



UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

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

Tema:

**“ESTUDIO DEL PELIGRO SÍSMICO DETERMINISTA PARA LAS
ESTRUCTURAS DE AMBATO, DE LAS PARROQUIAS CELIANO MONGE
Y HUACHI LORETO UBICADO ENTRE LAS CALLES Av. LOS
CHASQUIS, Av. PICHINCHA, Av. QUIS QUIS Y CALLE ORIENTE”**

AUTOR: Edison Paúl Toapanta Azogue

TUTOR: Ing. Mg. Christian Medina

**Ambato – Ecuador
2018**

CERTIFICACIÓN DEL TUTOR.

Yo, Ing. Mg. Christian Medina, certifico que el presente trabajo bajo el tema: ESTUDIO DEL PELIGRO SÍSMICO DETERMINISTA PARA LAS ESTRUCTURAS DE AMBATO, DE LAS PARROQUIAS CELIANO MONGE Y HUACHI LORETO UBICADO ENTRE LAS CALLES Av. LOS CHASQUIS, Av. PICHINCHA, Av. QUIS QUIS Y CALLE ORIENTE, es autoría del Sr. Edison Paúl Toapanta Azogue, el mismo que ha sido realizado bajo mi supervisión y tutoría.

Es todo en cuanto puedo certificar en honor a la verdad.

Ing.Mg. Christian Medina

AUTORÍA

Yo, Edison Paúl Toapanta Azogue con C.I: 180446571-2, egresado de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica de la Universidad Técnica de Ambato, certifico por medio de la presente que el trabajo con el tema: ESTUDIO DEL PELIGRO SÍSMICO DETERMINISTA PARA LAS ESTRUCTURAS DE AMBATO, DE LAS PARROQUIAS CELIANO MONGE Y HUACHI LORETO UBICADO ENTRE LAS CALLES Av. LOS CHASQUIS, Av. PICHINCHA, Av. QUIS QUIS Y CALLE ORIENTE, es de mi completa autoría.

Ambato, agosto del 2018

Edison Paúl Toapanta Azogue

C.I: 180446571-2

DERECHOS DE AUTOR

Autorizo a la Universidad Técnica de Ambato, para que haga de este Trabajo Experimental o parte del mismo, 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 Técnica de Ambato, siempre y cuando esta reproducción no suponga una ganancia económica y se realice respetando mis derechos de autor.

Ambato, agosto del 2018

Autor

Edisson Paúl Toapanta Azogue

C.I: 180446571-2

APROBACIÓN DEL TRIBUNAL DE GRADO

Los miembros del tribunal examinador aprueban el informe de investigación, sobre el tema: “ESTUDIO DEL PELIGRO SÍSMICO DETERMINISTA PARA LAS ESTRUCTURAS DE AMBATO, DE LAS PARROQUIAS CELIANO MONGE Y HUACHI LORETO UBICADO ENTRE LAS CALLES Av. LOS CHASQUIS, Av. PICHINCHA, Av. QUIS QUIS Y CALLE ORIENTE”, del egresado Edison Paúl Toapanta Azogue, de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica.

Ambato, agosto del 2018

Para constancia firman

Ing. Mg. Jorge Cevallos

Ing. Mg. Carlos Navarro

DEDICATORIA

Como el mayor gesto de agradecimiento por todo el apoyo y amor que me han brindado, por nunca dejarme desmayar en los momentos más difíciles quiero dedicar este trabajo de grado a mis padres Héctor Toapanta y María Azogue, por ser uno de los pilares más fuertes en mi vida y por regalar el mejor de los regalos que pude tener también quiero dedicar este trabajo a mi hermana Irma Toapanta y a mi pequeña sobrina Victoria que desde el primer día que la vi a los ojos supe que llenaría mi vida de muchas alegrías.

AGRADECIMIENTO

En primer lugar, doy mis agradecimientos y la gloria a mi Dios que jamás me a dejado solo y me ha sabido acompañar en cada paso bueno y malo de este arduo camino, que jamás me dejo perder la fe y que siempre me hizo ver para adelante.

Luego quiero agradecer a mi familia que sin su apoyo y su amor nada de esto fuera posible, por ser el pilar más importante de mi vida.

Brindo mi profundo agradecimiento a mis profesores de la Faculta de Ingeniería Civil y Mecánica por compartir cada uno de sus conocimientos para con su servidor.

El mayor de mis agradecimientos al Ing.Mg. Christian Medina, uno de los mejores docentes y personas con la que cuenta mi querida facultad por su guía, por su apoyo y por su contribución en la elaboración de esta investigación.

A todos mis amigos los cuales me acompañaron en muchas aventuras, en ocurrencia de la vida, en arduos días de estudio y en días de celebración en todos los que me brindaron su apoyo.

ÍNDICE

A. PÁGINAS PRELIMINARES

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

B. TEXTO

CAPÍTULO I.....	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
2.1 FUNDAMENTACIÓN TEORICA.....	5
2.1.1 Tectónica de Placas.....	5
2.1.2 Peligro Sísmico	13
2.2 HIPÓTESIS.....	18
2.3 SEÑALAMIENTO DE VARIABLES DE LA HIPÓTESIS	18
2.3.1 Variable Dependiente.....	18
2.3.2 Variable Independiente	19
CAPÍTULO III.....	20
3.1 NIVEL O TIPO DE INVESTIGACIÓN.....	20
3.2 POBLACIÓN Y MUESTRA.....	20
3.3 OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES	22
3.3.1 Variable Independiente	22
3.3.2 Variable Dependiente.....	23
3.4 PLAN DE RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN	24
3.5 PLAN DE PROCESAMIENTO Y ANALISIS	25
CAPÍTULO IV.....	26
4.1 RECOLECCIÓN DE RESULTADOS	26
4.1.1 Régimen Tectónico	26
4.1.2 Marco geológico-geodinámico de Ecuador	26
4.1.3 Selección de fallas geológicas que afectan al área de estudio	30
4.1.4 Características del suelo.....	35
4.1.5 Velocidad media de la onda de cortante Vs30	50
4.1.6 Ecuaciones de atenuación para cortical intraplaca.....	64
4.1.7 Ecuaciones de atenuación para procesos de subducción.....	73
4.2 ANÁLISIS DE RESULTADOS	76

4.2.1 Magnitud de las fallas	76
4.2.2 Cálculo de espectros.....	77
4.2.3 Espectros de una falla para diferentes modelos de atenuación	89
4.2.4 Comparación entre los espectros calculados y el espectro de la NEC-2015	92
4.2.6 Espectro crítico comparado con espectro brindado por la NEC-2015.....	98
4.3 ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE ESTRUCTURAS TIPO EN EL ÁREA DE ESTUDIO	100
4.3.1 Análisis de Edificación tipo uno de un piso.....	101
4.3.2 Análisis de Edificación tipo dos de tres pisos.....	121
4.3.3 Análisis de Edificación tipo tres de cinco pisos.....	140
4.4 VERIFICACIÓN DE LA HIPOTESIS	158
CAPÍTULO V	159
5.1 CONCLUSIONES	159
5.2 RECOMENDACIONES	160

C. MATERIALES DE REFERENCIA

1. BIBLIOGRAFÍA.....	162
2. ANEXOS.....	165

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Operacionalización de la variable independiente.....	22
Tabla 2. Operacionalización de la variable dependiente.....	23
Tabla 3. Plan de recolección de información	24
Tabla 4. Fallas Geológicas	35
Tabla 5. Clasificación de suelos.....	35
Tabla 6. Clasificación SUCS de suelo para muestra #1	37
Tabla 7. Clasificación SUCS de suelo para muestra #2.....	38
Tabla 8. Clasificación SUCS de suelo para muestra #3.....	39
Tabla 9. Clasificación SUCS de suelo para muestra #4.....	40
Tabla 10. Clasificación SUCS de suelo para muestra #5.....	41
Tabla 11. Clasificación de los perfiles de Suelo	43
Tabla 12. Ensayo de penetración estándar SPT- Punto 1.....	45
Tabla 13. Ensayo de penetración estándar SPT- Punto 2.....	46
Tabla 14. Ensayo de penetración estándar SPT- Punto 3.....	47
Tabla 15. Ensayo de penetración estándar SPT- Punto 4.....	48
Tabla 16. Ensayo de penetración estándar SPT- Punto 5.....	49
Tabla 17. Ecuaciones para cálculo de velocidad de onda de corte	51
Tabla 18. Cálculo de la Velocidad de onda de corte 1 (V_{s1}).....	52
Tabla 19. Determinación de tipo de perfil en punto de ensayo 1.....	53
Tabla 20. Cálculo de la Velocidad de onda de corte 2 (V_{s2}).....	54
Tabla 21. Determinación de tipo de perfil en punto de ensayo 2.....	56
Tabla 22. Cálculo de la Velocidad de onda de corte 3 (V_{s3}).....	56
Tabla 23. Determinación de tipo de perfil en punto de ensayo 3.....	58
Tabla 24. Cálculo de la Velocidad de onda de corte 4 (V_{s4}).....	59
Tabla 25. Determinación de tipo de perfil en punto de ensayo 4.....	61
Tabla 26. Cálculo de la Velocidad de onda de corte 5 (V_{s5}).....	61
Tabla 27. Determinación de tipo de perfil en punto de ensayo 5.....	63
Tabla 28. Tabla resumen y determinación de V_s	64
Tabla 29. Coeficientes del tipo de suelo	71
Tabla 30. Coeficientes del tipo de falla.....	71
Tabla 31. Clasificación del tipo de suelo	76
Tabla 32. Magnitud de momento de fallas propuestas.....	77
Tabla 33. Datos para espectros en modelo Boore y Atkinson (2008).....	78
Tabla 34. Datos para espectros en modelo Sinan Akkar y Julian Bommer (2010).....	80
Tabla 35. Datos para espectros en modelo de Kanno (2006).....	82

Tabla 36. Cálculo de la profundidad (D) en km.....	82
Tabla 37. Datos para espectros en modelo de Zhao (2006)	84
Tabla 38. Datos para espectros en modelo de Youngs (1997).....	86
Tabla 39. Datos para espectros en modelo de Zhao(2006) para falla a subducción.	87
Tabla 40. Datos para el cálculo del espectro NEC-2015.	93
Tabla 41. Determinación del espectro determinista.	98
Tabla 42. Características de edificación de un piso.	101
Tabla 43. Factores para cálculo de los periodos límites de vibración para las estructuras	104
Tabla 44. Valores para cálculo de periodo de vibración fundamental.....	106
Tabla 45. Modos de vibración para la estructura tipo de 1 piso	107
Tabla 46. Modos de vibración para acumulación del 90% de la masa en la edificación de 1 piso.....	108
Tabla 47. Valores para cálculo del corte basal.....	109
Tabla 48. Análisis dinámico de estructura de un piso.....	114
Tabla 49. Derivas máximas elásticas e inelásticas para edificio tipo uno de un piso	117
Tabla 50. Derivas máximas elásticas e inelásticas para edificio tipo uno de un piso.	119
Tabla 51. Cálculo de irregularidad por torsión para espectro NEC-2015 y espectro DETERMINISTA.	121
Tabla 52. Características de edificación tipo dos de tres pisos	122
Tabla 53. Modos de vibración para la estructura tipo de 3 piso	125
Tabla 54. Modos de vibración para acumulación del 90% de la masa en la estructura.....	126
Tabla 55. Valores para cálculo del corte basal.....	127
Tabla 56. Análisis dinámico de estructura de tres pisos	132
Tabla 57. Análisis dinámico corregido para la edificación de estructura de tres piso	132
Tabla 58. Derivas máximas elásticas e inelásticas para edificio tipo dos de tres pisos.....	135
Tabla 59. Derivas máximas elásticas e inelásticas para edificio tipo dos de tres pisos.....	137
Tabla 60. Cálculo de irregularidad por torsión para espectro NEC-2015 y espectro DETERMINISTA.	139
Tabla 61. Características de edificación tipo tres de cinco pisos.	140
Tabla 62. Modos de vibración para la estructura tipo tres de 5 piso.....	143

Tabla 63. Modos de vibración para acumulación del 90% de la masa en la edificación de 5 pisos.....	144
Tabla 64. Valores para cálculo del corte basal.....	145
Tabla 65. Análisis dinámico de estructura de cinco pisos	150
Tabla 66. Análisis dinámico corregido para la edificación de estructura de cinco pisos.....	150
Tabla 67. Derivas máximas elásticas e inelásticas para edificio tipo uno de un piso	152
Tabla 68. Derivas máximas elásticas e inelásticas para edificio tipo tres de cinco pisos.....	155
Tabla 69. Cálculo de irregularidad por torsión para espectro NEC-2015 y espectro DETERMINISTA.	157

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Placas Tectónicas.....	6
Figura 2. Placas Tectónicas que conforman el planeta	6
Figura 3. Límites divergentes o dorsales.....	7
Figura 4. Límites convergentes o fosas.....	8
Figura 5. Límites o fallas transformantes.....	9
Figura 6. Tipos de fallas.....	11
Figura 7. Mapa de Zonificación Sísmica en Ecuador	15
Figura 8. Orto foto de vista de área de estudio	21
Figura 9. Configuración Tectónica del noroeste de Sudamérica	27
Figura 10. Esquema estructural simplificado de Ecuador de su Sismotectónica y	28
Figura 11. Fallas geológicas del Ecuador (Subducción).....	31
Figura 12. Fallas geológicas de Tungurahua.....	32
Figura 13. Fallas Ambato EC-344b	32
Figura 14. Fallas Totoras EC-345	33
Figura 15. Fallas Samanga EC-54.....	33
Figura 16. Fallas Huachi EC-344 ^a	34
Figura 17: Representación de resultados de ecuaciones para Vs1	53
Figura 18: Representación de resultados de ecuaciones para Vs2.....	55
Figura 19: Representación de resultados de ecuaciones para Vs3.....	58
Figura 20: Representación de resultados de ecuaciones para Vs4.....	60
Figura 21: Representación de resultados de ecuaciones para Vs5.....	63
Figura 22: Espectros de las fallas (Modelo Boore y Atkinson 2008)	78
Figura 23: Espectros de las fallas (Modelo Sinan Akkar y Julian Bommer (2010)	80
Figura 24: Espectros de las fallas (Modelo Kanno 2006).....	83
Figura 25: Espectros de las fallas (Modelo Zhao 2006)	85
Figura 26: Espectro de la falla (Modelo Youngs	86
Figura 27: Espectro de la falla (Modelo Zhao 2006)	88
Figura 28: Espectros de la falla Ambato	89
Figura 29: Espectros de la falla Totoras.....	90
Figura 30: Espectros de la falla Samanga	90
Figura 31: Espectros de la falla Huachi	91
Figura 32: Espectros de falla a subducción.....	92
Figura 33: Espectros de aceleración de la Falla de Ambato en relación a la NEC- 2015.....	93

