	0.001978	24	0.74%
Story2	MO ESPE CORRE Y	Max	X	0.001176	24	0.44%
Story1	MO ESPE CORRE X	Max	X	0.001065	21	0.40%
Story1	MO ESPE CORRE Y	Max	X	0.000677	21	0.25%
Story2	MO ESPE CORRE X	Max	Y	0.000649	24	0.24%
Story2	MO ESPE CORRE Y	Max	Y	0.001293	24	0.48%
Story1	MO ESPE CORRE X	Max	Y	0.000356	7	0.13%
Story1	MO ESPE CORRE Y	Max	Y	0.000741	7	0.28%

Fuente: ETABS 2018

Figura 43. Derivas máximas dinámicas (NEC-15), unidad educativa Fray Sebastián Acosta



Fuente: ETABS 2018

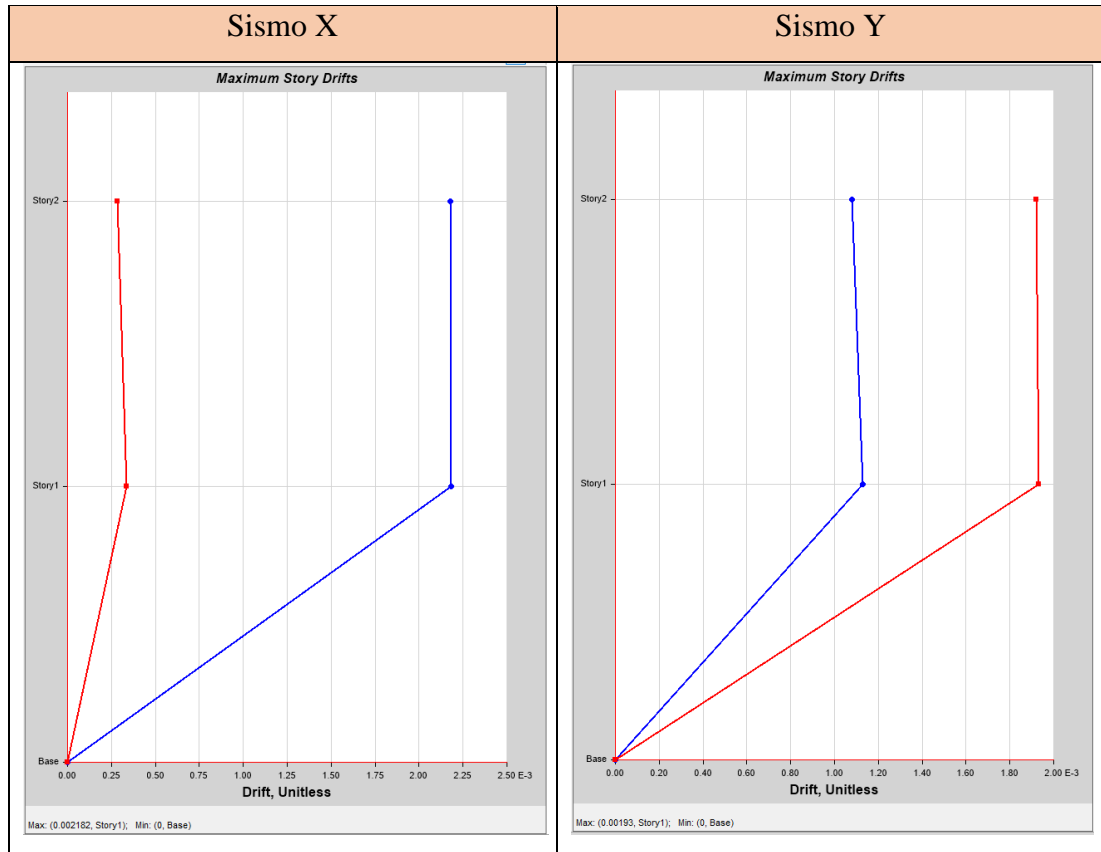
Al momento de determinar los valores de la Tabla 61, se puede comprobar que las derivas inelásticas máximas dinámicas, tanto en el sentido X como en el sentido Y, cumplen con valores menores al 2% según lo establecido en la normativa.

Tabla 62. Valores de las derivas máximas dinámicas (NEC-15), estructura de 1 piso

TABLE: Story Drifts						
Story	Output Case	Step Type	Direction	Drift	Label	ΔM
Story2	MODAL EXPEC CORR X	Max	X	0.002177	7	1.31%
Story2	MODAL EXPEC CORR Y	Max	X	0.00108	4	0.65%
Story1	MODAL EXPEC CORR X	Max	X	0.002182	7	1.31%
Story1	MODAL EXPEC CORR Y	Max	X	0.001129	13	0.68%
Story2	MODAL EXPEC CORR Y	Max	Y	0.001922	7	1.15%
Story1	MODAL EXPEC CORR X	Max	Y	0.000339	7	0.20%
Story1	MODAL EXPEC CORR Y	Max	Y	0.00193	7	1.16%

Fuente: ETABS 2018

Figura 44. Derivas máximas dinámicas (NEC-15), estructura de 1 piso



Fuente: ETABS 2018

Al momento de determinar los valores de la Tabla 62, se puede comprobar que las derivas inelásticas máximas dinámicas, tanto en el sentido X como en el sentido Y, cumplen con valores menores al 2% según lo establecido en la normativa.

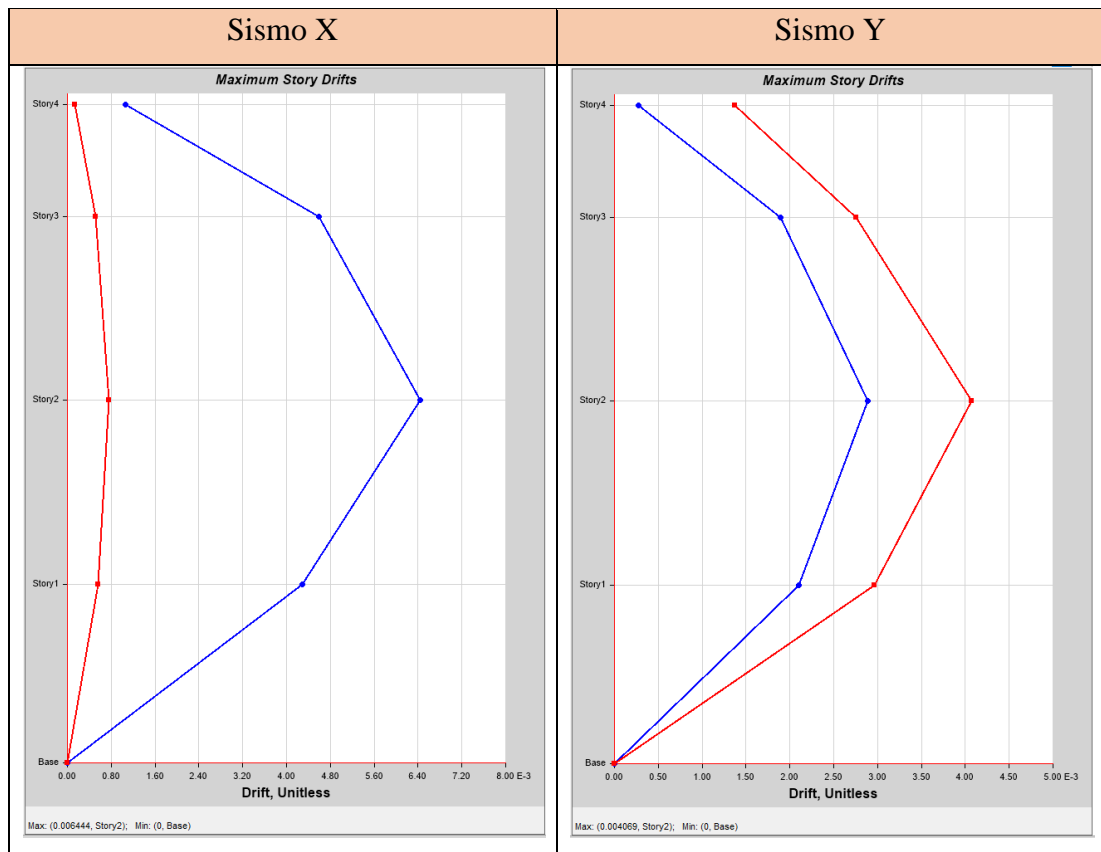
Tabla 63. Valores de las derivas máximas dinámicas (NEC-15), estructura de 2 pisos

TABLE: Story Drifts						
Story	Output Case	Step Type	Direction	Drift	Label	ΔM
Story4	MODAL ESPEC CORR X	Max	X	0.001061	5	0.64%
Story4	MODAL ESPEC CORR Y	Max	X	0.000278	5	0.17%
Story3	MODAL ESPEC CORR X	Max	X	0.00459	12	2.75%
Story3	MODAL ESPEC CORR Y	Max	X	0.001894	12	1.14%
Story2	MODAL ESPEC CORR X	Max	X	0.006444	12	3.87%
Story2	MODAL ESPEC CORR Y	Max	X	0.002891	12	1.73%
Story1	MODAL ESPEC CORR X	Max	X	0.004293	12	2.58%
Story1	MODAL ESPEC CORR Y	Max	X	0.002103	12	1.26%
Story4	MODAL ESPEC CORR X	Max	Y	0.00014	17	0.08%
Story4	MODAL ESPEC CORR Y	Max	Y	0.001372	17	0.82%

Story3	MODAL ESPEC CORR Y	Max	Y	0.002756	16	1.65%
Story2	MODAL ESPEC CORR Y	Max	Y	0.004069	16	2.44%
Story1	MODAL ESPEC CORR Y	Max	Y	0.002965	16	1.78%

Fuente: ETABS 2018

Figura 45. Derivas máximas dinámicas (NEC-15), estructura de 2 pisos



Fuente: ETABS 2018

Al momento de determinar los valores de la Tabla 63, se puede comprobar que las derivas inelásticas máximas dinámicas, tanto en el sentido X como en el sentido Y, no cumplen con valores menores al 2% según lo establecido en la normativa, por lo que la estructura puede estar comprometida al momento de presentarse un evento sísmico.

