



UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

TRABAJO EXPERIMENTAL PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL
TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

Tema:

**“ESTUDIO DEL PELIGRO SÍSMICO DETERMINISTA PARA LAS ESTRUCTURAS
DEL CANTÓN AMBATO SECTOR LA MERCED UBICADO EN LA AVENIDA
CEVALLOS, AVENIDA UNIDAD NACIONAL, GARCÍA MORENO Y VICENTE
MALDONADO”**

AUTOR: Diego Fabián Barreno Alvarez

TUTOR: Ing. Mg. Lenin Maldonado

Ambato – Ecuador

2018

CERTIFICACIÓN DEL TUTOR

Yo, Ing. Mg. Lenin Rafael Maldonado Narváez, certifico que el presente trabajo bajo el tema: ESTUDIO DEL PELIGRO SÍSMICO DETERMINISTA PARA LAS ESTRUCTURAS DEL CANTÓN AMBATO SECTOR LA MERCED UBICADO EN LA AVENIDA CEVALLOS, AVENIDA UNIDAD NACIONAL, GARCÍA MORENO Y VICENTE MALDONADO, es de autoría del Sr. Diego Fabián Barreno Alvarez, el mismo que ha sido realizado bajo mi supervisión y tutoría.

Es todo cuanto puedo certificar en honor a la verdad.

Ambato, Marzo del 2018

Ing. Mg. Lenin Maldonado

AUTORÍA

Yo, Diego Fabián Barreno Alvarez con C.I: 050349291-0, egresado de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica de la Universidad Técnica de Ambato, certifico por medio de la presente que el trabajo con el tema: ESTUDIO DEL PELIGRO SÍSMICO DETERMINISTA PARA LAS ESTRUCTURAS DEL CANTÓN AMBATO SECTOR LA MERCED UBICADO EN LA AVENIDA CEVALLOS, AVENIDA UNIDAD NACIONAL, GARCÍA MORENO Y VICENTE MALDONADO, es de mi completa autoría.

Ambato, Marzo del 2018

Diego Fabián Barreno Alvarez

DERECHOS DEL AUTOR

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

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

Ambato, Marzo del 2018

Autor

Diego Fabián Barreno Alvarez

C.I: 0503492910

APROBACIÓN DEL TRIBUNAL DE GRADO

Los miembros del tribunal examinador aprueban el informe de investigación, sobre el tema: “ESTUDIO DEL PELIGRO SÍSMICO DETERMINISTA PARA LAS ESTRUCTURAS DEL CANTÓN AMBATO SECTOR LA MERCED UBICADO EN LA AVENIDA CEVALLOS, AVENIDA UNIDAD NACIONAL, GARCÍA MORENO Y VICENTE MALDONADO”, del egresado Diego Fabián Barreno Alvarez, de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica.

Ambato, Marzo del 2018

Para constancia firman.

Ing. Mg. Jorge Cevallos

Ing. Mg. Juan Garcés

DEDICATORIA

Este trabajo se lo dedico a mi madre Gladis, que con su amor, esfuerzo y dedicación ha sido un pilar fundamental para alcanzar esta meta en mi vida.

A mis abuelitos Moisés y Lidia que con sus consejos y su guía siempre me recordaron que el trabajo duro tiene sus recompensas.

A mi familia que ha estado presentes en cada etapa de mi vida.

Diego.

AGRADECIMIENTO

A Dios por darme la fortaleza y permitirme cumplir una meta más en mi vida.

Agradezco a mi madre que con su confianza y ayuda he podido superar varias dificultades que se han presentado.

A mis abuelitos por darme su apoyo incondicional y ser un ejemplo a seguir.

A mis tías por el ejemplo de valentía y fortaleza que debe tener una persona.

A mis primos por la su compañía y su apoyo cuando más lo he necesitado.

A Talía por estar ahí incondicionalmente y acompañarme en los buenos y malos momentos.

Al Ing. Lenin Maldonado un gran guía que con sus conocimientos y consejos me ayudo a cumplir mis objetivos.

Un especial y sincero agradecimiento a los amigos que me han acompañado en ésta importante etapa.

Diego.

ÍNDICE

A. PÁGINAS PRELIMINARES

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO	I
CERTIFICACIÓN DEL TUTOR	II
AUTORÍA	III
DERECHOS DEL AUTOR.....	IV
APROBACIÓN DEL TRIBUNAL DE GRADO.....	V
DEDICATORIA	VI
AGRADECIMIENTO	VII
ÍNDICE	VIII
ÍNDICE DE TABLAS.....	XI
ÍNDICE DE FIGURAS.....	XIII
RESUMEN EJECUTIVO	XVI

B. TEXTO

CAPÍTULO I.....	1
ANTECEDENTES	1
1.1. TEMA DEL TRABAJO EXPERIMENTAL	1
1.2. ANTECEDENTES.....	1
1.3. JUSTIFICACIÓN	2
1.4. OBJETIVOS	4
1.4.1. Objetivo General:	4
1.4.2. Objetivos Específicos:	4
CAPÍTULO II	5
FUNDAMENTACIÓN	5
2.1. FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA.....	5
2.1.1. Tectónica de placas	5
2.1.2. Metodología del diseño sismo resistente.....	18
2.1.2.1. Categoría de edificio y coeficiente de importancia I	18

2.1.2.2. Ajuste del corte basal de los resultados obtenidos por el análisis dinámico.....	19
2.1.2.3. Límites permisibles de las derivas de piso.....	19
2.1.2.4. Configuración Estructural.....	20
2.1.2.5. Regularidad en planta y elevación.....	23
2.1.2.6. Cortante basal de diseño.....	25
2.2. HIPÓTESIS.....	29
2.3. SEÑALAMIENTO DE VARIABLES DE LA HIPÓTESIS.....	29
2.3.1. Variable Dependiente.....	29
2.3.2. Variable Independiente.....	29
CAPÍTULO III.....	30
METODOLOGÍA.....	30
3.1. NIVEL O TIPO DE INVESTIGACIÓN.....	30
3.2. POBLACIÓN Y MUESTRA.....	31
3.3. OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES.....	32
3.3.1. Variable Independiente.....	32
3.3.2. Variable Dependiente.....	32
3.4. PLAN DE RECOLECCIÓN DE INFORMES.....	34
3.5. PLAN DE PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS.....	35
CAPÍTULO IV.....	36
ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS.....	36
4.1. RECOLECCIÓN DE DATOS.....	36
4.1.1. Régimen Tectónico.....	36
4.1.2. Selección de Fallas Geológicas.....	38
4.1.3. Características del Suelo.....	41
4.1.3.1. Ensayo de Penetración Estándar.....	48
4.1.4. Velocidad media de la onda de cortante Vs30.....	55
4.1.5. Ecuaciones de atenuación para cortical intraplaca.....	57
4.1.5.1 Modelo Boore y Atkinson (2008).....	57
4.1.5.2. Modelo Akkar y Bommer (2010).....	61
4.1.5.3. Modelo Kanno (2006).....	62

4.1.6. Ecuaciones de atenuación para subducción	64
4.1.6.1. Modelo Youngs (1997)	64
4.1.6.2. Modelo Zhao (2006)	65
4.1.6.2. Atkinson y Boore (2003).....	66
4.1.7. Estructuras Tipo del Sector	68
4.2. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS	85
4.2.1. Magnitud de las fallas	85
4.2.3. Cálculo del Espectro	85
4.2.3.1. Espectros calculados con el Modelo de Boore y Atkinson 2008	86
4.2.3.2. Espectros calculados con el Modelo de Akkar y Bommer	87
4.2.3.3. Espectros calculados con el Modelo de Kanno 2006.....	88
4.2.3.4. Espectro calculado con el Modelo de Youngs 1997	89
4.2.3.5. Espectro calculado con el Modelo de Zhao 2006	90
4.2.3.6. Espectro calculado con el Modelo de Atkinson y Boore 2003	91
4.2.4. Espectros con los modelos para una falla	92
4.2.5. Espectro con la NEC-15.....	97
4.2.6. Espectro de todos los modelos con la NEC-15	107
4.2.7. Espectro crítico comparado con la NEC-15	107
4.2.8. Resultados Estructuras Tipo.....	110
4.2.9. ESTABILIZACIÓN DE ESTRUCTURAS	116
4.3. VERIFICACIÓN DE HIPÓTESIS	121
CAPÍTULO V	122
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	122
5.1. CONCLUSIONES.....	122
5.2. RECOMENDACIONES.....	123
C. MATERIALES DE REFERENCIA	124
1. BIBLIOGRAFÍA	124
2. ANEXOS.....	129

ÍNDICE DE TABLAS

TABLAS

Tabla 1. Relaciones empíricas entre la magnitud, longitud de ruptura, ancho de ruptura, área de ruptura y desplazamiento de la superficie.	17
Tabla 2. Tipo de uso, destino e importancia de la estructura	18
Tabla 3. Derivas máximas admisibles.....	19
Tabla 4. Configuración Estructural Recomendada	21
Tabla 5. Configuración Estructural No Recomendada	22
Tabla 6. Coeficientes de Irregularidad en Planta	23
Tabla 7. Coeficientes de Irregularidad en Elevación	24
Tabla 8. Coeficiente C_t y α dependiendo del tipo de estructura	27
Tabla 9. Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles	28
Tabla 10. Coeficiente relacionado con el periodo de vibración de la estructura	29
Tabla 11. Operacionalización de la variable independiente.....	32
Tabla 12. Operacionalización de la variable dependiente.....	33
Tabla 13. Plan de recolección de información	34
Tabla 14. Fallas Tectónicas.....	40
Tabla 15. Clasificación de suelos.....	41
Tabla 16. Clasificación de suelos P1.....	43
Tabla 17. Clasificación de suelos P2.....	44
Tabla 18. Clasificación de suelos P3.....	45
Tabla 19. Clasificación de suelos P4.....	46
Tabla 20. Clasificación de suelos P5.....	47
Tabla 21. Tipos de perfiles de suelos para el diseño sísmico.....	49
Tabla 22. Ensayo de Penetración Estándar – P1	50
Tabla 23. Ensayo de Penetración Estándar – P2	51
Tabla 24. Ensayo de Penetración Estándar – P3	52
Tabla 25. Ensayo de Penetración Estándar – P4	53
Tabla 26. Ensayo de Penetración Estándar – P5	54
Tabla 27. Valores V_{s30}	56
Tabla 28. Descripción de Columnas Estructura Tipo 1	71

Tabla 29. Descripción de Vigas Estructura Tipo 1	72
Tabla 30. Descripción de Columnas Estructura Tipo 2	75
Tabla 31. Descripción de Vigas Estructura Tipo 2	77
Tabla 32. Descripción de Columnas Estructura Tipo 3	81
Tabla 33. Descripción de Vigas Estructura Tipo 3	83
Tabla 34. Descripción de Losa Estructuras Tipo 1,2 y 3	84
Tabla 35. Valores del Espectro Específico Determinista.....	108
Tabla 36. Periodos de Vibración.....	113
Tabla 37. Porcentaje del cortante basal V.....	113
Tabla 38. Derivas de Piso.....	115
Tabla 39. Aceleración en función del período fundamental de vibración de la estructura	116
Tabla 40. Periodos de Vibración.....	119
Tabla 41. Porcentaje del cortante basal V.....	119
Tabla 42. Derivas de Piso.....	121
Tabla 43. Aceleración en función del período fundamental de vibración de la estructura	121

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Zona de convergencia con subducción	5
Figura 2. Frontera del tipo divergente.....	6
Figura 3. Falla transformante	6
Figura 4. Falla Normal	8
Figura 5. Falla Inversa.....	9
Figura 6. Falla Transformante.....	9
Figura 7. Clasificación de los eventos seleccionados según las profundidades.....	10
Figura 8. Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z	13
Figura 9. Límites de placa y velocidades de movimiento.....	37
Figura 10. Fallas Tectónicas del Ecuador	38
Figura 11. Fallas Tectónicas de la Provincia de Tungurahua	39
Figura 12. Fallas Tectónicas del Cantón Ambato	39
Figura 13. Fallas Tectónicas localizadas en el Área de estudio.....	40
Figura 14. Área de estudio	42
Figura 15. Estructura Tipo 1	68
Figura 16. Estructura Tipo 2	73
Figura 17. Estructura Tipo 3	78
Figura 18. Espectros de aceleración modelo Boore y Atkinson 2008	86
Figura 19. Espectros de aceleración modelo Akkar y Bommer 2010.....	87
Figura 20. Espectros de aceleración modelo Kanno 2006	88
Figura 21. Espectro de aceleración modelo Youngs 1997	89
Figura 22. Espectro de aceleración modelo Zhao 2006	90
Figura 23. Espectro de aceleración modelo Atkinson y Boore 2003	91
Figura 24. Espectros de aceleración Falla Huachi	92
Figura 25. Espectros de aceleración Falla Ambato.....	93
Figura 26. Espectros de aceleración Falla Totoras.....	94
Figura 27. Espectros de aceleración Falla Samanga	95
Figura 28. Espectros de aceleración Falla Subducción.....	96
Figura 29. Espectros de aceleración Falla Huachi, NEC-15.....	97

Figura 30. Envolvente de aceleraciones para la Falla Huachi, NEC-15	98
Figura 31. Espectros de aceleración Falla Ambato, NEC-15.....	99
Figura 32. Envolvente de Aceleraciones Falla Ambato, NEC-15	100
Figura 33. Espectros de aceleración Falla Totoras, NEC-15	101
Figura 34. Envolvente de aceleraciones Falla Totoras, NEC-15	102
Figura 35. Espectros de aceleración Falla Samanga, NEC-15.....	103
Figura 36. Envolvente de aceleraciones Falla Samanga, NEC-15.....	104
Figura 37. Espectros de aceleración Falla de Subducción, NEC-15.....	105
Figura 38. Envolvente de aceleración Falla de Subducción, NEC-15	106
Figura 39. Todos los modelos de espectros comparados con la NEC-15	107
Figura 40. Espectro Específico Determinista.....	109
Figura 41. Estructura Tipo 1	110
Figura 42. Estructura Tipo 2	111
Figura 43. Estructura Tipo 3	112
Figura 44. Derivas de Piso Estructura Tipo 1	114
Figura 45 Derivas de Piso Estructura Tipo 2	114
Figura 46. Derivas de Piso Estructura Tipo 3	115
Figura 47. Estructura Tipo 2 estabilizada con muros de corte.....	117
Figura 48. Estructura Tipo 3 estabilizada con muros de corte.....	118
Figura 49. Derivas de Piso Estructura Tipo 2	120
Figura 50. Derivas de Piso Estructura Tipo 3	120

ÍNDICE DE ANEXOS

ANEXO A	129
Fotografía 1. Trípode	129
Fotografía 2. Martinete.....	129
Fotografía 3. Motor	130
Fotografía 4. Hincado de martinete.....	130
Fotografía 5. Suelo obtenido	131
Fotografía 6. Análisis de muestras de suelo.....	131
ANEXO B	132
B-1. Coeficientes de amplificación del sitio dependiendo del período.....	132
B-2. Coeficientes de escala de distancias ($M_{ref}=4.5$ y $R_{ref}=1.0$ km para todos los periodos, excepto $R_{ref}=5.0$ km para pga4nl)	133
B-3. Coeficientes de escala de magnitud	134
ANEXO C	135
C-1. Coeficientes de las ecuaciones 1 y 2 para la predicción de Pseudoaceleración espectral.....	135
C-1. Coeficientes de las ecuaciones 1 y 2 para la predicción de Pseudoaceleración espectral.....	137
ANEXO D	139
D-1. Coeficientes de regresión para el modelo de eventos poco profundos de espectros de respuesta de aceleración atenuada de pga 5%	139
ANEXO E	140
E-1. Relaciones de atenuación para aceleraciones espectrales de respuesta horizontal (amortiguación del 5%) para los terremotos de subducción para el suelo	140
ANEXO F	141
F-1. Coeficientes para las condiciones de origen y trayectoria.....	141
F-2. Coeficientes para los términos de clase de sitio y error de predicción.....	142
ANEXO G	143
G-1. Coeficientes para eventos interplaca.....	143
ANEXO H	144
H-1. Valores utilizados en GMPEs	144

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

TEMA: “ESTUDIO DEL PELIGRO SÍSMICO DETERMINISTA PARA LAS ESTRUCTURAS DEL CANTÓN AMBATO SECTOR LA MERCED UBICADO EN LA AVENIDA CEVALLOS, AVENIDA UNIDAD NACIONAL, GARCÍA MORENO Y VICENTE MALDONADO”

Autor: Diego Fabián Barreno Alvarez

Tutor: Ing. Mg. Lenin Maldonado

RESUMEN EJECUTIVO

En el presente proyecto de investigación se calculó el periodo de vibración para las estructuras del cantón Ambato sector la Merced ubicado en la Avenida Cevallos, Avenida Unidad Nacional, García Moreno y Vicente Maldonado, lo que corresponde a una aceleración de gravedad S_a (g), tomada del espectro específico, para compararlo con el espectro de aceleración de la NEC-15. Para determinar esto se realizaron los siguientes pasos: establecer el régimen tectónico en base al área de estudio, seleccionar las fallas geológicas más importantes que afectan el área de estudio, por medio del ensayo de penetración estándar se calcula la velocidad media de la onda de cortante V_{s30} para el tipo de perfil, en base a la longitud se calcula la magnitud de momento de cada falla, por medio de parámetros como distancia al epicentro, profundidad focal se determinan las ecuaciones de atenuación obteniendo espectros de aceleración se obtiene un espectro específico el que se compara con el espectro de la NEC-15.

El valor de la aceleración de gravedad con respecto al período de vibración calculado es mayor que el dado por la NEC-15, lo que resulta en un subdimensionamiento al estimar la carga sísmica.

ABSTRACT

In the present research project, the vibration period was calculated for the structures of the Ambato La Merced sector, surrounded by Cevallos Av., Unidad Nacional St., García Moreno St. and Vicente Maldonado St. An acceleration of gravity S_a (g) for that area, taken from the specific spectrum is compared to the acceleration spectrum of the NEC-15. In order to determine this acceleration the following steps were performed: to establish the tectonic regime based on the study area, to select the most important tectonic faults that affect the study area, to perform the standard penetration test to calculate the average speed of shear wave V_{s30} for the type of profile, based on the length the moment magnitude of each fault is calculated, by means of parameters such as distance to the epicenter, focal depth, the attenuation equations are determined by obtaining acceleration specific spectrum is obtained that and compared with the spectrum of the NEC-15.

The value of the acceleration respect to the calculated vibration is greater than that given by the NEC-15, which results in an undersizing when estimating the seismic load.

CAPÍTULO I

ANTECEDENTES

1.1.TEMA DEL TRABAJO EXPERIMENTAL

“ESTUDIO DEL PELIGRO SÍSMICO DETERMINISTA PARA LAS ESTRUCTURAS DEL CANTÓN AMBATO SECTOR LA MERCED UBICADO EN LA AVENIDA CEVALLOS, AVENIDA UNIDAD NACIONAL, GARCÍA MORENO Y VICENTE MALDONADO”

1.2.ANTECEDENTES

Los sismos son fenómenos naturales comunes en todo el mundo, Ecuador se encuentra en un territorio sísmicamente activo considerando el ocurrido en el cantón Pedernales el 16 de abril de 2016 que alcanzó una magnitud de 7.8 Mw, el más cercano ocurrido el 5 de agosto de 1949 tuvo una magnitud de 6.8 Mw con epicentro a 20 km nororiente de Pelileo sufriendo un gran daño al igual que Ambato, Pillaro, Guano, y Patate ciudades vecinas que también fueron afectadas. [1]

Con el propósito de prevenir catástrofes por la acción de terremotos se utiliza metodologías conocidas como microzonificación sísmica, que se basa en reconocer las particularidades de una específica formación geológica, se estudian aspectos como susceptibilidad ante la licuefacción, deslizamientos, fallas tectónicas y nivel freático. [2]

El mapa de zonificación sísmica que presenta la Norma Ecuatoriana de la Construcción es el resultado del estudio de peligro sísmico y nos muestra que Ambato está en la quinta zona con un valor de Z igual a 0.4. [3]

Por las razones antes mencionadas el presente estudio busca evaluar el peligro sísmico del área seleccionada para determinar los espectros de respuesta en aceleración utilizando ecuaciones de atenuación para mejorar el diseño y la construcción de estructuras para mejorar el riesgo sísmico.

1.3.JUSTIFICACIÓN

El Cinturón de Fuego del Pacífico o Anillo de Fuego del Pacífico se encuentra situado a lo largo de la costa del océano Pacífico, produce una gran actividad sísmica y volcánica por abarcar las zonas de subducción más influyentes del mundo. [4]

Los sismos de gran magnitud han devastado ciudades de países que envuelven El Cinturón de Fuego, el terremoto de mayor intensidad registrado en la historia fue Chile que llegó a una magnitud de 9.5 Mw. Uno de los países que comprende el recorrido del Cinturón de Fuego del Pacífico y sufren una gran cantidad de eventos sísmicos y muertes asociadas a estos hechos es Ecuador que abarca a la Placa de Nazca y la Sudamericana, se libera una gran cantidad de energía sísmica siendo la fuente principal la subducción de la placa de Nazca bajo la placa Sudamericana, una parte de la superficie se encuentra en la microplaca denominada “Bloque Andino”, la cual pertenece a la placa Sudamericana, esta microplaca se encuentra en una interacción entre las placas de Nazca, Cocos y Caribe, esta zona se mueve con un intervalo de 50-60 mm/año, mientras que para la placa continental el movimiento se encuentra entre 2 y 5 mm/año por esto el diseño de las viviendas en áreas de riesgo deben ser diseñadas considerando la ocurrencia de un sismo raro que tiene un período de retorno de 475 años. [5] [6] [3]

Por la existencia de fallas geológicas Según el Instituto Geofísico de la Politécnica Nacional ha declarado que Ambato es la ciudad de más alto riesgo sísmico del país, lo que establece que existen suelos vulnerables y si hay edificaciones construidas sin guía profesional puede traer consecuencias graves. La ciudad de Ambato no cuenta con una

investigación de fallas geológicas en su totalidad, con lo que el presente trabajo establecerá el tipo de suelo que posee, magnitud máxima del área de estudio de las fallas seleccionadas, para poder disminuir el peligro sísmico en estructuras y alcanzar seguridad sísmica. [7]

La mejor manera para estudiar el análisis no lineal de una estructura sometida a acciones dinámicas y para evaluar la vulnerabilidad y el riesgo sísmico de edificaciones es el análisis dinámico no lineal, abarca el análisis de fuerzas, permite definir el comportamiento de una estructura sometida a velocidades, aceleraciones y desplazamientos, es posible determinar las tensiones, deformaciones, desplazamientos y daño en cualquier elemento de la estructura provocada por una acción dinámica. Se puede calcular índices de daño, energía disipada entre otras variables a partir de la respuesta no lineal del sistema. [8]

Para tratar de pronosticar la atenuación se han realizado ecuaciones que se han obtenido de los métodos de regresiones matemáticas que son métodos numéricos que buscan a partir de mediciones conocidas como magnitud y distancia focal del sitio considerado al epicentro o hipocentro. A las ecuaciones de atenuación se las conoce también como ecuaciones de predicción de movimientos fuertes. [9]

1.4.OBJETIVOS

1.4.1. Objetivo General:

Realizar el estudio de Peligro Sísmico determinista para las estructuras del Cantón Ambato sector La Merced ubicado en la Avenida Cevallos, Avenida Unidad Nacional, García moreno y Vicente Maldonado.

1.4.2. Objetivos Específicos:

- Seleccionar las fallas activas que abarca el Régimen Tectónico en base al área de estudio.
- Verificar el comportamiento estructural con tres estructuras tipo del sitio de análisis.
- Comparar el espectro obtenido con el espectro general dado por la NEC-15.

CAPÍTULO II

FUNDAMENTACIÓN

2.1. FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA

2.1.1. Tectónica de placas

Ecuador se encuentra situado en una zona de gran actividad sísmica, debido a la subducción de la Placa de Nazca bajo la Placa Sudamericana en la totalidad del litoral que genera una gran acumulación de energía sísmica, zona que forma parte del Cinturón de Fuego del pacifico, esto ha dado origen a la cordillera de Los Andes, y provoca que este sector sea altamente sísmico y volcánico. [10]

Las placas tectónicas tienen un espesor que va desde los 15 a los 50 km aproximadamente y componen la llamada Litosfera que es una capa rígida, le sigue la Astenósfera que no es rígida. [11]

Existen tres tipos principales de fronteras:

a) Convergentes

Estas placas se chocan y la de mayor densidad penetra por debajo de la otra. [11]

Figura 1. Zona de convergencia con subducción

Cuando convergen dos placas oceánicas, una desciende por debajo de la otra.



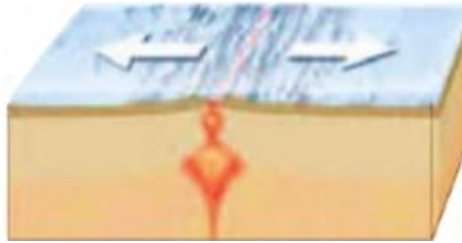
Fuente: Dávila, R. Sismología

b) Divergentes

Son placas contiguas que se separan en direcciones opuestas partiendo desde su límite, conforme las placas se divergen asciende material proveniente del Manto. Este tipo de fronteras se localizan usualmente en el océano y crean una especie de cordillera. [11]

Figura 2. Frontera del tipo divergente

Estas placas se separan en direcciones opuestas a partir de su límite.



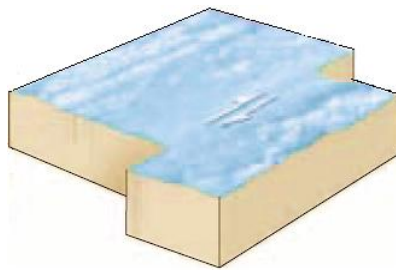
Fuente: Tarbuck, E. Lutgens, F. Ciencias de la Tierra

c) Falla transformante

Las placas pasan una junto a la otra en dirección opuesta con movimientos laterales siguiendo el mismo rumbo de la frontera. [11]

Figura 3. Falla transformante

Borde de deslizamiento lateral de una placa tectónica con respecto a la otra.



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

Tipos de terremotos:

Existen diferentes tipos de terremotos como:

a) Terremotos Tectónicos

Son terremotos que se originan en lo profundo de las placas tanto oceánicas como continentales, es causado por la liberación de energía acumulada por un periodo de tiempo, que se propaga en forma de onda sísmica, produce un movimiento brusco de la Tierra que es percibido con sacudidas y temblores por el choque entre placas tectónicas que producen un desprendimiento de energía debido a la reorganización brusca de las mismas, cuanto mayor es su magnitud mayor es su energía liberada. [12]

b) Terremotos Volcánicos

Los terremotos de origen volcánico se deben a erupciones volcánicas o en la cercanía de un volcán. Se pueden originar por fracturas que se producen como respuesta por movimiento de fluidos y por expansión de gases y vapores que producen explosiones durante la ascensión del magma. [13]

c) Microsismos

Son oscilaciones naturales y regulares del subsuelo, son muy frecuentes y sensible solo para los sismógrafos. [14]

d) Terremotos de Colapso

Son causados por hundimiento de zonas debido a la existencia de cavidades o áreas de baja densidad con huecos sometidos a cargas sobre todo verticales. [14]

e) Terremotos Artificiales

Son producidos a consecuencia de diferentes actividades humanas. [14]

Tipos de Falla

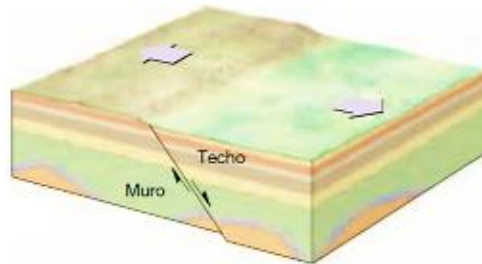
Las fallas se producen por fractura de rocas o empujes planos presentes en la corteza que son fuerzas que actúan sobre la zona de falla, donde se han deslizado un lado respecto al otro de la superficie de fractura, como el plano de fractura es rugoso detiene el movimiento provocado una gran acumulación de energía hasta que se libere en forma de onda sísmica, hay tres principales tipos de fallas: normal, inversa y transformante. [12]

a) Falla Normal

Este tipo de falla tienen un desplazamiento vertical, se producen donde las rocas se están separando, el bloque superior se desliza descendiendo con respecto al bloque de la falla. [15]

Figura 4. Falla Normal

El bloque del techo se desplaza hacia abajo con relación al bloque del muro.



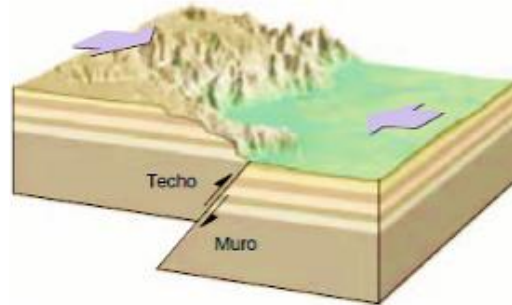
Fuente: Tarbuck, E. Lutgens, F. Ciencias de la Tierra

b) Falla Inversa

Son fallas con desplazamiento vertical, ocurre en áreas donde las rocas se comprimen, el bloque superior se desliza ascendiendo con respecto al bloque de la falla. [15]

Figura 5. Falla Inversa

El bloque del techo se mueve hacia arriba y sobre el bloque del muro.



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

c) Falla Transformante

Son placas que se deslizan lateralmente una con respecto a la otra sin crear ni destruir litosfera. [15]

Figura 6. Falla Transformante

Borde de deslizamiento lateral de una placa tectónica con respecto a la otra.



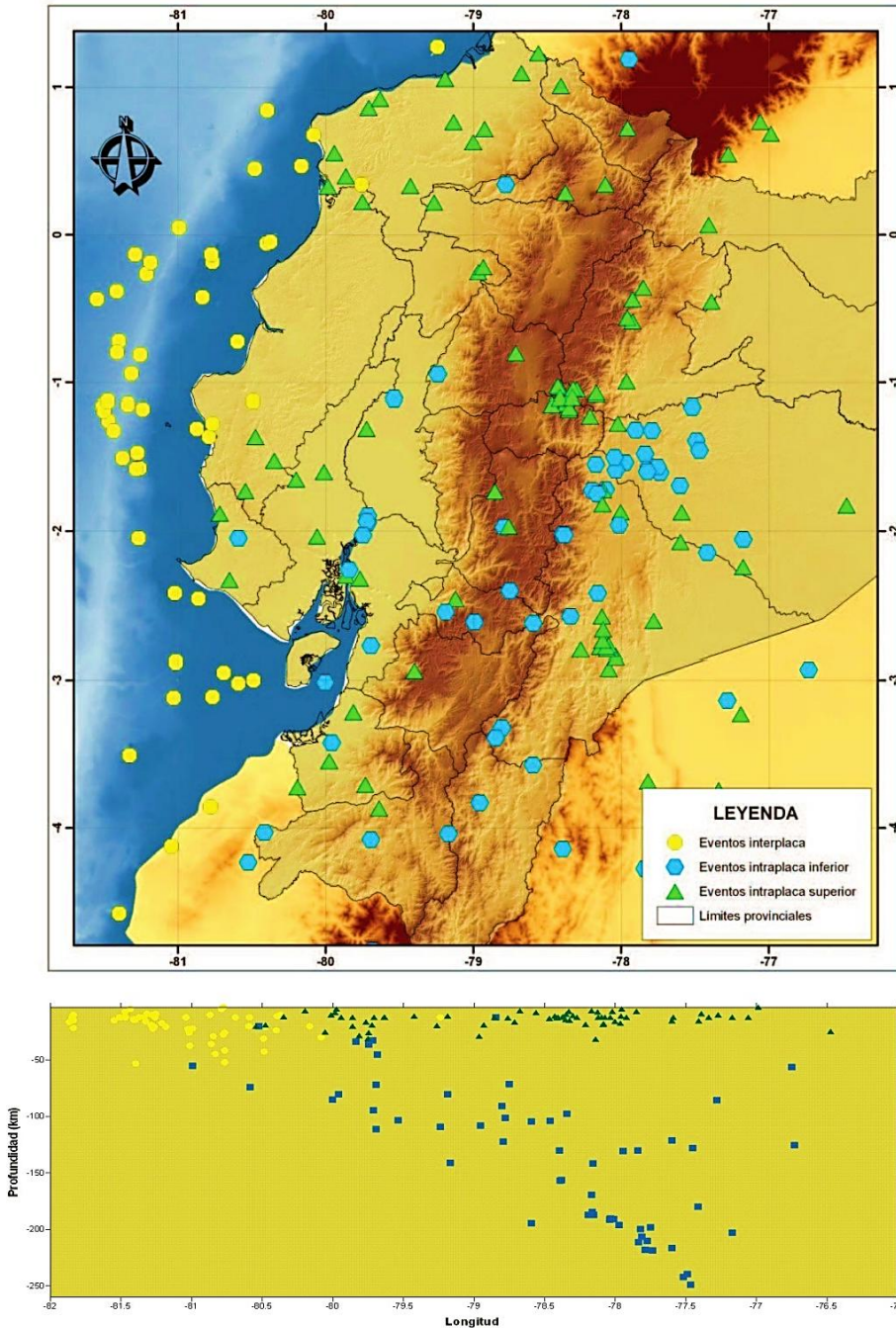
Fuente: Tarbuck, E. Lutgens, F. Ciencias de la Tierra

Principales rasgos sismotectónicos del Ecuador

La subducción que ocurre frente a las costas del Ecuador produce deformación en la placa superior, se han determinado tres zonas sísmicas (Fig.7). [16]

Figura 7. Clasificación de los eventos seleccionados según las profundidades

Muestra varios sismos ocurridos en todo el país y su profundidad focal.