Figura 34: Espectros de aceleración de la Falla de Totoras en relación a la NEC-2015.....	94
Figura 35: Espectros de aceleración de la Falla de Samanga en relación a la NEC-2015.....	95
Figura 36: Espectros de aceleración de la Falla de Huachi en relación a la NEC-2015.....	96
Figura 37: Espectros de aceleración de la Falla de Subducción en relación a la NEC-2015	97
Figura 38: Todos los Espectros en relación a la NEC-2015	98
Figura 39: Espectro Determinista Vs Espectro NEC-2015.....	100
Figura 40. Vista en planta de primera edificación tipo	102
Figura 41. Vista en elevación de primera edificación tipo.....	102
Figura 42: Determinación de aceleración	110
Figura 43: Cortante basal estático con espectro NEC-2015 y Determinista (sentido X y Y).....	111
Figura 44: Cortante basal dinámico con espectro NEC-2015 y Determinista (sentido X).....	113
Figura 45: Cortante basal dinámico con espectro NEC-2015 y Determinista (sentido Y).....	113
Figura 46: Derivas elásticas causados por los cortantes estáticos con espectro NEC-2015 y Determinista (sentido X).....	115
Figura 47: Derivas elásticas causados por los cortantes estáticos con espectro NEC-2015 y Determinista (sentido Y).....	116
Figura 48: Derivas elásticas causados por los cortantes dinámicos con espectro NEC-2015 y Determinista (sentido X).....	117
Figura 49: Derivas elásticas causados por los cortantes dinámicos con espectro NEC-2015 y Determinista (sentido Y).....	118
Figura 50. Valores máximos de deformación torsional	120
Figura 51. Vista en planta de segunda edificación tipo	122
Figura 52. Vista en elevación de segunda edificación tipo.....	123
Figura 53: Determinación de aceleración	128
Figura 54: Cortante basal estático con espectro NEC-2015 y Determinista (sentido X y Y).....	129
Figura 55: Cortante basal dinámico con espectro NEC-2015 y Determinista (sentido X).....	130
Figura 56: Cortante basal dinámico con espectro NEC-2015 y Determinista (sentido Y).....	131
Figura 57: Derivas elásticas causados por los cortantes estáticos con espectro NEC-2015 y Determinista (sentido X).....	133
Figura 58: Derivas elásticas causados por los cortantes estáticos con espectro NEC-2015 y Determinista (sentido Y).....	134

Figura 59: Derivas elásticas causados por los cortantes dinámicos con espectro NEC-2015 y Determinista (sentido X).....	135
Figura 60: Derivas elásticas causados por los cortantes dinámicos con espectro NEC-2015 y Determinista (sentido Y).....	136
Figura 61. Valores máximos de deformación torsional	138
Figura 62. Vista en elevación de tercera edificación tipo	140
Figura 63. Vista en elevación de tercera edificación tipo	141
Figura 64: Determinación de aceleración	146
Figura 65: Cortante basal estático con espectro NEC-2015 y Determinista (sentido X y Y).....	147
Figura 66: Cortante basal dinámico con espectro NEC-2015 y Determinista (sentido X).....	148
Figura 67: Cortante basal dinámico con espectro NEC-2015 y Determinista (sentido.....)	149
Figura 68: Derivas elásticas causados por los cortantes estáticos con espectro NEC-2015 y Determinista (sentido X).....	151
Figura 69: Derivas elásticas causados por los cortantes estáticos con espectro NEC-2015 y Determinista (sentido Y).....	151
Figura 70: Derivas elásticas causados por los cortantes dinámicos con espectro NEC-2015 y Determinista (sentido X).....	153
Figura 71: Derivas elásticas causados por los cortantes dinámicos con espectro NEC-2015 y Determinista (sentido Y).....	154
Figura 72. Valores máximos de deformación torsional	156

ÍNDICE DE ANEXOS

ANEXO A.....	165
Fotografía 1. Excavación de suelo vegetal.....	165
Fotografía 2. Colocación del martinete.....	165
Fotografía 3. Excavación de muestreo de suelo.....	166
Fotografía 4. Toma de muestreo	166
Fotografía 5. Obtención de muestra con tubo receptor.....	167
Fotografía 6. Muestra de suelo obtenida.....	167
Fotografía 7. Peso de la muestra de suelo.....	168
Fotografía 8. Muestra tamizando.....	168
Fotografía 9. Muestra tamizada.....	169
Fotografía 10. Muestra de suelo del área de estudio.....	169
ANEXO B.....	170
B-1. Coeficientes de ampliación del sitio dependiente del periodo.....	170
B-2 Coeficientes de escala de distancia ($M_{ref}=4.5$ y $R_{ref}=1.0$ km para todos los periodos, excepto $R_{ref}=5.0$ km para p_{ganl} de modelo de Boore y Atkinson).....	171
B-3. Coeficientes de escala de magnitud	172
ANEXO C.....	172
C-1 Coeficientes de las ecuaciones 1 y 2 para predicción de Pseudoaceleración espectral.....	172
C-2. Coeficientes de las ecuaciones 1 y 2 para la predicción Pseudoaceleración espectral.....	175
ANEXO D.....	177
D-1. Coeficientes de regresión para modelo de eventos poco profundos de espectros de respuesta de aceleración atenuada a PGA 5%	177
ANEXO E.....	178
E-1. Coeficientes para las condiciones de origen y trayectoria	178
E-2. Coeficientes para los términos de clase de sitio y error de predicción.....	179
ANEXO F.....	179
F-1. Relaciones de atenuación para aceleración espectral de respuesta horizontal (amortiguación del 5%) para terremotos de subducción.....	179

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

TEMA: “ESTUDIO DEL PELIGRO SÍSMICO DETERMINISTA PARA LAS ESTRUCTURAS DE AMBATO, DE LAS PARROQUIAS CELIANO MONGE Y HUACHI LORETO UBICADO ENTRE LAS CALLES Av. LOS CHASQUIS, Av. PICHINCHA, Av. QUIS QUIS Y CALLE ORIENTE”

Autor: Edison Paúl Toapanta Azogue

Tutor: Ing. Mg. Christian Medina

RESUMEN EJECUTIVO

El presente trabajo experimental tiene como objetivo evaluar el comportamiento del suelo de una región en específico de la zona urbana de la ciudad de Ambato ante la presencia de un evento sísmico a través de un análisis de peligro sísmico determinista aplicado en dicha área.

Para la realización de este análisis se tomaron a consideración los siguientes aspectos: Se caracterizó el régimen tectónico a través de la identificación de fallas geológicas cercanas a nuestra área de estudio, luego se llevó a cabo Ensayos de Penetración Estándar (SPT) en cinco puntos repartidos en nuestra región de estudio con el fin de analizar el tipo de suelo existente en dicha área, para posteriormente calcular la velocidad de onda de corte (V_{s30}).

Una vez obtenidos todos estos datos se los utilizó en 6 ecuaciones de predicción de movimiento de suelo brindadas por la Pacific Earthquake Engineering obteniendo así espectros de aceleración, con estos espectros se conformó un espectro envolvente determinista del sitio.

La envolvente del espectro determinista se comparó con el espectro obtenido mediante la Norma Ecuatoriana de la Construcción. Con los dos espectros obtenidos y mediante la ayuda de la utilización del programa ETABS nos permitió evaluar y analizar el comportamiento sísmico de tres estructuras tipo que se encuentran dentro de nuestra área de estudio.

De dicho estudio se obtuvo el siguiente resultado: que en la mayor parte de los periodos de una estructura el espectro obtenido por la NEC-2015 brinda mayores aceleraciones con la excepción de un rango de periodos comprendidos entre los 0.25 y 0.44 seg donde la aceleración del espectro determinista es mayor.

ABSTRACT

The objective of this experimental work is to evaluate the behavior of the soil of a specific region of the urban area of the city of Ambato in the presence of a seismic event through a deterministic seismic hazard analysis applied in said area.

To carry out this analysis the following aspects were taken into consideration: The tectonic regime was characterized through the identification of geological faults near our study area, then Standard Penetration Tests (SPT) were carried out in five points distributed in our study region in order to analyze the type of soil in that area, to later calculate the cutting wave velocity (V_{s30}).

Once all these data were obtained, they were used in 6 soil motion prediction equations provided by the Pacific Earthquake Engineering thus obtaining acceleration spectra, with these spectra a deterministic enveloping spectrum of the site was formed.

The envelope of the deterministic spectrum was compared with the spectrum obtained by the Ecuadorian Construction Standard. With the two spectra obtained and through the help of the use of the ETABS program, it allowed us to evaluate and analyze the seismic behavior of three type structures that are within our study area.

From this study, the following result was obtained: that in most periods of a structure, the spectrum obtained by the NEC-2015 provides greater accelerations with the exception of a range of periods between 0.25 and 0.44 sec, where the acceleration of the The deterministic spectrum is greater.

CAPÍTULO I

ANTECEDENTES

1.1 TEMA DEL TRABAJO EXPERIMENTAL

“Estudio del peligro sísmico determinista para las estructuras de Ambato, de las parroquias Celiano Monge y Huachi Loreto ubicado entre las calles av. Los chasquis, av. Pichincha, av. Quis Quis y calle oriente”

1.2 ANTECEDENTES

Según D. Alvarado y G. Valdebenito en su artículo científico acerca de Microzonificación Sísmica y Evaluación del Peligro Sísmico consideran: “que a causa de la muy elevada peligrosidad sísmica en la que se encuentra América del sur, se requiere de la necesidad de contar con estudios actualizados de peligro sísmico local en lugares de elevada sismicidad y con el fin de cuantificar los efectos que tiene en suelo a la respuesta sísmica, se tendrá que realizar un estudio de microzonificación, con la cual obtendremos las características dinámicas de los suelos”, también Según Ramírez P. y Vivallos J. consideran “que la microzonificación sísmica nos permitirá la obtención de una primera aproximación del comportamiento dinámico del suelo ante la presencia de un sismo, y de esta manera se podrá contar con un apoyo para los programas de ordenamiento y manejo territorial.” [1] [2]

Por otro lado según el Dr. Roberto Aguiar en su investigación sobre la Microzonificación sísmica de Quito considera: “las ciudades capitales han llegado casi a su límite en crecimiento horizontal y por lo tanto se han visto en la necesidad de construir grandes edificios, por lo tanto, el crecimiento vertical ya es una realidad y esto nos conlleva a contar con un mayor riesgo sísmico por la gran multitud de personas que están viviendo o van a vivir en edificaciones de gran altura, por estas

condiciones se dice que es fundamental que las grandes ciudades cuenten con un estudio de microzonificación sísmica y según un artículo publicado por la Agencia Pública de Noticias de Quito considera: que para los planes de ordenamiento territorial este tipo de estudios se convertirá en un insumo, también serán de gran importancia para la planificación del desarrollo. Con esta información podrán contar los profesionales de la construcción para que puedan analizar los datos y establecer los cálculos estructurales pertinentes y un diseño adecuado de las estructuras. Podemos decir que los sismos son poco predecibles que otros eventos naturales como los volcánicos y los eventos climáticos por dicho motivo es necesario trabajar en la prevención. Estos estudios determinan que lugares tienen que ser regularizados y cuáles no”. [3] [4]

Actualmente en la ciudad de Ambato se está llevando a cabo un estudio de microzonificación sísmica por parte de la Universidad Técnica de Ambato con el fin de aportar a la ciudad y a los profesionales de la construcción datos fidedignos para un mejor diseño en las estructuras sismo resistentes que a futuro se construirán y a obtener un mejor plan de ordenamiento territorial para el bienestar de la ciudad.

1.3 JUSTIFICACIÓN

Debido a los terremotos de gran magnitud que han causado catástrofes naturales significativas y debido al elevado número de víctimas en todo el mundo, la gran mayoría de países se ha dado la necesidad de realizar investigaciones con el fin de encontrar medidas que permitan reducir el efecto de los desastres sísmicos. [5]

Los terremotos de gran magnitud y más frecuentes son los de origen tectónico, que están relacionados a los movimientos de la litosfera terrestre. Se reconoce que los terremotos tienen como origen las roturas bruscas de la corteza terrestre que a su vez liberan casi instantáneamente energía acumulada en el interior de la tierra. [5]

El Ecuador está ubicado en la costa noroccidental de América del Sur, en el cinturón de fuego del Pacífico, con un área de 256.370 Km² y con poco más de 16 millones de

habitantes, ha sufrido 8 eventos sísmicos superiores a 6 grados en la escala de Richter, de 1906 a 2016, un promedio de 15 años ha separado a uno de otro evento sísmico. [6] En Ecuador la actividad sísmica es muy elevada, los sismos más significativos como el de 1906 que tuvo una magnitud de 8.8, colocándolo dentro de los eventos sísmicos más grandes de la historia. Salvo el sismo en agosto de 1997 en Bahía de Caráquez con una magnitud de 7.1, y que reveló ciertos problemas relacionados al diseño sismo resistente en Ecuador, en más de un siglo no han existido eventos catastróficos en el Ecuador, lo que ha provocado que no se dé la debida atención a esta problemática Si bien es cierto, existe una Norma Ecuatoriana de la Construcción, también lo es el hecho que los estudios acerca del tema en el país son escasos. [7]

Ecuador está ubicado dentro de un particular movimiento tectónico. Un sector del territorio forma parte de la micro placa denominada "Bloque andino", la cual pertenece a la placa Sudamericana. Esta micro placa, se encuentra en una interacción entre las placas de Nazca, Cocos y Caribe. El movimiento en esta zona se ha medido en un intervalo aproximado de 50-60 mm/año, mientras que, para la placa continental, el movimiento se encuentra entre 2 y 5 mm/año. Mientras que la región sur del Ecuador, se encuentra en interacción entre la placa Sudamericana y la placa de Nazca. Esta dinámica de placas ha producido que en el Ecuador se presenten tres diferentes inclinaciones de la subducción de la placa de Nazca en la placa Continental. [7]

El peligro sísmico en Ecuador está dado por dos tipos de fuentes sísmicas: subducción (interplaca e intraplaca), y de tipo corticales (superficiales). En las dos fuentes se da un proceso de acumulación y liberación de energía independiente. Los sismos interplaca (profundidad < 40 km) son los sismos que se generan por el roce entre la placa de Nazca que subduce bajo la placa Sudamericana a lo largo de su zona de convergencia. Los sismos intraplaca (profundidad entre 40 y 300 km) en cambio corresponden a los sismos de falla normal de profundidad intermedia, localizados dentro de la placa oceánica de Nazca que subduce bajo la placa continental Sudamericana. Los sismos corticales (profundidad < 40 km) corresponden a los sismos someros que ocurren dentro de la placa Sudamericana. [7]

La ciudad de Ambato ubicada a 2580msnm en la provincia de Tungurahua, ha sido testigo de eventos sísmicos los cuales provienen de dos fuentes diferentes: la tectónica (cortical y subducción) que pueden llegar a alcanzar magnitudes Mw de hasta 9.5 y la volcánica que genera magnitudes Mw menores a 3. [8]

Es por estas razones se ve la necesidad de contar con un estudio de peligro sísmico determinista que ayude a una mejor evaluación de la amenaza sísmica para el diseño apreciación de las estructuras y a una mejor programación de un plan de ordenamiento territorial en la ciudad de Ambato.