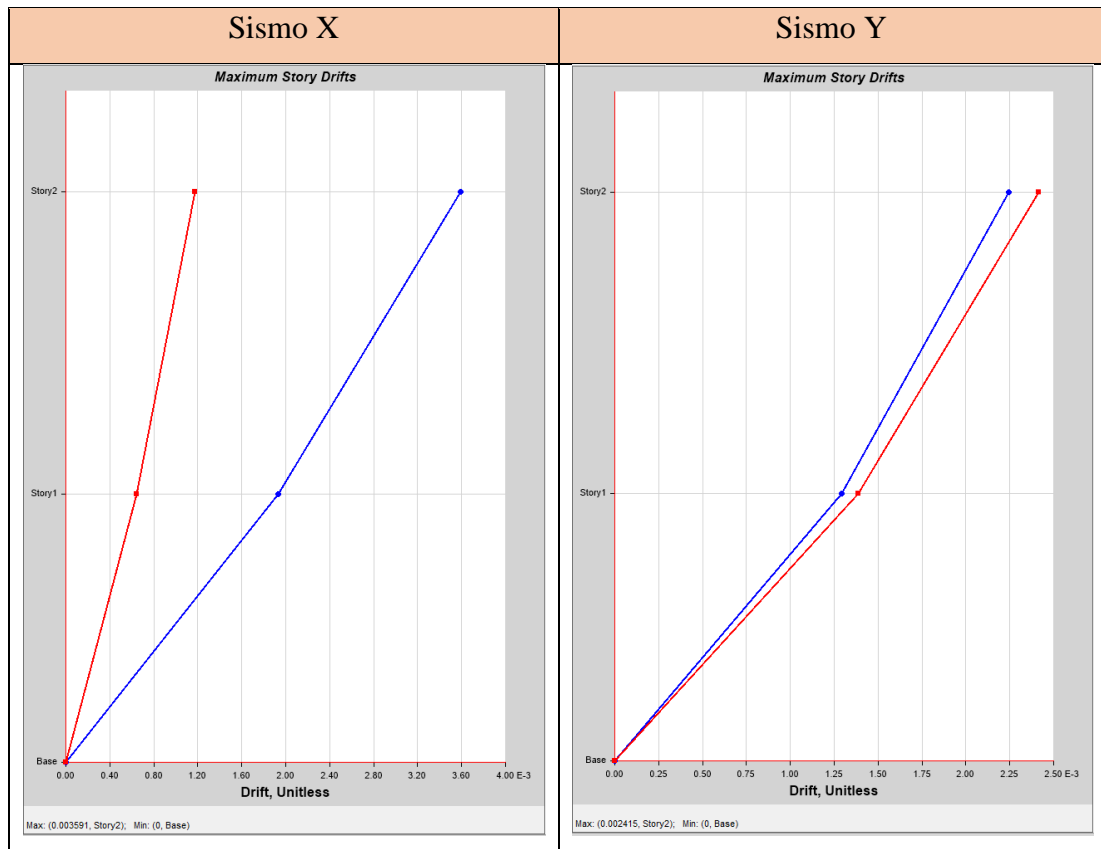
3.1.20.4 Derivas dinámicas según el modelo determinista para las estructuras seleccionadas en el estudio

Tabla 64. Valores de las derivas máximas dinámicas (determinista), unidad educativa Fray Sebastián Acosta

TABLE: Story Drifts						
Story	Output Case	Step Type	Direction	Drift	Label	ΔM
Story2	MODAL ESPEC CORR X	Max	X	0.003591	24	1.35%
Story2	MODAL ESPEC CORR Y	Max	X	0.002244	24	0.84%
Story1	MODAL ESPEC CORR X	Max	X	0.001933	21	0.72%
Story1	MODAL ESPEC CORR Y	Max	X	0.001295	21	0.49%
Story2	MODAL ESPEC CORR X	Max	Y	0.001176	24	0.44%
Story2	MODAL ESPEC CORR Y	Max	Y	0.002415	27	0.91%
Story1	MODAL ESPEC CORR X	Max	Y	0.000647	7	0.24%
Story1	MODAL ESPEC CORR Y	Max	Y	0.001388	7	0.52%

Fuente: ETABS 2018

Figura 46. Derivas máximas dinámicas (determinista), unidad educativa Fray Sebastián Acosta



Fuente: ETABS 2018

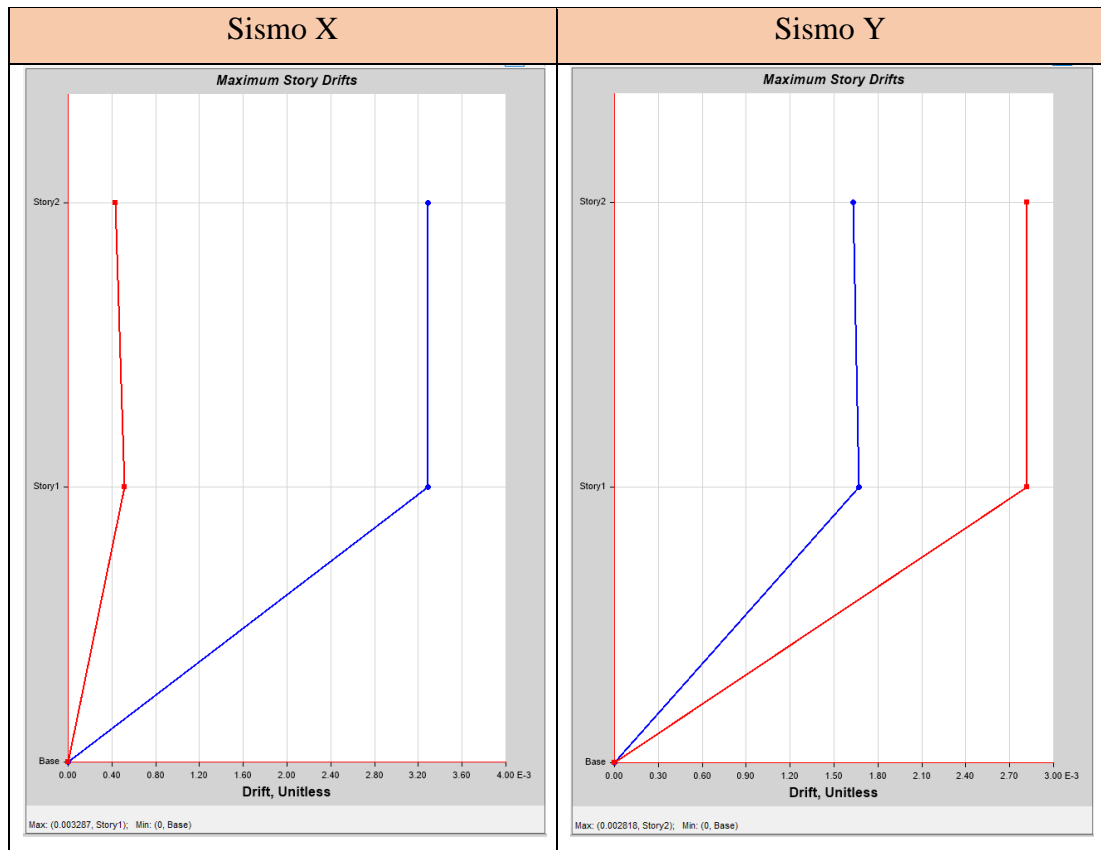
Al momento de determinar los valores de la Tabla 64, se puede comprobar que las derivas inelásticas máximas dinámicas, tanto en el sentido X como en el sentido Y, cumplen con valores menores al 2% según lo establecido en la normativa.