Fuente: Taibe, L. Análisis de las ecuaciones de predicción de movimiento de suelo para el Ecuador utilizando datos registrados durante el período 2000-2001 en estaciones de banda ancha y acelerógrafos.

Zona 1: Sismicidad interplaca

Este tipo de sismo son los que más energía sísmica libera en todo el mundo aproximadamente el 90 por ciento del total. Se produce una gran acumulación de energía por el acoplamiento mecánico en la zona de interplaca por la subducción entre la placa de Nazca y la Sudamericana. [16]

Zona 2: Sismicidad intraplaca inferior

Los sismos intraplaca ocurren dentro de la placa tectónica, Según la Ing. Lourdes Taípe considera: “La Zona 2 abarca los sectores con sismicidad intermedia y está relacionada con los esfuerzos de tensión en la placa subducida”. [16]

Zona 3: Sismicidad intraplaca superior

La zona 3 define los eventos localizados en la corteza continental como en la oceánica, se presentan a profundidades menores a 40 km. [16]

2.1.2. Peligro Sísmico

Es la probabilidad de excedencia que se produzcan movimientos sísmicos en un periodo de tiempo específico y en una región o área geográfica determinada, envolviendo aceleración, velocidad, desplazamiento, magnitud o intensidad que son parámetros de movimiento de suelo. [3]

Existen dos tipos de peligro sísmico:

Peligro Sísmico Probabilístico

Consiste en identificar y caracterizar las fuentes sismogénicas, realizar una relación de recurrencia y especificar la probabilidad de excedencia y se determina el movimiento sísmico mediante el uso de relaciones de predicción, corresponde al terremoto con una probabilidad de ocurrencia del 10% de ser excedido en 50 años que equivale a un periodo de retorno de 475 años. [17] [3]

Peligro Sísmico Determinista

El escenario determinista consiste en la ocurrencia de un terremoto para las condiciones más severas sobre el cual se basa la evaluación del peligro de movimiento sísmico, hay que seguir los siguientes pasos: [17]

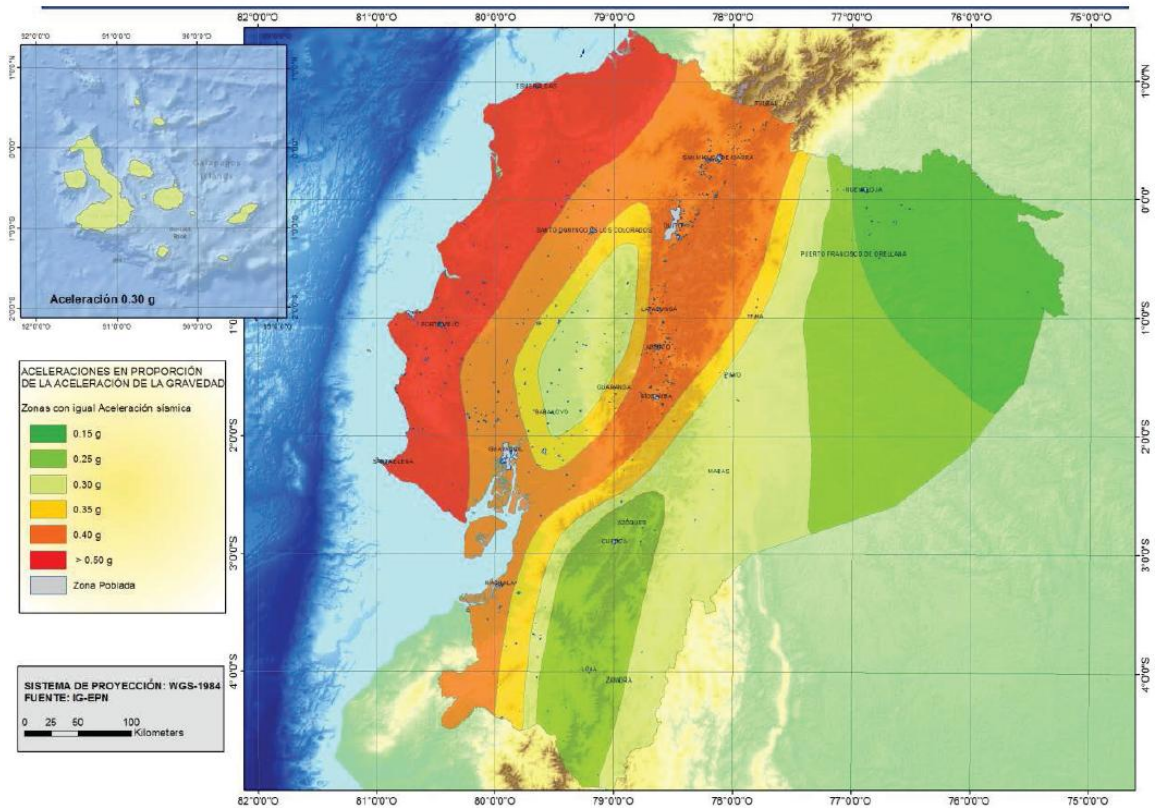
- a) Hay que identificar y caracterizar las fuentes sismotectónicas cercanas al área en estudio que puedan generar sismos importantes.
- b) Seleccionar las distancias epicentrales o hipocentrales de la fuente o las fuentes y el área de estudio.
- c) Seleccionar el terremoto de mayor magnitud sísmica que ha ocurrido en el sector.
- d) Para determinar el peligro sísmico se utilizaran Ecuaciones de Predicción de Movimiento de Suelo, “Ground Movement Prediction Equation” (GMPE’s). [17]

Zonificación Sísmica en Ecuador

El mapa de zonas sísmicas proviene de un estudio completo de peligrosidad sísmica en Ecuador, considera que la principal fuente de generación de energía sísmica es la subducción de la placa de Nazca bajo la placa Sudamericana y además un estudio completo de fallas superficiales que producen sismos. [3]

El mapa de zonificación sísmica para diseño proviene del estudio de peligro sísmico para un 10% de excedencia en 50 años para un periodo de retorno de 475 años que incluye una saturación a 0.5 g de los valores de aceleración sísmica en roca en el litoral que caracteriza la zona VI. [3]

Figura 8. Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z



Fuente: Peligro Sísmico NEC 2015

GMPEs

Cuando se libera energía por un evento sísmico esta se convierte en ondas sísmicas que se manifiestan en forma de movimiento y se disipan haciendo que el medio vuelva a su estado de equilibrio. Una forma de entender el comportamiento de una estructura ante un evento sísmico es por la aceleración registrada en los suelos. [16]

Para determinar el peligro sísmico se utilizaron las Ecuaciones de Predicción de Movimiento de Suelo. No se puede escoger ecuaciones que puedan conducir a errores en la predicción, por falta de datos sísmicos instrumentales se compararon datos disponibles con otras regiones que presentan características sismo-tectónicas similares. [16]

Con base en un conjunto sistemático y consistente de criterios de evaluación los GMPEs existen para cada entorno tectónico, en el territorio ecuatoriano para las fuentes intraplaca se pueden usar Boore y Atkinson (2008), Akkar y Boomer (2010), Kanno et.al (2006), Bindi et.al (2009) y para las fuentes de subducción Young et.el (1997), Atkinson y Boore (2003), Kanno et.al (2006), McVerry et.al (2006), Lin y Lee (2008), Zhao et.al (2006). [3]

Sismos Intraplacas

- **Boore y Atkinson (2008)**

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

Dónde:

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

M : Magnitud de momento

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

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

- **Akkar y Bommer (2010)**

$$\ln y = b_1 + b_2M + b_2M^2 + (b_4 + b_5M)\log\sqrt{R^2j_b + b^26} + b_7S_S + b_8S_A + b_9F_N + b_{10}F_R + \varepsilon\sigma \quad (2)$$

Dónde:

b : Coeficientes

F_N : Falla normal

F_R : Falla inversa

M : Magnitud de momento

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

S_A : Suelo rígido

S_B : Suelo suave

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

Si $D \leq 30$ Km:

$$\text{Log pre} = a_1 M_W + b_1 X - \log(X + d_1 * 10^{e1Mw}) + c1 + \varepsilon1 \quad (3)$$

Si $D \leq 30$ Km:

$$\text{Log pre} = a_2 M_W + b_2 X - \log(X) + c2 + \varepsilon2 \quad (4)$$

Dónde:

d: Profundidad Focal

a, b, c, d: Coeficientes

M_W: Magnitud de momento

X: Distancia de la fuente

Sismos Subducción

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

$$\text{Ln } y = -0.6687 + 1.438M + C1 + C2(10 - M)^3 + C3 * \text{Ln}(R + 1.097e^{0.617M}) + 0.00648H + 0.3643t \quad (5)$$

Dónde:

y: Aceleración espectral en g

C = Coeficientes

R: Distancia de la fuente al sitio

H: Profundidad focal

M: Magnitud de momento

Zt: Tipo de falla

- **Zhao (2006)**

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

(6)

Dónde:

M: Magnitud de momento

a, b, e = Coeficientes

x: Distancia de la fuente en Km

h: Profundidad focal

hc: Constante

Ck: Clase de sitio

- **Atkinson y Boore (2003)**

$$\log Y = fn(M) + c_3h + c_4R - g \log R + c_5sI_S_C + c_6sI_S_D + c_7sI_S_E$$

(7)

Dónde:

Y: Aceleración máxima del suelo

M = Magnitud de momento

g: Factor para eventos interplaca o intraplaca

h: Profundidad focal en km

Magnitud de Momento

Para los análisis de peligro sísmico determinista y probabilista se pide hacer una evaluación de los terremotos más grandes que podrían generarse por una falla en particular o una fuente de terremoto. Sin embargo, es raro que los terremotos más grandes posibles a lo largo de las fallas individuales hayan ocurrido durante el período histórico. Mediante las estimaciones de los parámetros de ruptura de falla que están vinculados con la magnitud del terremoto se puede evaluar el futuro potencial del mismo. [18]

La magnitud del terremoto puede correlacionarse con parámetros de ruptura tales como; longitud y desplazamiento, los diferentes estudios de fallas se pueden usar para evaluar la cantidad de desplazamiento por evento y la segmentación de la zona de falla. [18]

Tabla 1. Relaciones empíricas entre la magnitud, longitud de ruptura, ancho de ruptura, área de ruptura y desplazamiento de la superficie.

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

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

Fuente: Wells-Coppersmith

2.1.2. Metodología del diseño sismo resistente

2.1.2.1. Categoría de edificio y coeficiente de importancia I

Se asigna la categoría al edificio en función de la ocupación, funcionalidad, capacidad, etc.

El coeficiente de importancia (I), dependiendo de su categoría tiene como objetivo generar un rango de seguridad incrementando la demanda sísmica de diseño. [3]

Tabla 2. Tipo de uso, destino e importancia de la estructura

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

Fuente: NEC – SE – DS 2015

2.1.2.2. Ajuste del corte basal de los resultados obtenidos por el análisis dinámico

El valor del cortante dinámico total en la base obtenida por cualquier método de análisis dinámico, no debe ser: [3]

- < 80% del cortante basal V obtenido por el método elástico (Estructuras regulares). [3]
- < 85% del cortante basal V obtenido por el método estático (Estructuras irregulares). [3]

2.1.2.3. Límites permisibles de las derivas de piso

Se entiende por deriva de piso al desplazamiento lateral relativo de un piso con respecto al piso consecutivo superior que es producido por una fuerza horizontal, se debe medir en línea vertical entre dos puntos de la edificación. [3]

La deriva máxima de la estructura no debe exceder el límite de la deriva inelástica (Tabla 3).

Tabla 3. Derivas máximas admisibles

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

Fuente: NEC – SE – DS 2015

La deriva máxima se calcula mediante:

$$\Delta_M = 0.75R\Delta_E$$

Dónde:

Δ_M : Deriva de piso máxima horizontal inelástica

Δ_E : Desplazamiento obtenido en aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas

R: Factor de reducción de resistencia

Debe cumplir el siguiente criterio:

$$\Delta_M < \Delta_M \text{ máxima}$$

2.1.2.4. Configuración Estructural

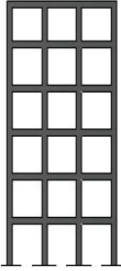
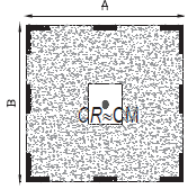
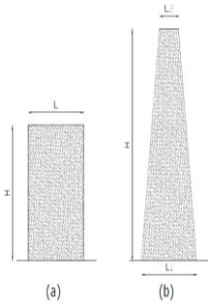
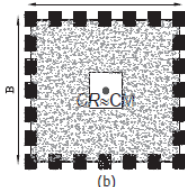
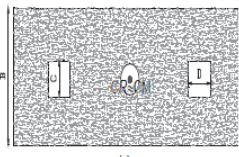
a) Configuraciones a privilegiar

Procurar que los diseños arquitectónicos y estructurales tengan una configuración simple y regular para lograr un adecuado desempeño sísmico (Tabla 4). [3]

b) Configuraciones más complejas

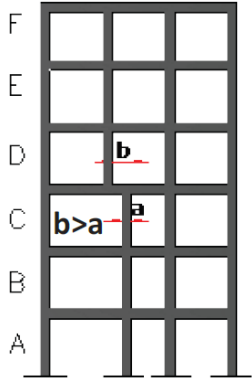
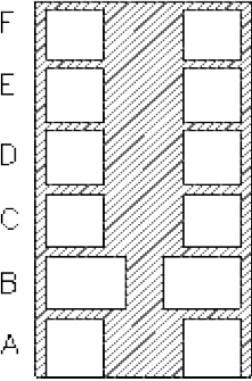
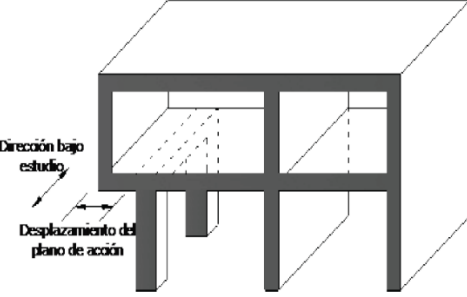
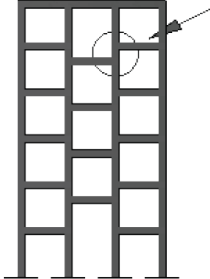
Se deben evitar los cambios abruptos de rigidez y resistencia con el fin de impedir concentración de daños en los elementos estructurales. Al utilizar una configuración no recomendada hay que demostrar el adecuado desempeño sísmico de la estructura (Tabla 5). [3]

Tabla 4. Configuración Estructural Recomendada

CONFIGURACIÓN EN ELEVACIÓN $\emptyset_{Ei} = 1$		CONFIGURACIÓN EN PLANTA $\emptyset_{Pi} = 1$	
<p>La altura de entepiso y la configuración vertical de sistemas aporticados, es constante en todos los niveles. $\emptyset_{Ei} = 1$</p>		<p>La configuración en planta ideal en un sistema estructural es cuando el Centro de Rigidez es semejante al Centro de Masa. $\emptyset_{Pi} = 1$</p>	 <p>(a)</p>
<p>La dimensión del muro permanece constante a lo largo de su altura o varía de forma proporcional. $\emptyset_{Ei} = 1$</p>	 <p>(a) (b)</p>		 <p>(b)</p>
			 <p>(c)</p>

Fuente: NEC – SE – DS 2015

Tabla 5. Configuración Estructural No Recomendada

IRREGULARIDADES EN ELEVACIÓN		IRREGULARIDADES EN PLANTA
<p>Ejes verticales discontinuos o muros soportados por columnas La estructura se considera irregular no recomendada cuando existen desplazamientos en el alineamiento de elementos verticales del sistema resistente, dentro del mismo plano en el que se encuentran, y estos desplazamientos son mayores que la dimensión horizontal del elemento.</p>		<p>Desplazamiento de los planos de acción de elementos vertical.</p> <p>Una estructura se considera irregular o recomendada cuando existen discontinuidades en los ejes verticales, tales como desplazamientos verticales del sistema resistente.</p>
<p>Piso débil- Discontinuidad en la resistencia</p> <p>La estructura se considera irregular no recomendada cuando la resistencia del piso es menor que el 70% de la resistencia del piso inmediatamente superior, (entendiéndose por resistencia del piso a la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada).</p>	 <p>RESISTENCIA PISO B < 0.70 RESISTENCIA PISO C</p>	
<p>Columna corta</p> <p>Se debe evitar la presencia de columnas cortas, tanto en el diseño como en la construcción de las estructuras</p>		

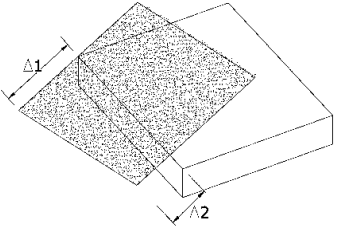
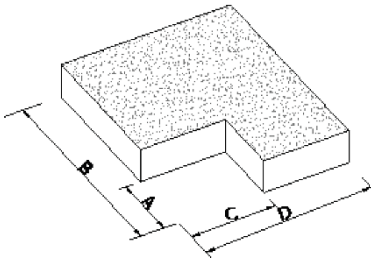
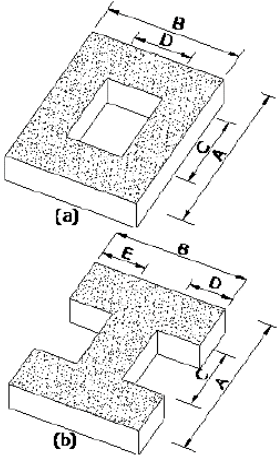
Fuente: NEC – SE – DS 2015

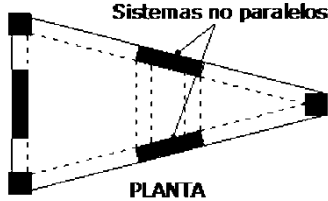
2.1.2.5. Regularidad en planta y elevación

Se considera a una estructura regular en planta y en elevación cuando no presenta las condiciones de irregularidad descritas en la Tabla 6 y Tabla 7.

Se penalizará a las irregularidades responsables de un comportamiento estructural deficiente ante la presencia de un sismo.

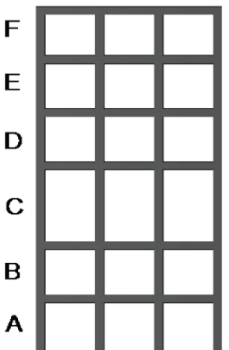
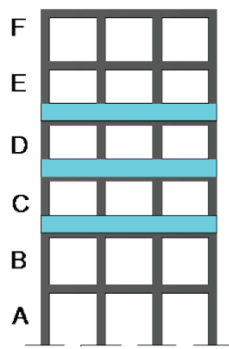
Tabla 6. Coeficientes de Irregularidad en Planta

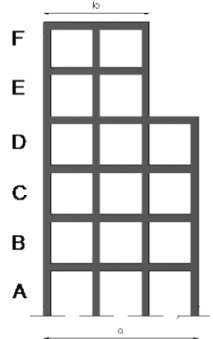
<p>Tipo 1.- Irregularidad torsional $\emptyset_{Pi} = 1 \quad \Delta > 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}$ Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1.2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el número 6.4.2 del presente código.</p>	
<p>Tipo 2.- Retrocesos excesivos en las esquinas $\emptyset_{Pi} = 0.9$ $A > 1.15B$ y $C > 0.15D$ La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante mayores que el 15% de las dimensiones de la planta de la estructura en la dirección del entrante.</p>	
<p>Tipo 3.- Discontinuidades en el sistema de piso $\emptyset_{Pi} = 0.9$ a) $CxD > 0.5AxB$ b) $[CxD + CxE] > 0.5AxB$ La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores a 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.</p>	

<p>Tipo 4.- Ejes estructurales no paralelos $\emptyset_{pi} = 0.9$ La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerar como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

Fuente: NEC – SE – DS 2015

Tabla 7. Coeficientes de Irregularidad en Elevación

<p>Tipo 1.- Piso flexible $\emptyset_{Ei} = 0.9$ Rigidez $K_C < 0.70$ Rigidez K_D $Rigidez < 0.80 \frac{(K_D + K_E + K_F)}{3}$ La estructura se considera irregularidad cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80% del promedio de la rigidez lateral d los tres pisos superiores.</p>	
<p>Tipo 2.- Distribución de mesa $\emptyset_{Ei} = 0.9$ $m_D > 1.50 m_E$ ó $m_D > 1.50 m_C$ La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1.5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior</p>	

<p>Tipo 3.- Irregularidad geométrica $\emptyset_{Ei} = 0.9$ $a > 1.3 b$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1.3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

Fuente: NEC – SE – DS 2015

Los coeficientes de irregularidad en planta y elevación, se obtiene del análisis de la Tabla 6 y Tabla 7, si las estructuras no tienen ninguna estas situaciones adoptan los siguientes criterios:

$$\emptyset_P = 1 \text{ Regular en planta} \quad \emptyset_E = 1 \text{ Regular en elevación}$$

2.1.2.6. Cortante basal de diseño

Se puede definir como la fuerza total de diseño por cargas laterales que se ubica en la base de la estructura. [3]

$$V = \frac{I * S_a * (T_a)}{R * \emptyset_P * \emptyset_E} * W$$

Dónde:

S_a (T_a): Espectro de diseño en aceleración

Ø_P y Ø_E: Coeficiente de configuración en planta y elevación

I: Coeficiente de importancia

R: factor de reducción de resistencia sísmica

V: cortante basal total de diseño

W: Carga sísmica reactiva, carga muerta de la estructura

T_a: Período de Vibración

Determinación del periodo de vibración T

Se puede definir al periodo de vibración como el tiempo que transcurre dentro de un movimiento armónico vibratorio u ondulatorio, para que el sistema regrese a su posición inicial.

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

Dónde:

C_t: Coeficiente que depende del tipo de edificio (Tabla 8).

h_n: Altura máxima del edificio de n pisos, medida en metros desde la base de la estructura

Tabla 8. Coeficiente C_t y α dependiendo del tipo de estructura

Tipo de estructura	C_t	α
Estructuras de acero		
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.073	0.075
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: NEC – SE – DS 2015

Ductilidad y factor de reducción de resistencia sísmica R

El factor R permite una reducción de las fuerzas sísmicas de diseño, se permite esto siempre y cuando se diseñen las estructuras y sus conexiones para desarrollar un mecanismo de falla previsible y con una ductilidad adecuada para concentrar el daño principalmente en secciones detalladas para funcionar como rotulas plásticas.

Para poder pasar del espectro elástico al inelástico utilizamos el factor de reducción de resistencia sísmica R, para poder hacer esto hay que darle una adecuada ductilidad y capacidad de disipar energía sísmica a la estructura, para evitar el colapso ante la presencia de un evento extremo. Esto depende de una serie de variables como tipo de estructura, suelo, periodo de vibración.

Tabla 9. Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles

Sistemas Estructurales Dúctiles	R
Sistemas Duales	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón arado con vigas descolgadas y con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras (sistemas duales).	8
Pórticos especiales sismo resistentes de acero laminado en caliente, sea con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	8
Sistemas Estructurales Dúctiles	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	7
Pórticos resistentes a momentos	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placa.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	8
Otros sistemas estructurales para edificaciones	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5

Fuente: NEC – SE – DS 2015

Coefficiente relacionado con el período de vibración de la estructura T

Determinación de k:

Tabla 10. Coeficiente relacionado con el periodo de vibración de la estructura

Valores de T(s)	K
≤ 0.5	1
$0.5 < T \leq 2.5$	$0.75 + 0.50 T$
> 2.5	2

Fuente: NEC – SE – DS 2015

2.2. HIPÓTESIS

¿El estudio del peligro sísmico determinista influye en el nivel de amenaza de las estructuras del cantón Ambato sector la Merced ubicado en la Avenida Cevallos, Avenida Unidad Nacional, García Moreno y Vicente Maldonado?

2.3. SEÑALAMIENTO DE VARIABLES DE LA HIPÓTESIS

2.3.1. Variable Dependiente

Nivel de amenaza de las estructuras del cantón Ambato sector la Merced ubicado en la Avenida Cevallos, Avenida Unidad Nacional, García Moreno y Vicente Maldonado.

2.3.2. Variable Independiente

Peligro sísmico determinista.

CAPÍTULO III

METODOLOGÍA

3.1. NIVEL O TIPO DE INVESTIGACIÓN

La metodología que se utilizará para desarrollar la presente investigación consiste en reunir información publicada por diferentes fuentes y autores concernientes a peligro sísmico, exploratorio y de laboratorio.

- Exploratorio ya que no se ha efectuado para las estructuras del sector La Merced del Cantón Ambato, se compararan los espectros de respuesta de los sistemas de fallas activas con el espectro planteado por la NEC 2015.
- De laboratorio ya que se efectuarán pruebas y ensayos que permitan decidir el tipo de suelo utilizando el SPT (ensayo de penetración estándar), es un ensayo in situ para obtener información geotécnica del subsuelo. En base a ecuaciones de atenuación se determinará la aceleración del suelo probable en el sitio de estudio, con estos datos se trazará el espectro de diseño propio del sector, se realizará un análisis de las fallas geológicas activas cercanas al sitio La Merced.

Se realizará el análisis de tres edificaciones tipo del sector utilizando un programa computacional (ETABS) para simular la conducta ante la presencia de un sismo.

3.2. POBLACIÓN Y MUESTRA

Población:

El estudio del Peligro Sísmico Determinista se lo realizará para para las estructuras del cantón Ambato sector la Merced ubicado en la Avenida Cevallos, Avenida Unidad Nacional, García moreno y Vicente Maldonado. Para ello es necesario conocer las características geotectónicas del suelo y las Ecuaciones de Predicción de Movimiento de Suelo que se utilizara.

Muestra:

Se realizaran 5 perforaciones para el estudio de suelos, una en los extremos y en la mitad del sector.

Las Ecuaciones de Predicción de Movimiento de Suelo que se utilizara son:

- Akkar y Bommer (2010)
- Boore y Atkinson (2008)
- Kanno (2006)
- Young (1997)
- Zhao (2006)
- Atkinson y Boore (2003)

3.3. OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES

3.3.1. Variable Independiente

Peligro Sísmico Determinista

Tabla 11. Operacionalización de la variable independiente

Conceptualización	Dimensiones	Indicadores	Ítems	Técnicas e instrumentación
Es la ocurrencia de un terremoto para las condiciones más severas sobre el cual se basa la evaluación del peligro de movimiento sísmico en el sector seleccionado	Movimiento sísmico	- Sismo - PGA	- ¿Cuál fue la magnitud del terremoto? - ¿Cuál es el PGA obtenido?	- Experimental - Experimental - Bibliográfico

Elaborado por: Diego Barreno

3.3.2. Variable Dependiente

Nivel de amenaza de las estructuras del cantón Ambato sector la Merced ubicado en la Avenida Cevallos, Avenida Unidad Nacional, García Moreno y Vicente Maldonado.

Tabla 12. Operacionalización de la variable dependiente

Conceptualización	Dimensiones	Indicadores	Ítems	Técnicas e instrumentación
Es la probabilidad de ocurrencia de un sismo en un determinado sitio, durante un periodo de tiempo.	Amenaza sísmica	<ul style="list-style-type: none"> - Magnitud - Distancia desde el punto sísmico hasta el punto de estudio 	<ul style="list-style-type: none"> - ¿La magnitud es de amenaza significativa? - ¿La distancia que existe tiene relevancia en la amenaza producida? 	<ul style="list-style-type: none"> - Experimental - Bibliográfica - Experimental - Bibliográfico

Elaborado por: Diego Barreno

3.4. PLAN DE RECOLECCIÓN DE INFORMES

Tabla 13. Plan de recolección de información

Preguntas Básicas	Explicación
1. ¿Para qué?	- Para evaluar el peligro en las estructuras del cantón Ambato sector la Merced ubicado en la Avenida Cevallos, Avenida Unidad Nacional, García moreno y Vicente Maldonado.
2. ¿De qué personas u objetos?	- Régimen tectónico, fallas seleccionadas y tipo de suelos en el área de estudio.
3. ¿Sobre qué aspectos?	- Influencia del peligro sísmico determinista para las estructuras.
4. ¿Quién?	- Diego Fabián Barreno Alvarez
5. ¿Dónde?	- Laboratorios de Suelos de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica de la Universidad Técnica de Ambato. - Cantón Ambato sector la Merced ubicado en la Avenida Cevallos, Avenida Unidad Nacional, García Moreno y Vicente Maldonado.
6. ¿Cómo?	- Investigación bibliográfica - Ensayos in situ - Ensayos de laboratorio - Norma NEC-15

Elaborado por: Diego Barreno

3.5. PLAN DE PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS

El proceso que se seguirá es el siguiente:

- En base al área de estudio reconocer el régimen tectónico.
- Basándose en el Catálogo Homogenizado del Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional seleccionar las fallas más importantes que afectan al área de estudio.
- Basado en la metodología de Wells-Coppersmith determinar la magnitud máxima de las fallas seleccionadas.
- Mediante el ensayo de penetración estándar (SPT), basado en la Norma Ecuatoriana de la Construcción identificar el tipo de perfil de suelo.
- Basado en las Ecuaciones de Predicción de Movimiento del Suelo (GMPE's) estimar la aceleración máxima de suelo de acuerdo al régimen tectónico.
- Comparar el espectro obtenido con el espectro general dado por la NEC-15.

CAPÍTULO IV

ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

4.1. RECOLECCIÓN DE DATOS

4.1.1. Régimen Tectónico

El cantón Ambato sector la Merced ubicado en la Avenida Cevallos, Avenida Unidad Nacional, García Moreno y Vicente Maldonado, se sitúa en la zona centro del Ecuador en la provincia de Tungurahua a una altitud de 2580 m s.n.m.

La ciudad de Ambato está ubicada en una región sísmica y volcánica activa; teniendo en cuenta que la fuente principal de actividad sísmica se debe a un proceso de subducción de las placas tectónicas de Nazca y Sudamericana, este acontecimiento se origina dado que la placa de Nazca se subduce bajo la placa Sudamericana, así también a esta actividad se suman un gran número de fallas locales superficiales; las cuales han producido sismos de gran relevancia, como el ocurrido el 5 de agosto de 1949 de magnitud 6.8 Mw con un hipocentro de 15 km de profundidad y epicentro en la ciudad de Pelileo en las coordenadas 1.245°S y 78.32°O, dicha ciudad está ubicada en una falla al sur del Nido sísmico de Pisayambo. [3] [19] [20]

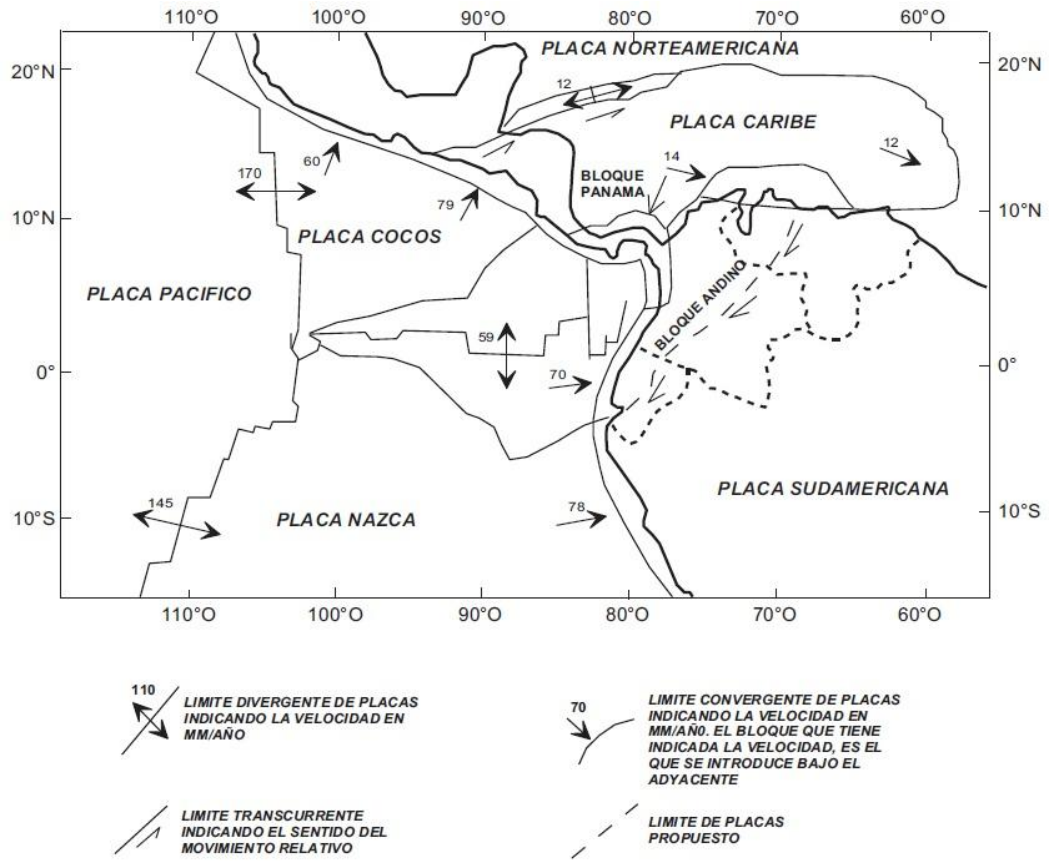
Este sismo ha sido catalogado como el más catastrófico del siglo pasado en Ecuador; ya que tuvo un elevado número de pérdidas humanas, daños materiales y afectaciones tanto parciales como totales en edificaciones, fueron afectadas ciudades y pueblos aledaños como Guano, Patate, Pelileo y Pillaro pero los mayores daños se presentaron en la ciudad de Ambato por tener una alta vulnerabilidad, también los daños se esparcieron a provincias cercanas como Tungurahua, Chimborazo y Cotopaxi. [19]

El movimiento de la placa de Nazca respecto a la Sudamericana es en dirección N83°E con una velocidad de 58 mm/año, entretanto con una dirección N35°E el Bloque Andino alcanza una velocidad entre 7 y 8 mm/año respecto a la Sudamericana. [16]

En la Figura 9, muestra los límites de placas propuestos por Ego et al en 1995.