1.4 OBJETIVOS

1.4.1 OBJETIVO GENERAL:

Realizar el estudio de peligro sísmico determinista para las estructuras de Ambato, Parroquias Celiano Monge y Huachi Loreto ubicado entre las calles Av. Los Chasquis, Av. Pichincha, av. Quis quis y Calle Oriente.

1.4.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS:

- ✚ Seleccionar las fallas activas que abarcan el Régimen Tectónico en base al área de estudio.
- ✚ Establecer el espectro determinista de respuesta mediante ensayos y análisis a realizarse en el sitio.
- ✚ Comprobar el comportamiento estructural de las edificaciones tipo (3estructuras) que se encuentran en el sito a analizar
- ✚ Realizar un análisis comparativo entre los resultados obtenido con el espectro de la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015 y el espectro determinista.

CAPÍTULO II

FUNDAMENTACIÓN

2.1 FUNDAMENTACIÓN TEORICA

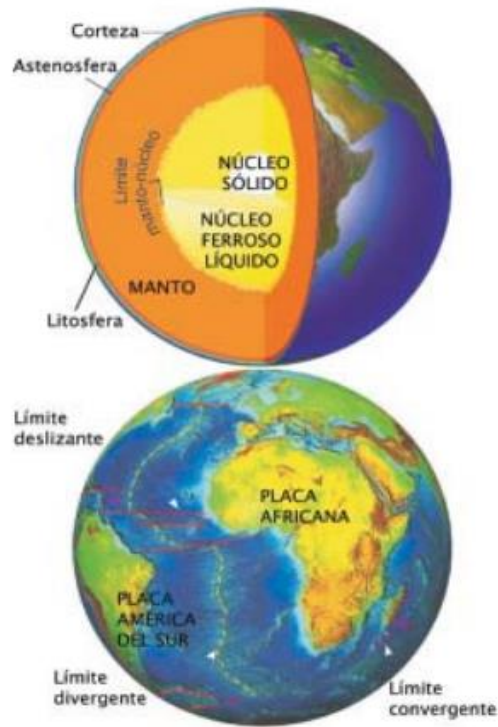
2.1.1 Tectónica de Placas

La teoría de la tectónica de placas explica la forma en que está formada la litosfera (la porción superior más fría y rígida de la Tierra). Esta teoría nos da una explicación de las placas tectónicas que forman la superficie de la tierra y a su vez de los desplazamientos sobre el manto terrestre que se observan entre ellas. Esta teoría también describe el movimiento de las placas, sus direcciones e interacciones. [9]

En términos generales la tectónica de placas es un concepto científico relativamente nuevo que fue introducido a comienzo de 1960, pero que ha revolucionado nuestro entendimiento de la dinámica del planeta en el que habitamos. [10]

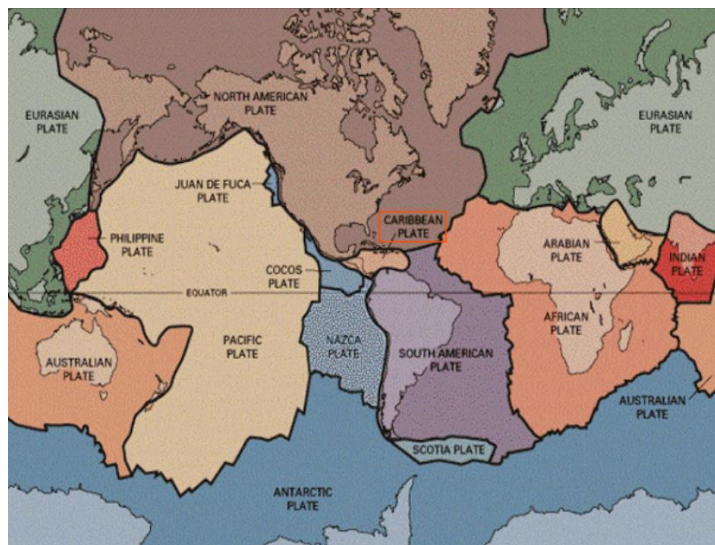
Al analizar la superficie terrestre con la ayuda de satélites especializados y mediciones geofísicas, observaremos que la litosfera está dividida en una serie de placas o losas de hasta 100 km de espesor, que se las ha nombrado como placas tectónicas. Dichas placas se pueden mover lateralmente, debido a que, en la profundidad, se deslizan sobre una capa viscosa denominada astenosfera. Se ha logrado establecer que estas presentan distintos tipos de límites laterales, de acuerdo con los procesos que ocurren a lo largo de ellos. De este modo, se distinguen límites o márgenes deslizantes, divergentes y convergentes. [11]

Figura 1. Placas Tectónicas, en la siguiente imagen se puede observar la conformación del planeta tierra



Fuente: Dr. Manuel A. Iturralde- Vinent. Tectónica de placas

Figura 2. Placas Tectónicas que conforman el planeta, podemos observar las diferentes placas tectónicas que conforman el planeta tierra



Fuente: Dr. Manuel A. Iturralde- Vinent. Tectónica de placas

Límites de placa

Tipos de límite de placa

Existen tres tipos según el movimiento de las placas:

Límites divergentes o dorsales: el movimiento es de separación.

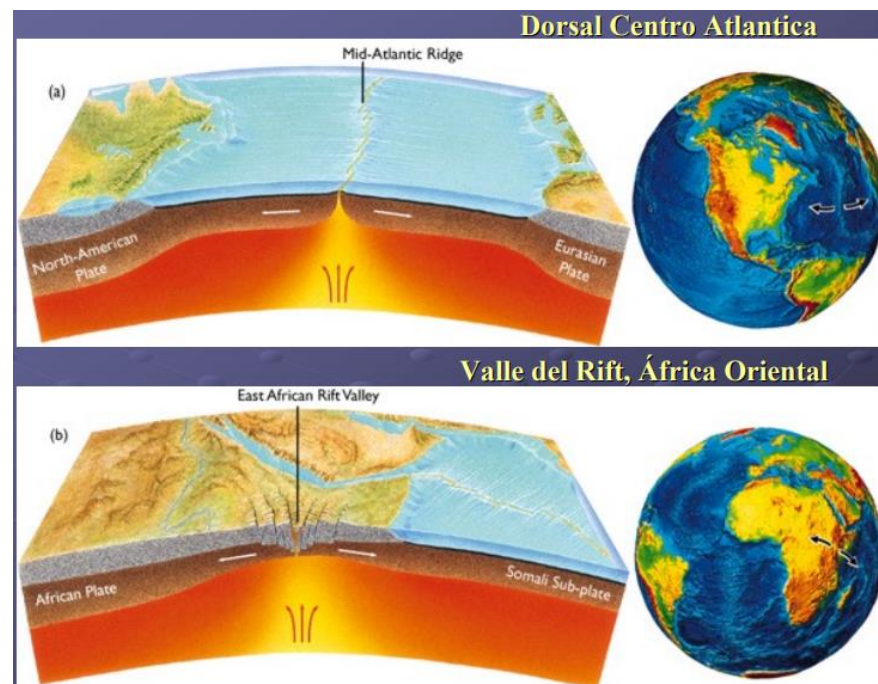
Límites convergentes o fosas: el movimiento es de aproximación.

Límites o fallas transformantes: el movimiento es paralelo. [12]

Límites divergentes o dorsales

Cuando el movimiento de las placas es de separación, se crea un "hueco" en la litosfera, aprovechado por rocas magmáticas para generar nueva corteza oceánica. También se lo nombra como zonas de Dorsal o límites constructivos. [12]

Figura 3. Límites divergentes o dorsales, en la siguiente imagen se representa el movimiento divergente de las placas en el planeta, estas placas se separan en direcciones opuestas



Fuente: Caballero Cecilia, Instituto geofísica UNAM. Tectónica de placas

Límites convergentes o fosas

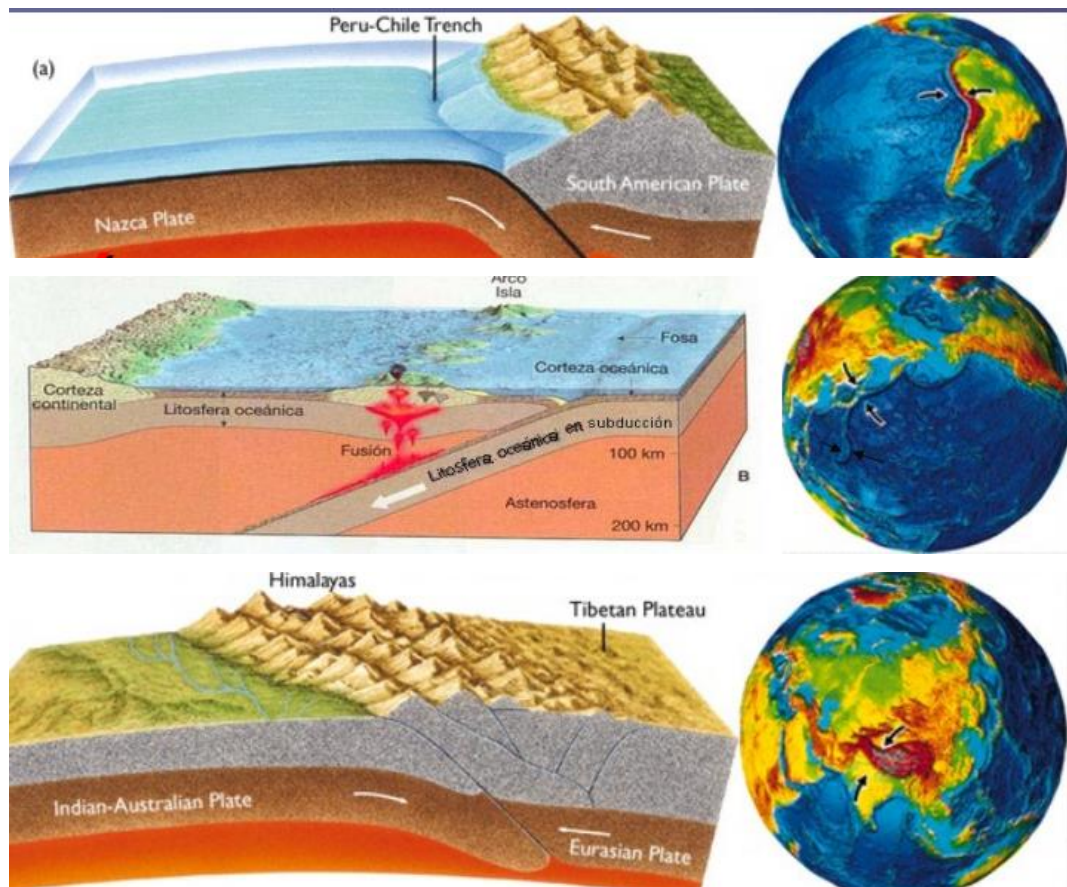
Estos tipos de límites se da cuando una de las placas (la más pesada) se introduce bajo la otra en un proceso que se denomina subducción. A estos límites también se los llama fosas, zonas de subducción y límites destructivos. Presentan intensa sismicidad y vulcanismo. [12]

Se puede encontrar tres tipos de convergencia de placas:

- Continental - Continental (Placa de la India y Euroasia),
- Oceánica - Continental (Placa de Nazca y Sudamérica)
- Oceánica - Oceánica (Placa de Nueva Guinea)

Figura 4. Límites convergentes o fosas, en la siguiente gráfica se representa los movimientos y límites convergentes de las placas tectónicas de la tierra.

Cuando convergen dos placas, una desciende bajo la otra.



Fuente: Caballero Cecilia, Instituto geofísica UNAM. Tectónica de placas

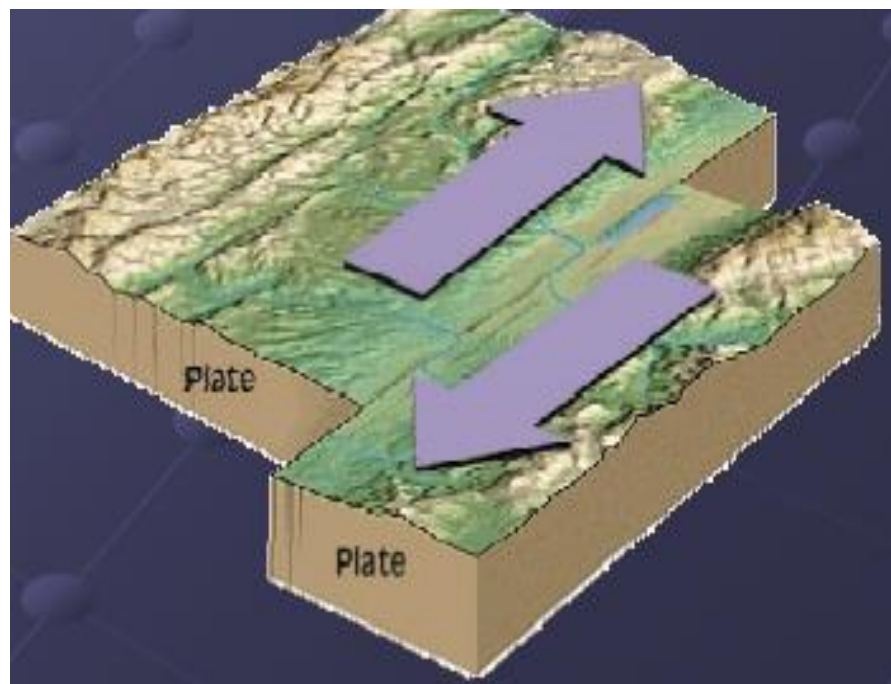
Límites o fallas transformantes

Hay zonas donde el movimiento de las placas es paralelo y de sentido contrario. Son conocidos también por zonas de falla transformante o límites transcurrentes. Presentan una muy alta sismicidad [12]

Los límites de transformación son reconocidos por diferencias en las mediciones magnéticas o por fallas visuales en la corteza terrestre. La Falla de San Andrés en California, Estados Unidos, es el ejemplo más famoso de este tipo de borde. [13]

Figura 5. Límites o fallas transformantes, en la siguiente figura se representa el movimiento de las fallas transformantes de las placas en el planeta.