Tabla 65. Valores de las derivas máximas dinámicas (determinista), estructura de 1 piso

TABLE: Story Drifts						
Story	Output Case	Step Type	Direction	Drift	Label	ΔM
Story2	MODAL ESPEC CORR X	Max	X	0.003286	7	1.97%
Story2	MODAL ESPEC CORR Y	Max	X	0.001632	4	0.98%
Story1	MODAL ESPEC CORR X	Max	X	0.003287	7	1.97%
Story1	MODAL ESPEC CORR Y	Max	X	0.001671	13	1.00%
Story2	MODAL ESPEC CORR Y	Max	Y	0.002818	7	1.69%
Story1	MODAL ESPEC CORR X	Max	Y	0.000512	7	0.31%
Story1	MODAL ESPEC CORR Y	Max	Y	0.002816	7	1.69%

Fuente: ETABS 2018

Figura 47. Derivas máximas dinámicas (determinista), estructura de 1 piso



Fuente: ETABS 2018

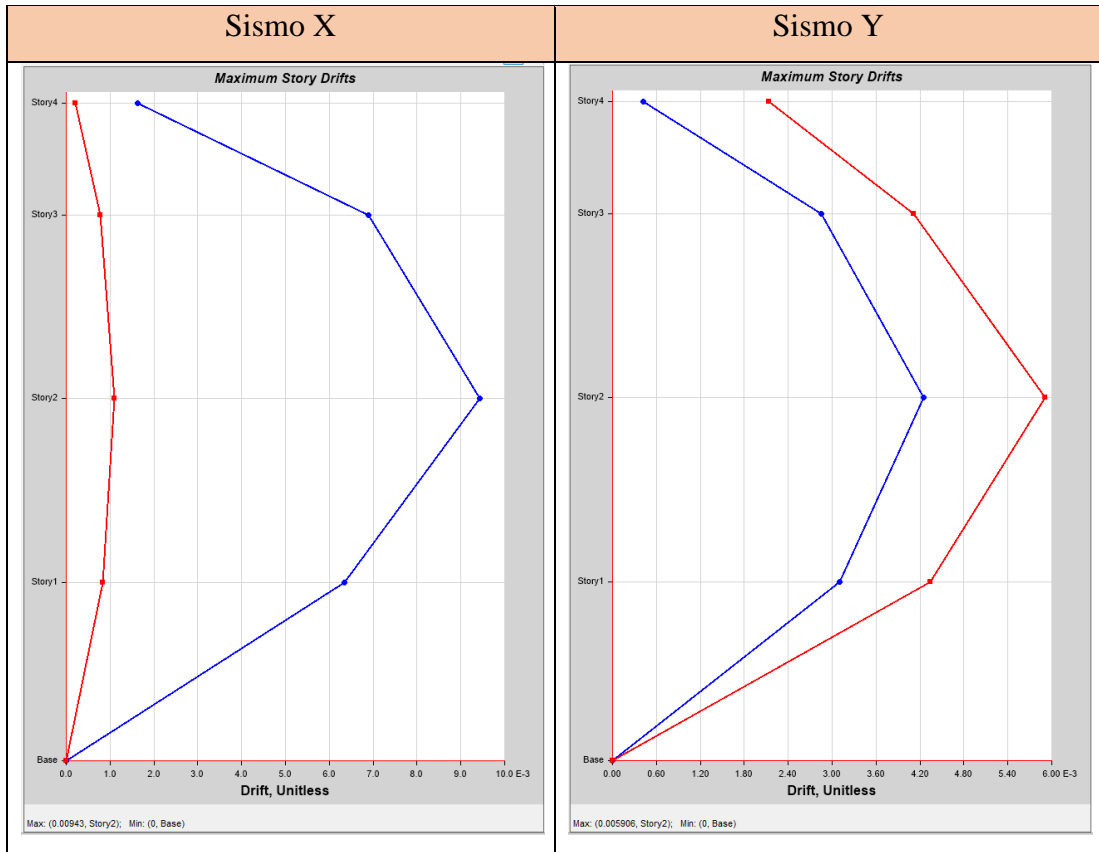
Al momento de determinar los valores de la Tabla 65, se puede comprobar que las derivas inelásticas máximas dinámicas, tanto en el sentido X como en el sentido Y, cumplen con valores menores al 2% según lo establecido en la normativa.

Tabla 66. Valores de las derivas máximas dinámicas (determinista), estructura de 2 pisos

TABLE: Story Drifts						
Story	Output Case	Step Type	Direction	Drift	Label	ΔM
Story4	MODAL ESPEC CORR X	Max	X	0.001621	5	0.97%
Story4	MODAL ESPEC CORR Y	Max	X	0.000425	5	0.26%
Story3	MODAL ESPEC CORR X	Max	X	0.006892	12	4.14%
Story3	MODAL ESPEC CORR Y	Max	X	0.002854	12	1.71%
Story2	MODAL ESPEC CORR X	Max	X	0.00943	12	5.66%
Story2	MODAL ESPEC CORR Y	Max	X	0.004249	12	2.55%
Story1	MODAL ESPEC CORR X	Max	X	0.006345	12	3.81%
Story1	MODAL ESPEC CORR Y	Max	X	0.003103	12	1.86%
Story4	MODAL ESPEC CORR X	Max	Y	0.000207	17	0.12%
Story4	MODAL ESPEC CORR Y	Max	Y	0.002131	17	1.28%
Story3	MODAL ESPEC CORR Y	Max	Y	0.00411	16	2.47%
Story2	MODAL ESPEC CORR Y	Max	Y	0.005906	16	3.54%
Story1	MODAL ESPEC CORR Y	Max	Y	0.004336	16	2.60%

Fuente: ETABS 2018

Figura 48. Derivas máximas dinámicas (determinista), estructura de 2 pisos



Fuente: ETABS 2018

Al momento de determinar los valores de la Tabla 66, se puede comprobar que las derivas inelásticas máximas dinámicas, tanto en el sentido X como en el sentido Y, no cumplen con valores menores al 2% según lo establecido en la normativa, por lo que la estructura puede estar comprometida al momento de presentarse un evento sísmico.

Tabla 67. Derivas máximas elásticas obtenidas en cada una de las estructuras y con cada modelo obtenido

Estructura de la unidad educativa Fray Sebastián Acosta			
Espectro de la NEC - 15			
Sentido X		Sentido Y	
Δ_E	$\Delta_M \%$	Δ_E	$\Delta_M \%$
0.001978	0.74	0.001293	0.48
Espectro de la DETERMINISTA			
Sentido X		Sentido Y	

Δ_E	$\Delta_M \%$	Δ_E	$\Delta_M \%$
0.003591	1.35	0.002415	0.91
Estructura de 1 piso			
Espectro de la NEC - 15			
Sentido X		Sentido Y	
Δ_E	$\Delta_M \%$	Δ_E	$\Delta_M \%$
0.002182	1.31	0.00193	1.16
Espectro de la DETERMINISTA			
Sentido X		Sentido Y	
Δ_E	$\Delta_M \%$	Δ_E	$\Delta_M \%$
0.003287	1.97	0.002818	1.69
Estructura de 2 pisos			
Espectro de la NEC - 15			
Sentido X		Sentido Y	
Δ_E	$\Delta_M \%$	Δ_E	$\Delta_M \%$
0.06444	3.87	0.004069	2.44
Espectro de la DETERMINISTA			
Sentido X		Sentido Y	
Δ_E	$\Delta_M \%$	Δ_E	$\Delta_M \%$
0.00943	5.66	0.005906	3.54

Fuente: Roosevelt Morocho

Una vez analizado las derivas inelásticas dinámicas, con base en los espectros determinista y NEC-15, se puede determinar que la estructura de 2 pisos está expuesta a riesgos estructurales ya que las derivas que se tienen no cumplen con la normativa ecuatoriana que es el de 2% como deriva máxima por piso de la estructura.

3.2 Verificación de hipótesis

La pregunta de investigación para este trabajo fue: ¿La estabilidad de sitio influye en el nivel de amenaza para la estructura de la unidad educativa Fray Sebastián Acosta perteneciente al distrito 18D03, cantón Baños?, se consideraron dos aspectos que

permitieron responder a esta pregunta. El primer punto, es obtener una envolvente de espectro crítico calculado mediante ecuaciones de predicción de movimiento y el segundo punto fue la evaluación del comportamiento estructural de las edificaciones seleccionadas.

El espectro crítico determinado mediante el análisis determinístico generó mayores aceleraciones que superan las que son expuestas por las NEC-15 (espectro calculado para el tipo de suelo característico de la zona mediante un estudio de suelo) en un periodo que va desde 0.10 seg. hasta los 0.60 seg., con una aceleración máxima de 1.79g., esto quiere decir que las estructuras que están cercanas a la zona de estudio en donde tenga afectación directa de las fallas geológicas seleccionadas, pueden verse afectadas significativamente.

El comportamiento estructural de las edificaciones que son analizadas muestra que las estructuras de mayor altura son las que se verán mayormente afectas por los espectros en estudio (NEC-15, Determinístico), donde se notó una gran diferencia de valores tanto para las derivas inelásticas con estos dos espectros y en validación del análisis dinámico que presenta una relación similar.

Por lo tanto, es muy importante realizar el cálculo de espectros deterministas para obtener datos más reales que conlleven a un diseño sismo resistente adecuado. Esto conlleva a entender la peligrosidad sísmica en la que vivimos en todo el territorio ecuatoriano, haciendo énfasis en construir edificaciones más seguras, realizando cálculos con datos más reales que pueden obtenerse en instituciones dedicadas al estudio de la sismología del territorio ecuatoriano.