Figura 9. Límites de placa y velocidades de movimiento

Se muestran las velocidades y direcciones del proceso de subducción de placas tectónicas.



Fuente: Ego 1995

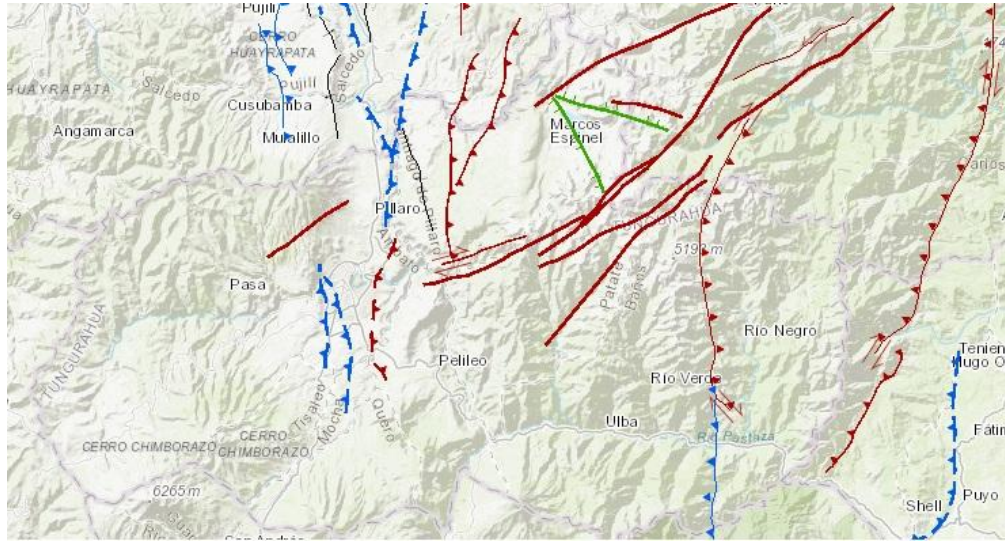
4.1.2. Selección de Fallas Geológicas

Figura 10. Fallas Tectónicas del Ecuador



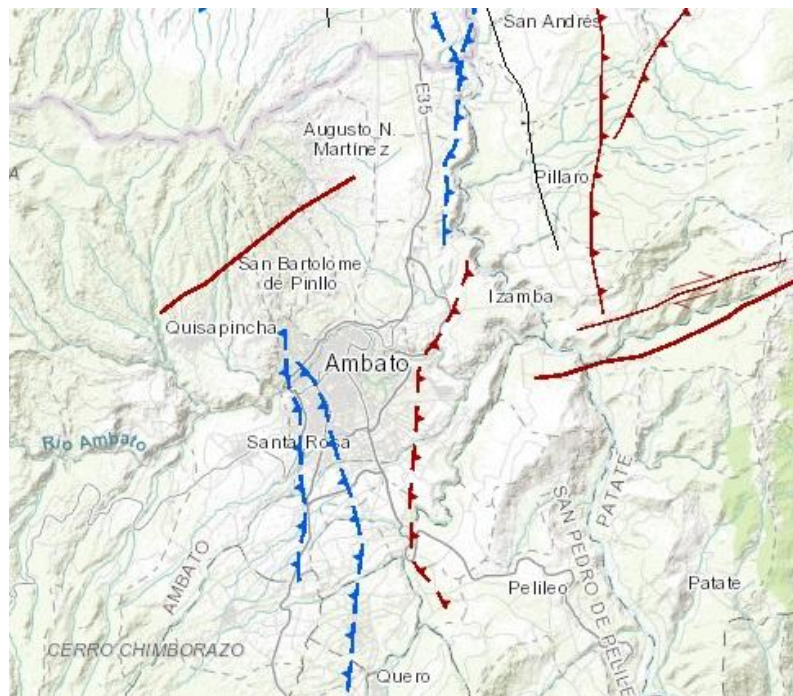
Fuente: IGEPN

Figura 11. Fallas Tectónicas de la Provincia de Tungurahua



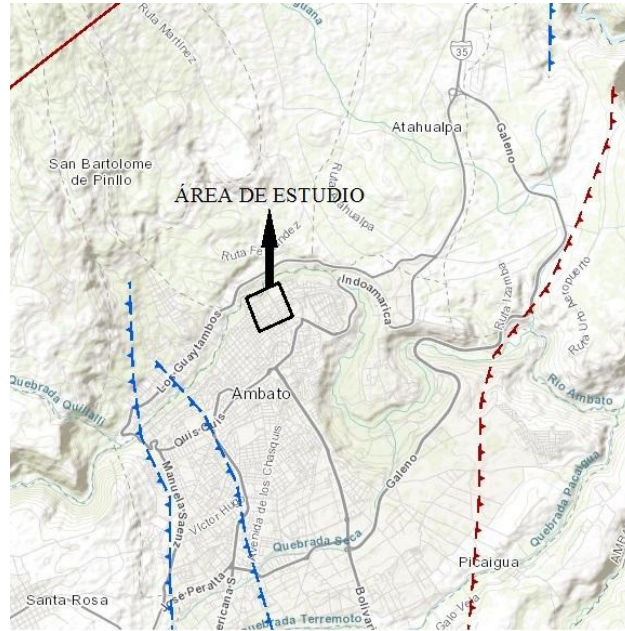
Fuente: IGEPN

Figura 12. Fallas Tectónicas del Cantón Ambato



Fuente: IGEPN

Figura 13. Fallas Tectónicas localizadas en el Área de estudio



Fuente: IGEPN

A continuación se especifican las fallas tectónicas seleccionadas para el estudio con su longitud y distancia al sitio de estudio:

Tabla 14. Fallas Tectónicas

CÓDIGO	NOMBRE	TIPO	LONGITUD (Km)	DISTANCIA (Km)
EC-223	Subducción	Inversa	1536.5	293.9
EC-344a	Huachi	Inversa Ciega	12.0	2.5
EC-344b	Ambato	Inversa Ciega	16.3	2.02
EC-345	Totoras	Transcurrente inversa ciega	17.7	3.94
EC-54	Samanga	Inversa ciega	33.0	6.48

Fuente: IGEPN

4.1.3. Características del Suelo

Tabla 15. Clasificación de suelos

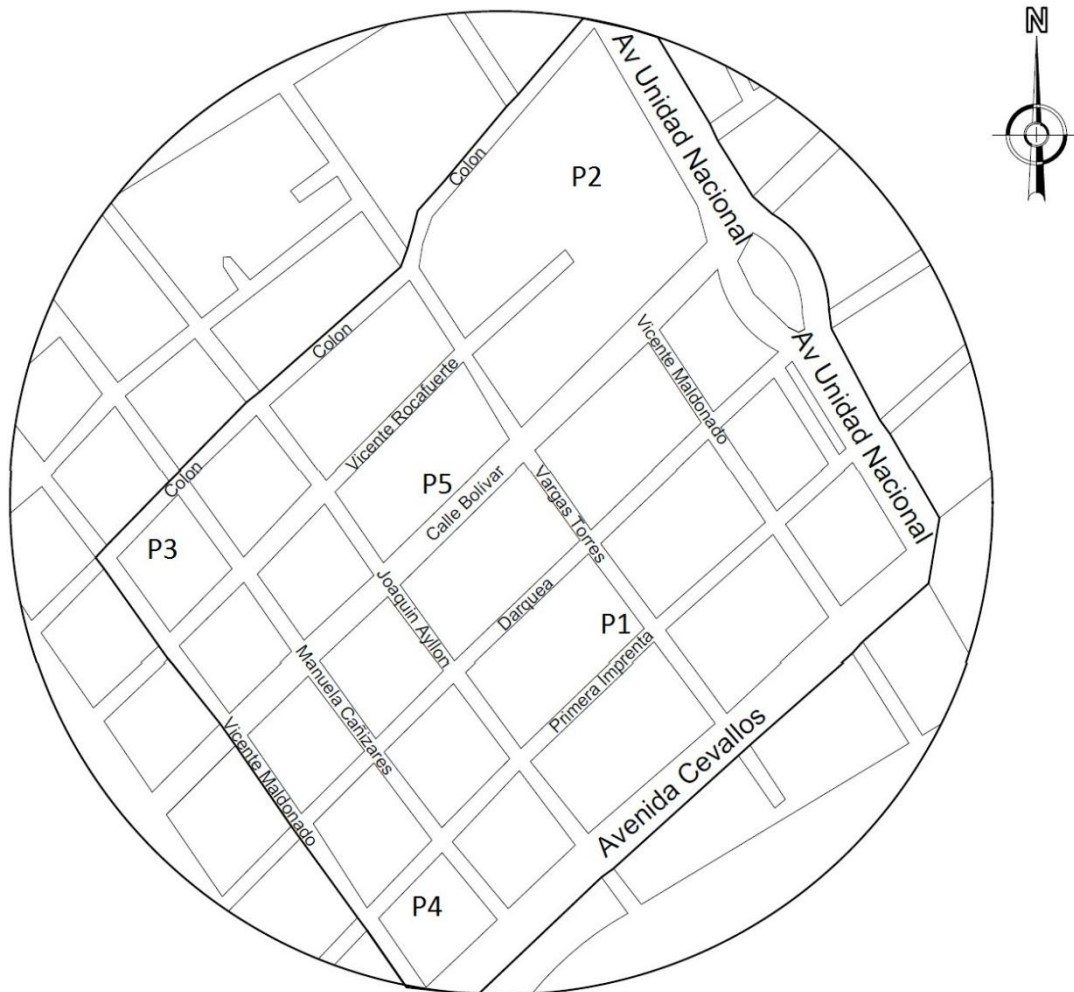
En la siguiente tabla se determina la granulometría y se establece el tipo de suelo.

Tipo	Sub-Tipos	Identificación			Símbolo de Grupo		
Suelos (partículas menores de 7.5 cm)	SUELOS GRUESOS Más de la mitad del material se retiene en la malla N°200 (0.075 mm)	GRAVA Más de la mitad de la fracción gruesa se retiene en la malla N°4	GRAVA LIMPIA	Grava bien graduada; mezcla de grava y arena con poco o nada de finos. Debe tener un coeficiente de uniformidad (Cu) mayor de 4 y un	Menos del 5% en masa pasa la malla N° 200	GW	
			(Poco o nada de partículas finas)	Grava mal graduada; mezcla de grava y arena con poco o nada de finos. No satisface los requisitos de graduación para GW.	Menos del 5% en masa pasa la malla N° 200	GP	
			GRAVA CON FINOS	Grava limosa; mezcla de gravas, arena y limo.	Más del 12% en masa pasa la malla N°200 y las pruebas de límites de consistencia clasifican a la fracción fina como ML o MH (véanse abajo los grupos ML y MH)	GM	
			(Cantidad apreciable de partículas finas)	Grava arcillosa; mezcla de grava, arena y arcilla.	Más del 12% en masa pasa la malla N°200 y las pruebas de límites de consistencia clasifican a la fracción fina como CL o CH (véanse abajo los grupos CL y CH)	GC	
		ARENA Más de la mitad de la fracción gruesa pasa la malla N°4	ARENA LIMPIA	Arena bien graduada; mezcla de arena y grava con poco o nada de finos. Debe tener un coeficiente de uniformidad (Cu) mayor de 6 y un	Menos del 5% en masa pasa la malla N° 200	SW	
			(Poco o nada de partículas finas)	Arena mal graduada; mezcla de arena y grava con poco o nada de finos. No satisface los requisitos de graduación para SW.	Menos del 5% en masa pasa la malla N° 200	SP	
			ARENA CON FINOS	Arena limosa; mezcla de arena, grava y limo.	Más del 12% en masa pasa la malla N°200 y las pruebas de límites de consistencia clasifican a la fracción fina como ML o MH (véanse abajo los grupos ML y MH)	SM	
			(Cantidad apreciable de partículas finas)	Arcilla arcillosa; mezcla de arena, grava y arcilla	Más del 12% en masa pasa la malla N°200 y las pruebas de límites de consistencia clasifican a la fracción fina como CL o CH (véanse abajo los grupos CL y CH)	SC	
			SUELOS FINOS Más de la mitad del material pasa la malla N°200 (0.075 mm)	LIMO Y ARCILLA Límite líquido	Menor de 50%	Limo de baja compresibilidad; mezcla de limo de baja plasticidad, arena y grava; polvo de roca. Se localiza dentro de la zona I de la carta de plasticidad mostrada en la Figura 1 de este manual.	ML
					Mayor de 50%	Arcilla de baja compresibilidad; mezcla de arcilla de baja plasticidad, arena y grava. Se localiza dentro de la zona II de la carta de plasticidad mostrada en la Figura 1 de este manual.	CL
	Limo orgánico de baja compresibilidad; mezcla de limo orgánico de baja plasticidad, arena y grava. Se localiza dentro de la zona I de la carta de plasticidad mostrada en la Figura 1 de este manual.	OL					
	Límite líquido	Menor de 50%		Limo de alta compresibilidad; mezcla de limo de alta plasticidad, arena y grava. Se localiza dentro de la zona III de la carta de plasticidad mostrada en la Figura 1 de este manual.	MH		
		Mayor de 50%		Arcilla de alta compresibilidad; mezcla de arcilla de alta plasticidad, arena y grava. Se localiza dentro de la zona IV de la carta de plasticidad mostrada en la Figura 1 de este manual.	CH		
			Limo orgánico de alta compresibilidad; mezcla de limo orgánico de alta compresibilidad, arena y grava. Se localiza dentro de la zona III de la carta de plasticidad mostrada en la Figura 1 de este manual.	OH			
	ALTAMENTE ORGÁNIOS		Turba, fácilmente identificable por su color, olor, sensación esponjosa y frecuentemente por su textura fibrosa.	P			

Fuente: SUCS

Figura 14. Área de estudio

Muestra los puntos donde se realizó los Ensayos de Penetración Estándar (SPT).



Elaborado por: Diego Barreno

Tabla 16. Clasificación de suelos P1

TAMIZ #	PESO RETENIDO (gr)	% RETENIDO	% PASA
1.0 m			
# 4	2.70	2.75	97.25
# 200	69.50	70.77	29.23
Fuente	26.00	26.48	
Total	98.20	100.00	
1.5 m			
# 4	0.30	0.14	99.86
# 200	132.30	63.51	36.49
Fuente	75.70	36.34	
Total	208.30	100.00	
2.0 m			
# 4	0.30	0.33	99.67
# 200	54.70	60.71	39.29
Fuente	35.10	38.96	
Total	90.10	100.00	
2.5 m			
# 4	0.70	0.60	99.40
# 200	62.50	53.74	46.26
Fuente	53.10	45.66	
Total	116.30	100.00	
3.0 m			
# 4	1.40	0.79	99.21
# 200	103.00	58.42	41.58
Fuente	71.90	40.78	
Total	176.30	100.00	
3.5 m			
# 4	8.10	3.15	96.85
# 200	157.60	61.25	38.75
Fuente	91.60	35.60	
Total	257.30	100.00	
4.0 m			
# 4	5.40	1.99	98.01
# 200	194.80	71.86	28.14
Fuente	70.90	26.15	
Total	271.10	100.00	
4.5 m			
# 4	2.10	0.67	99.33
# 200	211.30	66.95	33.05
Fuente	102.20	32.38	
Total	315.60	100.00	

Elaborado por: Diego Barreno

En todos los estratos de suelo más del 50% es retenido en el tamiz N° 200 y se clasifica como suelo grueso, y más del 50% pasa el tamiz N°4 dando como resultado arena al tipo de suelo. (Tabla 16)

Tabla 17. Clasificación de suelos P2

TAMIZ #	PESO RETENIDO (gr)	% RETENIDO	% PASA
1.0 m			
# 4	1.70	2.06	97.94
# 200	57.80	70.15	29.85
Fuente	22.90	27.79	
Total	82.40	100.00	
1.5 m			
# 4	1.10	0.72	99.28
# 200	101.40	66.45	33.55
Fuente	50.10	32.83	
Total	152.60	100.00	
2.0 m			
# 4	1.40	1.19	98.81
# 200	81.60	69.33	30.67
Fuente	34.70	29.48	
Total	117.70	100.00	
2.5 m			
# 4	6.00	1.58	98.42
# 200	255.20	67.18	32.82
Fuente	118.70	31.25	
Total	379.90	100.00	
3.0 m			
# 4	47.50	14.41	85.59
# 200	225.70	68.48	31.52
Fuente	56.40	17.11	
Total	329.60	100.00	

Elaborado por: Diego Barreno

En todos los estratos de suelo más del 50% es retenido en el tamiz N° 200 y se clasifica como suelo grueso, y más del 50% pasa el tamiz N°4 dando como resultado arena al tipo de suelo. (Tabla 17)

Tabla 18. Clasificación de suelos P3

TAMIZ #	PESO RETENIDO (gr)	% RETENIDO	% PASA
1.0 m			
# 4	13.20	25.78	74.22
# 200	119.90	234.18	-134.18
Fuente	51.20	100.00	
Total	184.30	359.96	
1.5 m			
# 4	0.50	0.24	99.76
# 200	131.40	64.25	35.75
Fuente	72.60	35.50	
Total	204.50	100.00	
2.0 m			
# 4	0.40	0.44	99.56
# 200	56.30	61.87	38.13
Fuente	34.30	37.69	
Total	91.00	100.00	
2.5 m			
# 4	76.30	26.15	73.85
# 200	160.30	54.93	45.07
Fuente	55.20	18.92	
Total	291.80	100.00	
3.0 m			
# 4	33.00	9.34	90.66
# 200	278.30	78.77	21.23
Fuente	42.00	11.89	
Total	353.30	100.00	
3.2 m			
# 4	64.00	9.35	90.65
# 200	528.80	77.24	22.76
Fuente	91.80	13.41	
Total	684.60	100.00	

Elaborado por: Diego Barreno

En todos los estratos de suelo más del 50% es retenido en el tamiz N° 200 y se clasifica como suelo grueso, y más del 50% pasa el tamiz N°4 dando como resultado arena al tipo de suelo. (Tabla 18)

Tabla 19. Clasificación de suelos P4

TAMIZ #	PESO RETENIDO (gr)	% RETENIDO	% PASA
1.0 m			
# 4	15.30	7.94	92.06
# 200	122.50	63.54	36.46
Fuente	55.00	28.53	
Total	192.80	100.00	
1.5 m			
# 4	1.60	1.07	98.93
# 200	94.30	62.78	37.22
Fuente	54.30	36.15	
Total	150.20	100.00	
2.0 m			
# 4	5.40	2.35	97.65
# 200	140.60	61.18	38.82
Fuente	83.80	36.47	
Total	229.80	100.00	
2.5 m			
# 4	7.20	2.39	97.61
# 200	191.10	63.43	36.57
Fuente	103.00	34.19	
Total	301.30	100.00	
3.0 m			
# 4	4.10	1.39	98.61
# 200	198.80	67.16	32.84
Fuente	93.10	31.45	
Total	296.00	100.00	
3.2 m			
# 4	32.70	15.60	84.40
# 200	119.70	57.11	42.89
Fuente	57.20	27.29	
Total	209.60	100.00	

Elaborado por: Diego Barreno

En todos los estratos de suelo más del 50% es retenido en el tamiz N° 200 y se clasifica como suelo grueso, y más del 50% pasa el tamiz N°4 dando como resultado arena al tipo de suelo. (Tabla 19)

Tabla 20. Clasificación de suelos P5

TAMIZ #	PESO RETENIDO (gr)	% RETENIDO	% PASA
1.0 m			
# 4	2.10	2.20	97.80
# 200	67.50	70.61	29.39
Fuente	26.00	27.20	
Total	95.60	100.00	
1.5 m			
# 4	0.50	0.23	99.77
# 200	136.80	64.14	35.86
Fuente	76.00	35.63	
Total	213.30	100.00	
2.0 m			
# 4	0.40	0.47	99.53
# 200	50.00	58.55	41.45
Fuente	35.00	40.98	
Total	85.40	100.00	
2.5 m			
# 4	1.00	0.85	99.15
# 200	62.00	52.54	47.46
Fuente	55.00	46.61	
Total	118.00	100.00	
3.0 m			
# 4	1.30	0.75	99.25
# 200	101.00	58.28	41.72
Fuente	71.00	40.97	
Total	173.30	100.00	
3.5 m			
# 4	3.75	1.28	98.72
# 200	203.05	69.22	30.78
Fuente	86.55	29.50	
Total	293.35	100.00	

Elaborado por: Diego Barreno

En todos los estratos de suelo más del 50% es retenido en el tamiz N° 200 y se clasifica como suelo grueso, y más del 50% pasa el tamiz N°4 dando como resultado arena al tipo de suelo. (Tabla 20)

4.1.3.1. Ensayo de Penetración Estándar

Para este procedimiento se cumplió con la norma INEN 689 que nos dice:

- Ubicar el muestreador en la base del pozo perforado, se clava mediante golpes el operador levantara el martinete que es lanzado a una caída libre de $75 \text{ cm} \pm 5 \text{ cm}$ sobre la parte superior de la cabeza del golpe. [21]
- Se debe emplear cabo de manila o similar para levantar el martinete, si se acciona mecánicamente no debe involucrarse más de dos giros en el malacate. [21]
- La guía para la caída debe mantenerse totalmente perpendicular para garantizar que la fricción no disminuya la energía de los golpes. [21]
- Es indispensable perforarse 15 cm para preparar el ensayo, en este primer tramo el número de golpes solo se utiliza como una guía. [21]
- Si al perforar este tramo se sobrepasan los 50 golpes, se debe anotar el número de golpes y la longitud que perforo el muestreador. [21]
- Después de perforar y antes de sacar el muestreador a la superficie se debe girar por lo menos dos vueltas, con el fin de cortar la muestra por el fondo, después se extrae el muestreador a la superficie y se mide la longitud de la muestra desestimando la parte superior que no se considera representativa. [21]
- Se detalla la muestra con la norma INEN 693, se lo debe preparar y cerrar herméticamente en un recipiente adecuado para su traslado al laboratorio. [21]
- Para el registro los recipientes con su respectiva muestra se deben etiquetar apropiadamente, las etiquetas se deben asentar con tinta indeleble y proteger con forro plástico. [21]

Tabla 21. Tipos de perfiles de suelos para el diseño sísmico

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

Fuente: NEC – SE – DS 2015

Dónde:

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

Vs 30: Velocidad media de la onda de cortante

Tabla 22. Ensayo de Penetración Estándar – P1

Profundidad (cm)	NSPT (parcial)	NSPT (total)	NSPT (medio)	Tipo de perfil
55	Limpieza		35	D
70	4			
85	4			
100	6			
120	6			
135	9			
150	10			
170	14	29		
185	16			
200	13			
220	13	36		
235	15			
250	21			
270	14	25		
285	13			
300	12			
320	11	33		
335	14			
350	19			
370	23	53		
385	26			
400	27			
420	32	Rechazo		
435	32			
450	50			

Elaborado por: Diego Barreno

Tabla 23. Ensayo de Penetración Estándar – P2

Profundidad (cm)	NSPT (parcial)	NSPT (total)	NSPT (medio)	Tipo de perfil
55	Limpieza		46	D
70	4			
85	6			
100	7			
120	7			
135	8			
150	11			
170	11	30		
185	13			
200	17			
220	20	61		
235	25			
250	36			
270	35	Rechazo		
285	35			
300	50			

Elaborado por: Diego Barreno

Tabla 24. Ensayo de Penetración Estándar – P3

Profundidad (cm)	NSPT (parcial)	NSPT (total)	NSPT (medio)	Tipo de perfil
55	Limpieza			
70	4			
85	4			
100	6			
120	6			
135	8			
150	9			
170	11			
185	12	25	44	D
200	13			
220	15			
235	17	36		
250	19			
270	21			
285	26	70		
300	44			
320	50	Rechazo		

Elaborado por: Diego Barreno

Tabla 25. Ensayo de Penetración Estándar – P4

Profundidad (cm)	NSPT (parcial)	NSPT (total)	NSPT (medio)	Tipo de perfil
55	Limpieza		46	D
70	5			
85	7			
100	8			
120	10			
135	10			
150	13			
170	13			
185	15	29		
200	14			
220	19			
235	20	44		
250	24			
270	38			
285	30	65		
300	35			
320	50	Rechazo		

Elaborado por: Diego Barreno

Tabla 26. Ensayo de Penetración Estándar – P5

Profundidad (cm)	NSPT (parcial)	NSPT (total)	NSPT (medio)	Tipo de perfil
55	Limpieza			D
70	4			
85	5			
100	7			
120	8			
135	10			
150	11			
170	13			
185	14	30	38	
200	16			
220	15			
235	17	36		
250	19			
270	20			
285	23	49		
300	26			
320	27			
335	50	Rechazo		

Elaborado por: Diego Barreno

En las tablas de Ensayo de Penetración Estándar se procedió a sumar los dos últimos números de los valores parciales de cada estrato luego, con los valores totales se tomó un promedio y se especificó el rango en el que se encuentra cada tipo de perfil (Tabla 21), como se muestra en la NEC-15 en el capítulo de Peligro Sísmico, donde el número de golpes (N) se encuentra dentro de la condición $50 > N \geq 15$ determinando así que el suelo en estudio pertenece al tipo de perfil D.

4.1.4. Velocidad media de la onda de cortante Vs30

El movimiento sísmico de un sitio se ve afectado por los diferentes estratos de suelo, el número de golpes de la prueba del ensayo de penetración estándar (SPT) sirve para determinar la velocidad de onda de corte Vs30 en los primeros 30 metros de suelo medidos desde la superficie. [22]

Mediante investigaciones se desarrolló la correlación entre el Vs30 y el número de golpes del ensayo de penetración estándar teniendo en cuenta el tipo de suelo. [22]

Para el presente trabajo se utilizará la fórmula, según Imai:

$$V_s = 80.6 \times N^{0.331}$$

Dónde:

N= Número de golpes del ensayo de penetración estándar

P1

$$V_s = 80.6 \times 35^{0.331}$$

$$V_s = 261.47 \text{ m/s}$$

P2

$$V_s = 80.6 \times 46^{0.331}$$

$$V_s = 286.23 \text{ m/s}$$

P3

$$V_s = 80.6 \times 44^{0.331}$$

$$V_s = 282.04 \text{ m/s}$$

P4

$$V_s = 80.6 \times 46^{0.331}$$

$$V_s = 286.23 \text{ m/s}$$

P5

$$V_s = 80.6 \times 38^{0.331}$$

$$V_s = 268.68 \text{ m/s}$$

Con la ecuación para determinar la onda de corte seleccionada se obtuvieron los siguientes resultados:

Tabla 27. Valores Vs30

Ensayo	N	Tipo de Perfil	Vs30 (m/s)	Vs30 (m/s) promedio
P1	35	D	261.47	276.93
P2	46	D	286.23	
P3	44	D	282.04	
P4	46	D	286.23	
P5	38	D	268.68	

Elaborado por: Diego Barreno

Todos los resultados están dentro del rango $360 \text{ m/s} > V_s \geq 180 \text{ m/s}$ para el perfil de suelo tipo D.

4.1.5. Ecuaciones de atenuación para cortical intraplaca

Para sismos corticales superficiales a una profundidad ≤ 30 km.

4.1.5.1 Modelo Boore y Atkinson (2008)

Estas ecuaciones provienen de la investigación de PEER (Pacific Earthquake Engineering Research Center), que emplean una extensa base de datos con miles de registros recopilados de terremotos en zonas tectónicas activas en el mundo. [23]

Las variables independientes son M (magnitud de momento), R_{JB} (distancia más cercana a la proyección del superficie del plano de falla), y V_{S30} (velocidad de onda de cortante promedio sobre los 30 m superficiales). [23]

Esta ecuación de GMPEs es aplicable para:

- $M = (5 - 8)M_w$
- $R_{JB} < 200$ km
- $V_{S30} = 180 - 1300$ m/s

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

Las funciones de distancia y magnitud:

La función de distancia está dada por:

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

Dónde:

$$R = \sqrt{R_{JB}^2 + h^2} \quad (4.1)$$

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

$$M_{\text{ref}} = 4.5$$

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

La escala de magnitud viene dado por:

a) $M \leq M_h$

$$F_M(M) = e_1U + e_2SS + e_3SS + e_4RS + e_5(M - M_h) + e_6(M - M_h)^2 \quad (4.2)$$

b) $M > M_h$

$$F_M(M) = e_1U + e_2SS + e_3NS + e_4RS + e_7(M - M_h) \quad (4.3)$$

Donde:

- U, SS, NS y RS se usan para indicar el tipo de falla no especificada, deslizamiento normal y deslizamiento inverso. [23]
- M_h para la forma de escala de magnitud, este coeficiente se debe establecer durante el análisis. [23]

Función de amplificación del sitio:

La ecuación de amplificación del sitio está dada por:

$$F_S = F_{LIN} + F_{NL} \quad (4.4)$$

Donde F_{LIN} y F_{NL} son términos lineales y no lineales respectivamente. [23]

$$F_{LIN} = b_{lin} \ln(V_{S30}/V_{ref}) \quad (4.5)$$

Donde b_{lin} es un coeficiente que depende del periodo, y V_{ref} es la velocidad de referencia especificada (760 m/s), coeficientes descritos por Choi y Stewart (2005). [23]

El término no lineal viene dado por:

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

$$F_{NL} = b_{nl} \ln(pga_{low}/0.1) \quad (4.6)$$

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

$$F_{NL} = b_{nl} \ln(pga_{low}/0.1) + c[\ln(pga_{4nl}/a_1)]^2 + d[\ln(pga_{4nl}/a_1)]^3 \quad (4.7)$$

c) $a_2 < pga_{4nl}$:

$$F_{NL} = b_{nl} \ln(pga_{low}/0.1) \quad (4.8)$$

Dónde:

- $a_1 = 0.03g$
- $a_2 = 0.09g$

- $pga_{low} = 0.06g$
- $V_{ref} = 760 \text{ m/s}$

Las ecuaciones para la porción no lineal de la respuesta del suelo (Ecuación 4.6 – 4.8) son necesarios para evitar que la amplificación no lineal aumente indefinidamente a medida que pga_{nl} disminuye y suavizar la transición del comportamiento lineal al no lineal. [23]

Los coeficientes c y d de la ecuación 4.7 está dada por:

$$c = (3\Delta y - b_{nl}\Delta x)/\Delta x^2 \quad (4.9)$$

$$d = (2\Delta y - b_{nl}\Delta x)/\Delta x^3 \quad (4.10)$$

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

$$\Delta y = b_{nl} \ln(a_2/pga_{low}) \quad (4.12)$$

La pendiente no lineal b_{nl} es una función de ambos periodos y V_{S30} viene dado por:

$$a) \quad V_{S30} \leq V_1$$

$$b_{nl} = b_1 \quad (4.13)$$

$$b) \quad V_1 < V_{S30} \leq V_2$$

$$b_{nl} = (b_1 + b_2) \ln(V_{S30}/V_2)/\ln(V_1/V_2) + b_2 \quad (4.14)$$

$$c) \quad V_2 < V_{S30} \leq V_{ref}$$

$$b_{nl} = (b_1 + b_2) \ln(V_{S30}/V_2)/\ln(V_1/V_2) + b_2 \quad (4.15)$$

d) $V_{ref} \leq V_{S30}$

$$b_{nl} = 0.0 \quad (4.16)$$

Dónde:

- $V_1=180$ m/s
- $V_2=300$ m/s

Categorías:

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

4.1.5.2. Modelo Akkar y Bommer (2010)

Se basa en Akkar y Bommer (2007a) que presenta una nueva GMPEs que aborda los requisitos adicionales que surgen en la ingeniería sísmica, se obtuvo seguridad al comparar los valores obtenidos con los de otras ecuaciones como los modelos (NGA), Stafford, Strasser y Bommer 2008, Bommer y otros 2010. [24]

Esta ecuación de GMPEs es aplicable para:

- $M = (5 - 7.6)$ Mw
- Distancia ≤ 100 km

$$\begin{aligned} \text{Log (PSA)} = & b_1 + b_2 M + b_3 M^2 + (b_4 + b_5 M) \log \sqrt{R^2_{jb} + b^2_6} + b_7 S_S + b_8 S_A + b_9 F_N \\ & + b_{10} F_R + \epsilon \sigma \end{aligned}$$

Para esta ecuación (PSG) está en cm/s^2 .