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



Fuente: Caballero Cecilia, Instituto geofísica UNAM. Tectónica de placas

Terremotos

Un terremoto es un movimiento o vibración repentina a causa de la relajación brusca y súbita de energía, acumulada por deformación de la Litosfera, que se manifiesta en forma de ondas sísmicas, los tipos de terremotos pueden ser:

Terremotos tectónicos

Estos terremotos tienen su origen debido a la ruptura repentina y violenta de las rocas por efecto de la deformación que se ha acumulado. Existe una etapa previa de acumulación de la deformación elástica de la corteza terrestre debido al movimiento lento de las placas. Esto conlleva a una acumulación de esfuerzos hasta que supera la resistencia del material. Cuando esto sucede se produce una dislocación, los esfuerzos se suavizan repentinamente, una parte de la energía elástica se disipa en forma de calor y procesos no elásticos en la zona de ruptura y otra parte en forma de ondas sísmicas. [14]

Terremotos Volcánicos

Estos terremotos se producen en zonas donde la actividad volcánica es alta. Estos terremotos pueden ser: Tipo tectónico: Por ruptura de rocas debido a la deformación producida por los cambios de densidad en la zona. Explosivos Debido a la explosión de las zonas donde existe magma. [14]

Terremotos de colapso

Estos terremotos se deben al hundimiento de zonas con un estado local de esfuerzos diferentes al entorno debido a la existencia de cavidades o áreas con muy baja densidad con huecos sometidos a cargas, sobre todo verticales. [14]

Terremotos por impacto de meteoritos

No son frecuentes, pero han producido sacudidas violentas cuando el meteorito ha llegado hasta el suelo. [14]

Terremotos ligados a causas antrópicas

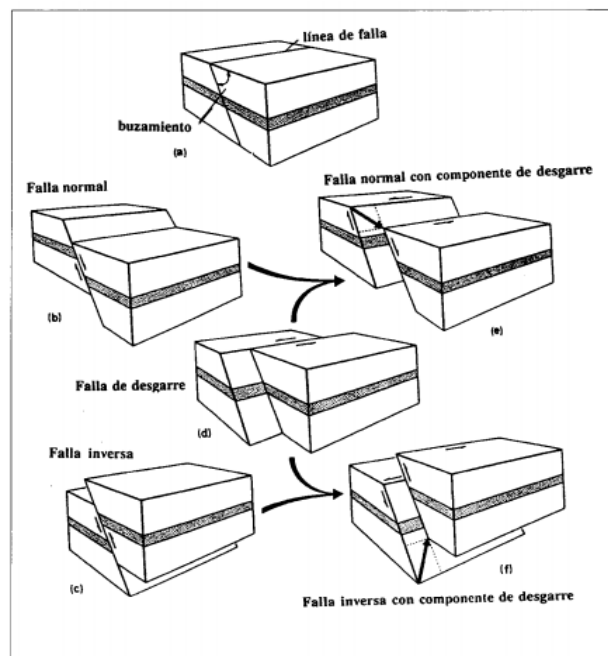
Estos terremotos, denominados también artificiales, se dan a consecuencia de diversas actividades humanas. [14]

FALLAS

Las fallas son fracturas que se dan en las rocas de la corteza terrestre los cuales producen desplazamientos de los bloques, estos tipos de desplazamientos pueden ocurrir en cualquier dirección: vertical, horizontal o una combinación de ambas. [13]

Los elementos de una falla son los siguientes: Labios de la falla, se denominan a los bordes de la falla y son el labio levantado y el hundido. El plano de falla es la superficie aproximadamente plana a lo largo de la cual se han desplazado los dos bloques. El buzamiento es el ángulo que forma el plano de falla con un plano horizontal. La línea de falla es la traza del plano de falla con la superficie terrestre. El rumbo de la falla es el ángulo formado por la línea de falla y el meridiano que pase por uno de sus puntos, como se describe en la siguiente imagen. [14]

Figura 6. Tipos de fallas, en la siguiente figura se indica los diferentes tipos de fallas que encontraremos en las placas tectónicas que conforman el planeta.



Fuente: Francisco Sánchez, Instituto Andaluz de Geofísica y prevención de Desastres Sísmicas. Los terremotos y sus causas

Tipos de fallas

Las fallas pueden clasificarse según el movimiento que se produzca entre los bloques y dependiendo del buzamiento de la mismas. Los tipos de fallas son:

Falla normal: Este tipo de fallas se deben al movimiento del bloque superior hacia abajo con respecto al bloque inferior, estas suelen tener buzamientos de alrededor 60 grados. Este tipo de fallas están asociadas generalmente a esfuerzos de tensión que producen un estiramiento de la corteza terrestre. [13]

Falla inversa: Estas fallas se caracterizan por el movimiento del bloque superior hacia arriba en relación al bloque inferior, con un ángulo de buzamiento menor que 45 grados. Estas fallas están asociadas a esfuerzos a compresión que producen acortamientos en la corteza terrestre. [13]

Falla Transcurrente: Esta falla se acomoda al movimiento horizontal de dos bloques adyacentes, dependiendo del movimiento relativo de un bloque con respecto al otro. [13]

Tamaño del terremoto

De acuerdo al tamaño del evento, el foco del terremoto libera energía y esta energía radiada viaja desde su origen hasta la superficie y esto produce el movimiento del suelo que mediante un sismógrafo podremos medir la energía emitida y por lo tanto el tamaño del terremoto. [14]

Magnitud Sísmica

Es la medición cuantitativa de la liberación de energía de un sismo, para poder obtener un valor de la magnitud del mismo es necesario contar con instrumentos adecuados como los acelerógrafos y sismógrafos. [13]

Existen varias escalas para poder obtener la magnitud del sismo, entre las escalas principales podemos nombrar la magnitud superficial, la magnitud de ondas cuerpo y la magnitud de momento. [13]

Magnitud de momento sísmico

Según Wells- Coppersmith nos indican que la magnitud del momento sísmico, tanto de manera probabilístico como determinista requiere la necesidad de la evaluación del terremoto futuro más potencial que existiera en la región, este es necesario para estimar el tamaño de los terremotos más grandes que podrían ser producidos por una falla en particular o por una fuente de terremoto. [15]

El potencial futuro terremoto de una falla comúnmente se evalúa a partir de las estimaciones de parámetros de rupturas de fallas que a su vez se relacionan con la magnitud del terremoto [15]

2.1.2 Peligro Sísmico

El riesgo sísmico está relacionado con el peligro sísmico definido para todo el territorio nacional, y no es más que la probabilidad de excedencia, dentro de un periodo específico de tiempo, de movimientos del suelo para cuantificar sus parámetros de aceleración, velocidad, desplazamiento y magnitud y así poder verificar la vulnerabilidad de las edificaciones. [16]

Peligro sísmico probabilista

Referenciándonos a términos de probabilidad, el Peligro Sísmico puede ser estimado con el método propuesto por Esteva (1968), Cornell (1968) y Cornell & Van Marcke (1969). Esta teoría indica que el peligro sísmico corresponde a la probabilidad de que se dé un sismo de determinada magnitud que genere, en un punto específico, una aceleración igual o mayor a un valor dado para un periodo de tiempo determinado. Considerando que la ocurrencia de sismos obedece a una distribución de Poisson, debe tenerse en cuenta lo siguiente [17]:

- El número de eventos que ocurren en un intervalo de tiempo es independiente de los que ocurren en otro,

- ✚ La probabilidad de ocurrencia durante un periodo de tiempo muy corto es proporcional a la longitud del intervalo de tiempo,
- ✚ La probabilidad de que ocurra más de un evento sísmico durante un intervalo de tiempo muy corto es insignificante [18]

Peligro sísmico determinista

El enfoque determinístico cuantifica el peligro considerando el sismo más destructivo que pueda ocurrir en el lugar, tomando en cuenta la historia sísmica local.

El peligro sísmico determinístico es el más antiguo. Este se evalúa en función del evento más grande que se pueda dar en el área de estudio. La unión de todos los agentes generadores de terremotos se suele denominar el potencial sísmico de la zona y se acostumbra representarlo por el evento más grande que se pueda generar. Luego de identificar el sismo más grande, el peligro del lugar queda establecido en términos del movimiento del suelo o de la respuesta estructural que pueda generar el mismo. [13]

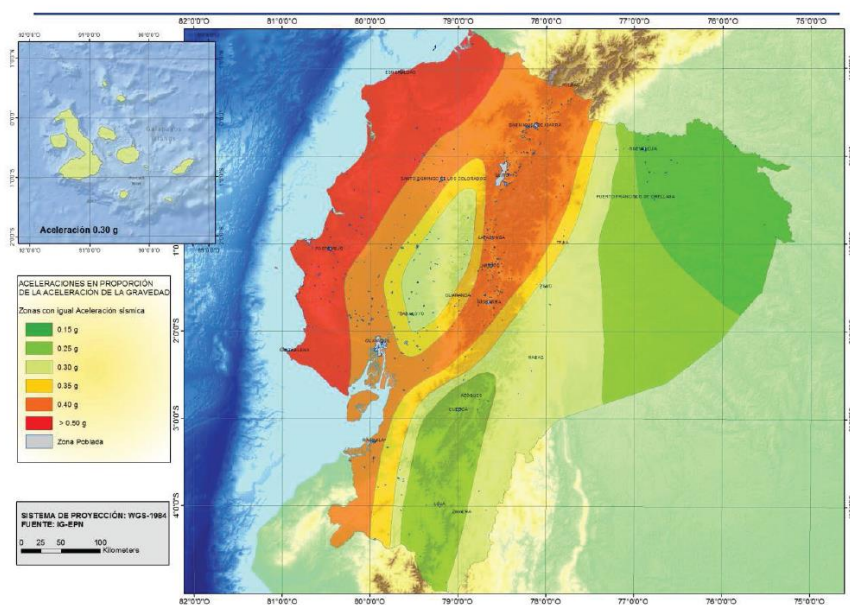
Un análisis determinístico puede ser muy simple y claro, ya que se puede identificar directamente el valor de peligro en el lugar y actualizarlo a medida que se obtenga información reciente respecto al sismo máximo. [13]

Zonificación sísmica en Ecuador

En el Ecuador identificamos seis zonas sísmicas, caracterizadas por un valor del factor de zona Z.

El mapa de zonificación sísmica para diseño procede del resultado del estudio de peligro sísmico para un 10% de excedencia en 50 años (período de retorno 475 años), que contiene una saturación a 0.50 g de los valores de aceleración sísmica en roca en el litoral ecuatoriano que caracteriza la zona VI. [16]

Figura 7. Mapa de Zonificación Sísmica del Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z



Fuente: Peligro sísmico NEC 2015

El mapa de zonas sísmicas para propósitos de diseño, procede de:

- Un estudio completo que considera fundamentalmente los resultados de los estudios de peligro sísmico del Ecuador actualizados al año 2011
- Algunos criterios adicionales que tienen que ver esencialmente con la uniformidad del peligro de ciertas zonas del país, criterios de practicidad en el diseño, protección de ciudades importantes. [16]

Necesidad (y límites) de estudios de microzonificación sísmica

Las poblaciones con más de 100 000 habitantes deberían disponer de estudios de microzonificación sísmica y geotécnica en su territorio, con el propósito de describir y analizar en un informe:

- ✚ Entorno geológico y tectónico local, la sismología regional y fuentes sismogénicas
- ✚ Distribución espacial de los estratos de suelo
- ✚ Exploración geotécnica adicional a la requerida para el diseño de la cimentación
- ✚ Espectro de aceleración de diseño en roca y familias de acelerogramas a utilizar, [16]

Como resultado de los estudios de microzonificación se dispondrán de:

- ✚ mapas de zonificación de suelos,
- ✚ espectros de diseño sísmico locales o demanda sísmicas, que prevalecerán sobre los espectros de diseño generales de la presente norma. [16]

GMPEs

Con el objetivo de tener una serie de Ecuaciones predeterminadas de ciento de ecuaciones disponibles para distintas regiones tectónicas del planeta, se crea el proyecto GMPE. [19]

La obtención de estas ecuaciones se da mediante las aceleraciones, velocidades espectrales que se formulan de la magnitud y distancia, para un rango de frecuencias de interés. [19]

Con estas muchas ecuaciones de estimación de movimiento en el suelo, es importante tener criterios disponibles para la selección de modelos apropiados para la evaluación de riesgo sísmico. [19]

Sismos de Subducción

🚧 Youngs et al. (1997)

$$\begin{aligned} \ln y = & -0.6687 + 1.438M + C1 + C2(10 - M)^3 + C3 * \ln(R + 1.097 e^{0.617*M}) \\ & + 0.00648 H + 0.3643 Zt \end{aligned} \quad (\text{Ec.1})$$

Dónde:

y: Aceleración espectral en g

C: Coeficientes

R: Distancia fuente a sitio

H: Profundidad focal

M: Magnitud de momento

Zt: Tipo de falla

🚧 Zhao (2006)

$$\log y = aMw + bx - \log(r) + e(h - hc)\delta h + FR + SI + Ss + SSL \log(x)*Ck \quad (\text{Ec.2})$$

Dónde:

M: Magnitud de momento

a, b, e, Ck: Coeficientes

x: Distancia a la fuente en Km

h: Profundidad focal

hc: Constante

Ck: Clase de sitio

Sismos Intraplaca

🚧 Kanno et al. (2006)

Si $D \leq 30$ Km

$$\log pre = A1Mw + b1X - \log(X + d1 * 10^{e1Mw}) + c1 + \epsilon1 \quad (\text{Ec.3})$$

Si $D > 30$ Km

$$\text{Log pre} = a2Mw + b2X - \log(X) + c2 + \varepsilon2$$

(Ec.4)

Dónde:

D: Profundidad Focal

a, b, c, d: Coeficientes

Mw: Magnitud de momento

X: Distancia de la fuente

 **Boore y Atkinson (2008)**

$$\text{Ln } y = \text{FM}(M) + \text{FD}(\text{RJB}, M) + \text{FS}(\text{VS30}, \text{RJB}, M) + \varepsilon$$

(Ec.5)

Donde:

FM, D, S: Coeficientes

M: Magnitud de momento

RJB: Distancia desde donde se libera la energía hasta el punto de estudio

VS30: Velocidad media de la onda de cortante

 **Akkar y Bommer (2010)**

$$\text{Log } y = b1 + b2M + b3M^2 + (b4 + b3M)\log * \sqrt{R^2jb + b^{26}} + b7Ss + b8SA \\ + b9FN + b10 FR + \varepsilon\sigma$$

(Ec.6)

Dónde:

b: Coeficientes

FN: Falla normal

FR: Falla inversa

M: Magnitud de momento

RJB: Distancia desde donde se libera la energía hasta el punto de estudio

SA: Suelo rígido

SS: Suelo suave.