CAPÍTULO IV

4 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

4.1 Conclusiones

- Se determinó que el estudio que se realizó tiene un tipo de suelo SM-MH según la clasificación S.U.C.S. que pertenece a un suelo de partículas finas en donde menos de 50% pasa por el tamiz #200 dándole una clasificación de suelo grueso y analizando el tamiz #4 se observa que el porcentaje que pasa por el aquel es de más del 50% dando a conocer que es un suelo arenoso; y mediante la carta de plasticidad para todos los sondeos se pudo determinar su nombre estratigráfico que es **Limo arenoso de alta compresibilidad**.
- La evaluación de la estabilidad de sitio para la estructura de la unidad educativa Fray Sebastián Acosta perteneciente al distrito 18D03, cantón Baños, arrojó resultados que ponen en riesgo las estructuras aledañas al lugar de referencia, donde los espectros obtenidos analizados con cada una de las fallas corticales y la falla de subducción da lugar a que las fallas corticales por tener periodos cortos afecten a las estructuras de baja altura, mientras tanto la falla de subducción al tener un periodo más largo de ocurrencia afecta en gran parte a las estructuras más altas del lugar. Dando, así como conclusión que todas las estructuras cercanas al lugar de estudio tomando como referencia la unidad educativa Fray Sebastián Acosta estarán expuestas a daños estructurales y arquitectónicos considerables.
- Se estimaron las fallas **San Vicente, Pastaza, La playa, San Antonio y Subducción**, siendo estas las que afectan en primera instancia al lugar de estudio, teniendo magnitudes casi similares de **5.83, 6.18, 6.05, 5.84, 8.89** respectivamente, obteniendo distancias de punto de estudio a la falla de **0.59km, 1.20km, 4.03km, 8.08km, 322.92km** respectivamente; obteniendo como resultado que las fallas San Vicente y Pastaza representan mayor peligro

sísmico a las estructuras cercanas a la Unidad Educativa Fray Sebastián Acosta por cumplir con el criterio de que más cerca este a la falla una edificación mayor será el grado de afectación ante un evento sísmico producido por estas fallas geológicas.

- Se pudo observar que el espectro obtenido por la NEC-15 supera en todos los casos los valores obtenidos por el modelo Atkinson y Boore, y el modelo Akkar y Bommer, dando a conocer que estos modelos son muy conservadores al momento de generar los espectros, lo cual da como conclusión que solo se podrá tomar sus valores en periodos más allá de los 0.6s que están dentro del rango del espectro de la NEC-15.
- Se obtuvo una aceleración máxima en el espectro **determinista** de **1.79g**, y en cuanto al espectro obtenido por la **NEC-15** es de **1.19g**., lo cual indica que el espectro determinista obtenido mediante una envolvente de todos los modelos analizados con cada una de las fallas, sobrepasa en un **33.52%** la aceleración máxima de la **NEC-15**, indicando que el espectro determinista afecta a las estructuras de baja altura y las de alturas elevadas se verán más vulnerables a eventos sísmicos dando como resultado del espectro de la **NEC-15** no abastece todos los datos reales de afectación ante estos eventos.
- En la estructura de unidad educativa Fray Sebastián Acosta se determinó un periodo obtenido en el software ETABS de **0.312 seg.**, esto indica que aplicando la comprobación del periodo fundamental calculado por la **NEC-15** que no debe ser mayor al **30%**, la estructura es demasiado rígida. En cuanto al análisis estático y dinámico de las derivas de piso inelásticas obtenidas para los dos espectros (**NEC-15, DETERMINISTA**) se determinó que en un análisis de las derivas estáticas es menor al **2%** concluyendo que la estructura es estable, y para el análisis de las derivas dinámicas se obtuvo valores menores al **2%** concluyendo que la estructura es estable, determinando así que la estructura cumple con los parámetros mínimos que establece la NEC-15.

- En la estructura de 1 piso se determinó un periodo obtenido en el software ETABS de **0.513 seg.**, esto indica que aplicando la comprobación del periodo fundamental calculado por la **NEC-15** que no debe ser mayor al **30%**; la estructura es flexible. En cuanto al análisis estático y dinámico de las derivas de piso inelásticas obtenidas para los dos espectros (**NEC-15, DETERMINISTA**) se determinó que en un análisis de las derivas estáticas determinadas por el espectro de la NEC-15 es menor al 2%, pero con el espectro determinista se concluyó que no cumple con el parámetro establecido ya que sobrepasa en un 2%, dando así problemas de torsión en la estructura y en cuanto a las derivas dinámicas se concluye que sus valores para los dos espectros están dentro del rango establecido y la edificación es estable.
- En la estructura de 2 piso se determinó un periodo obtenido en el software ETABS de **0.912 seg.**, esto indica que aplicando la comprobación del periodo fundamental calculado por la **NEC-15** que no debe ser mayor al **30%**; la estructura es flexible. En cuanto al análisis estático y dinámico de las derivas de piso inelásticas obtenidas para los dos espectros (**NEC-15, DETERMINISTA**) se determinó que en un análisis de las derivas estáticas determinadas por los dos espectros sobrepasan el 2% lo cual quiere decir que es una estructura flexible, y en el análisis de las derivas dinámicas también se puede terminar que la estructura no cumple con lo establecido por la normativa dando así un comportamiento estructura flexible.

4.2 Recomendaciones

- En estructuras tanto existentes y nuevas se recomienda realizar un análisis de desempeño sísmico adecuado en base a la NEC-15 y si es posible realizar en base a espectros determinísticos que ayuden a obtener resultados más reales sobre el comportamiento estructural.
- Se recomienda utilizar actualizaciones de ecuaciones de predicción de movimientos ya que gracias a estas ecuaciones se puede tener valores más

reales y efectivos para posteriores investigaciones e incluso para ya utilizar en la vida real.

- Se recomienda que para las ciudades tengan un mapa de zonificación sísmica y la ubicación de fallas geológicas para poder determinar con mayor detalle y a profundidad las zonas de peligro sísmico en donde permita evitar desastres.

4.3 Bibliografía

- [1] J. Gonzalez, “Metodología para la estimación del peligro sísmico con base en la teoría de vibraciones aleatorias,” *Revista Científica Multidisciplinaria de Prospectiva*, pp. 73–82, 2008, Accessed: Jun. 15, 2022. [Online]. Available: <https://n9.cl/a81qu>
- [2] D. Alvarado and G. Valdebenito, “Microzonificación Sísmica en Zonas de Geología Compleja. Evaluación del Peligro Sísmico Local en Valdivia, Chile,” pp. 1–10, Mar. 2015, Accessed: Jun. 15, 2022. [Online]. Available: https://utaedu-my.sharepoint.com/:b:/g/personal/rmoroch6355_uta_edu_ec/Efow9SwsIM1KuvctQIdr89sBI7MZIGd6DZKNUKxhB6GyhA?e=eIpxcx
- [3] Ramírez P and Vivallos J, “Microzonificación sísmica de la ciudad de Concepción-Chile,” pp. 1–4, Nov. 2009, Accessed: Jun. 15, 2022. [Online]. Available: <https://n9.cl/3m01qd>
- [4] M. Benito and Jiménez Esther, “Peligrosidad Sísmica - Dialnet,” pp. 13–47, 1999, Accessed: Jun. 19, 2022. [Online]. Available: <https://n9.cl/a7lp8>
- [5] Norma Ecuatoriana de la Construcción, “PELIGRO SÍSMICO DISEÑO SISMO RESISTENTE,” 2015, Accessed: Jun. 19, 2022. [Online]. Available: <https://n9.cl/k34lt>
- [6] I. Pérez, “Cinturón de Fuego, zona de sismos y volcanes - Ciencia UNAM,” *CienciaUNAM*, Nov. 12, 2018. <https://n9.cl/lancq> (accessed Jun. 19, 2022).
- [7] “En el Cinturón de Fuego del Pacífico la actividad sigue siendo normal | Centro Nacional de Prevención de Desastres | Gobierno | gob.mx,” *Centro Nacional de*

- Prevención de Desastres*, Apr. 13, 2020. <https://n9.cl/bripx> (accessed Jun. 19, 2022).
- [8] C. Parra and A. Humberto, “Desarrollos metodológicos y aplicaciones hacia el cálculo de la peligrosidad sísmica en el Ecuador continental y estudio de riesgo sísmico en la ciudad de Quito - Archivo Digital UPM,” Universidad Politécnica de Madrid, Madrid, 2016. Accessed: Jun. 19, 2022. [Online]. Available: <https://n9.cl/h5ha3>
- [9] A. Pérez Riobo, Ana. Vrba, and ProQuest., *Ciencias de la Tierra (2a. ed.)*, vol. 0. Editorial Maipue, 2017. Accessed: Jun. 26, 2022. [Online]. Available: <https://elibro.net/es/lc/uta/titulos/156885>
- [10] E. Tarbuck and F. Lutgens, *Ciencias de la Tierra*, 8th ed. Madrid: Pearson Edicación S.A., 2005. Accessed: Jul. 20, 2022. [Online]. Available: <https://n9.cl/14u4t>
- [11] V. Francisco, *Los terremotos y sus causas*. 1994. Accessed: Jul. 24, 2022. [Online]. Available: <https://n9.cl/00w4z>
- [12] L. Guillermo, A. Bettiol, and C. Seitz, “TERREMOTOS - Nuestro Planeta vibra bajo el poder de su energía,” Córdoba, 2007, pp. 7–8. Accessed: Aug. 01, 2022. [Online]. Available: <https://n9.cl/ty1xp>
- [13] Servicio Geológico Mexicano, “SISMOS: Causas, características e impactos | Servicio Geológico Mexicano | Gobierno | gob.mx,” *Gobierno de México*, Oct. 02, 2017. <https://n9.cl/u60g> (accessed Aug. 01, 2022).
- [14] M. Herráiz, “Ondas Sísmicas,” in *Conceptos Básicos de SISMOLOGÍA PARA INGENIEROS*, 1st ed. Lima: Universidad Nacional de Ingeniería - CISMID, 1997, pp. 12–15. Accessed: Aug. 02, 2022. [Online]. Available: <https://n9.cl/fhvy3>
- [15] J. Giner and S. Molina, “Ondas Sísmicas,” in *Sismicidad y riesgo sísmico en la C.A.V.*, España: Editorial Club Universitario, 2001, pp. 13–17. Accessed: Aug. 02, 2022. [Online]. Available: <https://n9.cl/ey903z>
- [16] S. Molina, J. Giner, and P. Jáuregui, “Tamaño de los terremotos: intensidad y magnitud,” vol. 12, pp. 99–107, 2004, Accessed: Aug. 14, 2022. [Online]. Available: <https://n9.cl/wu78p>