Categorías:

- Suelo blando: $SS=1$; $SA=0$; $V_{S30} < 360\text{m/s}$
- Suelo rígido: $SS=0$; $SA=1$; $V_{S30} < 360\text{m/s}$
- Roca: $SS=0$; $SA=0$; $V_{S30} > 750\text{m/s}$

Categorías mecanismos de falla:

- Falla normal: $FN=1$; $FR=0$
- Falla inversa: $FN=0$; $FR=1$
- Falla transcurrente: $FN=0$; $FR=0$

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

$$\sigma = \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2^2}$$

(4.17)

4.1.5.3. Modelo Kanno (2006)

Posterior al terremoto de 1995 en Hyogo-Ken Nanbu, Kobe, el gobierno japonés para prevenir futuros desastres sísmicos instaló varias estaciones de observación de movimiento, el Earthquake Research Promotion en 2005 publicó mapas de peligro sísmico que contenían la intensidad sísmica de Japón, conversiones empíricas de la velocidad máxima predicha por Midorikawa (1999), algunas relaciones de atenuación empíricas para los espectros de respuesta como Kobayashi y Midorikawa (1982), Annaka 1997 de Japón, en este estudio se establece una base de datos extensa de movimiento terrestre japonés entre 1963 y 2003 para la aceleración de respuesta y la aceleración máxima del terreno. [25]

Esta ecuación de GMPEs es aplicable para:

- Un evento con una profundidad focal máxima de 180 km

Si $D \leq 30$ Km:

$$\text{Log pre} = a_1 M_W + b_1 X - \log(X + d_1 * 10^{e_1 M_W}) + c_1 + \varepsilon_1$$

Si $D > 30$ Km:

$$\text{Log pre} = a_2 M_W + b_2 X - \log(X) + c_2 + \varepsilon_2$$

Para el presente estudio se utilizará la primera ecuación, ya que la profundidad focal es menor a 30 km. [25]

Dónde:

- D = Profundidad focal
- pre es el PGA predicha en cm/s^2
- $e_1 = 0.5$

En el caso de terremotos poco profundos se utilizará para X un valor de:

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

4.1.6. Ecuaciones de atenuación para subducción

4.1.6.1. Modelo Youngs (1997)

Esta GMPEs se utiliza para terremotos en zonas de subducción, dos tipos de zonas sísmicas se consideran sismos superficiales y sismos profundos. [26]

Los sismos en la zona de subducción tienen un ángulo de empuje menor para eventos que ocurren en la superficie entre las placas de subducción y superposición. Los sismos profundos ocurren entre las placas oceánicas de subducción y en gran parte son eventos de gran ángulo y de tipo de falla normal, que responden a la tensión invertida en la placa de subducción. [26]

Esta ecuación de GMPEs es aplicable para:

- $M \geq 5$ Mw
- Profundidad focal entre 10 y 229 km

$$\ln y = -0.6687 + 1.438M + C_1 + C_2(10 - M)^3 + C_3 * \ln(R + 1.097e^{0.617*M}) + 0.00648H + 0.3643Z_t$$

Dónde y está en g:

Categorías:

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

4.1.6.2. Modelo Zhao (2006)

Para el estudio determinista se usan modelos de atenuación para estimar las fuerzas y desplazamientos que ocurren en una estructura ante la presencia de un sismo. [27]

Japón se sitúa en un entorno límite de placa activa por lo que posee un entorno geológico y tectónico complicado. Ya que la propagación de las ondas sísmicas varían de un tipo de sismo a otro, se espera que los movimientos de suelo generados por sismos sean diferentes aun si los eventos tienen magnitudes y distancias a la fuente idénticos. [27]

$$\text{Log } y = aM_w + bx - \log(r) + e(h - h_c)\delta + FR + SI + S_s + SSL \log(x) + C_k$$

Dónde y está en (cm/s^2)

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

- $\delta h = 1$ cuando $h \geq h_c$ y 0 en caso contrario. [27]
- $SR=0.251$; $SI=0.0$; $S_s=2.607$; $SSL=-0.528$. [27]
- Usar $h_c = 15$ km. [27]

Profundidades focales

- Evento cortical: $h = 0 - 25$ km
- Eventos interplaca: $h = 10 - 50$ km
- Evento intraplaca: $h = 15 - 162$ km
- Si $h > 125$ km usar: $h = 0 - 125$ km

- El parámetro de falla inversa FR se aplica solo a eventos corticales con un mecanismo de fallas inversas y 0 para todos los demás eventos. [27]
- El parámetro de tipo tectónico SI se aplica a eventos de interfaz y 0 para los demás eventos. [27]
- SS se aplica solo a los eventos de subducción y 0 para los demás eventos. [27]
- SSL es un término de modificación de trayectoria independiente de magnitud para los eventos de intraplaca. [27]

4.1.6.2. Atkinson y Boore (2003)

Se ha compilado una base de datos de espectros de respuesta a partir de miles de registros de eventos sísmico de magnitud entre (5-8.3)Mw que ocurrieron en zonas de subducción en todo el mundo, incluidos los eventos de interplaca e intraplaca. [23]

Esta ecuación de GMPEs es aplicable para:

- $M = 8.5$ para eventos interplaca mayores a 8.5 Mw
- $M = 8$ para eventos intraplaca mayores a 8 Mw
- Usar $h = 100$ km para eventos con profundidades mayores a 100 km

$$\log Y = \text{fn}(M) + c_3 h + c_4 R - g \log R + c_5 sI S_C + c_6 sI S_D + c_7 sI S_E$$

Dónde Y está en (cm/s^2)

$$\text{fn}(M) = c_1 + c_2 M$$

$$R = \sqrt{D_{\text{fault}}^2 + \Delta^2}$$

- D_{fault} es la distancia más cercana a la superficie de falla
- $\Delta = 0.00724 \times 10^{0.507M}$
- $S_C = 1$ para suelos tipo C ($360 < \beta \leq 750$ m/s), de lo contrario $S_C = 0$
- $S_D = 1$ para suelos tipo D ($180 < \beta \leq 360$ m/s), de lo contrario $S_D = 0$
- $S_E = 1$ para suelos tipo E ($\beta < 180$ m/s), de lo contrario $S_E = 0$
- $g = 10^{(1.2-0.18M)}$ para eventos interplaca
- $g = 10^{(0.301-0.01M)}$ para eventos intraplaca
- $sl = 1$ para $PGA_{rx} \leq 100 \text{ cm/s}^2$ o frecuencias ≤ 1 Hz
- $sl = 1$ para $-\frac{(f-1)(PGA_{rx}-100)}{400}$ para $100 < PGA_{rx} < 500 \text{ cm/s}^2$ ($1 \text{ Hz} < f < 2 \text{ Hz}$)
- $sl = 1$ para $-(f-1)$ para $PGA_{rx} \geq 500 \text{ cm/s}^2$ ($1 \text{ Hz} < f < 2 \text{ Hz}$)
- $sl = 1$ para $-\frac{(f-1)(PGA_{rx}-100)}{400}$ para $100 < PGA_{rx} < 500 \text{ cm/s}^2$ ($f \geq 2 \text{ Hz}$)
- $sl = 0$ para $PGA_{rx} \geq 500 \text{ cm/s}^2$ ($f \geq 2 \text{ Hz}$)

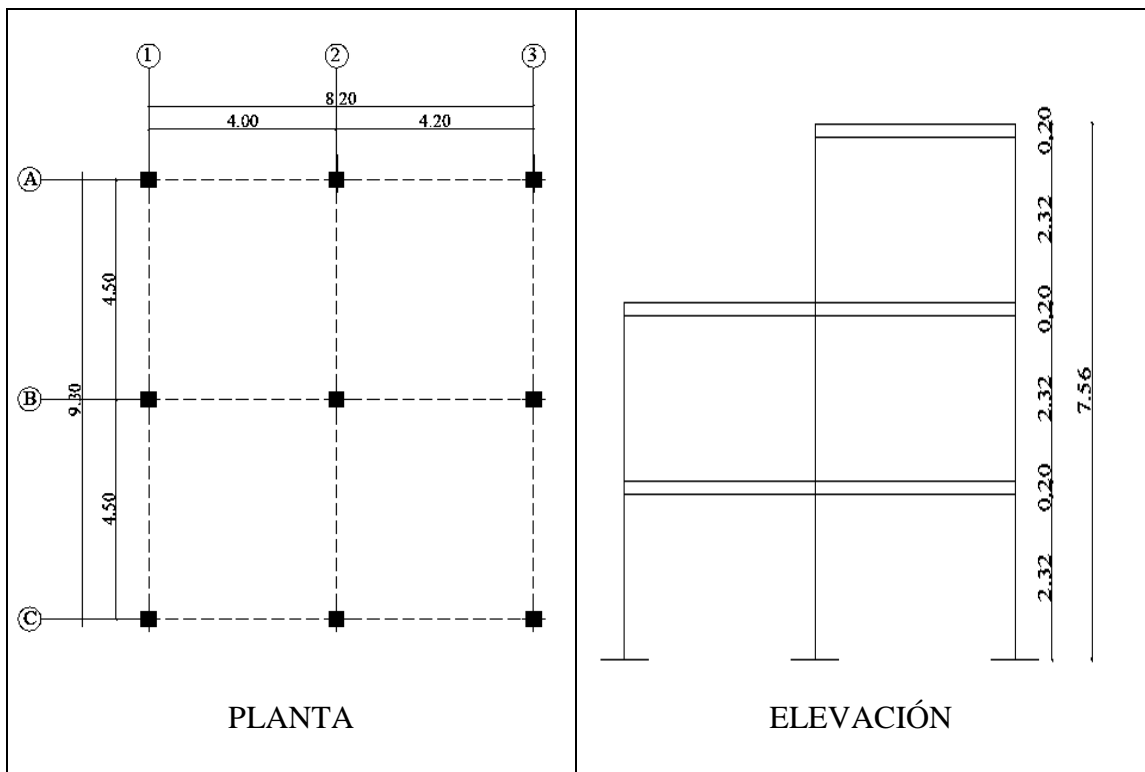
PGA_{rx} se predice en base al PGA en roca (Tipo B) en cm/s^2

4.1.7. Estructuras Tipo del Sector

Se han seleccionado tres estructuras tipo del sector para realizar el análisis dinámico en ETABS y comparar su comportamiento con el espectro de la NEC-15 y el Espectro Específico Determinista de La Merced.

Estructura Tipo 1

Figura 15. Estructura Tipo 1



Elaborado por: Diego Barreno

Datos Estructurales

La edificación de la Figura 15 consiste en un bloque estructural de 3 pisos altos con una altura de entrepiso de 2.32 m, contemplándose un sistema de pórticos en hormigón armado con vigas descolgadas destinado como vivienda unifamiliar.

Coefficiente de Importancia I

De acuerdo al uso que se le da a la estructura, se clasifica como Otras Estructuras según la NEC-SE-DS, por lo que se le da un valor de importancia 1.0.

Por el tipo de estructura

- Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras:
- $C_t = 0.055$
- $\alpha = 0.9$

Factor de reducción Sísmica

- Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras (sistemas duales).
- $R = 8$

Razón entre la aceleración espectral

- $n = 2.48$: Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos.

Irregularidad en Planta y Elevación

- $\emptyset_p = 1$
- $\emptyset_e = 1$

Cargas Gravitacionales

Losa Entrepiso

- Carga Muerta = 397.4 kg/m^2
- Carga Muerta Pared Completa = 556.8 kg/m^2
- Carga Muerta Pared con Ventana = 255.84 kg/m^2
- Carga Viva = 200 kg/m^2

Losa Terraza Accesible

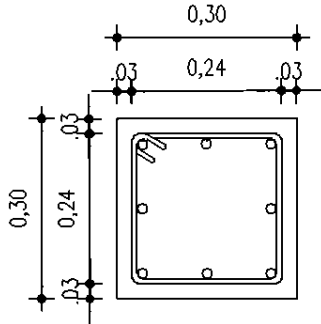
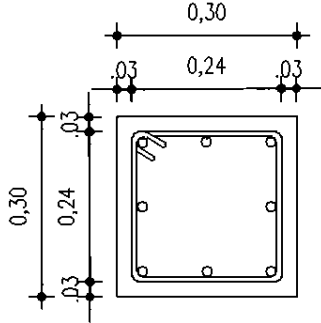
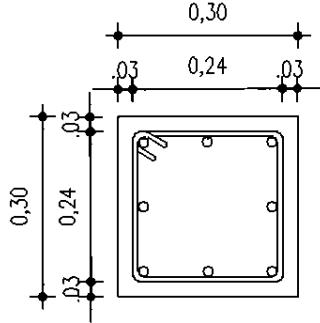
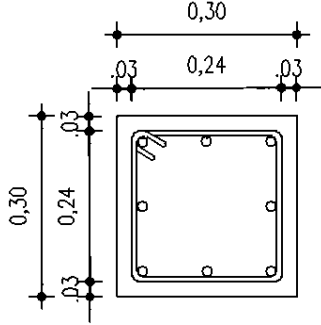
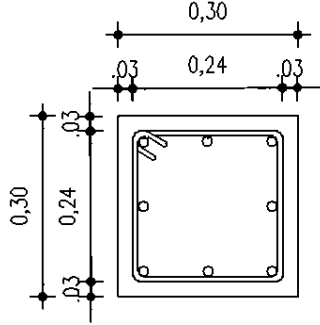
- Carga Muerta = 397.4 kg/m^2
- Carga Muerta Pared de Antepecho = 240 kg/m^2
- Carga Viva = 100 kg/m^2

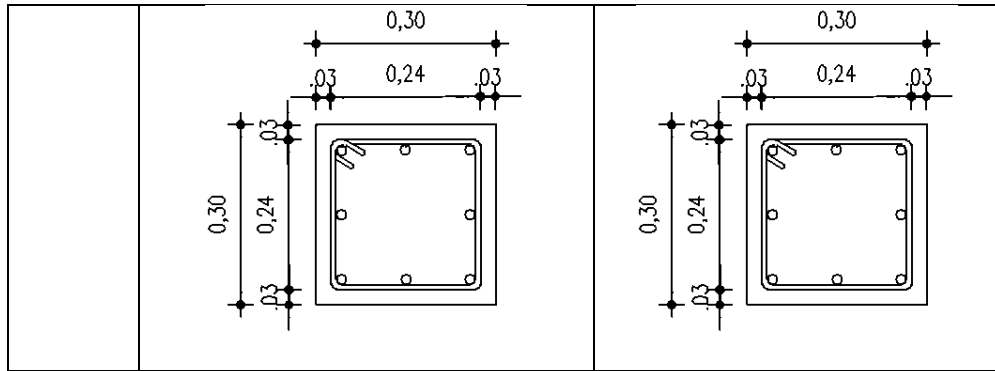
Losa Terraza Inaccesible

- Carga Muerta = 397.4 kg/m^2
- Carga Viva = 70 kg/m^2

Tabla 28. Descripción de Columnas Estructura Tipo 1

Datos obtenidos mediante inspección visual

CUADRO DE COLUMNAS		
NIVEL.		
7.56 m	Sección 0.30 m x 0.30 m	
	8 \varnothing 12	
	E \varnothing 10 @ 10 y 20	
		
5.04 m	Sección 0.30 m x 0.30 m	Sección 0.30 m x 0.30 m
	8 \varnothing 12	8 \varnothing 12
	E \varnothing 10 @ 10 y 20	E \varnothing 10 @ 10 y 20
		
2.52 m	Sección 0.30 m x 0.30 m	Sección 0.30 m x 0.30 m
	8 \varnothing 12	8 \varnothing 12
	E \varnothing 10 @ 10 y 20	E \varnothing 10 @ 10 y 20
		
0.00 m	Sección 0.30 m x 0.30 m	Sección 0.30 m x 0.30 m
	8 \varnothing 12	8 \varnothing 12
	E \varnothing 10 @ 10 y 20	E \varnothing 10 @ 10 y 20



Elaborado por: Diego Barreno

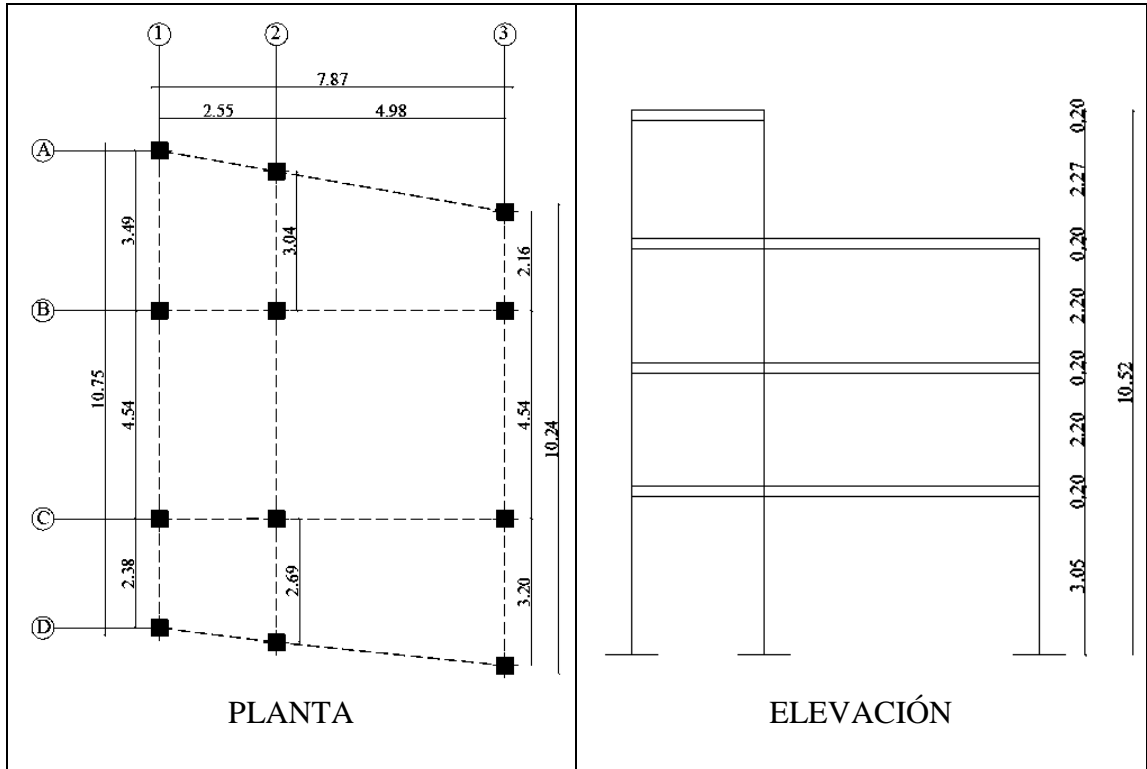
Tabla 29. Descripción de Vigas Estructura Tipo 1

Vigas Tipo Estructura Tipo 1	
Nv. +7.56	
Nv. +5.04	
Nv. +2.52	
Tipo de viga	Peraltada
Base	0.30 m (Medido)
Altura	0.25 m (Medido)
Recubrimiento	0.03 m (Estimado)
Refuerzo de acero	No se puede observar, se utilizará los valores con los que el programa diseño

Elaborado por: Diego Barreno

Estructura Tipo 2

Figura 16. Estructura Tipo 2



Elaborado por: Diego Barreno

Datos Estructurales

La edificación de la Figura 16 consiste en un bloque estructural de 4 pisos altos con una altura de entrepiso de 3.05 m la primera planta alta, de 2.20 m la segunda y tercera planta alta, y 2.27 m la altura del tapagrada, contemplándose un sistema de pórticos en hormigón armado con vigas descolgadas destinado como local comercial la planta baja, y viviendas multifamiliares los pisos altos.

Coficiente de Importancia I

De acuerdo al uso que se le da a la estructura, se clasifica como Otras Estructuras según la NEC-SE-DS, por lo que se le da un valor de importancia 1.0.

Por el tipo de estructura

- Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras:
- $C_t = 0.055$
- $\alpha = 0.9$

Factor de reducción Sísmica

- Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras (sistemas duales).
- $R = 8$

Razón entre la aceleración espectral

- $n = 2.48$: Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos.

Irregularidad en Planta y Elevación

- $\emptyset_p = 0.9$
- $\emptyset_e = 0.9$

Cargas Gravitacionales

Losa Entrepiso

- Carga Muerta = 397.4 kg/m^2
- Carga Muerta Pared Completa = 528 kg/m^2
- Carga Muerta Pared con Ventana = 213.36 kg/m^2
- Carga Viva = 200 kg/m^2

Losa Terraza Accesible

- Carga Muerta = 397.4 kg/m²
- Carga Muerta Pared de Antepecho = 240 kg/m²
- Carga Viva = 100 kg/m²

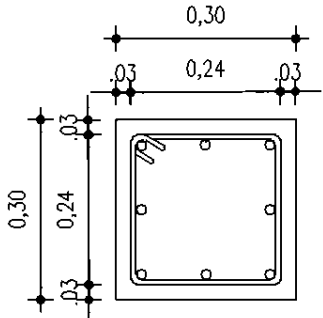
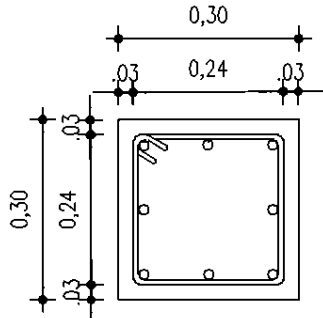
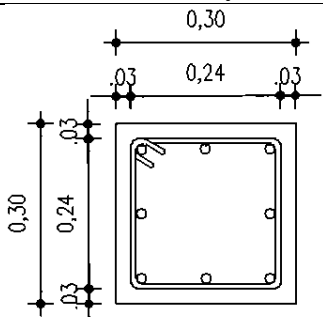
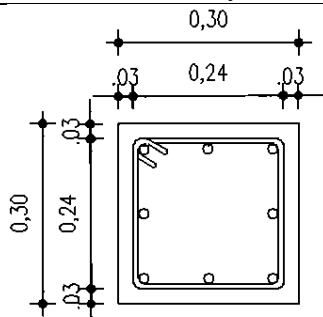
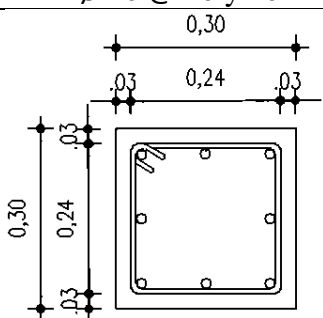
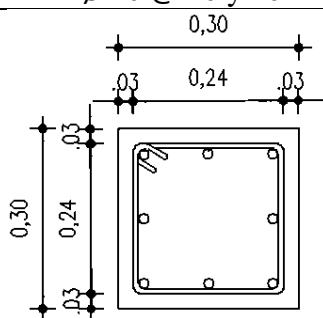
Losa Terraza Inaccesible

- Carga Muerta = 397.4 kg/m²
- Carga Viva = 70 kg/m²

Tabla 30. Descripción de Columnas Estructura Tipo 2

Datos obtenidos mediante una inspección visual

CUADRO DE COLUMNAS		
NIVEL.		
10.52 m	Sección 0.30 m x 0.30 m	
	8 Ø 12	
	E Ø 10 @ 10 y 20	
8.05 m	Sección 0.30 m x 0.30 m	Sección 0.30 m x 0.30 m
	8 Ø 12	8 Ø 12
	E Ø 10 @ 10 y 20	E Ø 10 @ 10 y 20

5.65 m	Sección 0.30 m x 0.30 m	Sección 0.30 m x 0.30 m
	8 \varnothing 12	8 \varnothing 12
	E \varnothing 10 @ 10 y 20	E \varnothing 10 @ 10 y 20
		
3.25 m	Sección 0.30 m x 0.30 m	Sección 0.30 m x 0.30 m
	8 \varnothing 12	8 \varnothing 12
	E \varnothing 10 @ 10 y 20	E \varnothing 10 @ 10 y 20
		
0.00 m	Sección 0.30 m x 0.30 m	Sección 0.30 m x 0.30 m
	8 \varnothing 12	8 \varnothing 12
	E \varnothing 10 @ 10 y 20	E \varnothing 10 @ 10 y 20
		

Elaborado por: Diego Barreno

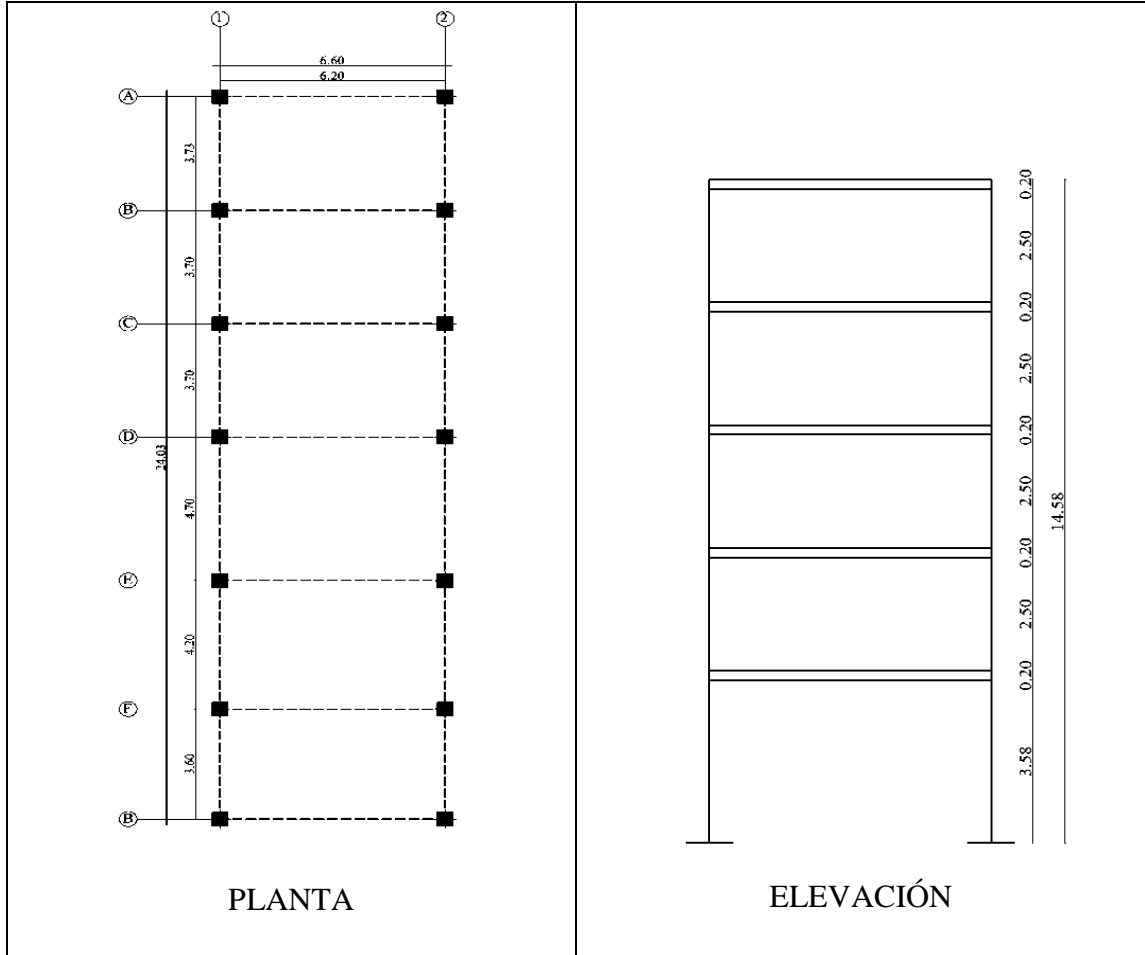
Tabla 31. Descripción de Vigas Estructura Tipo 2

Vigas Estructura Tipo 2	
Nv.+ 10.32	
Nv.+ 8.05	
Nv.+ 5.65	
Nv.+ 3.25	
Tipo de viga	Peraltada
Base	0.25 m (Medido)
Altura	0.35 m (Medido)
Recubrimiento	0.03 m (Estimado)
Refuerzo de acero	No se puede observar, se utilizará los valores con los que el programa diseñe

Elaborado por: Diego Barreno

Estructura Tipo 3

Figura 17. Estructura Tipo 3



Elaborado por: Diego Barreno

Datos Estructurales

La edificación de la Figura 17 consiste en un bloque estructural de 5 pisos altos con una altura de entrepiso de 3.58 m la primera planta alta, de 2.50 m la segunda, tercera, cuarta, y quinta planta alta, contemplándose un sistema de pórticos en hormigón armado con vigas descolgadas destinado como local comercial la planta baja, y viviendas multifamiliares los pisos altos.

Coefficiente de Importancia I

De acuerdo al uso que se le da a la estructura, se clasifica como Otras Estructuras según la NEC-SE-DS, por lo que se le da un valor de importancia 1.0.

Por el tipo de estructura

- Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras:
- $C_t = 0.055$
- $\alpha = 0.9$

Factor de reducción Sísmica

- Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras (sistemas duales).
- $R = 8$

Razón entre la aceleración espectral

- $n = 2.48$: Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos.

Irregularidad en Planta y Elevación

- $\emptyset_p = 0.9$
- $\emptyset_e = 0.9$

Cargas Gravitacionales

Losas Entrepiso

- Carga Muerta = 397.4 kg/m^2
- Carga Muerta Pared Completa = 648 kg/m^2
- Carga Muerta Pared con Ventana = 272.4 kg/m^2
- Carga Viva = 200 kg/m^2

Losa Terraza Accesible

- Carga Muerta = 397.4 kg/m^2
- Carga Muerta Pared de Antepecho = 240 kg/m^2
- Carga Viva = 100 kg/m^2

Losa Terraza Inaccesible

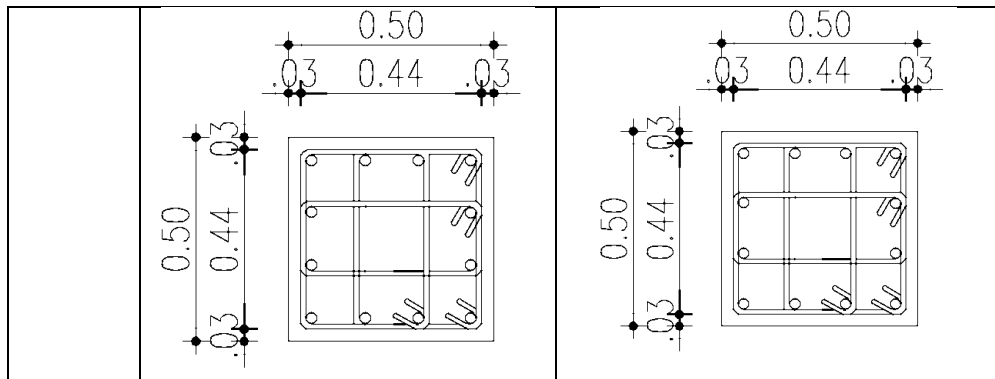
- Carga Muerta = 397.4 kg/m^2
- Carga Viva = 70 kg/m^2

Tabla 32. Descripción de Columnas Estructura Tipo 3

Datos obtenidos mediante una inspección visual

CUADRO DE COLUMNAS		
NIVEL.		
14.58 m	Sección 0.50 m x 0.50 m	
	12 \varnothing 16	
	E \varnothing 10 @ 10 y 20	
11.88 m	Sección 0.50 m x 0.50 m	Sección 0.50 m x 0.50 m
	12 \varnothing 16	12 \varnothing 16
	E \varnothing 10 @ 10 y 20	E \varnothing 10 @ 10 y 20
9.18 m	Sección 0.50 m x 0.50 m	Sección 0.50 m x 0.50 m
	12 \varnothing 16	12 \varnothing 16
	E \varnothing 10 @ 10 y 20	E \varnothing 10 @ 10 y 20

6.48 m	Sección 0.50 m x 0.50 m	Sección 0.50 m x 0.50 m
	12 \varnothing 16	12 \varnothing 16
	E \varnothing 10 @ 10 y 20	E \varnothing 10 @ 10 y 20
3.78 m	Sección 0.50 m x 0.50 m	Sección 0.50 m x 0.50 m
	12 \varnothing 16	12 \varnothing 16
	E \varnothing 10 @ 10 y 20	E \varnothing 10 @ 10 y 20
0.00 m	Sección 0.50 m x 0.50 m	Sección 0.50 m x 0.50 m
	12 \varnothing 16	12 \varnothing 16
	E \varnothing 10 @ 10 y 20	E \varnothing 10 @ 10 y 20



Elaborado por: Diego Barreno

Tabla 33. Descripción de Vigas Estructura Tipo 3

Vigas Tipo Estructura Tipo 3	
Nv. +14.58	
Nv. +11.88	
Nv. +9.18	
Nv. +6.48	
Nv. +3.78	
Tipo de viga	Peraltada
Base	0.25 m (Medido)
Altura	0.35 m (Medido)
Recubrimiento	0.03 m (Estimado)
Refuerzo de acero	No se puede observar, se utilizará los valores con los que el programa diseñe

Elaborado por: Diego Barreno

Tabla 34. Descripción de Losa Estructuras Tipo 1,2 y 3

Datos obtenidos mediante una inspección visual

Corte Tipo de Losa	
<p>The diagram shows a cross-section of a reinforced concrete slab with a total thickness of 0,20 m. The effective depth is 0,159,05 m. The slab is reinforced with steel bars (ACERO DE REFUERZO) and has square voids (ALIVIANAMIENTO). The dimensions are as follows:</p> <ul style="list-style-type: none"> Slab thickness: 0,20 m Effective depth: 0,159,05 m Void width: 0,40 m Void height: 0,10 m Void spacing: 0,40 m 	
Espesor	20 cm
Refuerzo	Ø 12 (Asumido)
Alivianamientos	40cm x 40cm x 20cm
Recubrimiento	2 cm (Asumido)
Nervios en Dirección X y Y	10cm x 15cm

Elaborado por: Diego Barreno

4.2. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS

4.2.1. Magnitud de las fallas

Por medio de la ecuación Wells y Coppersmith se obtiene la siguiente magnitud de momento Mw: [18]

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

Dónde:

a,b: Coeficientes

SRL: Longitud de rotura superficial (km)

La longitud de las fallas para ésta ecuación se tomará de la Tabla 14.