La razón del uso de estas ecuaciones para esta investigación se debe al hecho de que dichas ecuaciones se ajustan al régimen tectónico de nuestro país, estas fueron utilizadas para la conformación de la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC y provienen de una fuente confiable y fidedigna validadas por el Global Earthquake Model (GEM)

2.2 HIPÓTESIS

¿El estudio de peligro sísmico determinista influye en el nivel de amenaza sísmica de las estructuras del sector propuesto. (Parroquias Celiano Monge y Huachi Loreto ubicado entre las calles av. Los chasquis, av. Pichincha, av. Quis Quis y calle oriente)?

2.3 SEÑALAMIENTO DE VARIABLES DE LA HIPÓTESIS

2.3.1 Variable Dependiente

Nivel de amenaza de las estructuras en las parroquias Celiano Monge y Huachi Loreto ubicado entre las calles av. Los chasquis, av. Pichincha, av. Quis Quis y calle oriente

2.3.2 Variable Independiente

Peligro sísmico determinista

CAPÍTULO III

METODOLOGÍA

3.1 NIVEL O TIPO DE INVESTIGACIÓN

Los métodos de investigación utilizados en este proyecto serán los siguientes: exploratorio y de laboratorio.

El método exploratorio se debe al hecho de que no se ha realizado el peligro sísmico para las estructuras del área que comprende las Parroquias Celiano Monge Y Huachi Loreto ubicado entre las calles Av. Los Chasquis, Av. Pichincha, Av. Quis Quis Y Calle Oriente, dicha metodología consiste en evaluar los espectros de respuesta de los sistemas de falla seleccionadas, con respecto al espectro propuesto por la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-15.

De laboratorio debido a que se ensayos que nos permitan establecer el tipo de perfil de suelo a través del ensayo de penetración estándar SPT. Se utilizará el laboratorio de Suelos de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Técnica de Ambato.

3.2 POBLACIÓN Y MUESTRA

Población:

El Estudio de Peligro Sísmico Determinista se lo realizará para las Parroquias Celiano Monge Y Huachi Loreto que comprende las calles Av. Los Chasquis, Av. Pichincha, Av. Quis Quis Y Calle Oriente. Para ello es preciso conocer las características geotectónicas del suelo y las GMPE`s que se va a utilizar.


Muestra:

La muestra a tomarse en este proyecto corresponde a tres edificaciones que se encuentran dentro del área nombrada.

Figura 8. Orto foto con una vista del área de estudio, ubicación del área de estudio y de edificaciones a ser estudiadas.



Fuente: Google Earth

 **Estructura tipo 1**

Detalles:

Estructura aporticada de Hormigón Armado, 1 plantas

 **Estructura tipo 2**

Detalles:

Estructura aporticada de Hormigón Armado, 3 plantas


Estructura tipo 3


Detalles:

Estructura aporticada de Hormigón Armado, 5 plantas


Los GMPE's a utilizarse en este proyecto serán:

Sismos de Subducción

 Youngs (1997)

 Zhao (2006)

Sismos Intraplaca

 Kanno (2006)

 Boore y Atkinson (2008)

 Akkar y Bommer (2010)

3.3 OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES

3.3.1 Variable Independiente

Peligro Sísmico Determinista

Tabla 1. Operacionalización de la variable independiente

Conceptualización	Dimensiones	Indicadores	Ítems	Técnicas e instrumentos
El peligro sísmico determinista cuantifica el peligro considerando el sismo más destructivo que pueda	Movimiento sísmico	*Sismo	*¿Cuál es la magnitud del sismo controlador?	*Experimental

ocurrir en el lugar, tomando en cuenta la historia sísmica local.		*Aceleración del suelo	*¿Cuál es la aceleración del suelo obtenida?	*Experimental *Laboratorio *Bibliográfica
-------------------------------------------------------------------	--	------------------------	----------------------------------------------	-------------------------------------------------

Fuente: Paúl Toapanta

3.3.2 Variable Dependiente

Nivel de amenaza sísmica de las estructuras en las Parroquias Celiano Monge Y Huachi Loreto que comprende las calles Av. Los Chasquis, Av. Pichincha, Av. Quis Quis Y Calle Oriente.

Tabla 2. Operacionalización de la variable dependiente

Conceptualización	Dimensiones	Indicadores	Ítems	Técnicas e instrumentos
Es la herramienta que sirve para identificar los niveles de aceleración sísmica dentro de un área	Amenaza sísmica	*Suelo *Magnitud *Distancia que comprende entre el punto del sismo hasta la localización del punto de estudio	SM (Arenas limosas) SC (Arenas arcillosas) *¿La magnitud es de amenaza significativa? *¿la distancia que existe tiene relevancia en la amenaza producida?	*Experimental *Experimental *Laboratorio *Bibliográfica

Fuente: Paúl Toapanta

3.4 PLAN DE RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN

Tabla 3. Plan de recolección de información

Preguntas Básicas	Explicación
1. ¿Para qué?	*Para evaluar el peligro sísmico en el área anteriormente nombrada, mediante la obtención de espectros de respuesta coligadas a las fallas seleccionadas.
2. ¿De qué personas u objetos?	* Régimen tectónico, fallas seleccionadas y tipo de suelo en el área de estudio.
3. ¿Sobre qué aspectos?	* Influencia del peligro sísmico determinista para las estructuras.
4. ¿Quién?	* Edison Paúl Toapanta Azogue
5. ¿Dónde?	* Laboratorio de Suelos de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica de la Universidad Técnica de Ambato.
6. ¿Cómo?	* Investigación Bibliográfica Ensayo de Laboratorio

Fuente: Paúl Toapanta

3.5 PLAN DE PROCESAMIENTO Y ANALISIS

Los procedimientos para el estudio a realizarse son los siguientes.

- ✚ Escoger la superficie a ser estudiada y las 3 estructuras a analizarse.

- ✚ Identificación del régimen tectónico en base a la zona en estudio.
- ✚ Realizar el ensayo de penetración estándar “SPT” y los respectivos análisis con las muestras tomadas.
- ✚ Establecer a partir de los datos del NeoTec/Ecuador las fallas representativas en el área en estudio.
- ✚ Determinar la magnitud máxima de las fallas seleccionadas, a través de la metodología de Wells- Coppersmith
- ✚ Usar las ecuaciones de predicción de movimiento del suelo (GMPEs) para calcular la aceleración máxima esperada en relación al tipo de régimen tectónico que predomina el área de estudio.
- ✚ Analizar el comportamiento de las 3 estructuras utilizando los espectros brindados por la NEC, el espectro determinista con el fin de determinar las diferencias que existen entre estos dos tipos de espectros.

CAPÍTULO IV

ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

4.1 RECOLECCIÓN DE RESULTADOS

4.1.1 Régimen Tectónico

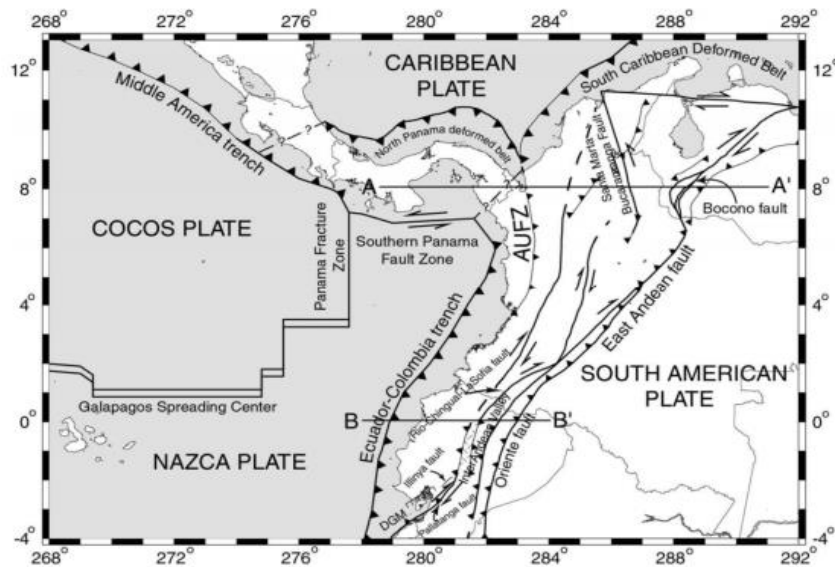
La zona noroeste de Sudamérica es un extenso límite de placas convergentes que se caracterizan por tener una sismicidad alta y activa, un arco volcánico, subducción y una colisión arco-continente en curso, es por dicho motivo que al encontrarse Ecuador dentro de esta zona tendremos que tomar en cuenta para esta investigación su marco geológico-geodinámico. [20]

4.1.2 Marco geológico-geodinámico de Ecuador

Subducción Placas Nazca-Sudamérica

En la región ecuatoriana la subducción de la placa de Nazca por debajo de la Sudamericana es básicamente ortogonal, la placa subducente se deprime con un ángulo que comprende entre los 25° a 35° y es discontinua a una profundidad de 200 Km. La velocidad de subducción de la placa de Nazca y la cordillera Carnegie en la fosa colombo-ecuatoriana es de 58 ± 2 mm/año. [21]

Figura 9. Configuración Tectónica del noroeste de Sudamérica, fallas que atraviesan la parte noroccidental de América del Sur



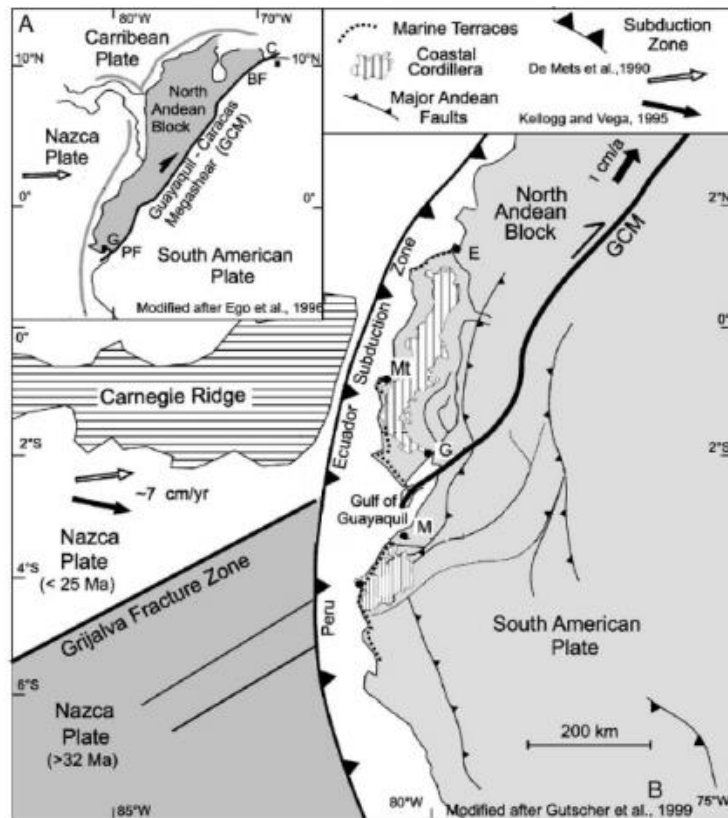
Fuente: Sismotectónica y peligrosidad sísmica en Ecuador

Cordillera Carnegie

Esta cordillera es un alto batimétrico que se originó en la placa de Nazca, la colisión de ésta con una fosa parece haber afectado el acoplamiento entre las dos placas: la placa de Nazca y la Sudamericana. [22]

El margen continental ecuatoriano se eleva a lo largo de la región de colisión entre la cordillera de Carnegie con la fosa. [22]

Figura 10. En esta figura podemos observar el esquema estructural simplificado de Ecuador de su Sismotectónica y peligrosidad sísmica



Fuente: Sismotectónica y peligrosidad sísmica en Ecuador

Bloque Norandino

A lo largo del Ecuador, la subducción de la placa de Nazca a muy elevadas tasas de movimiento induce la deformación de la placa superior, que esta se parte a través del movimiento en dirección Noroeste del bloque Norandino. [23]

Ecuador consta con 3 tipos de regímenes tectónicos los cuales son: subducción interplaca, subducción intraplaca y cortical.