- [17] G. Herrera, G. Herrera, and J. Lario, *Introducción a los riesgos geológicos*. UNED - Universidad Nacional de Educación a Distancia, 2017. Accessed: Aug. 24, 2022. [Online]. Available: <https://elibro.net/es/lc/uta/titulos/48895>
- [18] B. Benito and E. Jiménez, “Peligrosidad Sísmica. | Física de la Tierra,” 1999. Accessed: Nov. 06, 2022. [Online]. Available: <https://n9.cl/s4ake>
- [19] C. G. Ureta Chalén, “Aplicación de la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-15 para un suelo tipo F. Caso específico de cálculo de asentamientos utilizando el método de Asaoka.” 2017. Accessed: Nov. 09, 2022. [Online]. Available: <https://n9.cl/ka6lk>
- [20] NTE, “Mecánica de suelos. Ensayo de penetración estándar,” 1982. Accessed: May 09, 2023. [Online]. Available: <https://n9.cl/b5cut>
- [21] C. Villalaz, *Mecánica de suelos y cimentaciones*, Quinta. México, 2004. Accessed: Nov. 09, 2022. [Online]. Available: <https://n9.cl/oryd1>
- [22] E. DE Ingeniería En Geología Y Petróleos, E. DE Sísmicas Banda Ancha Y, and L. Mercedes Taipe Acosta, “Análisis de las ecuaciones de predicción de movimientos de suelo para el Ecuador utilizando datos registrados durante el periodo 2000 - 2011 en las estaciones sísmicas de banda ancha y acelerógrafos,” 2013. Accessed: Nov. 09, 2022. [Online]. Available: <https://n9.cl/2564a>
- [23] I. F. Fernando and C. Ortega, “SELECCIÓN DE ECUACIONES DE ATENUACIÓN (GMPEs) COMPATIBLES CON EL SISTEMA DE FALLAS DE QUITO.” Escuela Politécnica Nacional, Quito, 2017. Accessed: Jan. 03, 2023. [Online]. Available: <https://n9.cl/mg4cf>
- [24] T. Kanno, “A New Attenuation Relation for Strong Ground Motion in Japan Based on Recorded Data,” *Bulletin of the Seismological Society of America*, vol. 96, no. 3, pp. 879–897, Jun. 2006, Accessed: Jan. 03, 2023. [Online]. Available: <https://n9.cl/7brw5>
- [25] R. R. Youngs, S. J. Chiou, W. J. Silva, and J. R. Humphrey, “Strong Ground Motion Attenuation Relationships for Subduction Zone Earthquakes,” *Seismological Research Letters*, vol. 68, no. 1, pp. 58–73, Jan. 1997, Accessed: Jan. 03, 2023. [Online]. Available: <https://n9.cl/quk4f>
- [26] F. Rivadeneira, M. Segovia, A. Alvarado, J. Egred, L. Troncoso, and H. Yepes, *Breves fundamentos sobre los terremotos en el Ecuador*, 1st ed. Quito:

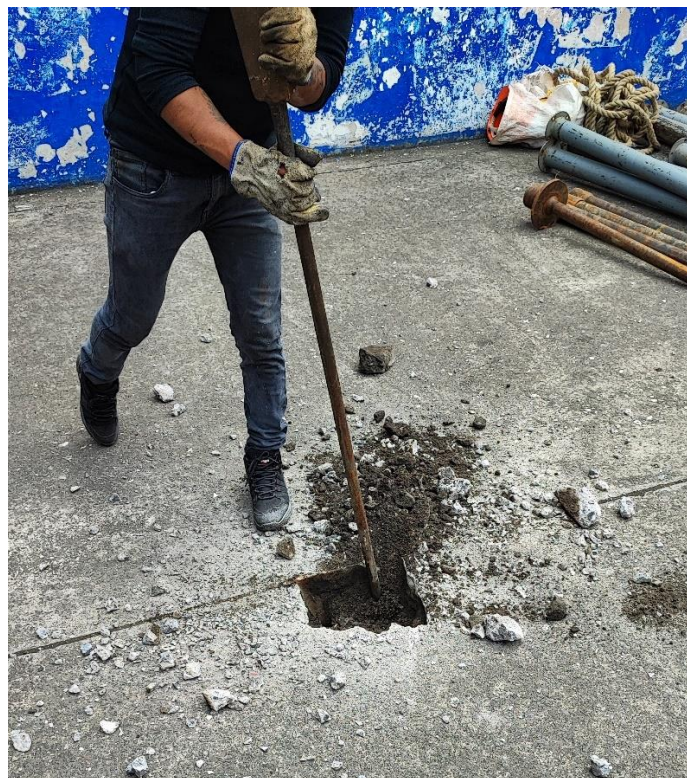
- Nacional, 2007. Accessed: Jan. 04, 2023. [Online]. Available: <https://n9.cl/phr0h>
- [27] D. Alexander, E. Velasteguí, P. Santiago, and R. Benítez, “Estudio Geológico y Morfoestructural del valle del río Pastaza a la altura de la ciudad de Baños,” 2018. Accessed: Jun. 06, 2023. [Online]. Available: <https://n9.cl/k325a>
- [28] C. Medina, P. Cobos, and S. Medina, “ESPECTRO DE AMENAZA SÍSMICA ESPECÍFICO PARA EL CAMPUS HUACHI DE LA UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO EN FUNCIÓN DE FALLAS CIEGAS INVERSAS,” *Ciencia*, vol. 20, no. 1, p. 84, Mar. 2018, doi: 10.24133/ciencia.v20i1.558.
- [29] J. Vera Centeno and J. 506641 VERA CENTENO, “Correlación empírica entre la velocidad de la onda de corte y la resistencia a la penetración estándar en suelos de la ciudad de Puebla,” 2019. Accessed: Jan. 15, 2023. [Online]. Available: <https://n9.cl/s8izi>
- [30] D. M. Boore and G. M. Atkinson, “Ground-Motion Prediction Equations for the Average Horizontal Component of PGA, PGV, and 5%-Damped PSA at Spectral Periods between 0.01 s and 10.0 s,” *Earthquake Spectra*, vol. 24, no. 1, pp. 99–138, 2008, Accessed: Jan. 16, 2023. [Online]. Available: <https://n9.cl/4jp6z>
- [31] S. Akkar and J. J. Bommer, “Empirical Equations for the Prediction of PGA, PGV, and Spectral Accelerations in Europe, the Mediterranean Region, and the Middle East,” *Seismological Research Letters*, vol. 81, no. 2, pp. 195–206, Mar. 2010, Accessed: Jan. 17, 2023. [Online]. Available: <https://n9.cl/6o949>
- [32] J. X. Zhao *et al.*, “Attenuation Relations of Strong Ground Motion in Japan Using Site Classification Based on Predominant Period,” *Bulletin of the Seismological Society of America*, vol. 96, no. 3, pp. 898–913, Jun. 2006, Accessed: Jan. 18, 2023. [Online]. Available: <https://n9.cl/dyx9h>

4.4 Anexos

Anexos A



Fotografía 1. Equipo empleado para el estudio



Fotografía 2. Punto de recolección de muestra



Fotografía 3. Equipo montado para extracción de muestra



Fotografía 4. Inspección de datos recolectados



Fotografía 5. Perforación de cada punto



Fotografía 6. Escuela Fray Sebastián Acosta



Fotografía 7. Segunda edificación



Fotografía 8. Tercera edificación



Fotografía 9. Toma de medidas

Anexos B-1

Tabla 68. Distance - scaling coefficients

Table 6. Distance-scaling coefficients ($M_{ref}=4.5$ and $R_{ref}=1.0$ km for all periods, except $R_{ref}=5.0$ km for *pga4nl*)

Period	c_1	c_2	c_3	h
PGV	-0.87370	0.10060	-0.00334	2.54
PGA	-0.66050	0.11970	-0.01151	1.35
0.010	-0.66220	0.12000	-0.01151	1.35
0.020	-0.66600	0.12280	-0.01151	1.35
0.030	-0.69010	0.12830	-0.01151	1.35
0.050	-0.71700	0.13170	-0.01151	1.35
0.075	-0.72050	0.12370	-0.01151	1.55
0.100	-0.70810	0.11170	-0.01151	1.68
0.150	-0.69610	0.09884	-0.01113	1.86
0.200	-0.58300	0.04273	-0.00952	1.98
0.250	-0.57260	0.02977	-0.00837	2.07
0.300	-0.55430	0.01955	-0.00750	2.14
0.400	-0.64430	0.04394	-0.00626	2.24
0.500	-0.69140	0.06080	-0.00540	2.32
0.750	-0.74080	0.07518	-0.00409	2.46
1.000	-0.81830	0.10270	-0.00334	2.54
1.500	-0.83030	0.09793	-0.00255	2.66
2.000	-0.82850	0.09432	-0.00217	2.73
3.000	-0.78440	0.07282	-0.00191	2.83
4.000	-0.68540	0.03758	-0.00191	2.89
5.000	-0.50960	-0.02391	-0.00191	2.93
7.500	-0.37240	-0.06568	-0.00191	3.00
10.000	-0.09824	-0.13800	-0.00191	3.04

Fuente: M. Boore, M. Atkinson. Ground-Motion Prediction Equations for the Average Horizontal Component of PGA, PGV, and 5%-Damped PSA at Spectral Periods between 0.01 s and 10.0 s [30].