- Falla Subducción 8.9 Mw
- Falla Huachi 6.3 Mw
- Falla Ambato 6.5 Mw
- Falla Totoras 6.5 Mw
- Falla Samanga 6.9 Mw

4.2.3. Cálculo del Espectro

Los espectros de respuesta fueron inicialmente propuestos por Biot en el año 1932 y luego desarrollados por Housner, Newmark y muchos otros investigadores. [28]

El espectro es un gráfico de la respuesta máxima que produce una acción dinámica en una estructura u oscilador de un grado de libertad. [28]

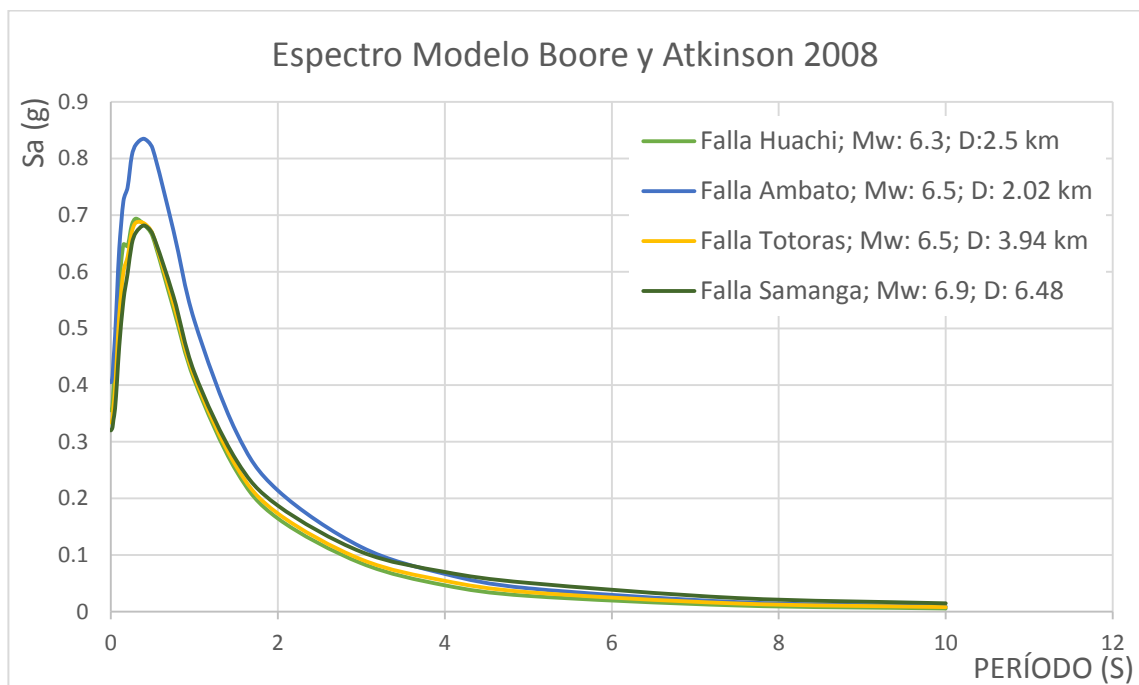
Para esta investigación se comparará el espectro obtenido del sector establecido con el espectro general dado por la NEC-15.

4.2.3.1. Espectros calculados con el Modelo de Boore y Atkinson 2008

En la Figura 18 se presentan los espectros obtenidos de Boore y Atkinson 2008 para falla intraplaca (cortical). Para todas las ecuaciones se usó el valor promedio del $V_{S30} = 276.93 \text{ m/s}$ obtenido en la Tabla 27.

Figura 18. Espectros de aceleración modelo Boore y Atkinson 2008

Comparación entre los espectros de las diferentes fallas Tectónicas.



Elaborado por: Diego Barreno

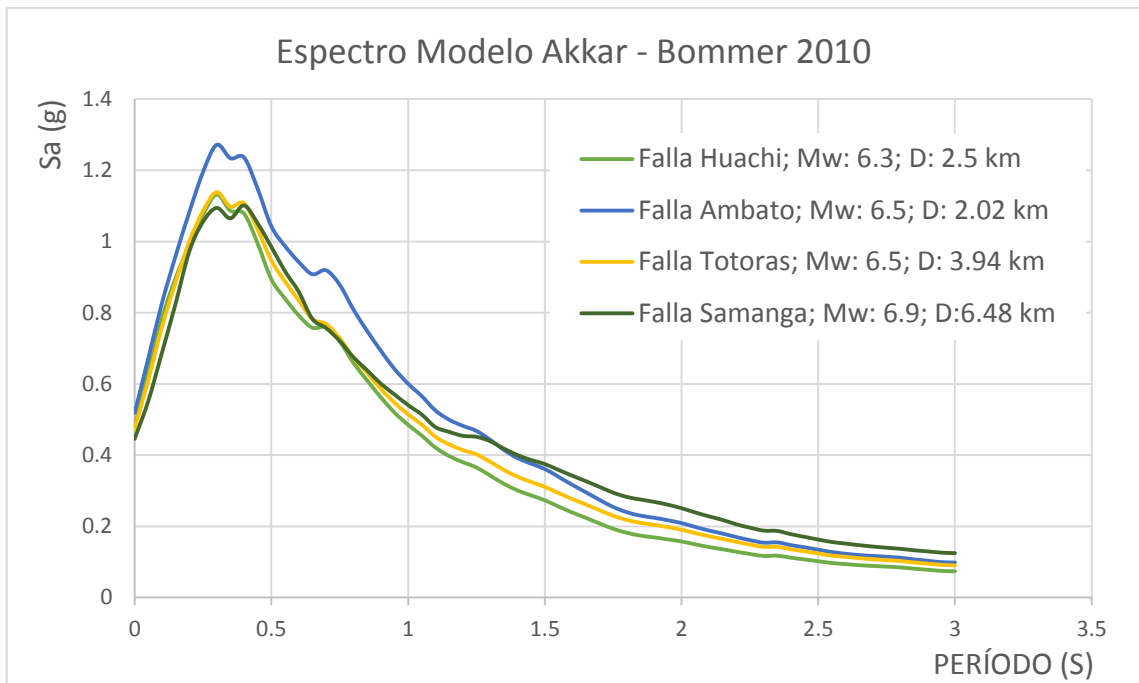
Del análisis del modelo Boore y Atkinson 2008 se observa que el espectro que presenta mayor respuesta en aceleración es la Falla de Ambato, mientras que las fallas restantes tienen una similitud en su aceleración.

4.2.3.2. Espectros calculados con el Modelo de Akkar y Bommer

En la Figura 19 con las mismas fallas y un modelo diferente se obtienen los siguientes resultados:

Figura 19. Espectros de aceleración modelo Akkar y Bommer 2010

Comparación entre los espectros de las diferentes fallas Tectónicas.



Elaborado por: Diego Barreno

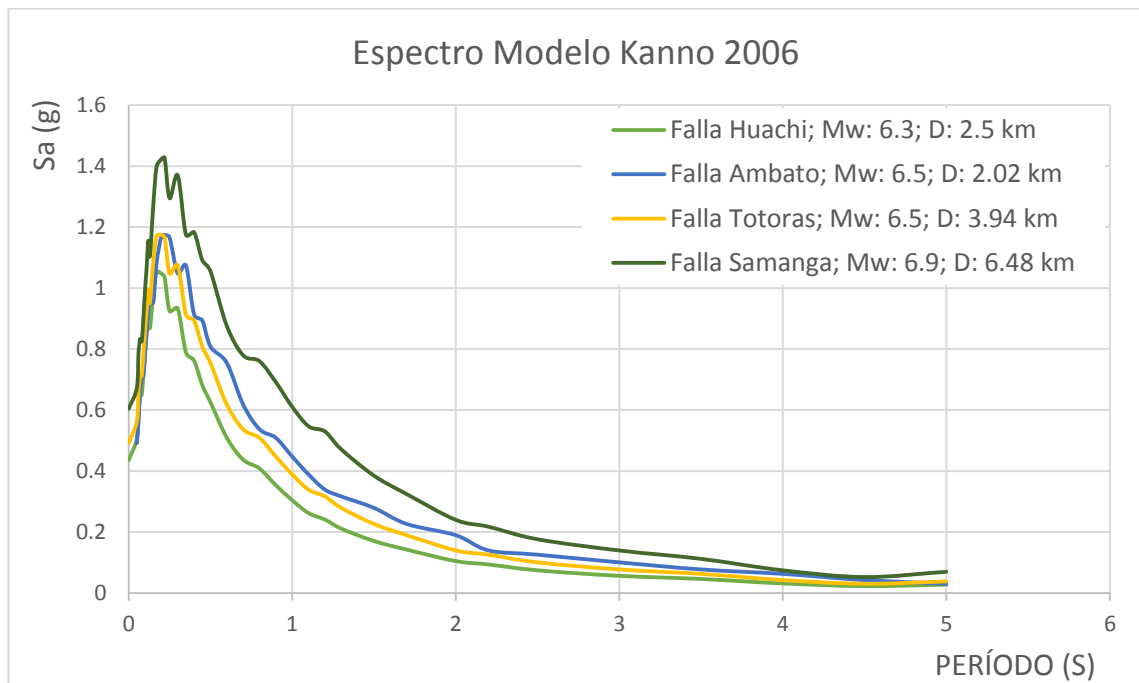
Del análisis del modelo Akkar y Bommer 2010 se observa que la Falla de Ambato sigue siendo el espectro que presenta mayor respuesta en aceleración.

4.2.3.3. Espectros calculados con el Modelo de Kanno 2006

En la Figura 20 con las mismas fallas y un modelo diferente se obtienen los siguientes resultados:

Figura 20. Espectros de aceleración modelo Kanno 2006

Comparación entre los espectros de las diferentes fallas Tectónicas.



Elaborado por: Diego Barreno

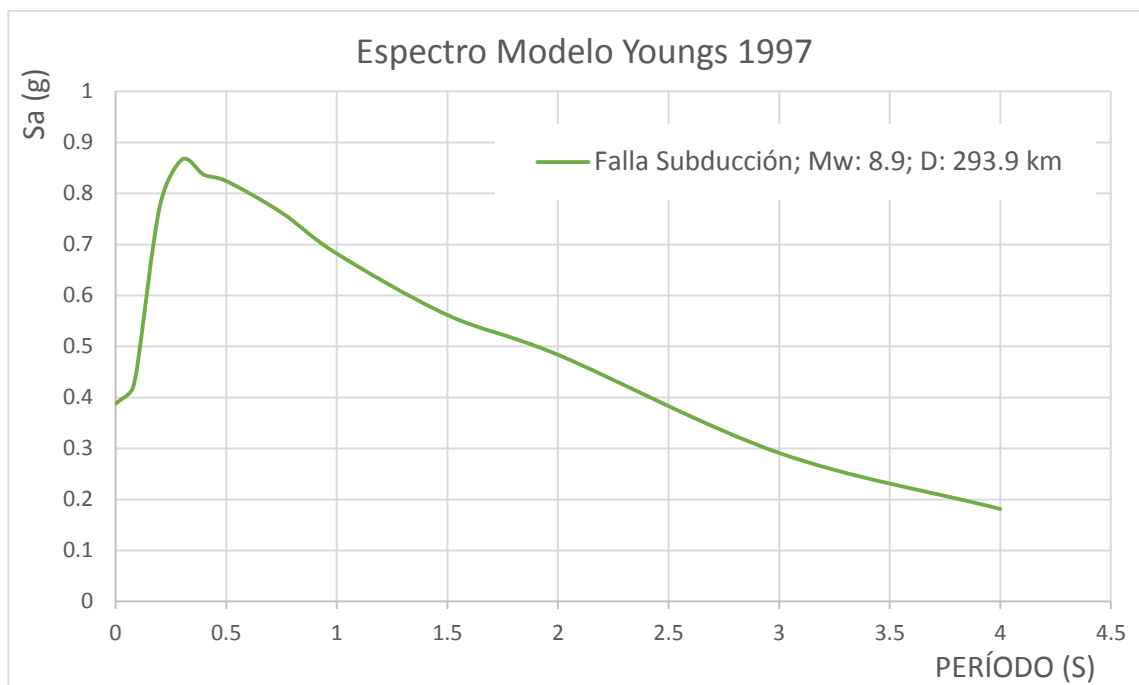
Del análisis del modelo Kanno 2006 se observa que el espectro que presenta mayor respuesta en aceleración es la Falla de Samanga, mientras que las fallas de Ambato y Totoras tienen una similitud en su aceleración.

4.2.3.4. Espectro calculado con el Modelo de Youngs 1997

En la Figura 21 se presenta el espectro obtenido de Youngs 1997 para la falla de subducción.

Figura 21. Espectro de aceleración modelo Youngs 1997

Espectro utilizado para la falla de subducción.



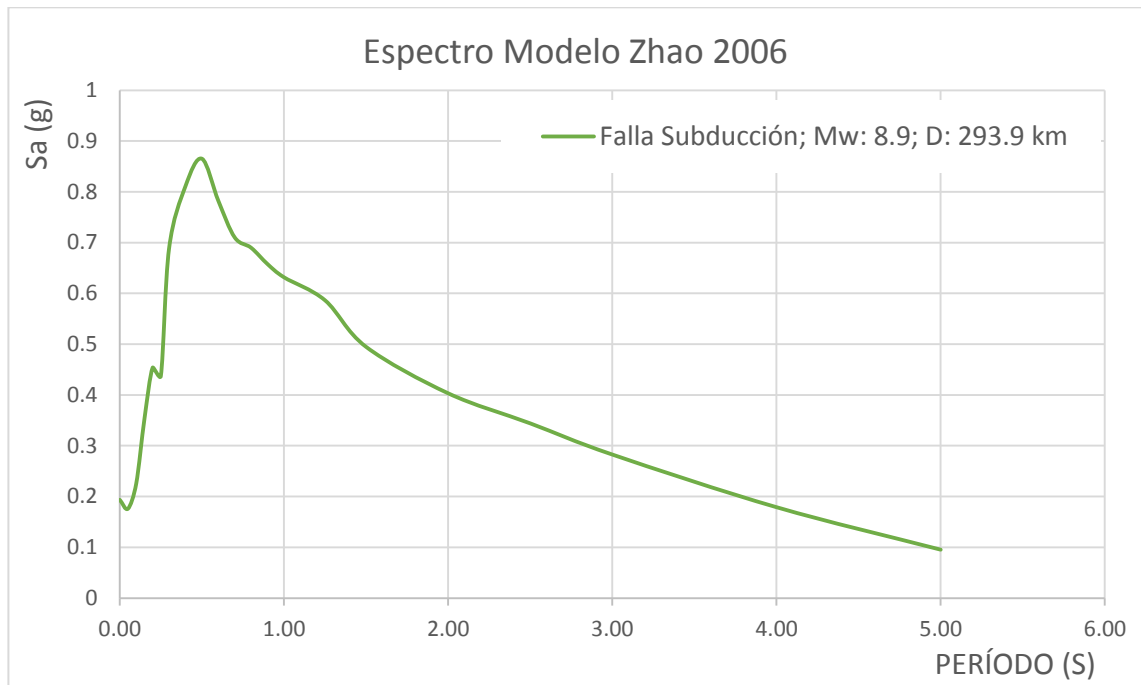
Elaborado por: Diego Barreno

Para este estudio se seleccionó una sola falla de subducción el cual se comparara con el espectro de la NEC-15.

4.2.3.5. Espectro calculado con el Modelo de Zhao 2006

Figura 22. Espectro de aceleración modelo Zhao 2006

Espectro utilizado para la falla de subducción.

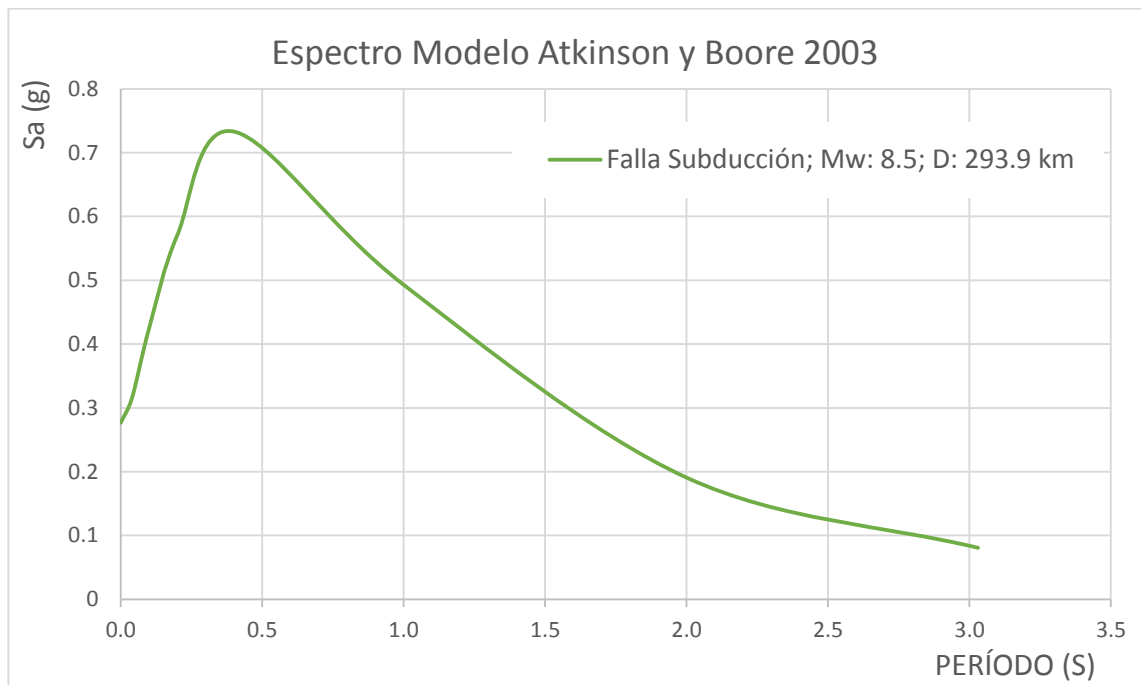


Elaborado por: Diego Barreno

4.2.3.6. Espectro calculado con el Modelo de Atkinson y Boore 2003

Figura 23. Espectro de aceleración modelo Atkinson y Boore 2003

Espectro utilizado para la falla de subducción.



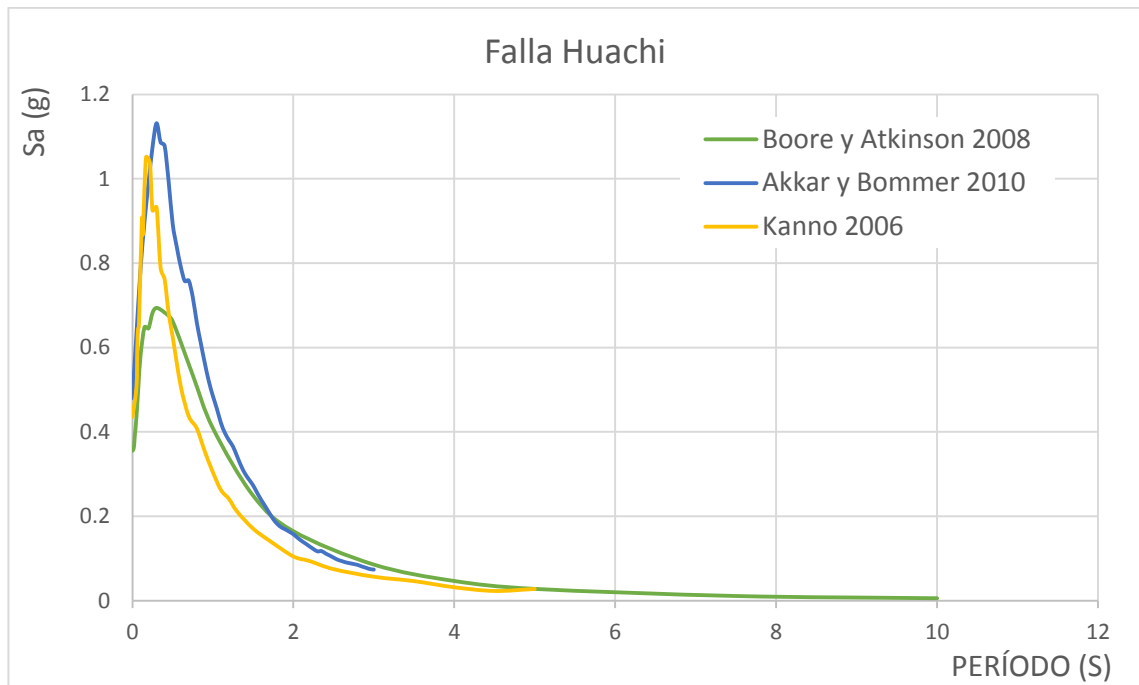
Elaborado por: Diego Barreno

4.2.4. Espectros con los modelos para una falla

Mediante las Ecuaciones de Predicción de Movimiento de Suelo de cada modelo se calculó los espectros de aceleración para los diferentes tipos de falla que presenta esta investigación.

Figura 24. Espectros de aceleración Falla Huachi

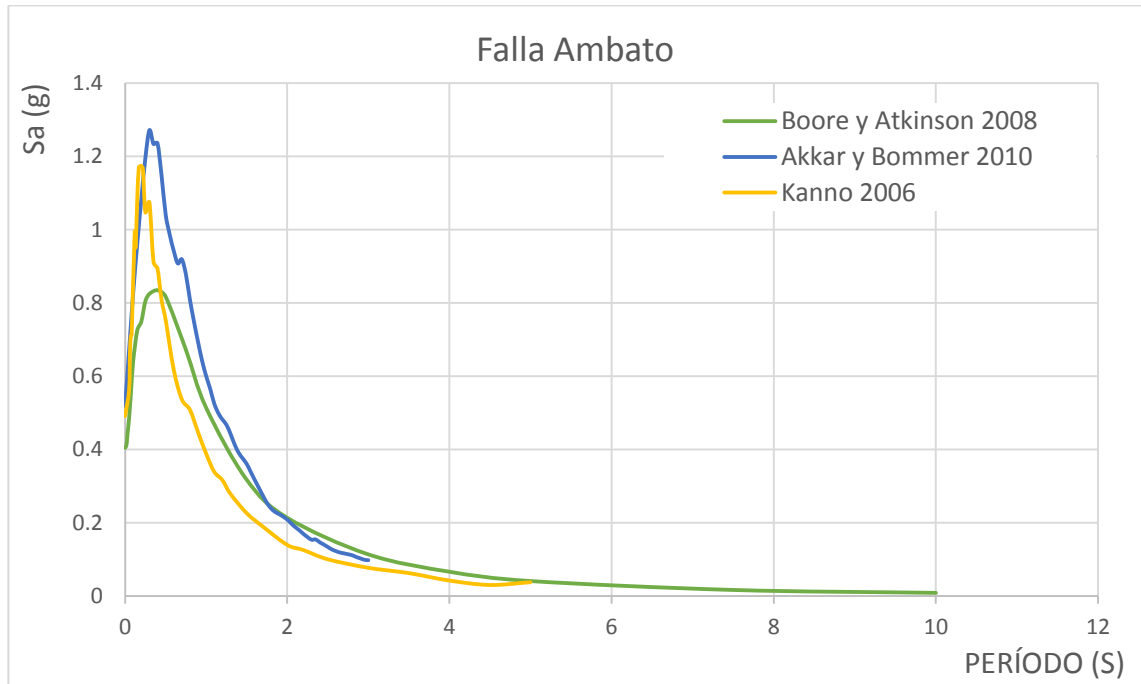
Comparación de los diferentes modelos de espectros.



Elaborado por: Diego Barreno

Figura 25. Espectros de aceleración Falla Ambato

Comparación de los diferentes modelos de espectros.

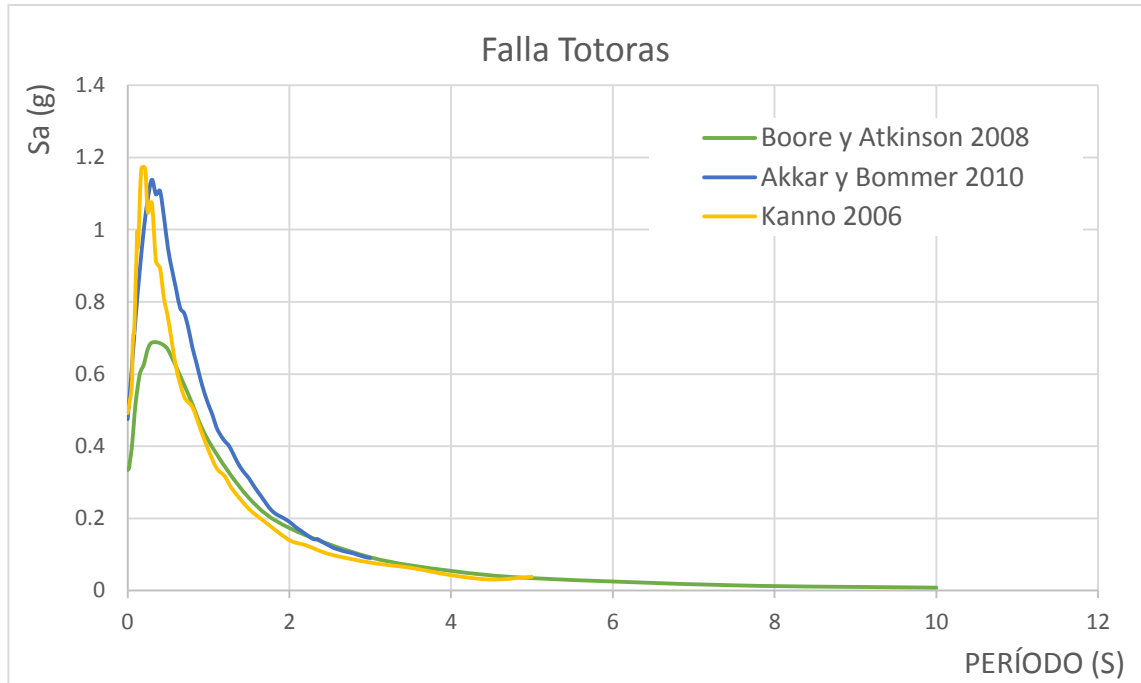


Elaborado por: Diego Barreno

Del análisis de las Fallas de Huachi y Ambato se observa que el espectro que presenta mayor respuesta en aceleración es el modelo Akkar y Bommer 2010.

Figura 26. Espectros de aceleración Falla Totoras

Comparación de los diferentes modelos de espectros.

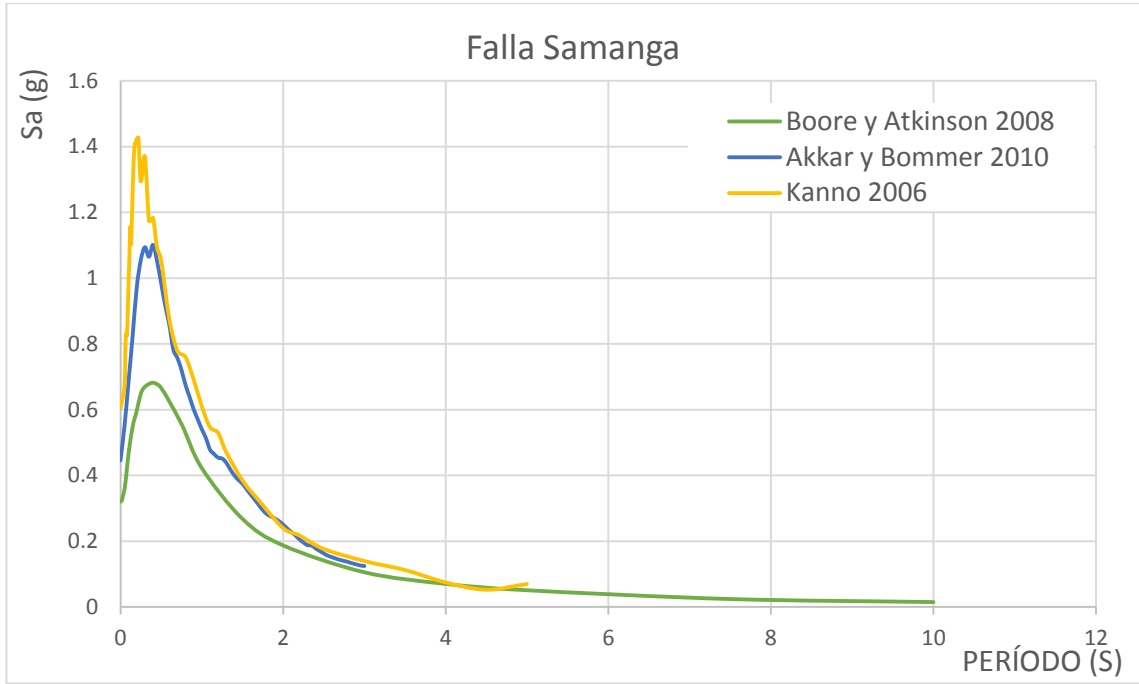


Elaborado por: Diego Barreno

Del análisis de la Falla de Totoras se observa que el modelo Kanno 2006 presenta un pico de aceleración alto en comparación al modelo de Akkar y Bommer 2010.

Figura 27. Espectros de aceleración Falla Samanga

Comparación de los diferentes modelos de espectros.

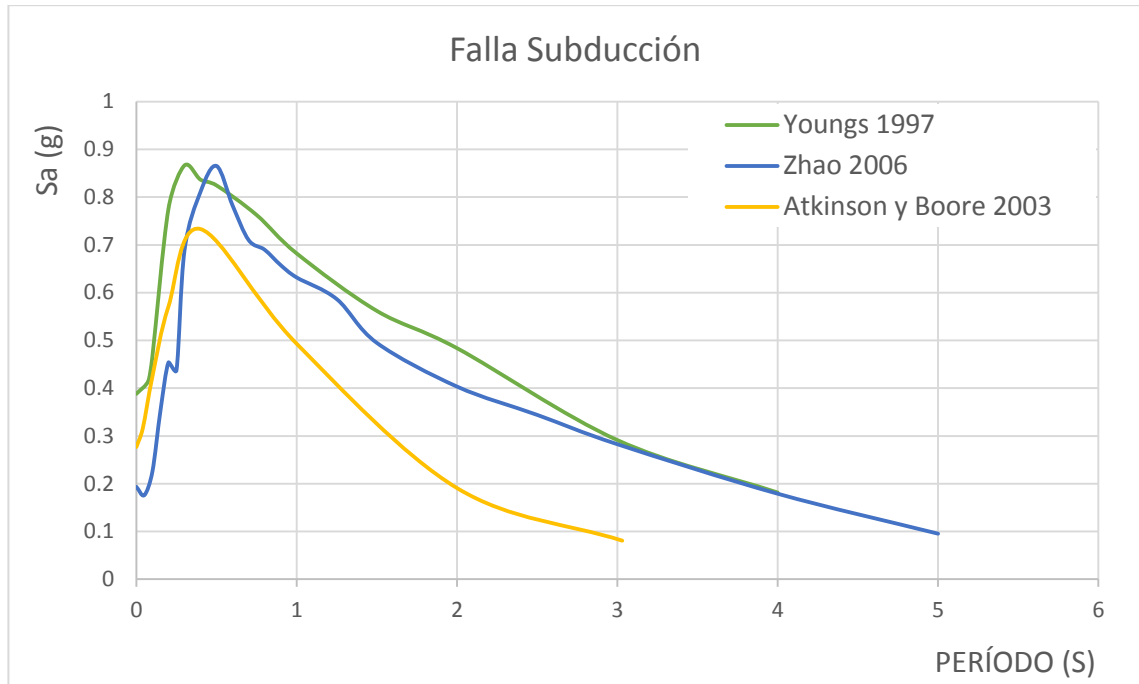


Elaborado por: Diego Barreno

Del análisis de la Falla de Samanga se observa que el espectro que presenta mayor respuesta en aceleración es el modelo Kanno 2006.