En la ciudad de Ambato los sismos pueden originarse por dos fuentes, el primero puede ser originado por una fuente tectónica como puede ser cortical o subducción y la segunda fuente podría ser de origen volcánico. [24]

Sismicidad histórica

En el Ecuador se han registrado a lo largo de la historia una gran cantidad de sismos, pero entre los más relevantes tenemos:

Junio de 1698

Fue un sismo de gran magnitud que afectó la región sierra del Ecuador desde Cotopaxi hasta el Azuay dejando a su paso cerca de 8000 víctimas. [25]

4 de febrero de 1797

Tuvo una magnitud de 8.3 grados, ocurrió en la provincia de Chimborazo ocasionando la destrucción casi total de la ciudad de Riobamba y afectando a las provincias de Tungurahua, Cotopaxi, Bolívar y Pichincha, la cifra de víctimas fue alrededor de 31000. [25]

Enero de 1906

Tuvo una magnitud de Mw. 8.8 grados, es registrado como uno de los sismos más grandes que se ha dado en el Ecuador su epicentro fue en el Pacífico afectando a las costas de la frontera Ecuador-Colombia. [25]

5 de agosto de 1949

Su magnitud fue de Mw. 6.8 grados con epicentro en la ciudad de Ambato. Este terremoto fue uno de los más devastadores en el país afectó en gran magnitud a las ciudades de Pelileo, Pillaro, Guano, Ambato todo esto en alrededor de un área de 1920 Km^2 y dejando a su paso alrededor de unos 6000 muertos y 100000 personas sin hogar. [25]

8 de abril de 1961

Se dio en la provincia de Chimborazo con una magnitud de Mw. 7.0 grados [25]

19 de mayo de 1964

Se dio en la ciudad de Manabí con una magnitud de Mw. 8.0 grados. [25]

5 de marzo de 1987

Su epicentro se dio en la provincia de Napo con una magnitud de Mw. 6.9 grados. [25]

2 de octubre de 1995

Tuvo su epicentro en la provincia de Morona Santiago con una magnitud de Mw. 6.9 grados. [25]

4 de agosto de 1998

Tuvo su epicentro en la ciudad de Bahía de Caráquez, provincia de Manabí su magnitud fue de 7.1 grados. [25]

16 de abril de 2016

Fue registrado en la provincia de Manabí con epicentro en la ciudad de pedernales es uno de los sismos más resientes y destructivos que sufrió el Ecuador con una magnitud de Mw. 7.8 grados. [25]

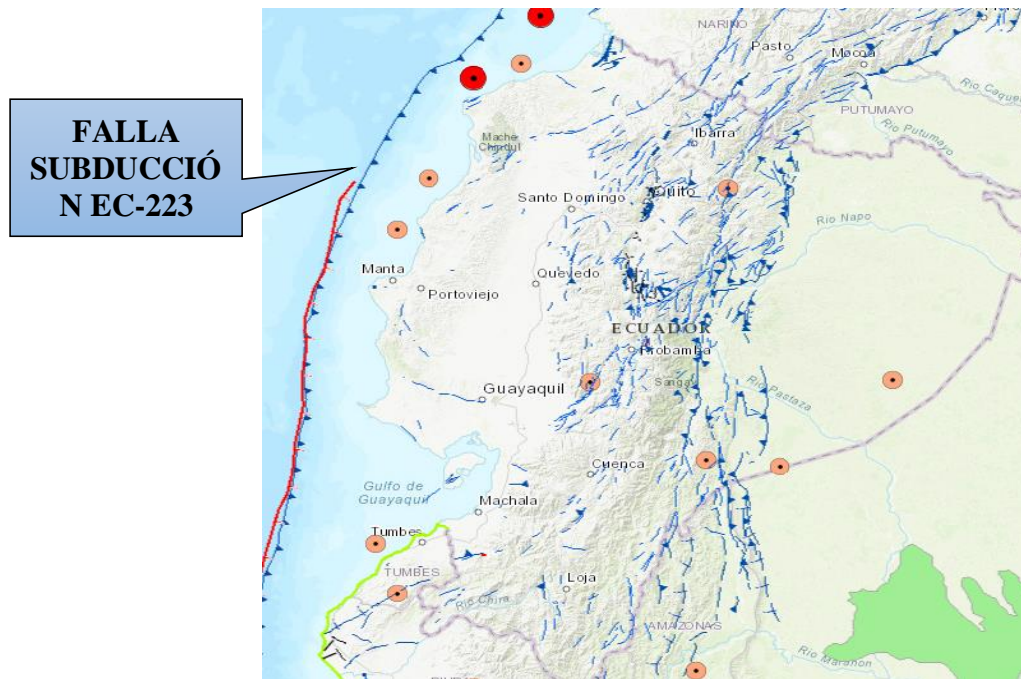
4.1.3 Selección de fallas geológicas que afectan al área de estudio

A consecuencia de encontrarnos en una zona altamente sísmica ocasionada por la subducción, es importante tomar en cuenta para este estudio las probables aceleraciones que afectarían a nuestra zona propuesta de estudio a causa de la liberación de energía que causa el proceso de subducción.

Régimen subducción

La falla más relevante a causa del proceso de subducción que tomaremos en cuenta para nuestro estudio es la Falla que se produce entre la placa de Nazca con la placa sudamericana, al tratarse de una falla de gran longitud y altamente activa.

Figura 11. Falla a subducción, falla a subducción que afecta al Ecuador y diferentes fallas que atraviesan el país

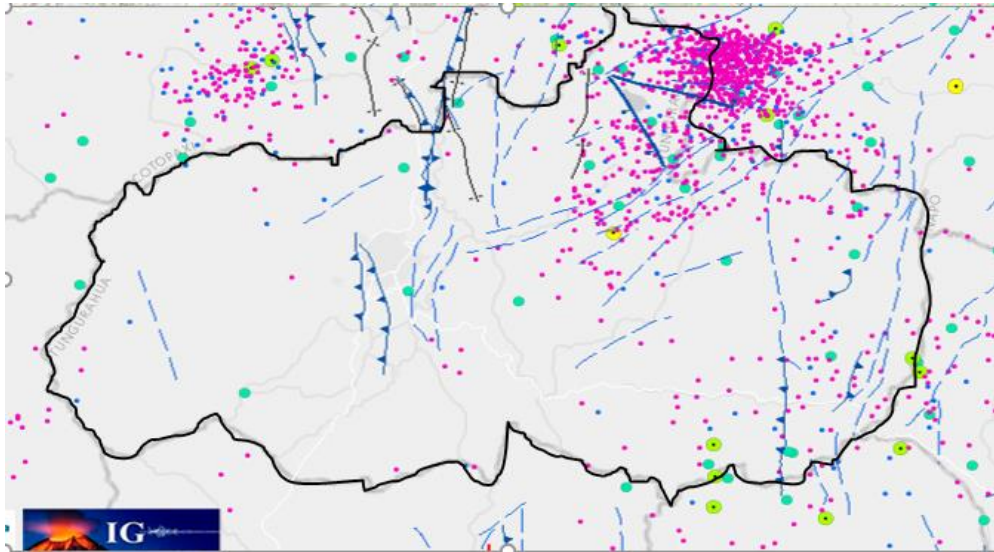


Fuente: NeoTec-Ecuador

Régimen cortical

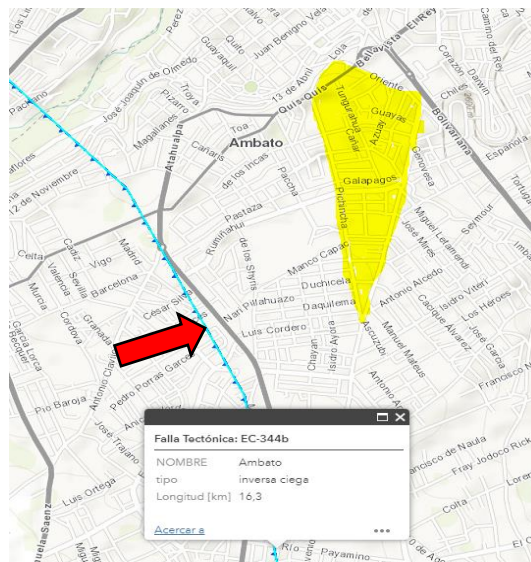
Para nuestro estudio se ha tomado en cuenta las fallas geológicas que se encuentran cercanas al área propuesta debido a que pueden llegar a incurrir en un probable peligro sísmico.

Figura 12. Fallas geológicas de Tungurahua, fallas geológicas que atraviesan la provincia donde se encuentra el área de estudio



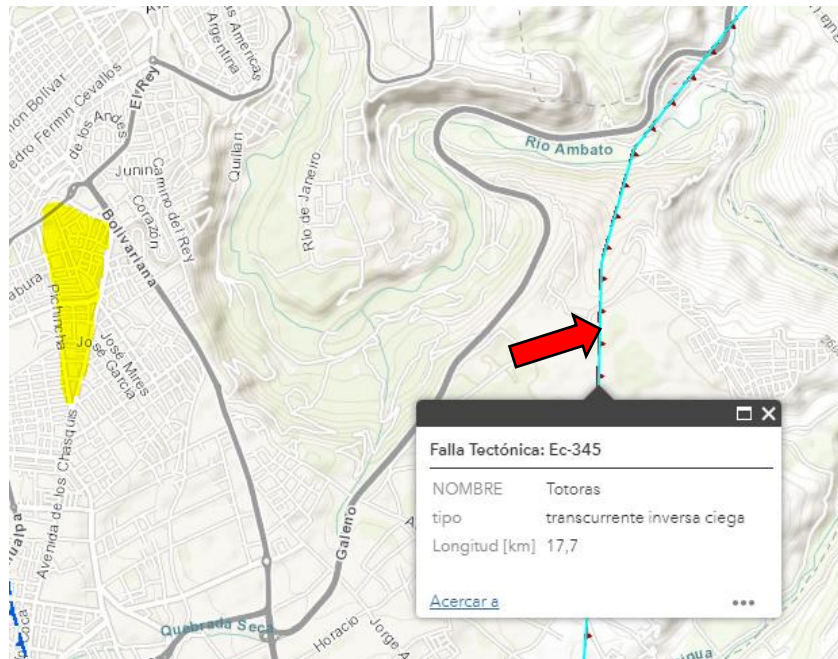
Fuente: NeoTec-Ecuador

Figura 13. Fallas Ambato EC-344b, falla seleccionada para análisis de estudio



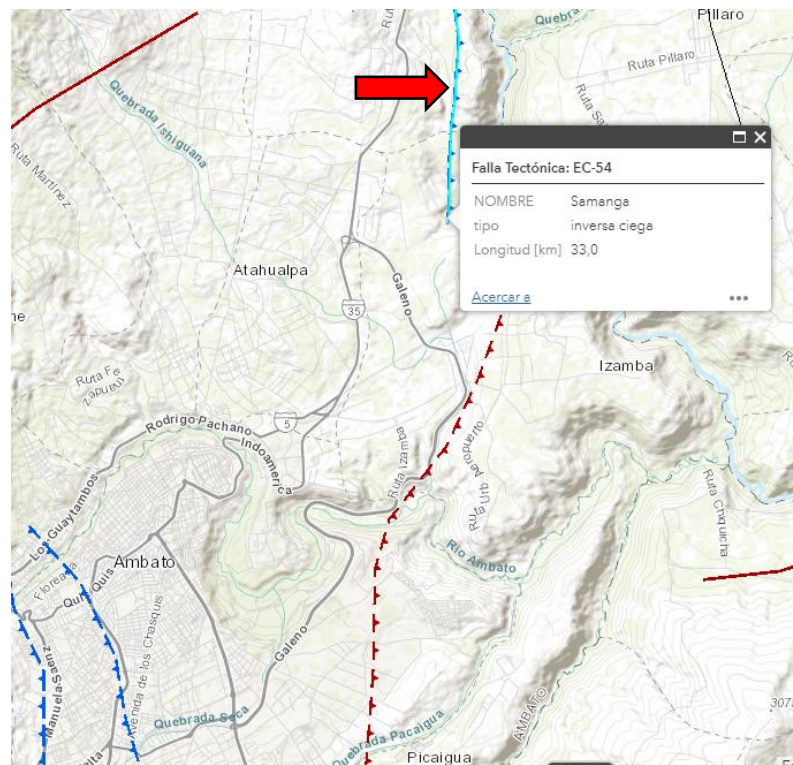
Fuente: NeoTec-Ecuador

Figura 14. Fallas Totoras EC-345, falla seleccionada para análisis de estudio



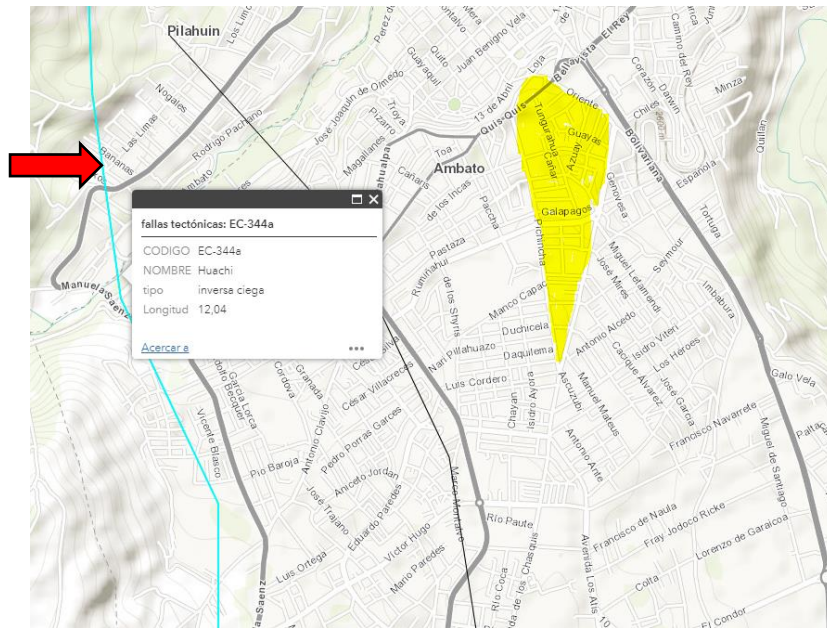
Fuente: NeoTec-Ecuador

Figura 15. Fallas Samanga EC-54, falla seleccionada para análisis de estudio



Fuente: NeoTec-Ecuador

Figura 16. Fallas Huachi EC-344^a, falla seleccionada para análisis de estudio



Fuente: NeoTec-Ecuador

Distancia a la falla

Distancia Fuente-Sitio

Este es un parámetro que se utiliza para caracterizar la disminución de movimiento de suelo en términos de atenuación geométrica e inelástica. [26]

Existen tres distancias las cuales son:

- ✚ Distancia de Joyner y Boore (RJB), esta distancia es la más cercana a la distancia horizontal de la proyección vertical del plano de ruptura.
- ✚ Rrup: Distancia más cercana al plano de ruptura
- ✚ Rscis: Distancia más cercana a la zona sismogénica del plano de ruptura. [26]

En la siguiente tabla se nombrará a las fallas tomadas con su respectiva nomenclatura y el tipo a cuál pertenecen además su longitud y la distancia a cuál se encuentran desde el área de estudio a cada una de ellas. [26]

Tabla 4. Fallas Geológicas, fallas seleccionadas para estudio del proyecto.