Anexo B-2

Tabla 69. Magnitude - scaling coefficients

Table 7. Magnitude-scaling coefficients

Period	e_1	e_2	e_3	e_4	e_5	e_6	e_7	M_h
PGV	5.00121	5.04727	4.63188	5.08210	0.18322	-0.12736	0.00000	8.50
PGA	-0.53804	-0.50350	-0.75472	-0.50970	0.28805	-0.10164	0.00000	6.75
0.010	-0.52883	-0.49429	-0.74551	-0.49966	0.28897	-0.10019	0.00000	6.75
0.020	-0.52192	-0.48508	-0.73906	-0.48895	0.25144	-0.11006	0.00000	6.75
0.030	-0.45285	-0.41831	-0.66722	-0.42229	0.17976	-0.12858	0.00000	6.75
0.050	-0.28476	-0.25022	-0.48462	-0.26092	0.06369	-0.15752	0.00000	6.75
0.075	0.00767	0.04912	-0.20578	0.02706	0.01170	-0.17051	0.00000	6.75
0.100	0.20109	0.23102	0.03058	0.22193	0.04697	-0.15948	0.00000	6.75
0.150	0.46128	0.48661	0.30185	0.49328	0.17990	-0.14539	0.00000	6.75
0.200	0.57180	0.59253	0.40860	0.61472	0.52729	-0.12964	0.00102	6.75
0.250	0.51884	0.53496	0.33880	0.57747	0.60880	-0.13843	0.08607	6.75
0.300	0.43825	0.44516	0.25356	0.51990	0.64472	-0.15694	0.10601	6.75
0.400	0.39220	0.40602	0.21398	0.46080	0.78610	-0.07843	0.02262	6.75
0.500	0.18957	0.19878	0.00967	0.26337	0.76837	-0.09054	0.00000	6.75
0.750	-0.21338	-0.19496	-0.49176	-0.10813	0.75179	-0.14053	0.10302	6.75
1.000	-0.46896	-0.43443	-0.78465	-0.39330	0.67880	-0.18257	0.05393	6.75
1.500	-0.86271	-0.79593	-1.20902	-0.88085	0.70689	-0.25950	0.19082	6.75
2.000	-1.22652	-1.15514	-1.57697	-1.27669	0.77989	-0.29657	0.29888	6.75
3.000	-1.82979	-1.74690	-2.22584	-1.91814	0.77966	-0.45384	0.67466	6.75
4.000	-2.24656	-2.15906	-2.58228	-2.38168	1.24961	-0.35874	0.79508	6.75
5.000	-1.28408	-1.21270	-1.50904	-1.41093	0.14271	-0.39006	0.00000	8.50
7.500	-1.43145	-1.31632	-1.81022	-1.59217	0.52407	-0.37578	0.00000	8.50
10.000	-2.15446	-2.16137	-2.53323	-2.14635	0.40387	-0.48492	0.00000	8.50

Fuente: M. Boore, M. Atkinson. Ground-Motion Prediction Equations for the Average Horizontal Component of PGA, PGV, and 5%-Damped PSA at Spectral Periods between 0.01 s and 10.0 s [30].

Anexo B-3

Tabla 70. Period-independent site-amplification coefficients

Table 4. Period-independent site-amplification coefficients

Coefficient	Value
a_1	0.03 g
pga_{low}	0.06 g
a_2	0.09 g
V_1	180 m/s
V_2	300 m/s
V_{ref}	760 m/s

Fuente: M. Boore, M. Atkinson. Ground-Motion Prediction Equations for the Average Horizontal Component of PGA, PGV, and 5%-Damped PSA at Spectral Periods between 0.01 s and 10.0 s [30].

Anexo B-4

Tabla 71. Period-dependent site-amplification coefficients

Table 3. Period-dependent site-amplification coefficients

Period	b_{lin}	b_1	b_2
PGV	-0.600	-0.500	-0.06
PGA	-0.360	-0.640	-0.14
0.010	-0.360	-0.640	-0.14
0.020	-0.340	-0.630	-0.12
0.030	-0.330	-0.620	-0.11
0.050	-0.290	-0.640	-0.11
0.075	-0.230	-0.640	-0.11
0.100	-0.250	-0.600	-0.13
0.150	-0.280	-0.530	-0.18
0.200	-0.310	-0.520	-0.19
0.250	-0.390	-0.520	-0.16
0.300	-0.440	-0.520	-0.14
0.400	-0.500	-0.510	-0.10
0.500	-0.600	-0.500	-0.06
0.750	-0.690	-0.470	0.00
1.000	-0.700	-0.440	0.00
1.500	-0.720	-0.400	0.00
2.000	-0.730	-0.380	0.00
3.000	-0.740	-0.340	0.00
4.000	-0.750	-0.310	0.00
5.000	-0.750	-0.291	0.00
7.500	-0.692	-0.247	0.00
10.000	-0.650	-0.215	0.00

Fuente: M. Boore, M. Atkinson. Ground-Motion Prediction Equations for the Average Horizontal Component of PGA, PGV, and 5%-Damped PSA at Spectral Periods between 0.01 s and 10.0 s [30].

Anexo C-1

Tabla 72. Coefficients of Equations 1 and 2 for Prediction of Pseudo-Spectral Accelerations