Figura 28. Espectros de aceleración Falla Subducción

Comparación de los diferentes modelos de espectros.



Elaborado por: Diego Barreno

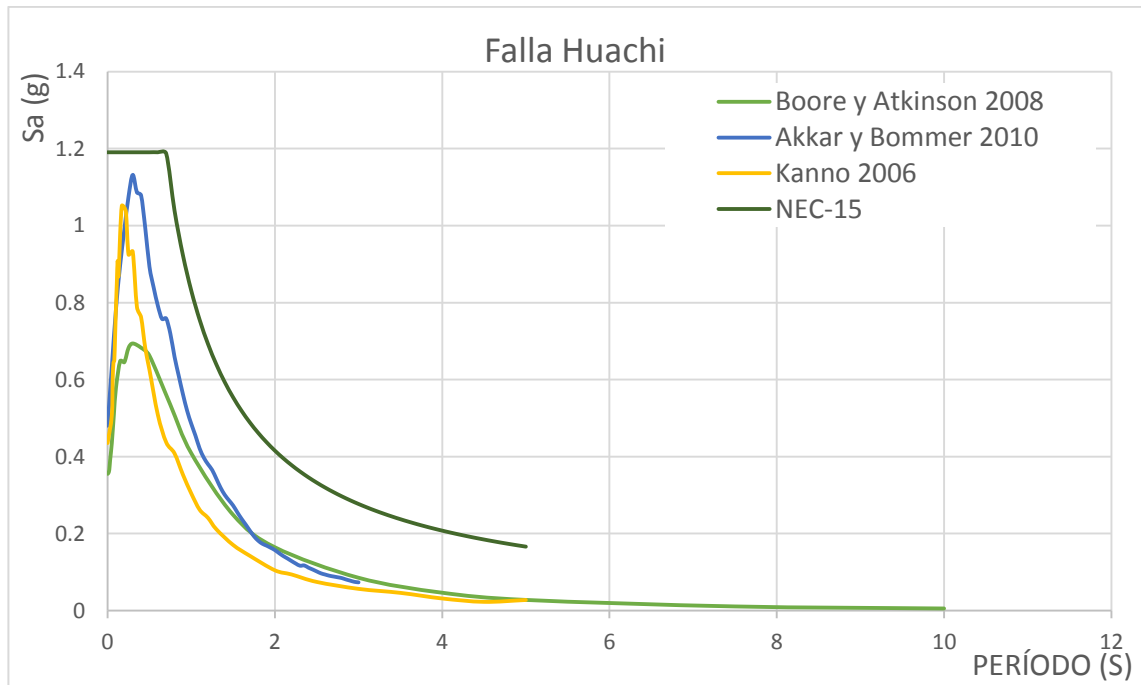
Del análisis de la Falla de Subducción se observa que el modelo de Youngs 1997, y Zhao 2006 presentan mayor respuesta en aceleración.

4.2.5. Espectro con la NEC-15

Se tomó las siguientes consideraciones para comparar los espectros de este estudio con el de la NEC-15, el valor obtenido para $V_{S30} = 294.87$ m/s, que pertenece al suelo tipo D que tiene valores de $360 \text{ m/s} < V_s \leq 180 \text{ m/s}$.

Figura 29. Espectros de aceleración Falla Huachi, NEC-15

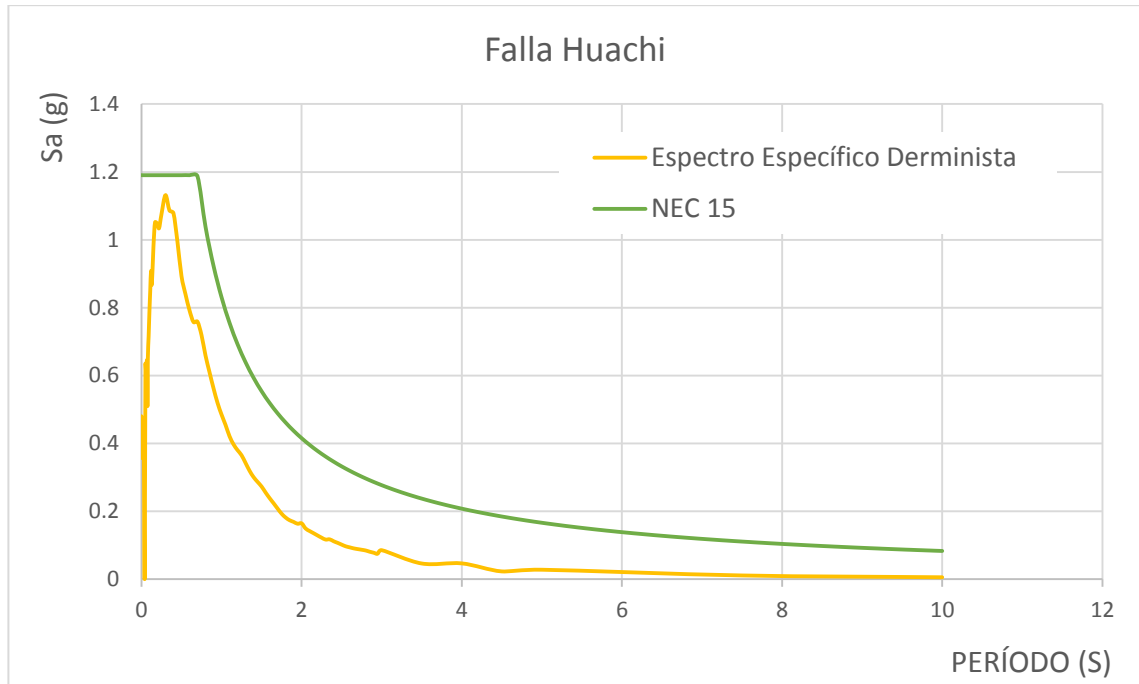
Comparación de los diferentes modelos de espectros con la NEC-15.



Elaborado por: Diego Barreno

Figura 30. Envolvente de aceleraciones para la Falla Huachi, NEC-15

Espectro Específico Determinista para la Falla Huachi.

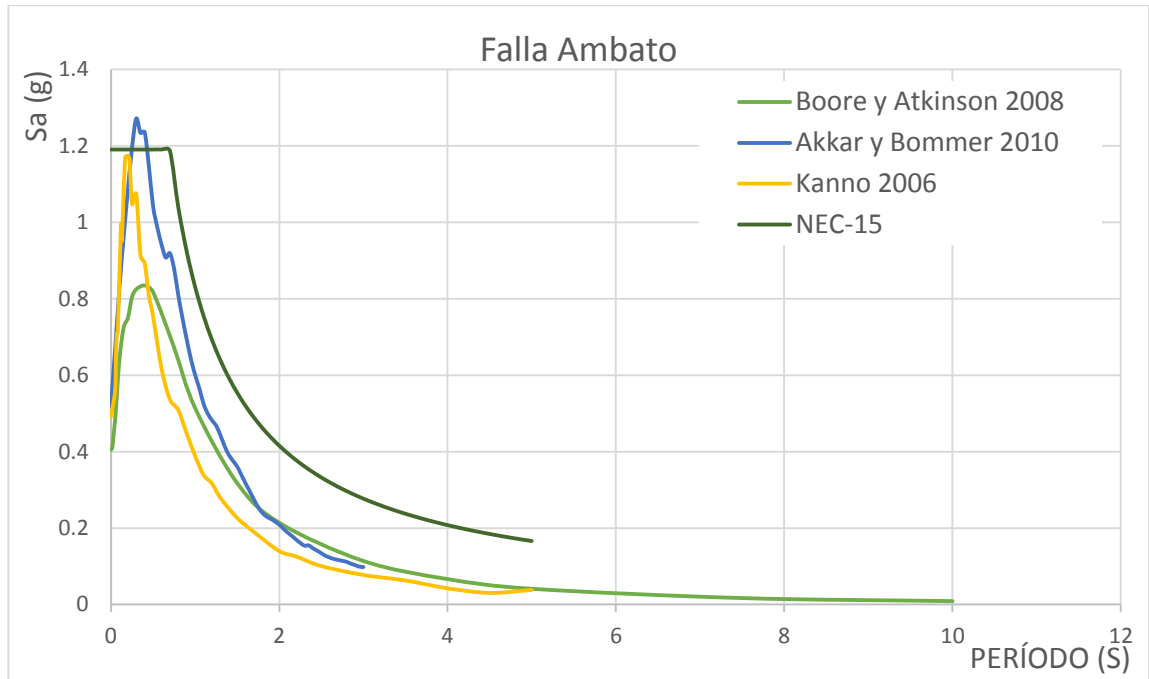


Elaborado por: Diego Barreno

Del análisis de la Falla Huachi se observa que las aceleraciones no superan al Espectro dado por la NEC-15.

Figura 31. Espectros de aceleración Falla Ambato, NEC-15

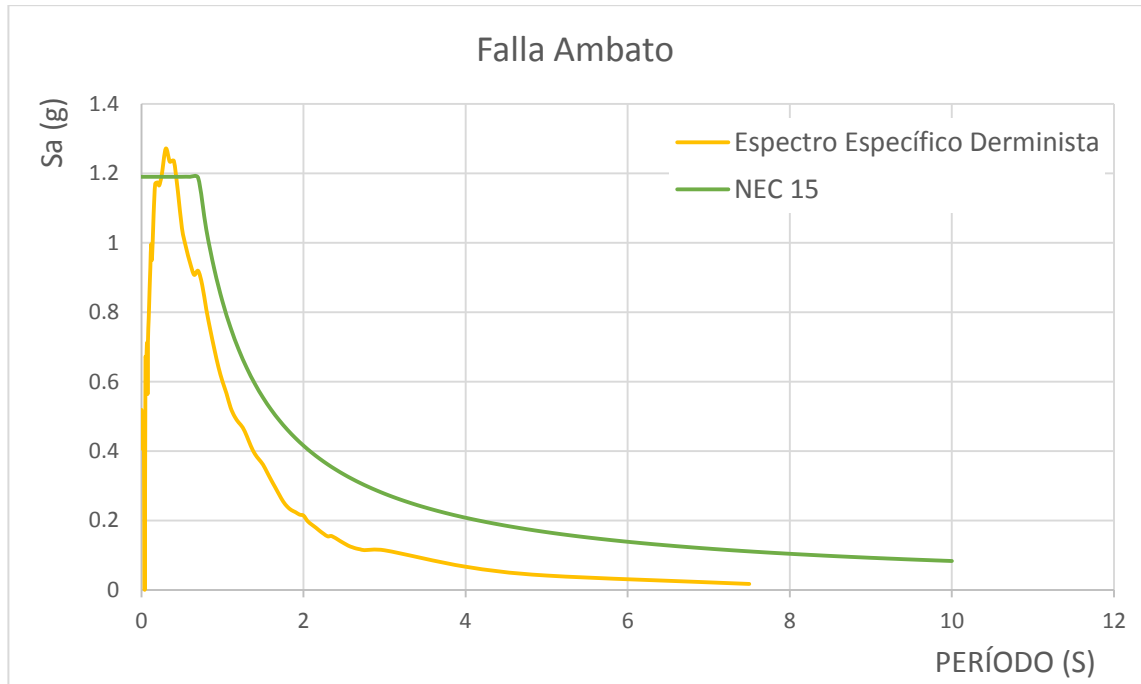
Comparación de los diferentes modelos de espectros con la NEC-15.



Elaborado por: Diego Barreno

Figura 32. Envolverte de Aceleraciones Falla Ambato, NEC-15

Espectro Específico Determinista para la Falla Ambato.

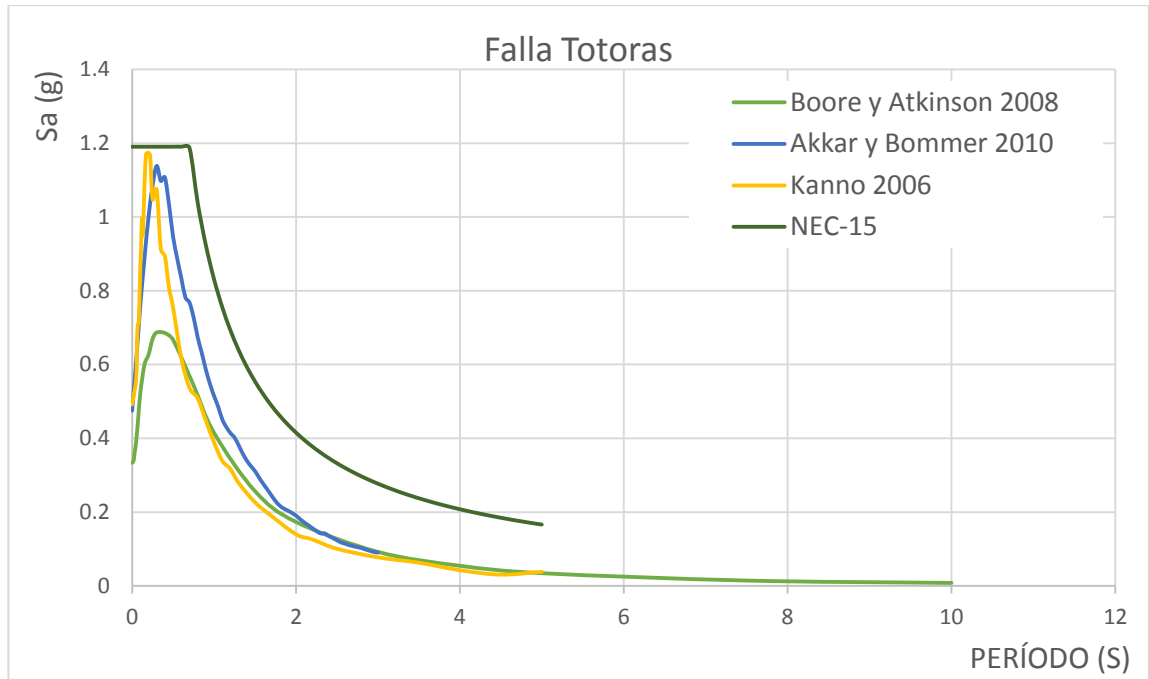


Elaborado por: Diego Barreno

Del análisis de la Falla Ambato se observa que las aceleraciones superan al Espectro dado por la NEC-15.

Figura 33. Espectros de aceleración Falla Totoras, NEC-15

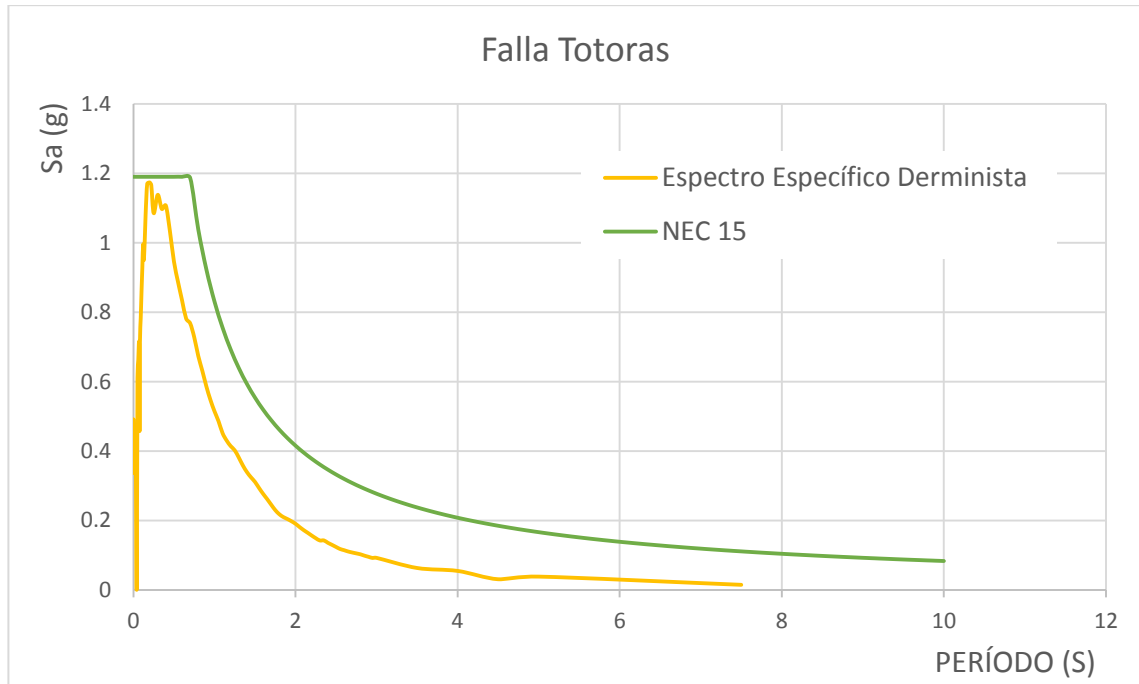
Comparación de los diferentes modelos de espectros con la NEC-15.



Elaborado por: Diego Barreno

Figura 34. Envoltorio de aceleraciones Falla Totoras, NEC-15

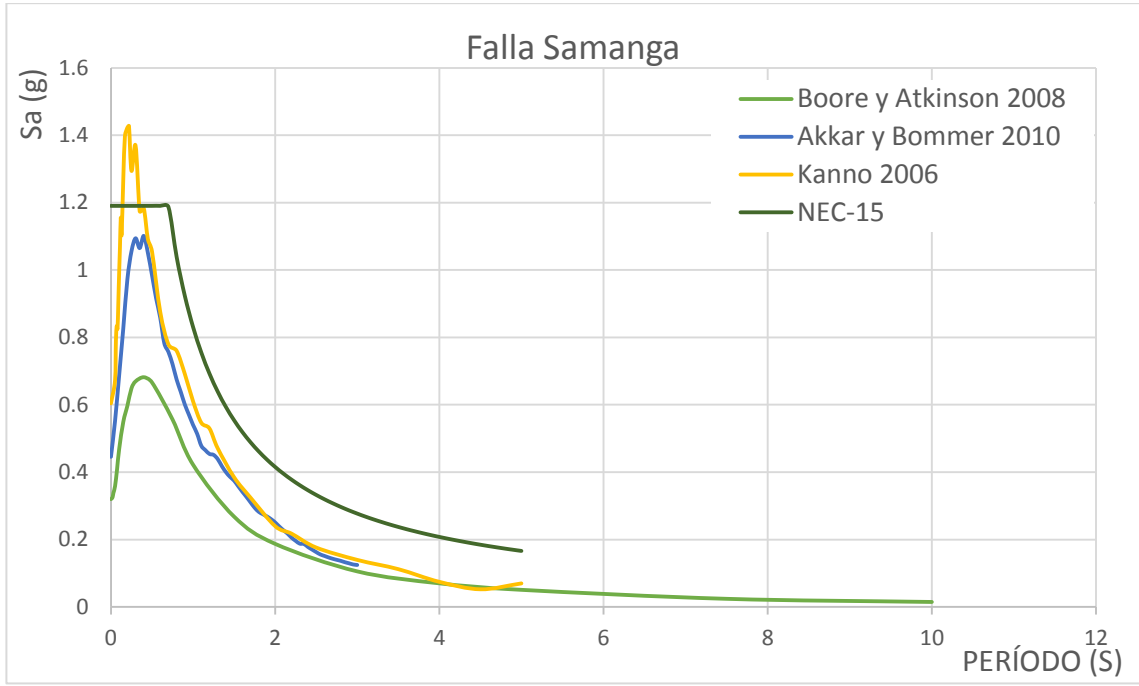
Espectro Específico Determinista para la Falla Totoras.



Del análisis de la Falla Totoras se observa que las aceleraciones no superan al Espectro dado por la NEC-15.

Figura 35. Espectros de aceleración Falla Samanga, NEC-15

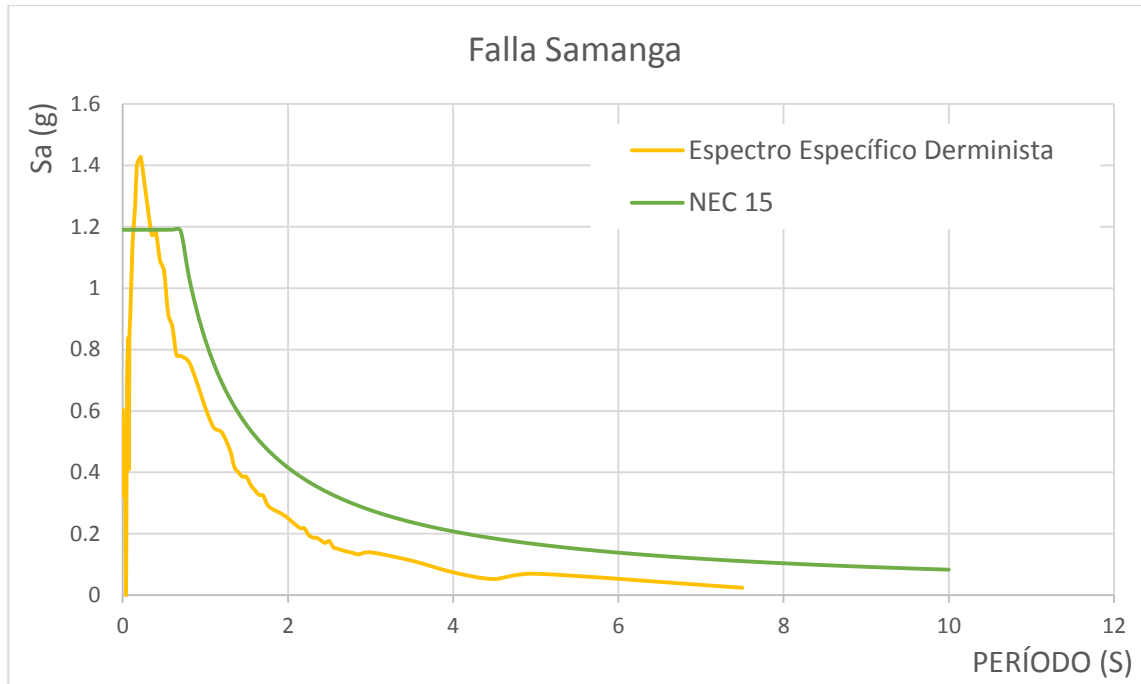
Comparación de los diferentes modelos de espectros con la NEC-15.



Elaborado por: Diego Barreno

Figura 36. Envoltente de aceleraciones Falla Samanga, NEC-15

Espectro Específico Determinista para la Falla Samanga.

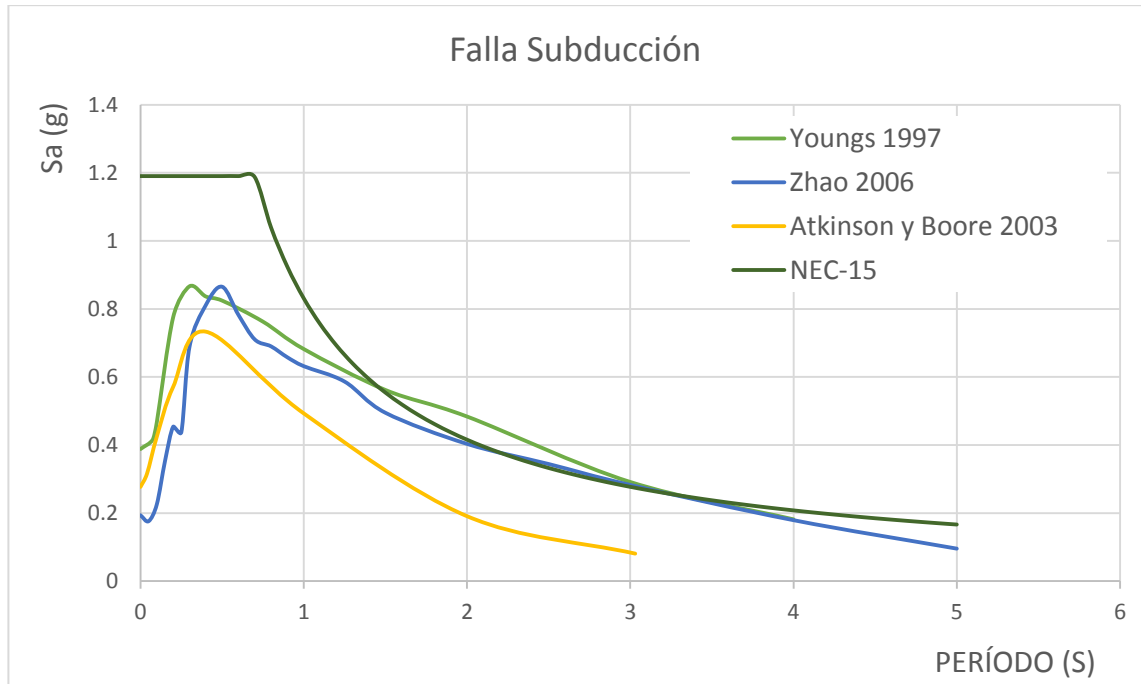


Elaborado por: Diego Barreno

Del análisis de la Falla Samanga se observa que las aceleraciones superan al Espectro dado por la NEC-15.

Figura 37. Espectros de aceleración Falla de Subducción, NEC-15

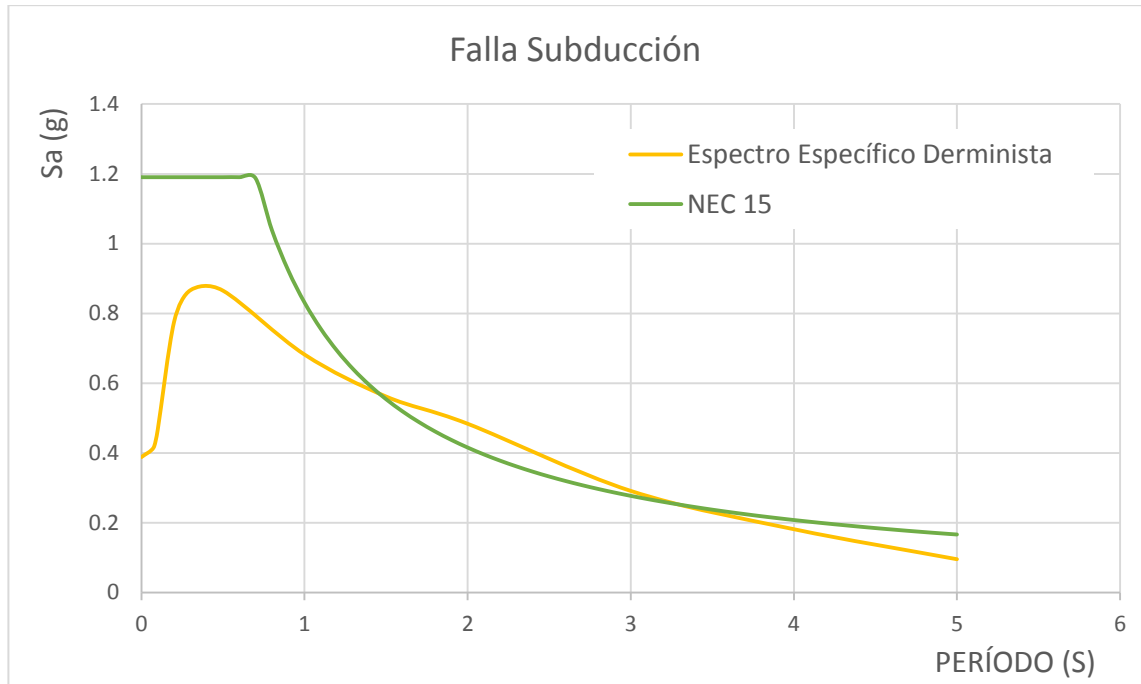
Comparación de los diferentes modelos de espectros con la NEC-15.



Elaborado por: Diego Barreno

Figura 38. Envoltente de aceleración Falla de Subducción, NEC-15

Espectro Específico Determinista para la Falla de Subducción.

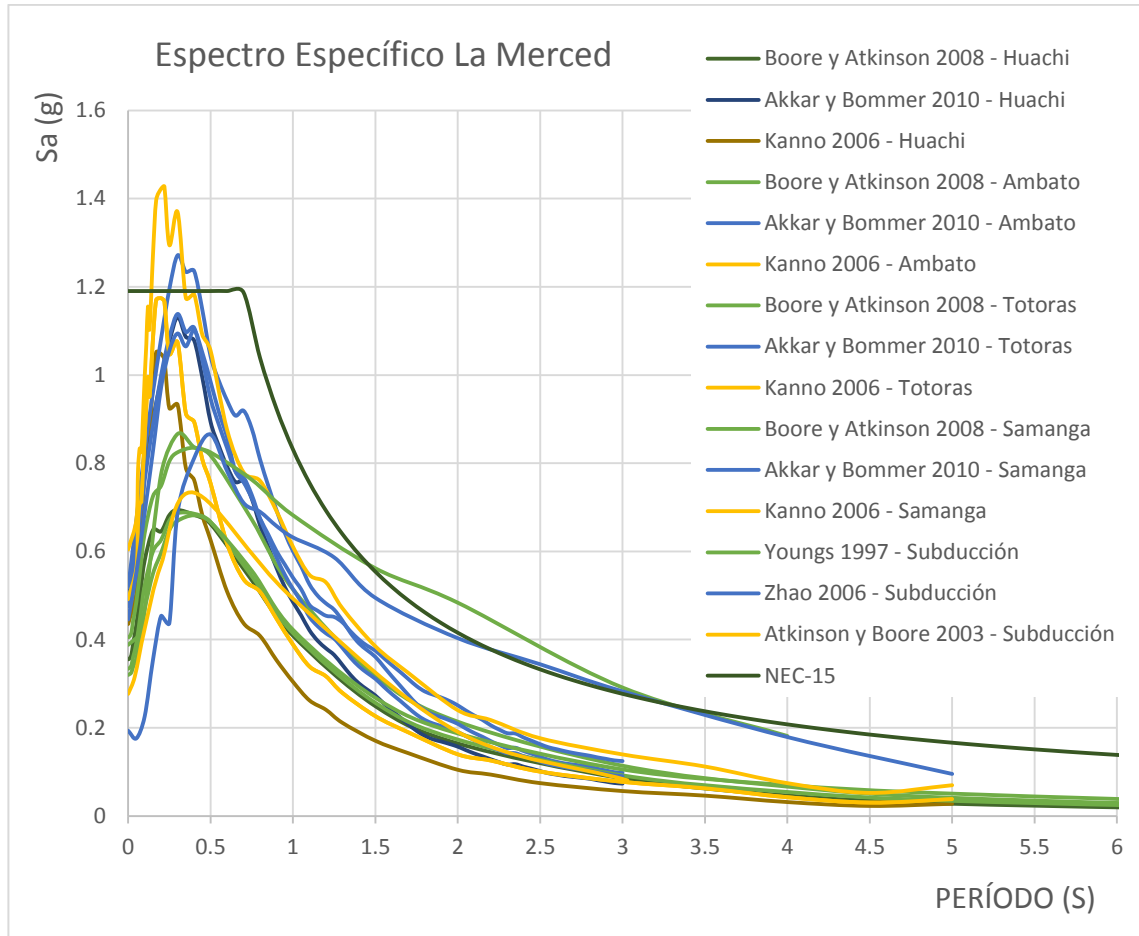


Elaborado por: Diego Barreno

Del análisis de la Falla de Subducción se observa que las aceleraciones superan al Espectro dado por la NEC-15.

4.2.6. Espectro de todos los modelos con la NEC-15

Figura 39. Todos los modelos de espectros comparados con la NEC-15



Elaborado por: Diego Barreno

Para determinar el espectro de diseño, se determinan los puntos más críticos de todos los espectros obtenidos de las fallas seleccionadas.