CÓDIGO	NOMBRE	TIPO	LONGITUD (Km)	DISTANCIA Rjb (Km)
EC-223	Placa de Nazca	Subducción	1536.5	307.7
EC-344b	Ambato	Inversa ciega	16,3	1.19
EC-345	Totoras	Trasncurrente inversa ciega	17,7	3.7
EC-54	Samanga	Inversa ciega	33.0	8.04
EC-344A	Huachi	Inversa ciega	12,04	2,35

Fuente: NeoTec-Ecuador.

4.1.4 Características del suelo

Con la finalidad de obtener las características del suelo en el área de estudio procederemos a realizar dos ensayos: ensayo de penetración estándar (SPT) y el ensayo de granulometría del suelo obtenido.

El fin de realizar el ensayo de penetración estándar (SPT), es obtener en número de golpes promedio para posteriormente poderlo utilizar en el cálculo de la velocidad de onda de corte del suelo (V_{s30}), la cual nos servirá para poder ingresar este dato en las ecuaciones de atenuación.

Mediante el ensayo granulométrico podemos realizar una clasificación S.U.C.S en la cual obtendremos la textura y tamaño de las partículas del suelo y con la ayuda de la tabla 5. Podremos determinar el tipo de suelo que se encuentra en diferentes puntos de nuestra área de estudio.

Tabla 5. Clasificación de suelos, tabla utilizada para determinación de tipo de suelo mediante granulometría



Suelos (Partículas menores a 7.5	Sub-Tipos		Identificación			Símbolo de Grupo
	SUELOS GRUESOS	GRAVA	GRAVA LIMPIA (Poco o nada de	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

			partículas finas)	coeficiente de curvatura (Cc) entre 1 y 3.			
				Grava mal graduada; mezcla de grava y arena con poco o nada de finos. No satisface los requisitos de graduación para GW.	Menos del 5% en masa pasa la malla N° 200	GP	
			GRAVA CON FINOS (Cantidad apreciable de partículas finas)	Grava limosa; mezcla de grava, arena y limo	Más 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	GM	
				Grava arcillosa; mezclas 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	GC	
			ARENA Más de la mitad de la fracción gruesa pasa la malla N° 4	ARENA LIMPIA (Poco o nada de partículas finas)	Arena bien graduada; mezcla de arena y grava con poco o nada de finos. Debe tener un coeficiente de uniformidad (Cu) mayor de 6 y un coeficiente de curvatura (Cc) entre 1 y 3.	Menos de 5% en masa pasa la malla N° 200	SW
					Arena mal graduada; mezcla de arena y grava con poco o nada de finos. No satisface los requisitos de graduación para SW.	Menos de 5% en masa pasa la malla N° 200	SP
	ARENAS CON FINOS (Cantidad apreciable de partículas finas)	Arena limosa; mezcla de arena grava y limo		Más de 12% en masa pasa la malla N° 200 y las pruebas de límites de consistencia clasifican a la fracción fina como ML o MH	SM		
		Arena arcillosa; mezcla de arena, grava y arcilla		Más de 12% en masa pasa la malla N° 200 y las pruebas de límites de consistencia clasifican a la fracción fina como CL o CH	SC		
	SUELOS FINOS Más de la mitad del material pasa la malla N° 200	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.	ML		
				Arcilla de baja compresibilidad; mezcla de arcilla de baja plasticidad, arena y grava. Se localiza dentro de la Zona II de la carta de plasticidad.	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.	OL		
			Mayor de 50%	Limo de alta compresibilidad; mezcla de limo de alta plasticidad, arena y grava. Se localiza dentro de la Zona III de la carta de plasticidad.	MH		
				Arcilla de alta compresibilidad; mezcla de arcilla de alta plasticidad, arena y grava. Se localiza dentro de la Zona IV de la carta de plasticidad.	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.	OH		
ALTAMENTE ORGANICO		Turba, fácilmente identificables por su color, olor, sensación esponjosa frecuentemente por su textura fibrosa	Pt				

Fuente: SUCS.

A continuación, se determinará la granulometría, y se fijará el tipo de suelo mediante el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS)



Tabla 6. Clasificación SUCS de suelo para muestra #1

 UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL ENSAYO GRANULOMÉTRICO 					
MUESTRA # 1 AV. LOS CHASQUIS Y AV. PICHINCHA					
TAMIZ #	mm	PESO RET. PARCIAL (gr)	PESO RET. /ACUM (gr)	% RETENIDO	%PASA
PRIMER METRO DE MUESTRA (PESO TOTAL= 289,7gr)					
4	4,76	0,7	0,7	0,24	99,76
10	2	4	4,7	1,62	98,38
40	0,42	43,2	47,9	16,53	83,47
100	0,149	95,8	143,7	49,60	50,40
200	0,074	91,4	235,1	81,15	18,85
FUENTE		54,6		18,85	
TOTAL		289,7		100,00	
SEGUNDO METRO DE MUESTRA (PESO TOTAL= 698,4 gr)					
4	4,76	33,6	33,6	4,81	95,19
10	2	60,8	94,4	13,52	86,48
40	0,42	138,9	233,3	33,40	66,60
100	0,149	164,4	397,7	56,94	43,06
200	0,074	118,8	516,5	73,95	26,05
FUENTE		181,9		26,05	
TOTAL		698,4		100,00	

Elaborado por: Paúl Toapanta

En todos los estratos indicados en la tabla anterior obtenemos que más del 50 % es retenido por el tamiz N° 200 por lo que concierne a un suelo grueso y más del 50% pasa el tamiz N° 4. Obteniendo como resultado del tipo de suelo una arena.



Tabla 7. Clasificación SUCS de suelo para muestra #2

 UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL ENSAYO GRANULOMÉTRICO 					
MUESTRA # 2 AV. RUMIÑAHUI Y JOSÉ SUAREZ					
TAMIZ #	mm	PESO RET. PARCIAL (gr)	PESO RETENIDO/ ACUM (gr)	% RETENIDO	%PASA
PRIMER METRO DE MUESTRA (PESO TOTAL= 299,9 gr)					
4	4,76	12,6	12,6	4,20	95,80
10	2	29,4	42	14,00	86,00
40	0,42	63	105	35,01	64,99
100	0,149	54,5	159,5	53,18	46,82
200	0,074	51,1	210,6	70,22	29,78
FUENTE		89,3		29,78	
TOTAL		299,9		100,00	
SEGUNDO METRO DE MUESTRA (PESO TOTAL= 398,8 gr)					
4	4,76	20,2	20,2	5,07	94,93
10	2	33,3	53,5	13,42	86,58
40	0,42	72,5	126	31,59	68,41
100	0,149	79,3	205,3	51,48	48,52
200	0,074	83,3	288,6	72,37	27,63
FUENTE		110,2		27,63	
TOTAL		398,8		100,00	
TERCER METRO DE MUESTRA (PESO TOTAL= 139,7 gr)					
4	4,76	4,6	4,6	3,29	96,71
10	2	8,3	12,9	9,23	90,77
40	0,42	27,4	40,3	28,85	71,15
100	0,149	29,6	69,9	50,04	49,96
200	0,074	26,3	96,2	68,86	31,14
FUENTE		43,5		31,14	
TOTAL		139,7		100,00	

Elaborado por: Paúl Toapanta

En todos los estratos indicados en la tabla anterior obtenemos que más del 50 % es retenido por el tamiz N° 200 por lo que concierne a un suelo grueso y más del 50% pasa el tamiz N° 4. Obteniendo como resultado del tipo de suelo una arena.



Tabla 8. Clasificación SUCS de suelo para muestra #3

 UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL ENSAYO GRANULOMÉTRICO 					
MUESTRA # 3 CALLES TUNGURAHUA Y GUAYAQUIL					
TAMIZ #	mm	PESO RET. PARCIAL (gr)	PESO RETENIDO/ ACUM (gr)	% RETENIDO	%PASA
PRIMER METRO DE MUESTRA (PESO TOTAL= 299,9 gr)					
4	4,76	3,8	3,8	1,27	98,73
10	2	9,1	12,9	4,30	95,70
40	0,42	51,3	64,2	21,41	78,59
100	0,149	71,5	135,7	45,25	54,75
200	0,074	67,5	203,2	67,76	32,24
FUENTE		96,7		32,24	
TOTAL		299,9		100,00	
SEGUNDO METRO DE MUESTRA (PESO TOTAL= 398,9 gr)					
4	4,76	4	4	1,00	99,00
10	2	10,4	14,4	3,61	96,39
40	0,42	63	77,4	19,40	80,60
100	0,149	94	171,4	42,97	57,03
200	0,074	92,5	263,9	66,16	33,84
FUENTE		135		33,84	
TOTAL		398,9		100,00	

Elaborado por: Paúl Toapanta

En todos los estratos indicados en la tabla anterior obtenemos que más del 50 % es retenido por el tamiz N° 200 por lo que concierne a un suelo grueso y más del 50% pasa el tamiz N° 4. Obteniendo como resultado del tipo de suelo una arena.



Tabla 9. Clasificación SUCS de suelo para muestra #4

 UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL ENSAYO GRANULOMÉTRICO 					
MUESTRA # 4 CALLES ORIENTE Y AZUAY					
TAMIZ #	mm	PESO RET. PARCIAL (gr)	PESO RETENIDO/ACUM (gr)	% RETENIDO	%PASA
PRIMER METRO DE MUESTRA (PESO TOTAL= 299,7 gr)					
4	4,76	0,3	0,3	0,10	99,90
10	2	4,6	4,9	1,63	98,37
40	0,42	96,9	101,8	33,97	66,03
100	0,149	85,8	187,6	62,60	37,40
200	0,074	36,3	223,9	74,71	25,29
FUENTE		75,8		25,29	
TOTAL		299,7		100,00	
SEGUNDO METRO DE MUESTRA (PESO TOTAL= 399,4 gr)					
4	4,76	0,8	0,8	0,20	99,80
10	2	10,7	11,5	2,88	97,12
40	0,42	146,6	158,1	39,58	60,42
100	0,149	170,7	328,8	82,32	17,68
200	0,074	32,7	361,5	90,51	9,49
FUENTE		37,9		9,49	
TOTAL		399,4		100,00	
TERCER METRO DE MUESTRA (PESO TOTAL= 299,8 gr)					
4	4,76	0	0	0,00	100,00
10	2	2,9	2,9	0,97	99,03
40	0,42	46,6	49,5	16,51	83,49
100	0,149	87,5	137	45,70	54,30
200	0,074	52,9	189,9	63,34	36,66
FUENTE		109,9		36,66	
TOTAL		299,8		100,00	

Elaborado por: Paúl Toapanta

En todos los estratos indicados en la tabla anterior obtenemos que más del 50 % es retenido por el tamiz N° 200 por lo que concierne a un suelo grueso y más del 50% pasa el tamiz N° 4. Obteniendo como resultado del tipo de suelo una arena.

Tabla 10. Clasificación SUCS de suelo para muestra #5

 UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL ENSAYO GRANULOMÉTRICO 					
MUESTRA # 5 AV. LOS CHASQUIS Y PASAJE COHELLO					
TAMIZ #	mm	PESO RET. PARCIAL (gr)	PESO RETENIDO/ ACUM (gr)	% RETENIDO	%PASA
PRIMER METRO DE MUESTRA (PESO TOTAL= 249,4 gr)					
4	4,76	2,6	2,6	1,04	98,96
10	2	12	14,6	5,85	94,15
40	0,42	45	59,6	23,90	76,10
100	0,149	58,1	117,7	47,19	52,81
200	0,074	49,7	167,4	67,12	32,88
FUENTE		82		32,88	
TOTAL		249,4		100,00	
SEGUNDO METRO DE MUESTRA (PESO TOTAL= 399,4 gr)					
4	4,76	10,9	10,9	2,73	97,27
10	2	26,2	37,1	9,29	90,71
40	0,42	69,2	106,3	26,61	73,39
100	0,149	92,3	198,6	49,72	50,28
200	0,074	95,1	293,7	73,54	26,46
FUENTE		105,7		26,46	
TOTAL		399,4		100,00	

Elaborado por: Paúl Toapanta

En todos los estratos indicados en la tabla anterior obtenemos que más del 50 % es retenido por el tamiz N° 200 por lo que concierne a un suelo grueso y más del 50% pasa el tamiz N° 4. Obteniendo como resultado del tipo de suelo una arena.

4.1.4.1 Ensayo de Penetración Estándar

El procedimiento para realizar el ensayo de penetración estándar (SPT) lo podemos encontrar en la norma INEN 689, donde nos explican sugerencias e indicaciones acerca de este ensayo

- ✚ Dicho ensayo debe realizarse en cada cambio de estrato o con intervalos que no superen un metro en capas homogéneas
- ✚ El diámetro de perforación debe comprender entre los 60 y 150 mm
- ✚ Este ensayo consiste en contar el número de golpes que se requiere para incrustar el muestreador a una determinada longitud, a través de una pesa que cae a una altura libre establecida
- ✚ El martinete o peso debe tener una masa total de 65 Kg.

Procedimiento del ensayo de penetración estándar (SPT)

- ✚ Después de apoyar el muestreador al final del pozo perforado, se procede a fijarlo a través de golpes con el martinete que debe caer a una altura libre de $75 \pm$ cm sobre la cabeza del golpe. [27]
- ✚ La barra rígida de acero debe estar completamente vertical al momento que caiga el martinete, con ello se asegura que la energía de los golpes no resulte disminuida por el efecto de fricción entre el martinete y la barra. [27]
- ✚ En primera parte el muestreador debe penetrar 15 cm, lo que se considera un proceso necesario de preparación y ajuste del ensayo, el número de golpes para este tramo tiene solamente un valor relativo de orientación. [27]
- ✚ Se inicia el ensayo contando el número de golpes que se necesita para penetrar el muestreador 30 cm, lo que nos indicara la resistencia a la penetración de dicho suelo. [27]
- ✚ Si sobrepasa los 50 golpes al hincar este tramo y no hubiese penetrado la totalidad de los 30 cm, se anotará el número de golpes dados y la distancia que penetra el muestreador. [27]
- ✚ Una vez hincado el muestreador debe girarse por lo menos dos revoluciones para poder extraerlo, con el fin de cortar la muestra en el fondo, luego se extrae el muestreador a la superficie, se abre y se determina la longitud de la muestra recuperada, se quita el muestreador del suelo desechando la parte superior que no es representativa. [27]

- ✚ La muestra debe ser cerrada herméticamente en un envase apropiado para ser enviada a los laboratorios [27]
- ✚ Para la identificación de las muestras, los recipientes que la porten deben etiquetarse adecuadamente. [27]

Tabla 11. Clasificación de los perfiles de Suelo, determinación de perfil de suelo mediante velocidad de onda de corte o número de golpes de ensayo SPT.