TABLE 1 Coefficients of Equations 1 and 2 for Prediction of Pseudo-Spectral Accelerations												
<i>T</i>	<i>b</i> ₁	<i>b</i> ₂	<i>b</i> ₃	<i>b</i> ₄	<i>b</i> ₅	<i>b</i> ₆	<i>b</i> ₇	<i>b</i> ₈	<i>b</i> ₉	<i>b</i> ₁₀	σ_1	σ_2
0.00	1.04159	0.91333	-0.08140	-2.92728	0.28120	7.86638	0.08753	0.01527	-0.04189	0.08015	0.2610	0.0994
0.05	2.11528	0.72571	-0.07351	-3.33201	0.33534	7.74734	0.04707	-0.02426	-0.04260	0.08649	0.2720	0.1142
0.10	2.11994	0.75179	-0.07448	-3.10538	0.30253	8.21405	0.02667	-0.00062	-0.04906	0.07910	0.2728	0.1167
0.15	1.64489	0.83683	-0.07544	-2.75848	0.25490	8.31786	0.02578	0.01703	-0.04184	0.07840	0.2788	0.1192
0.20	0.92065	0.96815	-0.07903	-2.49264	0.21790	8.21914	0.06557	0.02105	-0.02098	0.08438	0.2821	0.1081
0.25	0.13978	1.13068	-0.08761	-2.33824	0.20089	7.20688	0.09810	0.03919	-0.04853	0.08577	0.2871	0.0990
0.30	-0.84006	1.37439	-0.10349	-2.19123	0.18139	6.54299	0.12847	0.04340	-0.05554	0.09221	0.2902	0.0976
0.35	-1.32207	1.47055	-0.10873	-2.12993	0.17485	6.24751	0.16213	0.06695	-0.04722	0.09003	0.2983	0.1054
0.40	-1.70320	1.55930	-0.11388	-2.12718	0.17137	6.57173	0.21222	0.09201	-0.05145	0.09903	0.2998	0.1101
0.45	-1.97201	1.61645	-0.11742	-2.16619	0.17700	6.78082	0.24121	0.11675	-0.05202	0.09943	0.3037	0.1123
0.50	-2.76925	1.83268	-0.13202	-2.12969	0.16877	7.17423	0.25944	0.13562	-0.04283	0.08579	0.3078	0.1163
0.55	-3.51672	2.02523	-0.14495	-2.04211	0.15617	6.76170	0.26498	0.14446	-0.04259	0.06945	0.3070	0.1274
0.60	-3.92759	2.08471	-0.14648	-1.88144	0.13621	6.10103	0.27718	0.15156	-0.03853	0.05932	0.3007	0.1430
0.65	-4.49490	2.21154	-0.15522	-1.79031	0.12916	5.19135	0.28574	0.15239	-0.03423	0.05111	0.3004	0.1546
0.70	-4.62925	2.21764	-0.15491	-1.79800	0.13495	4.46323	0.30348	0.15652	-0.04146	0.04661	0.2978	0.1626
0.75	-4.95053	2.29142	-0.15983	-1.81321	0.13920	4.27945	0.31516	0.16333	-0.04050	0.04253	0.2973	0.1602
0.80	-5.32863	2.38389	-0.16571	-1.77273	0.13273	4.37011	0.32153	0.17366	-0.03946	0.03373	0.2927	0.1584
0.85	-5.75799	2.50635	-0.17479	-1.77068	0.13096	4.62192	0.33520	0.18480	-0.03786	0.02867	0.2917	0.1543
0.90	-5.82689	2.50287	-0.17367	-1.76295	0.13059	4.65393	0.34849	0.19061	-0.02884	0.02475	0.2915	0.1521
0.95	-5.90592	2.51405	-0.17417	-1.79854	0.13535	4.84540	0.35919	0.19411	-0.02209	0.02502	0.2912	0.1484
1.00	-6.17066	2.58558	-0.17938	-1.80717	0.13599	4.97596	0.36619	0.19519	-0.02269	0.02121	0.2895	0.1483
1.05	-6.60337	2.69584	-0.18646	-1.73843	0.12485	5.04489	0.37278	0.19461	-0.02613	0.01115	0.2888	0.1465
1.10	-6.90379	2.77044	-0.19171	-1.71109	0.12227	5.00975	0.37756	0.19423	-0.02655	0.00140	0.2896	0.1427
1.15	-6.96180	2.75857	-0.18890	-1.66588	0.11447	5.08902	0.38149	0.19402	-0.02088	0.00148	0.2871	0.1435
1.20	-6.99236	2.73427	-0.18491	-1.59120	0.10265	5.03274	0.38120	0.19309	-0.01623	0.00413	0.2878	0.1439
1.25	-6.74613	2.62375	-0.17392	-1.52886	0.09129	5.08347	0.38782	0.19392	-0.01826	0.00413	0.2863	0.1453
1.30	-6.51719	2.51869	-0.16330	-1.46527	0.08005	5.14423	0.38862	0.19273	-0.01902	-0.00369	0.2869	0.1427
1.35	-6.55821	2.52238	-0.16307	-1.48223	0.08173	5.29006	0.38677	0.19082	-0.01842	-0.00897	0.2885	0.1428
1.40	-6.61945	2.52611	-0.16274	-1.48257	0.08213	5.33490	0.38625	0.19285	-0.01607	-0.00876	0.2875	0.1458
1.45	-6.62737	2.49858	-0.15910	-1.43310	0.07577	5.19412	0.38285	0.19161	-0.01288	-0.00564	0.2857	0.1477
1.50	-6.71787	2.49486	-0.15689	-1.35301	0.06379	5.15750	0.37867	0.18812	-0.01208	-0.00215	0.2839	0.1468
1.55	-6.80776	2.50291	-0.15629	-1.31227	0.05697	5.27441	0.37267	0.18568	-0.00845	-0.00047	0.2845	0.1450
1.60	-6.83632	2.51009	-0.15676	-1.33260	0.05870	5.54539	0.36952	0.18149	-0.00533	-0.00006	0.2844	0.1457
1.65	-6.88684	2.54048	-0.15995	-1.40931	0.06860	5.93828	0.36531	0.17617	-0.00852	-0.00301	0.2841	0.1503
1.70	-6.94600	2.57151	-0.16294	-1.47676	0.07672	6.36599	0.35936	0.17301	-0.01204	-0.00744	0.2840	0.1537
1.75	-7.09166	2.62938	-0.16794	-1.54037	0.08428	6.82292	0.35284	0.16945	-0.01386	-0.01387	0.2840	0.1558
1.80	-7.22818	2.66824	-0.17057	-1.54273	0.08325	7.11603	0.34775	0.16743	-0.01402	-0.01492	0.2834	0.1582
1.85	-7.29772	2.67565	-0.17004	-1.50936	0.07663	7.31928	0.34561	0.16730	-0.01526	-0.01192	0.2828	0.1592
1.90	-7.35522	2.67749	-0.16934	-1.46988	0.07065	7.25988	0.34142	0.16325	-0.01563	-0.00703	0.2826	0.1611
1.95	-7.40716	2.68206	-0.16906	-1.43816	0.06525	7.25344	0.33720	0.16171	-0.01848	-0.00351	0.2832	0.1642
2.00	-7.50404	2.71004	-0.17130	-1.44395	0.06602	7.26059	0.33298	0.15839	-0.02258	-0.00486	0.2835	0.1657
2.05	-7.55598	2.72737	-0.17291	-1.45794	0.06774	7.40320	0.33010	0.15496	-0.02626	-0.00731	0.2836	0.1665
2.10	-7.53463	2.71709	-0.17221	-1.46662	0.06940	7.46168	0.32645	0.15337	-0.02920	-0.00871	0.2832	0.1663
2.15	-7.50811	2.71035	-0.17212	-1.49679	0.07429	7.51273	0.32439	0.15264	-0.03484	-0.01225	0.2830	0.1661
2.20	-8.09168	2.91159	-0.18920	-1.55644	0.08428	7.77062	0.31354	0.14430	-0.03985	-0.01927	0.2830	0.1627
2.25	-8.11057	2.92087	-0.19044	-1.59537	0.09052	7.87702	0.30997	0.14430	-0.04155	-0.02322	0.2830	0.1627
2.30	-8.16272	2.93325	-0.19155	-1.60461	0.09284	7.91753	0.30826	0.14412	-0.04238	-0.02626	0.2829	0.1633

TABLE 1 (continued)												
Coefficients of Equations 1 and 2 for Prediction of Pseudo-Spectral Accelerations												
T	b_1	b_2	b_3	b_4	b_5	b_6	b_7	b_8	b_9	b_{10}	σ_1	σ_2
2.35	-7.94704	2.85328	-0.18539	-1.57428	0.09077	7.61956	0.32071	0.14321	-0.04963	-0.02342	0.2815	0.1632
2.40	-7.96679	2.85363	-0.18561	-1.57833	0.09288	7.59643	0.31801	0.14301	-0.04910	-0.02570	0.2826	0.1645
2.45	-7.97878	2.84900	-0.18527	-1.57728	0.09428	7.50338	0.31401	0.14324	-0.04812	-0.02643	0.2825	0.1665
2.50	-7.88403	2.81817	-0.18320	-1.60381	0.09887	7.53947	0.31104	0.14332	-0.04710	-0.02769	0.2818	0.1681
2.55	-7.68101	2.75720	-0.17905	-1.65212	0.10680	7.61893	0.30875	0.14343	-0.04607	-0.02819	0.2818	0.1688
2.60	-7.72574	2.82043	-0.18717	-1.88782	0.14049	8.12248	0.31122	0.14255	-0.05106	-0.02966	0.2838	0.1741
2.65	-7.53288	2.74824	-0.18142	-1.89525	0.14356	7.92236	0.30935	0.14223	-0.05024	-0.02930	0.2845	0.1759
2.70	-7.41587	2.69012	-0.17632	-1.87041	0.14283	7.49999	0.30688	0.14074	-0.04887	-0.02963	0.2854	0.1772
2.75	-7.34541	2.65352	-0.17313	-1.86079	0.14340	7.26668	0.30635	0.14052	-0.04743	-0.02919	0.2862	0.1783
2.80	-7.24561	2.61028	-0.16951	-1.85612	0.14444	7.11861	0.30534	0.13923	-0.04731	-0.02751	0.2867	0.1794
2.85	-7.07107	2.56123	-0.16616	-1.90422	0.15127	7.36277	0.30508	0.13933	-0.04522	-0.02776	0.2869	0.1788
2.90	-6.99332	2.52699	-0.16303	-1.89704	0.15039	7.45038	0.30362	0.13776	-0.04203	-0.02615	0.2874	0.1784
2.95	-6.95669	2.51006	-0.16142	-1.90132	0.15081	7.60234	0.29987	0.13584	-0.03863	-0.02487	0.2872	0.1783
3.00	-6.92924	2.45899	-0.15513	-1.76801	0.13314	7.21950	0.29772	0.13198	-0.03855	-0.02469	0.2876	0.1785

Fuente: Sinan Akkar, Julian Bommer. Empirical Equations for the Prediction of PGA , PG V, and Spectral Accelerations in Europe, the Mediterranean Region, and the Middle East [31].

Anexo D-1

Tabla 73. Regression Coefficients for Shallow Event Model of PGA, PGV and 5% Damped Acceleration Response Spectra

Regression Coefficients for Shallow Event Model of PGA, PGV, and 5% Damped Acceleration Response Spectra					
Period	a_1	b_1	c_1	d_1	ε_1
PGA	0.56	-0.0031	0.26	0.0055	0.37
5% Damped Acceleration Response Spectra (sec)					
0.05	0.54	-0.0035	0.48	0.0061	0.37
0.06	0.54	-0.0037	0.57	0.0065	0.38
0.07	0.53	-0.0039	0.67	0.0066	0.38
0.08	0.52	-0.0040	0.75	0.0069	0.39
0.09	0.52	-0.0041	0.80	0.0071	0.40
0.10	0.52	-0.0041	0.85	0.0073	0.40
0.11	0.50	-0.0040	0.96	0.0061	0.40
0.12	0.51	-0.0040	0.93	0.0062	0.40
0.13	0.51	-0.0039	0.91	0.0062	0.40
0.15	0.52	-0.0038	0.89	0.0060	0.41
0.17	0.53	-0.0037	0.84	0.0056	0.41
0.20	0.54	-0.0034	0.76	0.0053	0.40
0.22	0.54	-0.0032	0.73	0.0048	0.40
0.25	0.54	-0.0029	0.66	0.0044	0.40
0.30	0.56	-0.0026	0.51	0.0039	0.39
0.35	0.56	-0.0024	0.42	0.0036	0.40
0.40	0.58	-0.0021	0.26	0.0033	0.40
0.45	0.59	-0.0019	0.13	0.0030	0.41
0.50	0.59	-0.0016	0.04	0.0022	0.41
0.60	0.62	-0.0014	-0.22	0.0025	0.41
0.70	0.63	-0.0012	-0.37	0.0022	0.41
0.80	0.65	-0.0011	-0.54	0.0020	0.41
0.90	0.68	-0.0009	-0.80	0.0019	0.41
1.00	0.71	-0.0009	-1.04	0.0021	0.41
1.10	0.72	-0.0007	-1.19	0.0018	0.41
1.20	0.73	-0.0006	-1.32	0.0014	0.41
1.30	0.74	-0.0006	-1.44	0.0014	0.41
1.50	0.77	-0.0005	-1.70	0.0017	0.40
1.70	0.79	-0.0005	-1.89	0.0019	0.39
2.00	0.80	-0.0004	-2.08	0.0020	0.39
2.20	0.82	-0.0004	-2.24	0.0022	0.38
2.50	0.84	-0.0003	-2.46	0.0023	0.38
3.00	0.86	-0.0002	-2.72	0.0021	0.38
3.50	0.90	-0.0003	-2.99	0.0032	0.37
4.00	0.92	-0.0005	-3.21	0.0045	0.38
4.50	0.94	-0.0007	-3.39	0.0064	0.38
5.00	0.92	-0.0004	-3.35	0.0030	0.38
PGV	0.70	-0.0009	-1.93	0.0022	0.32

Fuente: Tatsuo Kanno. A New Attenuation Relation for Strong Ground Motion in Japan Based on Recorded Data [24].