4.2.7. Espectro crítico comparado con la NEC-15

En la siguiente tabla se refleja los valores para el espectro específico del sitio seleccionado:

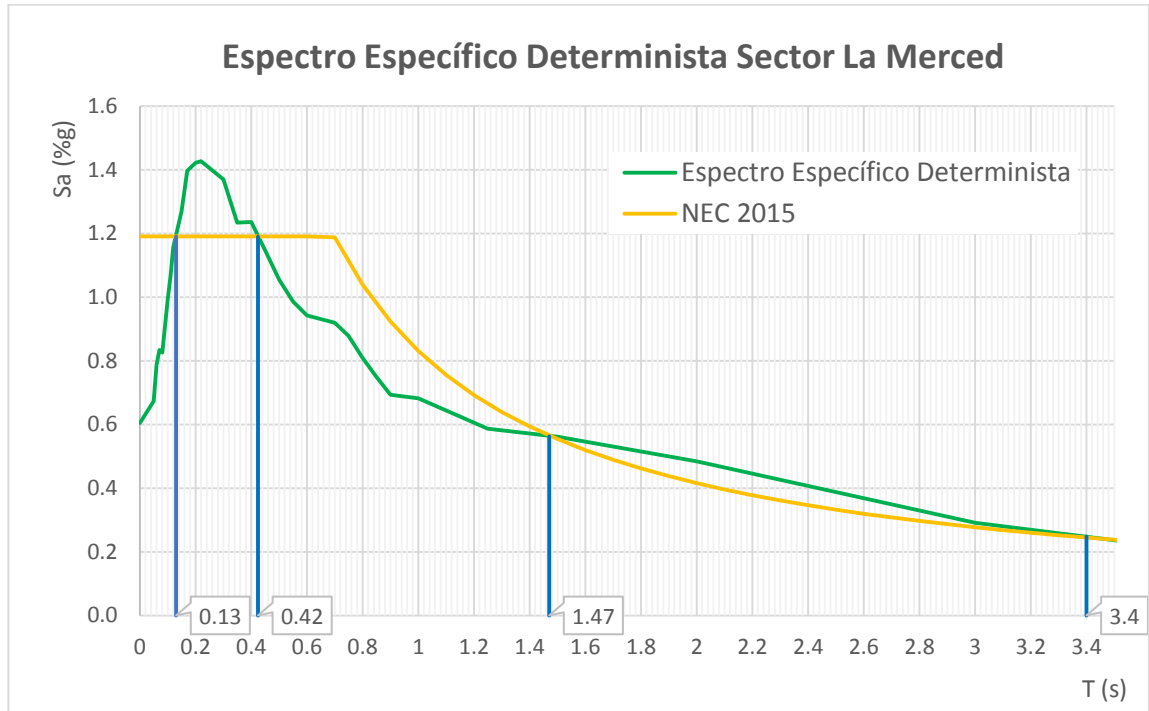
Tabla 35. Valores del Espectro Específico Determinista

T	Sa (g)
0	0.6043
0.05	0.673
0.06	0.7874
0.07	0.8336
0.08	0.8255
0.09	0.9049
0.1	0.9937
0.11	1.069
0.12	1.1554
0.13	1.105
0.15	1.2691
0.17	1.3964
0.2	1.4224
0.22	1.4271
0.3	1.3693
0.35	1.2338
0.4	1.236
0.45	1.1477
0.5	1.0553
0.55	0.9871
0.6	0.9424
0.7	0.9192
0.75	0.8783
0.8	0.8089
0.85	0.7489
0.9	0.6935
1	0.682
1.25	0.5863
1.5	0.5617
2	0.4837
3	0.2912
4	0.1814
5	0.0954
7.5	0.0240
10	0.0147

Elaborado por: Diego Barreno

Figura 40. Espectro Específico Determinista

Comparación entre el Espectro Específico Determinista para las estructuras del cantón Ambato sector La Merced ubicado en la Avenida Cevallos, Avenida Unidad Nacional, García Moreno y Vicente Maldonado, con el espectro dado por la NEC-15.

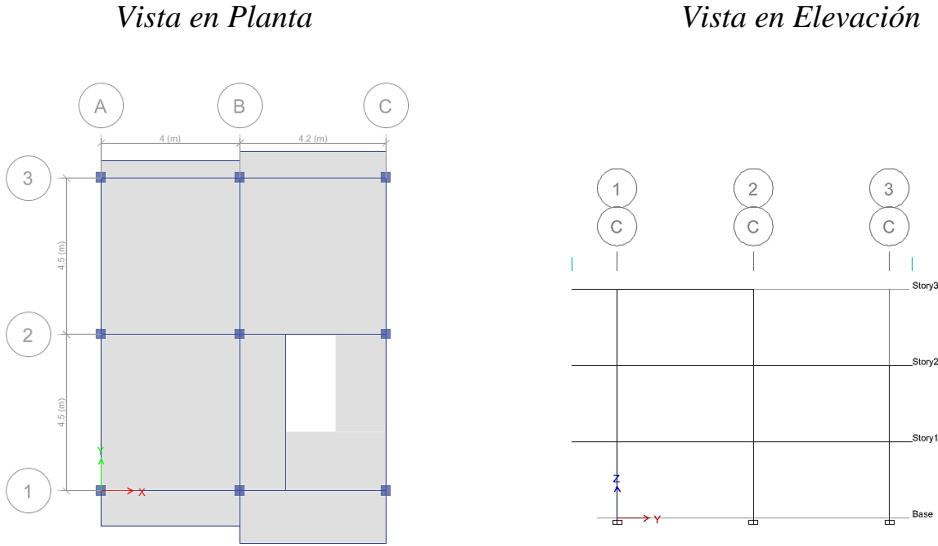


Elaborado por: Diego Barreno

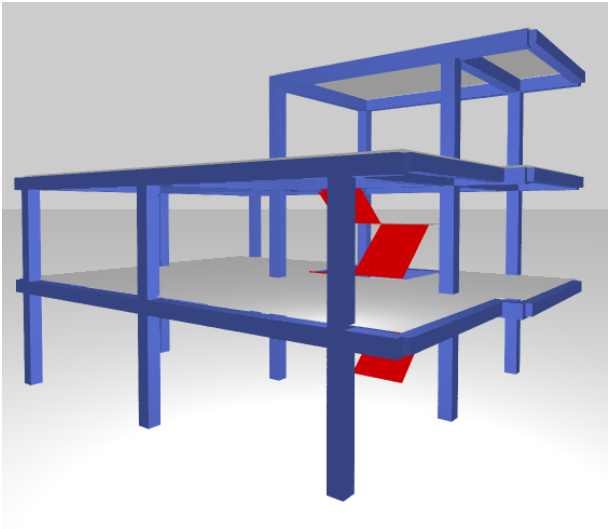
De los resultados se observa que en períodos de 0.13s – 0.42s, la aceleración del suelo probable supera a la aceleración que nos indica la NEC-15; algo similar ocurre durante el período de 1.47s- 3.4s.

4.2.8. Resultados Estructuras Tipo

Figura 41. Estructura Tipo 1



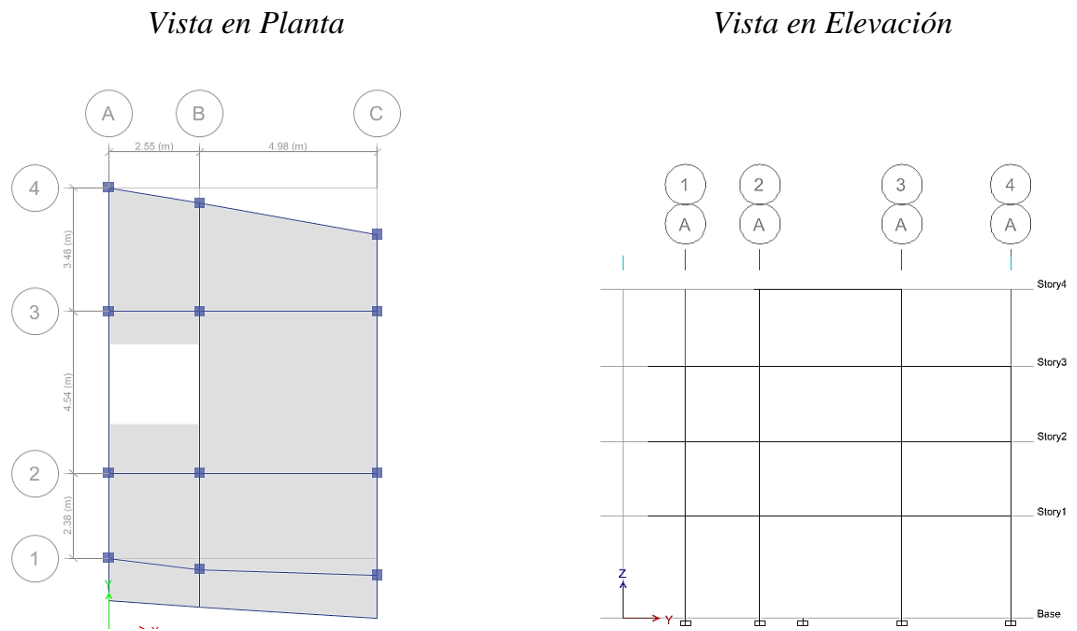
Vista en 3D



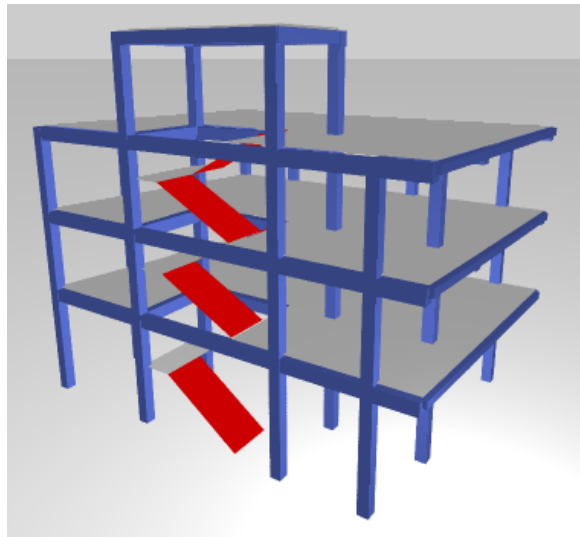
Fuente: ETABS

Elaborado por: Diego Barreno

Figura 42. Estructura Tipo 2



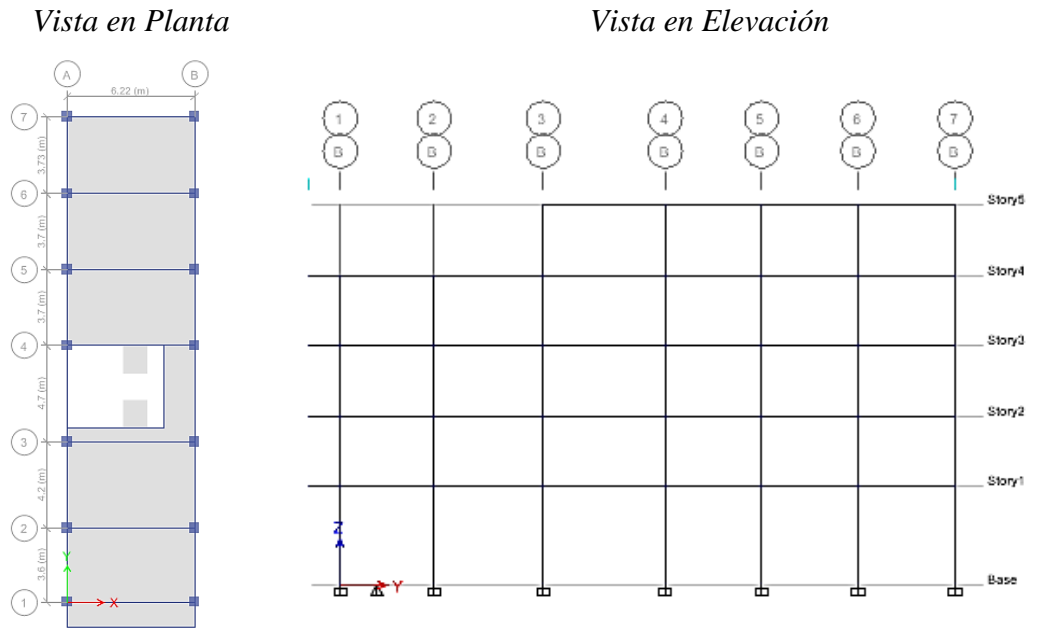
Vista en 3D



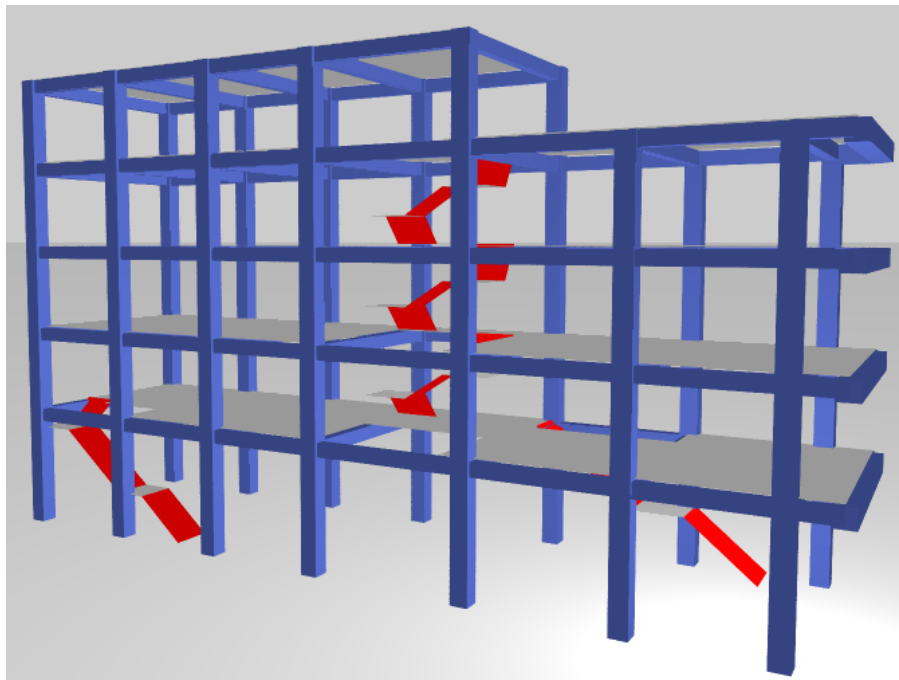
Fuente: ETABS

Elaborado por: Diego Barreno

Figura 43. Estructura Tipo 3



Vista en 3D



Fuente: ETABS

Elaborado por: Diego Barreno

Tabla 36. Periodos de Vibración

Primer período de vibración de la Estructura	
Estructura Tipo 1	
NEC-15	0.417 s
Espectro Específico	
Estructura Tipo 2	
NEC-15	0.573 s
Espectro Específico	
Estructura Tipo 3	
NEC-15	0.975 s
Espectro Específico	

Elaborado por: Diego Barreno

Tabla 37. Porcentaje del cortante basal V

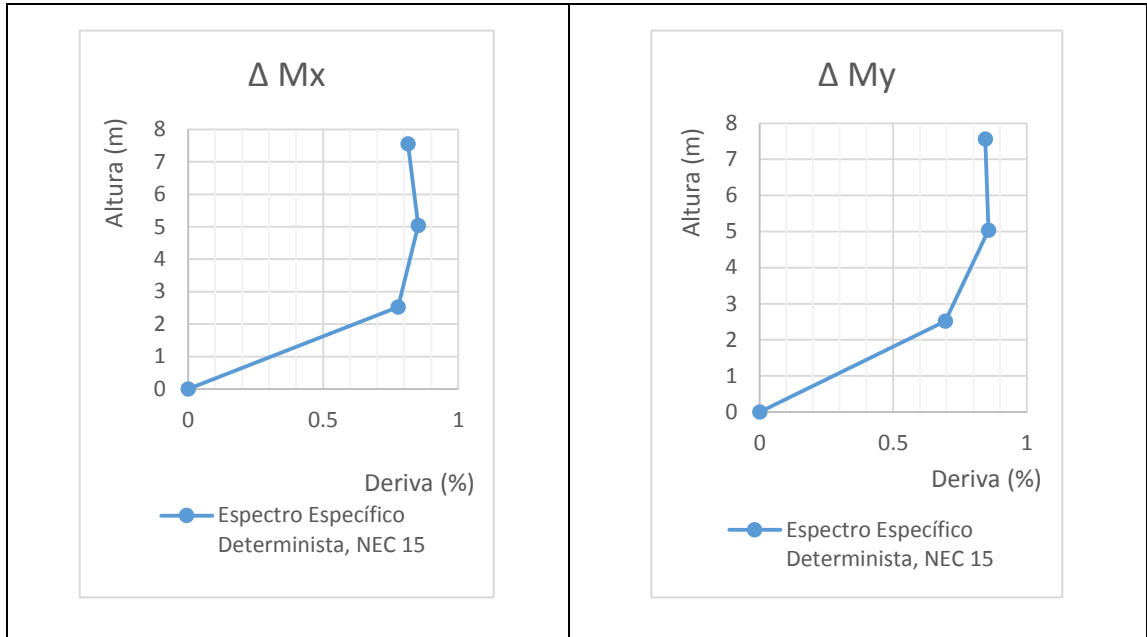
Porcentaje del cortante basal V		
Validación Análisis Dinámico en:	NEC-15	Espectro Específico
Estructura Tipo 1		
X	71.59 %	74.02 %
Y	66.60 %	69.16 %
Estructura Tipo 2		
X	75.97 %	71.06 %
Y	67.72 %	67.21 %
Estructura Tipo 3		
X	83 %	65.4 %
Y	95 %	90 %

Elaborado por: Diego Barreno

El valor del cortante basal V deber ser mínimo 80% para estructuras regulares y 85% para estructuras irregulares.

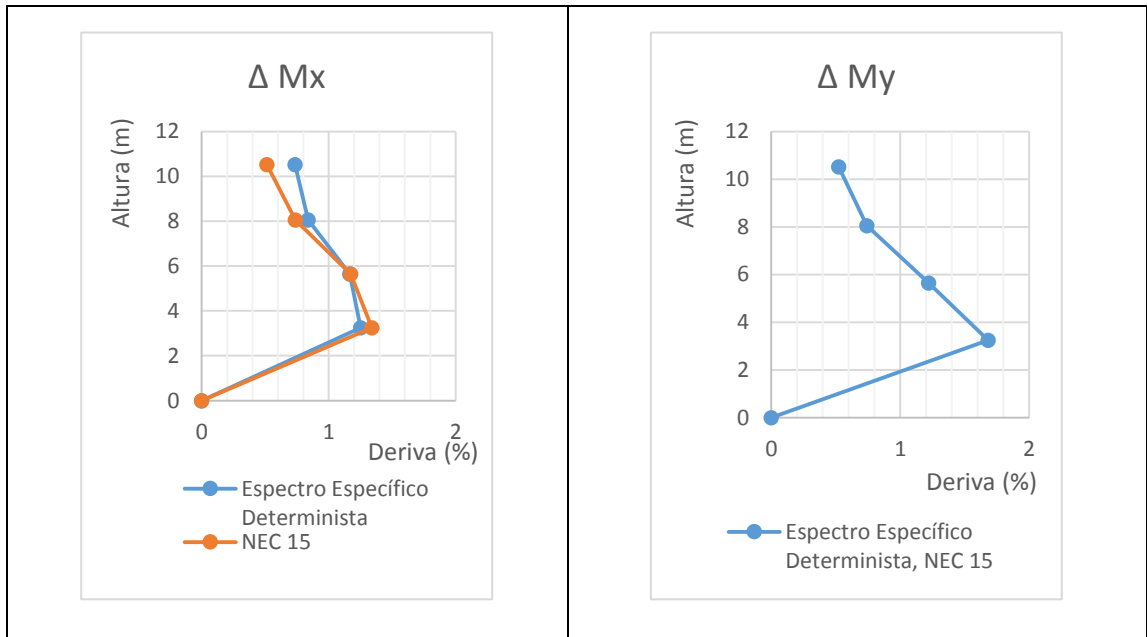
Solo la Estructura Tipo 3 en el sentido Y cumple con esta condición.

Figura 44. Derivas de Piso Estructura Tipo 1



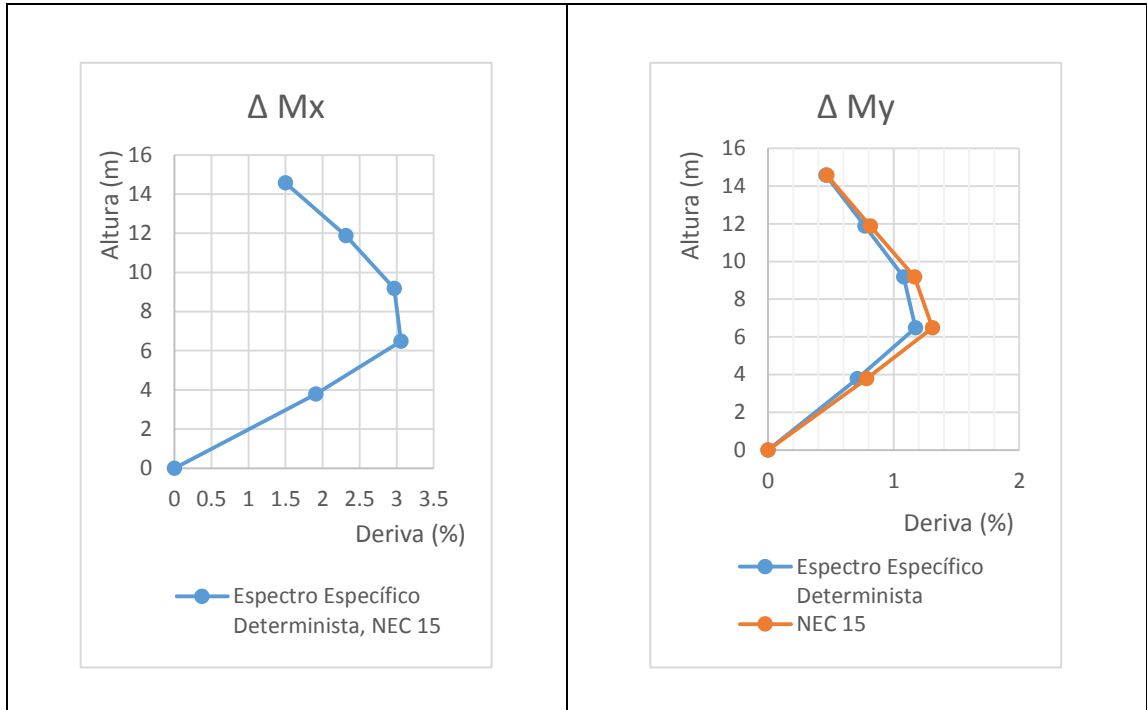
Elaborado por: Diego Barreno

Figura 45 Derivas de Piso Estructura Tipo 2



Elaborado por: Diego Barreno

Figura 46. Derivas de Piso Estructura Tipo 3



Elaborado por: Diego Barreno

Tabla 38. Derivas de Piso

Deriva de Piso		
	NEC-15	Espectro Específico
Estructura Tipo 1		
ΔMx	0.85 %	0.85 %
ΔMy	0.86 %	0.86 %
Estructura Tipo 2		
ΔMx	1.34 %	1.25 %
ΔMy	1.68 %	1.68 %
Estructura Tipo 3		
ΔMx	3.1 %	3.1 %
ΔMy	1.31 %	1.17 %

Elaborado por: Diego Barreno

El porcentaje máximo de la deriva de piso debe ser máximo 2%, la Estructura Tipo 3 no cumple con esta condición en el sentido x.

Tabla 39. Aceleración en función del período fundamental de vibración de la estructura

Sa (g) Reducido	
Estructura Tipo 1	
NEC-15	0.1486
Espectro Específico	0.1513
Estructura Tipo 2	
NEC-15	0.1837
Espectro Específico	0.1486
Estructura Tipo 3	
NEC-15	0.1315
Espectro Específico	0.1070

Elaborado por: Diego Barreno

Hay una mayor aceleración para la Estructura Tipo 1, ya el periodo fundamental de esta se encuentra en el intervalo de 0.1 a 0.42 segundos.

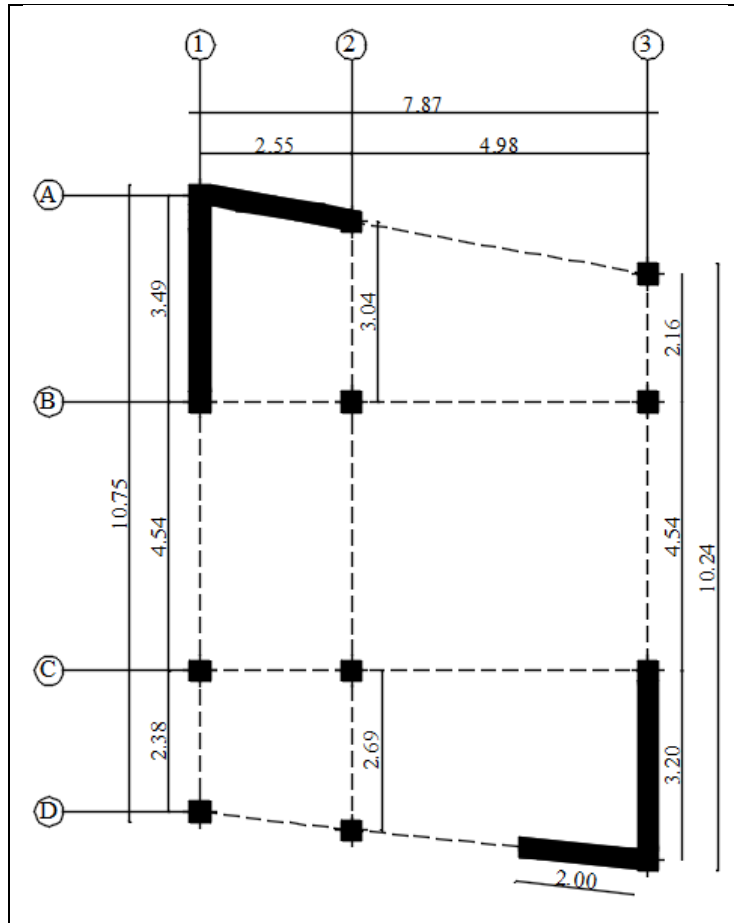
4.2.9. ESTABILIZACIÓN DE ESTRUCTURAS

Las estructuras Tipo 2 y Tipo 3 no cumplen con los parámetros establecidos en la NEC-15.

Estructura Tipo 2

Debido a su configuración estructural presenta problemas de torsión en su primer y segundo modo de vibración, ya que el porcentaje de torsión es mayor al 30%, por lo tanto, para solucionar este problema se necesita muros de corte.

Figura 47. Estructura Tipo 2 estabilizada con muros de corte

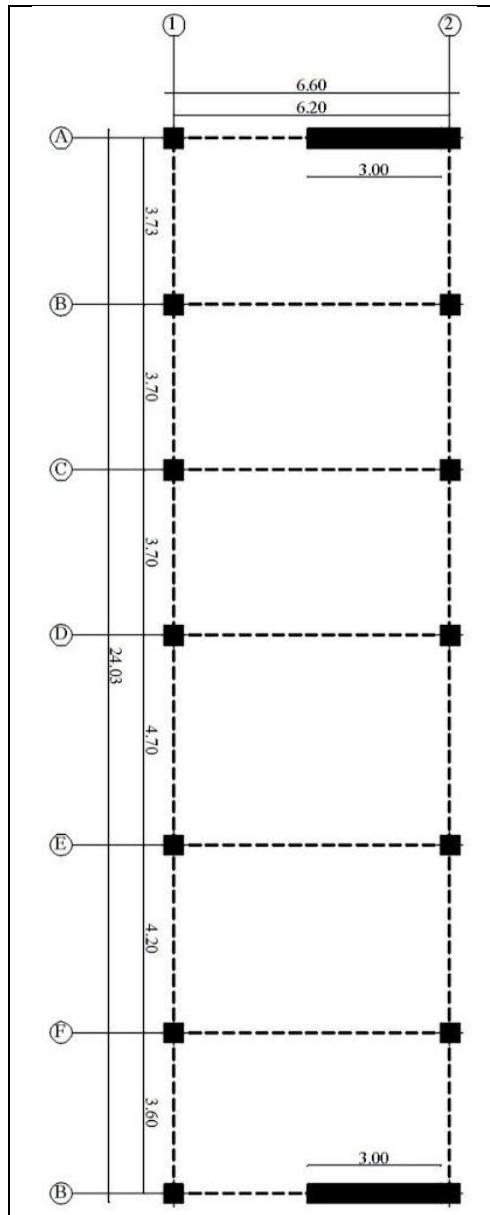


Elaborado por: Diego Barreno

Estructura Tipo 3

Para su estabilización se necesitan muros de corte, ya que excede el 2% que es el máximo admisible para derivas de piso y el porcentaje de torsión es mayor al 30% en el primer y segundo modo de vibración.

Figura 48. Estructura Tipo 3 estabilizada con muros de corte



Elaborado por: Diego Barreno

Tabla 40. Periodos de Vibración

Primer período de vibración de las Estructuras Estabilizadas	
Estructura Tipo 2	
NEC-15	0.21 s
Espectro Específico	
Estructura Tipo 3	
NEC-15	0.58 s
Espectro Específico	

Elaborado por: Diego Barreno

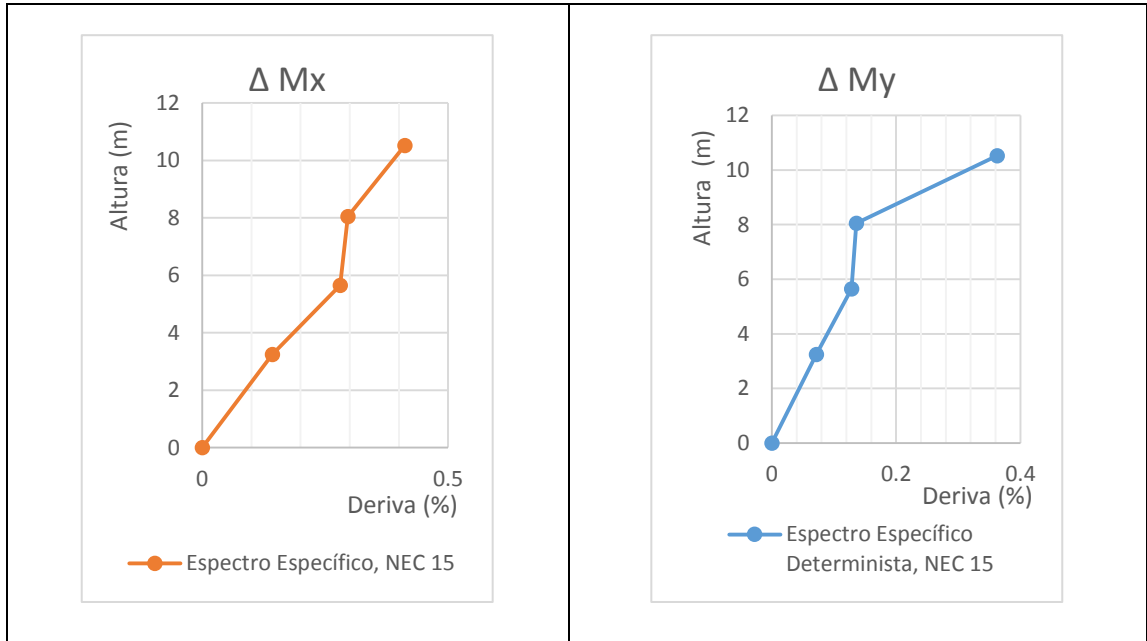
Tabla 41. Porcentaje del cortante basal V

Porcentaje del cortante basal V		
Validación Análisis Dinámico en:	NEC-15	Espectro Específico Determinista
Estructura Tipo 2		
X	85 %	85 %
Y	85 %	85 %
Estructura Tipo 3		
X	85 %	85 %
Y	95 %	90 %

Elaborado por: Diego Barreno

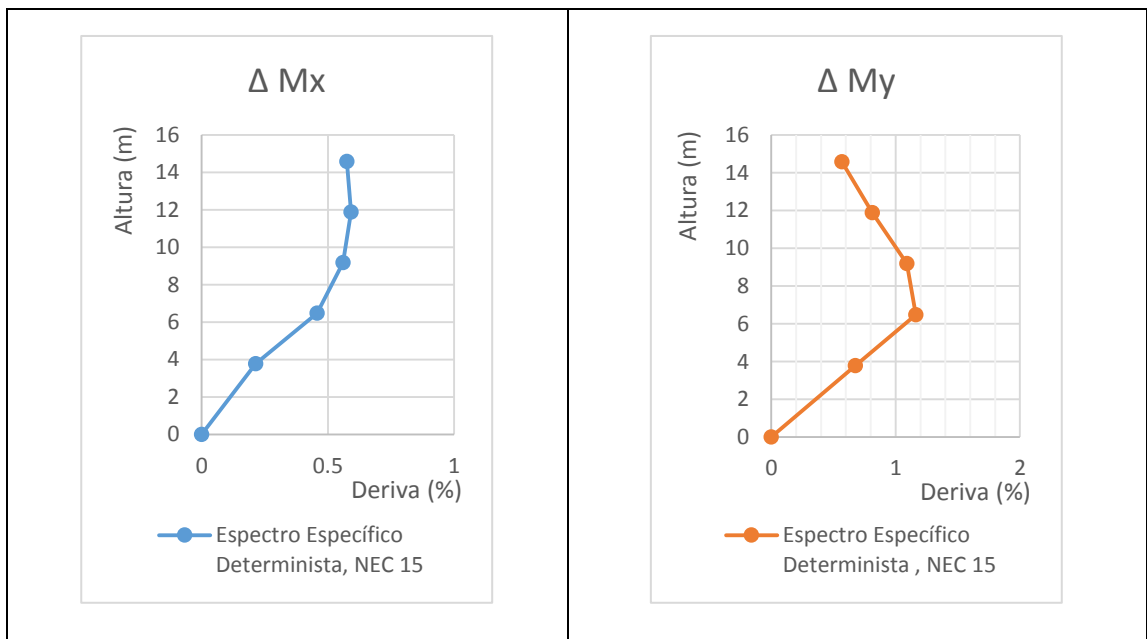
Con la implementación de muros de corte el cortante basal V para la estructura Tipo 2 cumple con el porcentaje requerido para estructuras irregulares del 85%, lo mismo sucede con la estructura Tipo 3, al ser estabilizada con muros de corte, cumple con el cortante basal V para estructuras regulares

Figura 49. Derivas de Piso Estructura Tipo 2



Elaborado por: Diego Barreno

Figura 50. Derivas de Piso Estructura Tipo 3



Elaborado por: Diego Barreno

Tabla 42. Derivas de Piso

Deriva de Piso		
	NEC-15	Espectro Específico Determinista
Estructura Tipo 2		
ΔM_x	0.55 %	0.63 %
ΔM_y	0.84 %	0.87 %
Estructura Tipo 3		
ΔM_x	0.59 %	0.76 %
ΔM_y	1.16 %	1.16 %

Elaborado por: Diego Barreno

El porcentaje máximo de la deriva de piso debe ser máximo 2%, la Estructura Tipo 3 no cumple con esta condición en el sentido x.

Tabla 43. Aceleración en función del período fundamental de vibración de la estructura

Sa (g) Reducido	
Estructura Tipo 2	
NEC-15	0.1837
Espectro Específico	0.2198
Estructura Tipo 3	
NEC-15	0.1315
Espectro Específico	0.1481

Elaborado por: Diego Barreno

4.3. VERIFICACIÓN DE HIPÓTESIS

De acuerdo a la hipótesis planteada anteriormente en esta investigación “El estudio del peligro sísmico determinista influye en el nivel de amenaza de las estructuras del cantón Ambato sector la Merced ubicado en la Avenida Cevallos, Avenida Unidad Nacional, García Moreno y Vicente Maldonado” se determinó que la envolvente de los espectros de aceleración calculados mediante las ecuaciones de atenuación genera mayores aceleraciones y supera al espectro de la norma en un intervalo de periodos de vibración de 0.13 a 0.42 y 1.47 a 3.4 segundos.

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. CONCLUSIONES

- La velocidad media de la onda de cortante es de 276.93 m/s, lo que da como resultado que el sector en estudio tiene un suelo que corresponde al perfil tipo D.
- La falla geológica cercana de mayor magnitud de momento calculada es la de Samanga con Mw: 6.9, pero las fallas que presentan mayor respuesta sísmica son las de Ambato por estar más próxima al lugar de estudio, y la falla de subducción que tiene registrada una Mw: 8.9 por su mayor longitud.
- El Espectro Específico Determinista tiene valores superiores de aceleración (S_a) en comparación con el espectro dado por la NEC-15, para estructuras que tengan un período fundamental de vibración dentro de un intervalo de 0.13 a 0.42 segundos, de igual manera en un intervalo de 1.47 a 3.40 segundos, llegando a un valor máximo de aceleración de 1.43g.
- Las estructuras Tipo 2 y Tipo 3 con el Espectro dado por la NEC-15 tienen una mayor deriva de piso en comparación con el Espectro Específico Determinista porque, su aceleración (S_a) es superior y la carga sísmica (V) es más alta.
- La estructura Tipo 1 con el Espectro Específico Determinista presenta una mayor aceleración (S_a) en función del período fundamental de vibración de la estructura, porque se encuentra dentro del rango de 1.47 a 3.40 segundos en el que es superior al espectro de la NEC-15.

5.2. RECOMENDACIONES

- Es importante que Ambato cuente con un mapa de microzonificación de suelos de acuerdo a la NEC-15, además de un mapa de isoaceleraciones Vs30 para peligro sísmico.
- Al pasar el tiempo se siguen generando nuevos modelos para interpretar el movimiento de los suelos, se debe usar estos avances científicos para el uso en Ecuador.
- Se recomienda utilizar un Espectro Especifico Determinista para todo tipo de estructuras.
- Se debería tener una mejor caracterización de las fallas tectónicas en Ambato debido que no existe datos como ancho de la falla, ángulos de buzamiento y profundidad de la falla, para poder caracterizar mejor cada uno de los parámetros utilizados en los diferentes modelos.

C. MATERIALES DE REFERENCIA

1. BIBLIOGRAFÍA

- [1] Wikipedia. Terremoto de Ambato de 1949. En línea. Disponible: https://es.wikipedia.org/wiki/Terremoto_de_Ambato_de_1949
- [2] Obando, T. (2016). Microzonificación sísmica. En línea. Disponible: <http://www.monografias.com/trabajos-pdf2/microzonificacion-sismica/microzonificacion-sismica.pdf>
- [3] Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2015
- [4] Wikipedia. Cinturón de Fuego del Pacífico. En línea. Disponible: https://es.wikipedia.org/wiki/Cintur%C3%B3n_de_Fuego_del_Pac%C3%A9fico
- [5] Araos, O. (2011). El Cinturón de Fuego del Pacífico. En línea. Disponible: <http://www.araosguzman.org/2011/06/cinturon-fuego-pacifico-oscar-araos.html>
- [6] Quinde, P y Reinoso, E. (2016). Estudio de peligro sísmico de Ecuador y propuesta de espectros de diseño para la ciudad de Cuenca. En línea. Disponible: <http://www.smis.mx/index.php/RIS/article/view/RIS-94-1>
- [7] La Hora. (2002). Ambato Necesita identificar zonas de alto riesgo. En línea. Disponible: <https://lahora.com.ec/noticia/1000077460/ambato-necesita-identificar-zonas-de-alto-riesgo>
- [8] Vargas, Y. (2013). Análisis estructural estático y dinámico probabilista de edificaciones de hormigón armado. Aspectos metodológicos y aplicaciones a

la evaluación del daño. En línea. Disponible:
<http://upcommons.upc.edu/handle/2117/94966>

[9] Quizanga, D. (2015). Espectros específicos para la ciudad de Quito en función de fallas ciegas inversas. Escuela Politécnica Nacional del Ecuador. En línea. Disponible:

<https://www.google.com.ec/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&source=web&c%20d=8&cad=rja&uact=8&ved=0ahUKEwiri7ac8eDNAhUIFR4KHcfMDU0QFggvMAc&url=http%3A%2F%2Fbibdigital.epn.edu.ec%2Fbitstream%2F15000%2F11856%2F1%2FCD-6563.pdf&usg=AFQjCNHtomV51x5RKzGy04bwTFpPWJJWLg&bvm%20=%20bv.%20126130881,d.dmo>

[10] Wikipedia. Placa de Nazca. En línea. Disponible:
https://es.wikipedia.org/wiki/Placa_de_Nazca

[11] Dávila, R. (2011). Sismología. En línea. Disponible:
<http://www.geociencias.unam.mx/~ramon/sismo/IntroSism.pdf>

[12] Vidal, F. Los Terremotos y sus Causas. En línea. Disponible:
[http://www.dipalme.org/Servicios/Anexos/anexosiea.nsf/VAnexos/IEA-ETA-C1/\\$File/ETA-C1.pdf](http://www.dipalme.org/Servicios/Anexos/anexosiea.nsf/VAnexos/IEA-ETA-C1/$File/ETA-C1.pdf)

[13] La Ciencia Evolucion, Causas y tipos de terremotos. En línea. Disponible:
<https://joaquinraul22.wordpress.com/2012/06/09/causas-y-tipos-de-terremotos/>

[14] Moreno, J y Alfaro, A. (2000). De los Microsismos a los Microtemblores. En línea. Disponible:
http://www.ciees.org/doc_estudios/2000_moreno_alfaro.pdf

- [15] Tarbuck, E y Lutgens, F. (2005). Ciencias de la Tierra. En línea. Disponible: <http://www.osop.com.pa/wp-content/uploads/2014/04/TARBUCK-y-LUTGENS-Ciencias-de-la-Tierra-8va-ed.-1.pdf>
- [16] Taípe, L. (2013). Análisis de las ecuaciones de predicción de movimiento de suelo para el Ecuador utilizando datos registrados durante el periodo 2000-2011 en estaciones sísmicas de banda ancha y acelerógrafos. En línea. Disponible: <http://bibdigital.epn.edu.ec/bitstream/15000/6447/1/CD-4961.pdf>
- [17] Aguiar, Z. Análisis de Peligro Sísmico y Estimado del movimiento Sísmico de diseño. En línea. Disponible: https://www.researchgate.net/publication/237684107_ANALISIS_DE_PELIGRO_SISMICO_Y_ESTIMADO_DEL_MOVIMIENTO_SISMICO_DE_DISEÑO
- [18] Wells, Coppersmith. (Agosto, 1994). Nuevas relaciones empíricas entre la magnitud, longitud de rotura, ancho de rotura, ruptura de la zona, y desplazamiento de la superficie. En línea. Disponible: <http://citeseerx.ist.psu.edu/viewdoc/download?doi=10.1.1.527.9732&rep=rep1&type=pdf>
- [19] Moncayo M, Velasco G, Mora C, Montenegro M, Cordova J. (2017). Terremotos mayores a 6.5 en escala Richter ocurrido en Ecuador desde 1900 hasta 1970. En línea. Disponible: <http://www.redalyc.org/html/467/46753192005/>
- [20] Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional. (2013). En línea. Disponible: <http://www.igepn.edu.ec/cayambe/805-terremoto-del-5-de-agosto-de-1949>

- [21] NTE INEN 0689. En línea. Disponible: <https://archive.org/details/ec.nte.0687.1982>
- [22] Kirar, B., Maheshwari, B., Muley, P. (2016). Correlation Between Shear Wave Velocity (Vs) and SPT Resistance (N) for Roorkee Region. En línea. Disponible: <https://link.springer.com/article/10.1007/s40891-016-0047-5>
- [23] Boore,D., Atkinson, M. Ecuaciones de predicción de movimiento del suelo para el componente horizontal promedio de PGA, PGV y PSA amortiguado al 5% en períodos espectrales entre 0,01 s y 10,0 s. En línea. Disponible: <http://citeseerx.ist.psu.edu/viewdoc/download?doi=10.1.1.76.2217&rep=rep1&type=pdf>
- [24] Akkar,S., Bommer, J.J.(2010). Ecuaciones empíricas para la predicción de PGA, PGV y aceleraciones espectrales en Europa, la región mediterránea y Oriente Medio. En línea. Disponible: <https://pubs.geoscienceworld.org/ssa/srl/article-abstract/81/2/195/143661>
- [25] Kanno, T., Narita, A., Morikawa, N., Fujiwara, H., Fukushima Y. (2006). Una nueva relación de atenuación para el movimiento del suelo fuerte en Japón basado en datos registrados. En línea. Disponible: <https://pubs.geoscienceworld.org/ssa/bssa/article-abstract/96/3/879/146775/a-new-attenuation-relation-for-strong-ground?redirectedFrom=fulltext>
- [26] Young, R.R., Chiou, S.-J., Silva, W.J., y Humphery, J.R. (1997). Relaciones Fuertes de atenuación de movimiento en tierra para los terremotos de la zona de subducción. En línea. Disponible: <http://www.pacificengineering.org/GM%20Attenuation/Strong%20GM%20Attenuation.pdf>

- [27] Zhao, J. X. Zhang, J., Asano, A., Ohno, Y., Oouchi, T., Takahashi, T., Ogawa, H., Irikura, K., Thio, H. K., Somerville, P. G., Fukushima, Y. (2006). Relaciones de atenuación del movimiento del suelo fuerte en Japón usando la clasificación del sitio basada en el periodo predominante. En línea. Disponible: http://www.science.earthjay.com/instruction/CR_eureka/2014_spring/FNR_66/activities/activity_06/lab_06/zhao_etal_2006_attenuation_relations_ground_motion_predominant_period.pdf
- [28] Crisafulli, F. Villafane, E. (2002). Espectro de respuesta y de diseño. En línea. Disponible: <http://blog.uca.edu.ni/estructuras/files/2011/02/espectros-de-respuesta-y-de-dise%C3%B1o.pdf>

2. ANEXOS

ANEXO A



Fotografía 1. Trípode



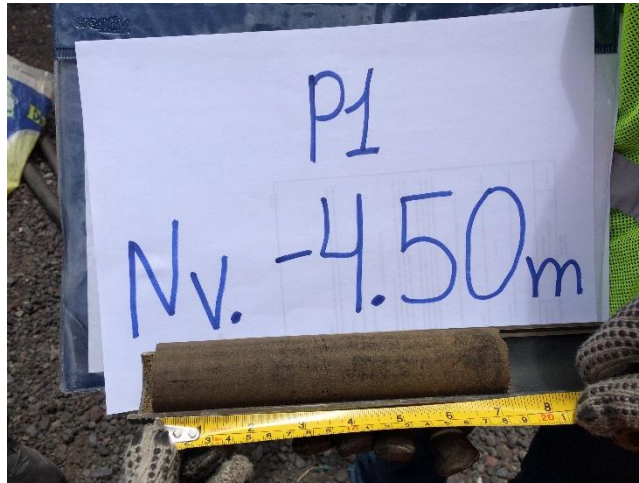
Fotografía 2. Martinete



Fotografía 3. Motor



Fotografía 4. Hincado de martinete



Fotografía 5. Suelo obtenido



Fotografía 6. Análisis de muestras de suelo

ANEXO B

B-1. Coeficientes de amplificación del sitio dependiendo del período

PERIODO	b lin	b1	b2
PGA	-0.36	-0.64	-0.14
0.01	-0.36	-0.64	-0.14
0.02	-0.34	-0.63	-0.12
0.03	-0.33	-0.62	-0.11
0.05	-0.29	-0.64	-0.11
0.075	-0.23	-0.64	-0.11
0.1	-0.25	-0.60	-0.13
0.15	-0.28	-0.53	-0.18
0.2	-0.31	-0.52	-0.19
0.25	-0.39	-0.52	-0.16
0.3	-0.44	-0.52	-0.14
0.4	-0.50	-0.51	-0.10
0.5	-0.60	-0.50	-0.06
0.75	-0.69	-0.47	0.00
1	-0.70	-0.44	0.00
1.5	-0.72	-0.40	0.00
2	-0.73	-0.38	0.00
3	-0.74	-0.34	0.00
4	-0.75	-0.31	0.00
5	-0.75	-0.29	0.00
7.5	-0.69	-0.25	0.00
10	-0.65	-0.22	0.00

Fuente: Modelo Boore y Atkinson (2008)

B-2. Coeficientes de escala de distancias (Mref=4.5 y Rref=1.0 km para todos los periodos, excepto Rref=5.0 km para pga4nl)

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

Fuente: Modelo Boore y Atkinson (2008)

B-3. Coeficientes de escala de magnitud

T	e1	e2	e3	e4	e5	e6	e7	Mh
PGA	-0.53804	-0.5035	-0.75472	-0.5097	0.28805	-0.10164	0	6.75
0.01	-0.52883	-0.49429	-0.74551	-0.49966	0.28897	-0.10019	0	6.75
0.02	-0.52192	-0.48508	-0.73906	-0.48895	0.25144	-0.11006	0	6.75
0.03	-0.45285	-0.41831	-0.66722	-0.42229	0.17976	-0.12858	0	6.75
0.05	-0.28476	-0.25022	-0.48462	-0.26092	0.06369	-0.15752	0	6.75
0.075	0.00767	0.04912	-0.20578	0.02706	0.0117	-0.17051	0	6.75
0.1	0.20109	0.23102	0.03058	0.22193	0.04697	-0.15948	0	6.75
0.15	0.46128	0.48661	0.30185	0.49328	0.1799	-0.14539	0	6.75
0.2	0.5718	0.59253	0.4086	0.61472	0.52729	-0.12964	0.00102	6.75
0.25	0.51884	0.53496	0.3388	0.57747	0.6088	-0.13843	0.08607	6.75
0.3	0.43825	0.44516	0.25356	0.5199	0.64472	-0.15694	0.10601	6.75
0.4	0.3922	0.40602	0.21398	0.4608	0.7861	-0.07843	0.02262	6.75
0.5	0.18957	0.19878	0.00967	0.26337	0.76837	-0.09054	0	6.75
0.75	-0.21338	-0.19496	-0.49176	-0.10813	0.75179	-0.14053	0.10302	6.75
1	-0.46896	-0.43443	-0.78465	-0.3933	0.6788	-0.18257	0.05393	6.75
1.5	-0.86271	-0.79593	-1.20902	-0.88085	0.70689	-0.2595	0.19082	6.75
2	-1.22652	-1.15514	-1.57697	-1.27669	0.77989	-0.29657	0.29888	6.75
3	-1.82979	-1.7469	-2.22584	-1.91814	0.77966	-0.45384	0.67466	6.75
4	-2.24656	-2.15906	-2.58228	-2.38168	1.24961	-0.35874	0.79508	6.75
5	-1.28408	-1.2127	-1.50904	-1.41093	0.14271	-0.39006	0	8.5
7.5	-1.43145	-1.31632	-1.81022	-1.59217	0.52407	-0.37578	0	8.5
10	-2.15446	-2.16137	-2.53323	-2.14635	0.40387	-0.48492	0	8.5

Fuente: Modelo Boore y Atkinson (2008)

ANEXO C

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

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

1.8	-7.2282	2.6682	-0.1706	-1.5427	0.0833	7.116
1.85	-7.2977	2.6757	-0.17	-1.5094	0.0766	7.3193
1.9	-7.3552	2.6775	-0.1693	-1.4699	0.0707	7.2599
1.95	-7.4072	2.6821	-0.1691	-1.4382	0.0653	7.2534
2	-7.504	2.71	-0.1713	-1.444	0.066	7.2606
2.05	-7.556	2.7274	-0.1729	-1.4579	0.0677	7.4032
2.1	-7.5346	2.7171	-0.1722	-1.4666	0.0694	7.4617
2.15	-7.5081	2.7104	-0.1721	-1.4968	0.0743	7.5127
2.2	-8.0917	2.9116	-0.1892	-1.5564	0.0843	7.7706
2.25	-8.1106	2.9209	-0.1904	-1.5954	0.0905	7.877
2.3	-8.1627	2.9333	-0.1916	-1.6046	0.0928	7.9175
2.35	-7.947	2.8533	-0.1854	-1.5743	0.0908	7.6196
2.4	-7.9668	2.8536	-0.1856	-1.5783	0.0929	7.5964
2.45	-7.9788	2.849	-0.1853	-1.5773	0.0943	7.5034
2.5	-7.884	2.8182	-0.1832	-1.6038	0.0989	7.5395
2.55	-7.681	2.7572	-0.1791	-1.6521	0.1068	7.6189
2.6	-7.7257	2.8204	-0.1872	-1.8878	0.1405	8.1225
2.65	-7.5329	2.7482	-0.1814	-1.8953	0.1436	7.9224
2.7	-7.4159	2.6901	-0.1763	-1.8704	0.1428	7.5
2.75	-7.3454	2.6535	-0.1731	-1.8608	0.1434	7.2667
2.8	-7.2456	2.6103	-0.1695	-1.8561	0.1444	7.1186
2.85	-7.0711	2.5612	-0.1662	-1.9042	0.1513	7.3628
2.9	-6.9933	2.527	-0.163	-1.897	0.1504	7.4504
2.95	-6.9567	2.5101	-0.1614	-1.9013	0.1508	7.6023
3	-6.9292	2.459	-0.1551	-1.768	0.1331	7.2195

Fuente: Akkar y Bommer 2010

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

b7	b8	b9	b10	σ1	σ2
0.0875	0.0153	-0.0419	0.0802	0.261	0.0994
0.0471	-0.0243	-0.0426	0.0865	0.272	0.1142
0.0267	-0.0006	-0.0491	0.0791	0.2728	0.1167
0.0258	0.017	-0.0418	0.0784	0.2788	0.1192
0.0656	0.0211	-0.021	0.0844	0.2821	0.1081
0.0981	0.0392	-0.0485	0.0858	0.2871	0.099
0.1285	0.0434	-0.0555	0.0922	0.2902	0.0976
0.1621	0.067	-0.0472	0.09	0.2983	0.1054
0.2122	0.092	-0.0515	0.099	0.2998	0.1101
0.2412	0.1168	-0.052	0.0994	0.3037	0.1123
0.2594	0.1356	-0.0428	0.0858	0.3078	0.1163
0.265	0.1445	-0.0426	0.0695	0.307	0.1274
0.2772	0.1516	-0.0385	0.0593	0.3007	0.143
0.2857	0.1524	-0.0342	0.0511	0.3004	0.1546
0.3035	0.1565	-0.0415	0.0466	0.2978	0.1626
0.3152	0.1633	-0.0405	0.0425	0.2973	0.1602
0.3215	0.1737	-0.0395	0.0337	0.2927	0.1584
0.3352	0.1848	-0.0379	0.0287	0.2917	0.1543
0.3485	0.1906	-0.0288	0.0248	0.2915	0.1521
0.3592	0.1941	-0.0221	0.025	0.2912	0.1484
0.3662	0.1952	-0.0227	0.0212	0.2895	0.1483
0.3728	0.1946	-0.0261	0.0112	0.2888	0.1465
0.3776	0.1942	-0.0266	0.0014	0.2896	0.1427
0.3815	0.194	-0.0209	0.0015	0.2871	0.1435
0.3812	0.1931	-0.0162	0.0041	0.2878	0.1439
0.3878	0.1939	-0.0183	0.0041	0.2863	0.1453
0.3886	0.1927	-0.019	-0.0037	0.2869	0.1427
0.3868	0.1908	-0.0184	-0.009	0.2885	0.1428
0.3863	0.1929	-0.0161	-0.0088	0.2875	0.1458
0.3829	0.1916	-0.0129	-0.0056	0.2857	0.1477
0.3787	0.1881	-0.0121	-0.0022	0.2839	0.1468
0.3727	0.1857	-0.0085	-0.0005	0.2845	0.145
0.3695	0.1815	-0.0053	-6E-05	0.2844	0.1457
0.3653	0.1762	-0.0085	-0.003	0.2841	0.1503
0.3594	0.173	-0.012	-0.0074	0.284	0.1537
0.3528	0.1695	-0.0139	-0.0139	0.284	0.1558
0.3478	0.1674	-0.014	-0.0149	0.2834	0.1582
0.3456	0.1673	-0.0153	-0.0119	0.2828	0.1592
0.3414	0.1633	-0.0156	-0.007	0.2826	0.1611

0.3372	0.1617	-0.0185	-0.0035	0.2832	0.1642
0.333	0.1584	-0.0226	-0.0049	0.2835	0.1657
0.3301	0.155	-0.0263	-0.0073	0.2836	0.1665
0.3265	0.1534	-0.0292	-0.0087	0.2832	0.1663
0.3244	0.1526	-0.0348	-0.0123	0.283	0.1661
0.3135	0.1443	-0.0399	-0.0193	0.283	0.1627
0.31	0.1443	-0.0416	-0.0232	0.283	0.1627
0.3083	0.1441	-0.0424	-0.0263	0.2829	0.1633
0.3207	0.1432	-0.0496	-0.0234	0.2815	0.1632
0.318	0.143	-0.0491	-0.0257	0.2826	0.1645
0.314	0.1432	-0.0481	-0.0264	0.2825	0.1665
0.311	0.1433	-0.0471	-0.0277	0.2818	0.1681
0.3088	0.1434	-0.0461	-0.0282	0.2818	0.1688
0.3112	0.1426	-0.0511	-0.0297	0.2838	0.1741
0.3094	0.1422	-0.0502	-0.0293	0.2845	0.1759
0.3069	0.1407	-0.0489	-0.0296	0.2854	0.1772
0.3064	0.1405	-0.0474	-0.0292	0.2862	0.1783
0.3053	0.1392	-0.0473	-0.0275	0.2867	0.1794
0.3051	0.1393	-0.0452	-0.0278	0.2869	0.1788
0.3036	0.1378	-0.042	-0.0262	0.2874	0.1784
0.2999	0.1358	-0.0386	-0.0249	0.2872	0.1783
0.2977	0.132	-0.0386	-0.0247	0.2876	0.1785

Fuente: Akkar y Bommer 2010

ANEXO D

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

PERIODO	a1	b1	c1	d1	ξ_1
0	0.56	-0.0031	0.26	0.0055	0.37
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	-0.004	0.75	0.0069	0.39
0.09	0.52	-0.0041	0.8	0.0071	0.4
0.1	0.52	-0.0041	0.85	0.0073	0.4
0.11	0.5	-0.004	0.96	0.0061	0.4
0.12	0.51	-0.004	0.93	0.0062	0.4
0.13	0.51	-0.0039	0.91	0.0062	0.4
0.15	0.52	-0.0038	0.89	0.006	0.41
0.17	0.53	-0.0037	0.84	0.0056	0.41
0.2	0.54	-0.0034	0.76	0.0053	0.4
0.22	0.54	-0.0032	0.73	0.0048	0.4
0.25	0.54	-0.0029	0.66	0.0044	0.4
0.3	0.56	-0.0026	0.51	0.0039	0.39
0.35	0.56	-0.0024	0.42	0.0036	0.4
0.4	0.58	-0.0021	0.26	0.0033	0.4
0.45	0.59	-0.0019	0.13	0.003	0.41
0.5	0.59	-0.0016	0.04	0.0022	0.41
0.6	0.62	-0.0014	-0.22	0.0025	0.41
0.7	0.63	-0.0012	-0.37	0.0022	0.41
0.8	0.65	-0.0011	-0.54	0.002	0.41
0.9	0.68	-0.0009	-0.8	0.0019	0.41
1	0.71	-0.0009	-1.04	0.0021	0.41
1.1	0.72	-0.0007	-1.19	0.0018	0.41
1.2	0.73	-0.0006	-1.32	0.0014	0.41
1.3	0.74	-0.0006	-1.44	0.0014	0.41
1.5	0.77	-0.0005	-1.7	0.0017	0.4
1.7	0.79	-0.0005	-1.89	0.0019	0.39
2	0.8	-0.0004	-2.08	0.002	0.39
2.2	0.82	-0.0004	-2.24	0.0022	0.38
2.5	0.84	-0.0003	-2.46	0.0023	0.38

3	0.86	-0.0002	-2.72	0.0021	0.38
3.5	0.9	-0.0003	-2.99	0.0032	0.37
4	0.92	-0.0005	-3.21	0.0045	0.38
4.5	0.94	-0.0007	-3.39	0.0064	0.38
5	0.92	-0.0004	-3.35	0.003	0.38

Fuente: Kanno 2006

ANEXO E

E-1. Relaciones de atenuación para aceleraciones espectrales de respuesta horizontal (amortiguación del 5%) para los terremotos de subducción para el suelo

PERIODO	C1	C2	C3	C*4	C*5	DE
0	0	0	-2.329	1.45	-0.1	0.65
0.075	2.4	-0.0019	-2.697	1.45	-0.1	0.65
0.1	2.516	-0.0019	-2.697	1.45	-0.1	0.65
0.2	1.549	-0.0019	-2.464	1.45	-0.1	0.65
0.3	0.793	-0.002	-2.327	1.45	-0.1	0.65
0.4	0.144	-0.002	-2.23	1.45	-0.1	0.65
0.5	-0.438	-0.0035	-2.14	1.45	-0.1	0.65
0.75	-1.704	-0.0048	-1.952	1.45	-0.1	0.65
1	-2.87	-0.0066	-1.785	1.45	-0.1	0.65
1.5	-5.101	-0.0114	-1.47	1.5	-0.1	0.7
2	-6.433	-0.0164	-1.29	1.55	-0.1	0.75
3	-6.672	-0.0221	-1.347	1.65	-0.1	0.85
4	-7.618	-0.0235	-1.272	1.65	-0.1	0.85

Fuente: Youngs 1997

ANEXO F

F-1. Coeficientes para las condiciones de origen y trayectoria

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

Fuente: Zhao 2006

F-2. Coeficientes para los términos de clase de sitio y error de predicción

CH	C1	C2	C3	C4	Ck	σ	τ	$\sigma\Gamma$
0.239	1.111	1.344	1.355	1.420	1.355	0.604	0.398	0.723
0.939	1.684	1.793	1.747	1.814	1.747	0.640	0.444	0.779
1.499	2.061	2.135	2.031	2.082	2.031	0.694	0.490	0.849
1.462	1.916	2.168	2.052	2.113	2.052	0.702	0.460	0.839
1.280	1.669	2.085	2.001	2.030	2.001	0.692	0.423	0.811
1.121	1.468	1.942	1.941	1.937	1.941	0.682	0.391	0.786
0.852	1.172	1.683	1.808	1.770	1.808	0.670	0.379	0.770
0.365	0.655	1.127	1.482	1.397	1.482	0.659	0.390	0.766
-0.207	0.071	0.515	0.934	0.955	0.934	0.653	0.389	0.760
-0.705	-0.429	-0.003	0.394	0.559	0.394	0.653	0.401	0.766
-1.144	-0.866	-0.449	-0.111	0.188	-0.111	0.652	0.408	0.769
-1.609	-1.325	-0.928	-0.620	-0.246	-0.62	0.647	0.418	0.770
-2.023	-1.732	-1.349	-1.066	-0.643	-1.066	0.653	0.411	0.771
-2.451	-2.152	-1.776	-1.523	-1.084	-1.523	0.657	0.410	0.775
-3.243	-2.923	-2.542	-2.327	-1.936	-2.327	0.660	0.402	0.773
-3.888	-3.548	-3.169	-2.979	-2.661	-2.979	0.664	0.408	0.779
-4.783	-4.410	-4.039	-3.871	-3.640	-3.871	0.669	0.414	0.787
-5.444	-5.049	-4.698	-4.496	-4.341	-4.496	0.671	0.411	0.786
-5.839	-5.431	-5.089	-4.893	-4.758	-4.893	0.667	0.396	0.776
-6.598	-6.181	-5.882	-5.698	-5.588	-5.698	0.647	0.382	0.751
-6.752	-6.347	-6.051	-5.873	-5.798	-5.873	0.643	0.377	0.745

Fuente: Zhao 2006

ANEXO G

G-1. Coeficientes para eventos interplaca

T	c1	c2	c3	c4	c5	c6	c7	σ	σ_1	σ_2
0.00	3.14	0.03525	0.00759	-0.00206	0.190	0.24	0.29	0.23	0.20	0.11
0.04	3.05	0.07052	0.01004	-0.00278	0.150	0.20	0.20	0.26	0.22	0.14
0.10	2.95	0.09841	0.00974	-0.00287	0.150	0.23	0.20	0.27	0.25	0.10
0.20	2.84	0.12386	0.00884	-0.0028	0.150	0.27	0.25	0.28	0.25	0.13
0.40	2.58	0.1477	0.00728	-0.00235	0.130	0.37	0.38	0.29	0.25	0.15
1.00	2.18	0.1345	0.00521	-0.0011	0.100	0.30	0.55	0.34	0.28	0.19
2.00	2.14	0.07148	0.00224	0	0.100	0.25	0.40	0.34	0.29	0.18
3.03	2.27	0.02237	0.00012	0	0.100	0.25	0.36	0.36	0.31	0.18

Fuente: Atkinson y Boore (2003)

ANEXO H

H-1. Valores utilizados en GMPEs

Boore y Atkinson (2008)				
	Rjb (km)	Mw	Tipo de falla	Vs30
Huachi	2.5	6.3	RS	276.93
Ambato	2.02	6.5	RS	277.93
Totoras	3.94	6.5	RS	278.93
Samanga	6.48	6.9	RS	279.93

Akkar y Bommer (2010)						
	Rjb (km)	Mw	Ss	SA	FN	FR
Huachi	2.5	6.3	1	0	0	1
Ambato	2.02	6.5	1	0	0	1
Totoras	3.94	6.5	1	0	0	1
Samanga	6.48	6.9	1	0	0	1

Kanno (2006)			
	X	Mw	e1
Huachi	6	6.3	0.5
Ambato	6	6.5	0.5
Totoras	6	6.5	0.5
Samanga	6	6.9	0.5

Youngs (1997)				
	R (km)	Mw	H (km)	Zt
Subducción	294	8.9	100	1

Zhao (2006)						
	x (km)	Mw	h (km)	hc (km)	Suelo	δh
Subducción	294	8.9	100	1	SC III	1

Atkinson y Boore (2003)						
	Rjb (km)	Mw	h (km)	Vs30	Δ	R
Subducción	294	8.9	50	276.93	147.65	328.99

Elaborado por: Diego Barreno