Regression Coefficients for Deep Event Model of PGA, PGV,
and 5% Damped Acceleration Response Spectra

Period	a_2	b_2	c_2	e_2
PGA	0.41	-0.0039	1.56	0.40
5% Damped Acceleration Response Spectra (sec)				
0.05	0.39	-0.0040	1.76	0.42
0.06	0.39	-0.0041	1.86	0.43
0.07	0.38	-0.0042	1.96	0.45
0.08	0.38	-0.0042	2.03	0.45
0.09	0.38	-0.0043	2.08	0.46
0.10	0.38	-0.0043	2.12	0.46
0.11	0.38	-0.0044	2.14	0.46
0.12	0.38	-0.0044	2.14	0.46
0.13	0.38	-0.0044	2.13	0.46
0.15	0.39	-0.0044	2.12	0.46
0.17	0.40	-0.0043	2.08	0.45
0.20	0.40	-0.0042	2.02	0.44
0.22	0.40	-0.0041	1.99	0.43
0.25	0.41	-0.0040	1.88	0.42
0.30	0.43	-0.0038	1.75	0.42
0.35	0.43	-0.0036	1.62	0.41
0.40	0.45	-0.0034	1.49	0.41
0.45	0.46	-0.0032	1.33	0.41
0.50	0.47	-0.0030	1.19	0.40
0.60	0.49	-0.0028	0.95	0.40
0.70	0.51	-0.0026	0.72	0.40
0.80	0.53	-0.0025	0.49	0.40
0.90	0.56	-0.0023	0.27	0.40
1.00	0.57	-0.0022	0.08	0.41
1.10	0.59	-0.0022	-0.08	0.41
1.20	0.60	-0.0021	-0.24	0.41
1.30	0.62	-0.0020	-0.40	0.41
1.50	0.64	-0.0020	-0.63	0.41
1.70	0.66	-0.0018	-0.83	0.40
2.00	0.68	-0.0017	-1.12	0.40
2.20	0.69	-0.0017	-1.27	0.40
2.50	0.71	-0.0017	-1.48	0.39
3.00	0.73	-0.0017	-1.72	0.39
3.50	0.75	-0.0017	-1.97	0.38
4.00	0.77	-0.0016	-2.22	0.37
4.50	0.79	-0.0016	-2.45	0.36
5.00	0.82	-0.0017	-2.70	0.35
PGV	0.55	-0.0032	-0.57	0.36

Fuente: Tatsuo Kanno. A New Attenuation Relation for Strong Ground Motion in Japan Based on Recorded Data [24].

Anexo D-2

Tabla 74. Pbtained Coefficients in Equation

Table 5
Obtained Coefficients in Equation (8)

Period	p	q
PGA	-0.55	1.35
5% Damped Acceleration Response Spectra (sec)		
0.05	-0.32	0.80
0.06	-0.26	0.65
0.07	-0.24	0.60
0.08	-0.26	0.64
0.09	-0.29	0.72
0.10	-0.32	0.78
0.11	-0.35	0.84
0.12	-0.39	0.94
0.13	-0.43	1.04
0.15	-0.53	1.28
0.17	-0.61	1.47
0.20	-0.68	1.65
0.22	-0.72	1.74
0.25	-0.75	1.82
0.30	-0.80	1.96
0.35	-0.85	2.09
0.40	-0.87	2.13
0.45	-0.89	2.18
0.50	-0.91	2.25
0.60	-0.92	2.30
0.70	-0.96	2.41
0.80	-0.98	2.46
0.90	-0.97	2.44
1.00	-0.93	2.32
1.10	-0.92	2.30
1.20	-0.91	2.26
1.30	-0.88	2.20
1.50	-0.85	2.12
1.70	-0.83	2.06
2.00	-0.78	1.92
2.20	-0.76	1.88
2.50	-0.72	1.80
3.00	-0.68	1.70
3.50	-0.66	1.64
4.00	-0.62	1.54
4.50	-0.60	1.50
5.00	-0.59	1.46
PGIV	-0.71	1.77

Fuente: Tatsuo Kanno. A New Attenuation Relation for Strong Ground Motion in Japan Based on Recorded Data [24].

Anexo E-1

Tabla 75. Coeficientes de espectro

For Soil					
$\ln(y) = -0.6687 + 1.438M + C_1 + C_2(10 - M)^3 + C_3 \ln(R + 1.097e^{0.617M}) + 0.00648H + 0.364Z_T$					
Standard Deviation = $C_4 + C_5M$					
Period(s)	C_1	C_2	C_3	C_4^*	C_5^*
PGA	0.0	0.0	-2.329	1.45	-0.1
0.075	2.400	-0.0019	-2.697	1.45	-0.1
0.1	2.516	-0.0019	-2.697	1.45	-0.1
0.2	1.549	-0.0019	-2.464	1.45	-0.1
0.3	0.793	-0.0020	-2.327	1.45	-0.1
0.4	0.144	-0.0020	-2.230	1.45	-0.1
0.5	-0.438	-0.0035	-2.140	1.45	-0.1
0.75	-1.704	-0.0048	-1.952	1.45	-0.1
1.0	-2.870	-0.0066	-1.785	1.45	-0.1
1.5	-5.101	-0.0114	-1.470	1.50	-0.1
2.0	-6.433	-0.0164	-1.290	1.55	-0.1
3.0	-6.672	-0.0221	-1.347	1.65	-0.1
4.0	-7.618	-0.0235	-1.272	1.65	-0.1

y = spectral acceleration in g
 M = moment magnitude
 r_{rup} = closest distance to rupture (km)
 H = depth (km)
 Z_T = source type, 0 for interface, 1 for intraslab
* Standard deviation for magnitudes greater than M 8 set equal to the value for M 8

Fuente: R. Youngs. Strong Ground Motion Attenuation Relationships for Subduction Zone Earthquakes [25].

Anexo F-1

Tabla 76. Coefficients for Source and Path Terms of the Models in the Present Study

Table 4
Coefficients for Source and Path Terms of the Models in the Present Study

Period (sec)	a	b	c	d	e	S_R	S_1	S_2	S_{SL}
PGA	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	0.269	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	1.200	-0.00422	0.0100	0.959	0.01257	0.248	-0.041	2.432	-0.506
0.50	1.250	-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	-0.321	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: John Zhao. Attenuation Relations of Strong Ground Motion in Japan Using Site Classification Based on Predominant Period [32].

Anexo F-2

Tabla 77. Coefficients for Site Class Terms and Prediction Error

Table 5
Coefficients for Site Class Terms and Prediction Error

Period (sec)	C_H	C_1	C_2	C_3	C_4	σ	τ	σ_T
PGA	0.293	1.111	1.344	1.355	1.420	0.604	0.398	0.723
0.05	0.939	1.684	1.793	1.747	1.814	0.640	0.444	0.779
0.10	1.499	2.061	2.135	2.031	2.082	0.694	0.490	0.849
0.15	1.462	1.916	2.168	2.052	2.113	0.702	0.460	0.839
0.20	1.280	1.669	2.085	2.001	2.030	0.692	0.423	0.811
0.25	1.121	1.468	1.942	1.941	1.937	0.682	0.391	0.786
0.30	0.852	1.172	1.683	1.808	1.770	0.670	0.379	0.770
0.40	0.365	0.655	1.127	1.482	1.397	0.659	0.390	0.766
0.50	-0.207	0.071	0.515	0.934	0.955	0.653	0.389	0.760
0.60	-0.705	-0.429	-0.003	0.394	0.559	0.653	0.401	0.766
0.70	-1.144	-0.866	-0.449	-0.111	0.188	0.652	0.408	0.769
0.80	-1.609	-1.325	-0.928	-0.620	-0.246	0.647	0.418	0.770
0.90	-2.023	-1.732	-1.349	-1.066	-0.643	0.653	0.411	0.771
1.00	-2.451	-2.152	-1.776	-1.523	-1.084	0.657	0.410	0.775
1.25	-3.243	-2.923	-2.542	-2.327	-1.936	0.660	0.402	0.773
1.50	-3.888	-3.548	-3.169	-2.979	-2.661	0.664	0.408	0.779
2.00	-4.783	-4.410	-4.039	-3.871	-3.640	0.669	0.414	0.787
2.50	-5.444	-5.049	-4.698	-4.496	-4.341	0.671	0.411	0.786
3.00	-5.839	-5.431	-5.089	-4.893	-4.758	0.667	0.396	0.776
4.00	-6.598	-6.181	-5.882	-5.698	-5.588	0.647	0.382	0.751
5.00	-6.752	-6.347	-6.051	-5.873	-5.798	0.643	0.377	0.745

Fuente: John Zhao. Attenuation Relations of Strong Ground Motion in Japan Using Site Classification Based on Predominant Period [32].