TIPO DE PERFIL	DESCRIPCIÓN	DEFINICIÓN
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500 \text{ m/s}$
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > V_s \geq 760 \text{ m/s}$
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760 \text{ m/s} > V_s \geq 360 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100 \text{ Kpa}$
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > V_s \geq 180 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ $100 \text{ KPa} > S_u \geq 50 \text{ KPa}$
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180 \text{ m/s}$
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50 \text{ KPa}$
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases:	

	F1—Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados
	F2—Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas ($H > 3\text{m}$ para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).
	F3—Arcillas de muy alta plasticidad ($H > 7.5\text{ m}$ con índice de Plasticidad $IP > 75$)
	F4—Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda ($H > 30\text{m}$)
	F5—Suelos con contrastes de impedancia α ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.
	F6—Rellenos colocados sin control ingenieril.

Fuente: NEC-SE-DS 2015

Donde:

N: se refiere al número medio de golpes del ensayo (SPT) en cualquier perfil del suelo



Vs30: Velocidad media de la onda de corte

Tabla 12. Ensayo de penetración estándar SPT- Punto 1

 UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL ENSAYO # 1 DE SPT				
UBICACIÓN: Av. LOS CHASQUIS Y Av. PICHINCHA				
PROFUNDIDAD EN METROS	NÚMERO DE GOLPES c/d 15 cm	N(SPT) FINAL	N (SPT) PROMEDIO	TIPO DE PERFIL SEGÚN LA NEC 2015
DE 0 A 1 m	15 cm	LIMPIEZA DE CAPA VEGETAL		
	30 cm			
	45 cm			
	60 cm			
	75 cm			
	90 cm			
DE 1 A 2 m	15 cm	9	31	<u>C</u>
	30 cm	13		
	45 cm	18		
	60 cm	20	50	
	75 cm	24		
	90 cm	26		
DE 2 A 3 m	15 cm	21	63	
	30 cm	28		
	45 cm	35		
	60 cm	42	82	
	75 cm	40		
	90 cm	42		
OBSERVACIONES	NO EXISTIO NIVEL FRATICO, Y LA HUMEDAD DEL SUELO ES NATURAL EN EL ÁREA ENSAYADA			



Fuente: Paúl Toapanta

Tabla 13. Ensayo de penetración estándar SPT- Punto 2

 UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL ENSAYO # 2 DE SPT 				
UBICACIÓN: Av. RUMIÑAHUI Y JOSÉ SUAREZ				
PROFUNDIDAD EN METROS	NÚMERO DE GOLPES c/d 15 cm	N(SPT) FINAL	N (SPT) PROMEDIO	TIPO DE PERFIL SEGÚN LA NEC 2015
DE 0 A 1 m	15 cm	LIMPIEZA DE CAPA VEGETAL		
	30 cm			
	45 cm			
	60 cm			
	75 cm			
	90 cm			
DE 1 A 2 m	15 cm	18	40	
	30 cm	20		
	45 cm	20		
	60 cm	20	46	
	75 cm	22		
	90 cm	24		
DE 2 A 3 m	15 cm	22	56	64,67
	30 cm	26		
	45 cm	30		
	60 cm	32	76	
	75 cm	36		
	90 cm	40		
DE 3 A 4 m	15 cm	36	80	
	30 cm	40		
	45 cm	40		
	60 cm	40	90	
	75 cm	45		
	90 cm	45		
OBSERVACIONES	NO EXISTIO NIVEL FRATICO, Y LA HUMEDAD DEL SUELO ES NATURAL EN EL ÁREA ENSAYADA			



Fuente: Paúl Toapanta

Tabla 14. Ensayo de penetración estándar SPT- Punto 3

 UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL ENSAYO # 3 DE SPT 					
UBICACIÓN: CALLES TUNGURAHUA Y GUAYAS					
PROFUNDIDAD EN METROS	NÚMERO DE GOLPES c/d 15 cm		N(SPT) FINAL	N (SPT) PROMEDIO	TIPO DE PERFIL SEGÚN LA NEC 2015
DE 0 A 1 m	15 cm	LIMPIEZA DE CAPA VEGETAL			
	30 cm				
	45 cm				
	60 cm				
	75 cm				
	90 cm				
DE 1 A 2 m	15 cm	13	30	58,50	<u>C</u>
	30 cm	13			
	45 cm	17			
	60 cm	20	48		
	75 cm	22			
	90 cm	26			
DE 2 A 3 m	15 cm	25	78		
	30 cm	31			
	45 cm	47			
	60 cm	25	78		
	75 cm	31			
	90 cm	47			
OBSERVACIONES	NO EXISTIO NIVEL FRATICO, Y LA HUMEDAD DEL SUELO ES NATURAL EN EL ÁREA ENSAYADA				



Fuente: Paúl Toapanta

Tabla 15. Ensayo de penetración estándar SPT- Punto 4

 UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL ENSAYO # 4 DE SPT 				
UBICACIÓN: CALLES ORIENTE Y AZUAY				
PROFUNDIDAD EN METROS	NÚMERO DE GOLPES c/d 15 cm	N(SPT) FINAL	N (SPT) PROMEDIO	TIPO DE PERFIL SEGÚN LA NEC 2015
DE 0 A 1 m	15 cm	LIMPIEZA DE CAPA VEGETAL		
	30 cm			
	45 cm			
	60 cm			
	75 cm			
	90 cm			
DE 1 A 2 m	15 cm	17	73	
	30 cm	28		
	45 cm	45		
	60 cm	17	73	
	75 cm	28		
	90 cm	45		
DE 2 A 3 m	15 cm	24	43	65,00
	30 cm	21		
	45 cm	22		
	60 cm	24	47	
	75 cm	21		
	90 cm	26		
DE 3 A 4 m	15 cm	28	74	
	30 cm	32		
	45 cm	42		
	60 cm	28	80	
	75 cm	36		
	90 cm	44		
OBSERVACIONES	NO EXISTIO NIVEL FRATICO, Y LA HUMEDAD DEL SUELO ES NATURAL EN EL ÁREA ENSAYADA			

Fuente: Paúl Toapanta

Tabla 16. Ensayo de penetración estándar SPT- Punto 5

 UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL ENSAYO # 5 DE SPT 				
UBICACIÓN: Av. LOS CHASQUIS Y PASAJE COHELLO				
PROFUNDIDAD EN METROS	NÚMERO DE GOLPES c/d 15 cm	N(SPT) FINAL	N (SPT) PROMEDIO	TIPO DE PERFIL SEGÚN LA NEC 2015
DE 0 A 1 m	15 cm	LIMPIEZA DE CAPA VEGETAL		
	30 cm			
	45 cm			
	60 cm			
	75 cm			
	90 cm			
DE 1 A 2 m	15 cm	24	55	C
	30 cm	28		
	45 cm	27		
	60 cm	28	85	
	75 cm	40		
	90 cm	45		
DE 2 A 3 m	15 cm	70	85	
	30 cm	40		
	45 cm	45		
	60 cm	45	95	
	75 cm	40		
	90 cm	55		
OBSERVACIONES	NO EXISTIO NIVEL FRATICO, Y LA HUMEDAD DEL SUELO ES NATURAL EN EL ÁREA ENSAYADA			

Fuente: Paúl Toapanta

La metodología utilizada para realizar los cuadros anteriores fue la siguiente: se procedió a desechar el primer metro al tratarse de una limpieza de una capa vegetal, a continuación, se procedió a sumar los dos últimos números de cada metro perforado, con dichos valores se obtuvo un promedio de cada punto ensayado y mediante la ayuda de la norma ecuatoriana de la construcción NEC-2015 (Peligro sísmico), en su tabla número 4, que nos da a conocer los rangos para cada tipo de suelo, donde nos indica que el número de golpes (N), $N \geq 50$ corresponde al tipo de perfil C, que es el obtenido en este estudio.

4.1.5 Velocidad media de la onda de cortante Vs30

Uno de los parámetros físicos más importantes que es utilizado para la respuesta sísmica en un determinado sitio, lo compone el promedio de las velocidades de ondas de corte en los primeros 30 m de espesor (V_{s30}).

Para este estudio la determinación de la velocidad de ondas de corte se realizará en base a una serie de ecuaciones realizada por varios investigadores alrededor del mundo y que han transcurrido a través de la historia.

Las correlaciones existentes entre el número de golpes que realizamos en el ensayo de penetración estándar (SPT) y la velocidad de onda de corte (V_s) realizada por investigadores explican el uso de estas ecuaciones para los tipos de suelo: Grava arena, limo, arcilla y para todo tipo de suelo.

Tomando en cuenta que el tipo de suelo encontrado en nuestra área de estudio se trata de arena con presencia baja de material fino (arcilla) procederemos al cálculo de la velocidad de onda de corte tomando en cuenta las ecuaciones asignadas para el tipo de suelo arena.

Para este cálculo procederemos a tomar las ecuaciones asignadas obteniendo resultados a partir del ingreso del número de golpes realizado en el ensayo de penetración estándar (SPT), luego descartaremos los valores que se encuentren fuera de rango del tipo de suelo antes analizado mediante la clasificación SUCS y con ello poder calcular una media aritmética de los valores encontrados dentro del rango y así obtener la velocidad de onda de corte para cada punto ensayado.

Las ecuaciones realizadas a través del tiempo por varios investigadores del mundo son las siguientes:

Tabla 17. Ecuaciones para cálculo de velocidad de onda de corte

Investigador(es)		Todos los tipos de suelo (m/s)	Arena (m/s)	Limo (m/s)	Arcilla (m/s)
Kanai	1966	$V_s = 19 \cdot (N^{0.6})$	-	-	-
Shibata	1970	-	$V_s = 31.7 \cdot (N^{0.54})$	-	-
Imai and Yoshimura	1970	$V_s = 76 \cdot (N^{0.33})$	-	-	-
Ohba and Toriuma	1970	$V_s = 84 \cdot (N^{0.31})$	-	-	-
Ohta et al.	1972	-	$V_s = 87.2 \cdot (N^{0.36})$	-	-
Fujiwara	1972	$V_s = 92.1 \cdot (N^{0.337})$	-	-	-
Ohsaki and Iwasaki	1973	$V_s = 81.4 \cdot (N^{0.39})$	-	-	-
Ima et al.	1978	$V_s = 89.9 \cdot (N^{0.341})$	-	-	-
Imai	1977	$V_s = 91 \cdot (N^{0.337})$	$V_s = 80.6 \cdot (N^{0.331})$	-	$V_s = 80.2 \cdot (N^{0.292})$
Ohta et al.	1978	$V_s = 85.35 \cdot (N^{0.348})$	-	-	-
Seed and Idriss	1981	$V_s = 61.4 \cdot (N^{0.5})$	-	-	-
Imai and Tonouchi	1982	$V_s = 96.9 \cdot (N^{0.314})$	-	-	-
Seed et al.	1983	-	$V_s = 56.4 \cdot (N^{0.5})$	-	-
Sykora and Stokoe	1983	-	$V_s = 100.5 \cdot (N^{0.29})$	-	-
Fumal and Tinsley	1985	-	$V_s = 152 + 5.1 \cdot (N^{0.27})$	-	-
Tonouchi et al.	1983	$V_s = 97 \cdot (N^{0.314})$	-	-	-
Jinan	1987	$V_s = 116.1 \cdot (N + 0.3185)^{0.202}$	-	-	-
Okanoto et al.	1989	-	$V_s = 125 \cdot (N^{0.3})$	-	-
Lee	1990	-	$V_s = 57.4 \cdot (N^{0.49})$	$V_s = 105.64 \cdot (N^{0.32})$	$V_s = 114.43 \cdot (N^{0.31})$
Athanasopoulos	1995	$V_s = 107.6 \cdot (N^{0.36})$	-	-	$V_s = 76.55 \cdot (N^{0.445})$
Yokota et al.	1991	$V_s = 121 \cdot (N^{0.27})$	-	-	$V_s = 114 \cdot (N^{0.31})$
Kalteziotis et al.	1992	$V_s = 76.2 \cdot (N^{0.24})$	-	-	-
Pitilakis et al.	1992	-	$V_s = 162 \cdot (N^{0.17})$	-	-
Raptakis et al.	1995	-	$V_s = 100 \cdot (N^{0.24})$	-	-
Sisman	1995	$V_s = 32.8 \cdot (N^{0.51})$	-	-	-
Iyisan	1996	$V_s = 51.5 \cdot (N^{0.516})$	-	-	-
Kayabali	1996	-	$V_s = 175 + (3.75 \cdot N)$	-	-
Jafari et al.	1997	$V_s = 22 \cdot (N^{0.85})$	-	-	-
Pitilakis et al.	1999	-	$V_s = 145 \cdot (N^{0.178})$	-	$V_s = 132 \cdot (N^{0.271})$
Kiku et al.	2001	$V_s = 68.3 \cdot (N^{0.292})$	-	-	-
Jafari et al.	2002	-	-	$V_s = 22 \cdot (N^{0.27})$	$V_s = 27 \cdot (N^{0.73})$
Hasancebi and Ulusay	2006	$V_s = 90 \cdot (N^{0.309})$	$V_s = 90.82 \cdot (N^{0.319})$	-	$V_s = 97.89 \cdot (N^{0.209})$
Hasancebi and Ulusay	2006	$V_s = 104.79 \cdot (N^{0.26})$	$V_s = 131 \cdot (N^{0.205})$	-	$V_s = 107.63 \cdot (N^{0.237})$
Dikmen	2009	$V_s = 58 \cdot (N^{0.39})$	$V_s = 73 \cdot (N^{0.33})$	$V_s = 60 \cdot (N^{0.36})$	$V_s = 44 \cdot (N^{0.48})$
Uma Maheshwari et al.	2010	$V_s = 95.64 \cdot (N^{0.301})$	$V_s = 100.53 \cdot (N^{0.265})$	-	$V_s = 89.3 \cdot (N^{0.358})$
Fauzi et al.	2014	$V_s = 105.03 \cdot (N^{0.286})$	-	-	-

Fuente: Adopted from Akin et al. (2011)

Tabla 18. Cálculo de la Velocidad de onda de corte 1 (Vs1)

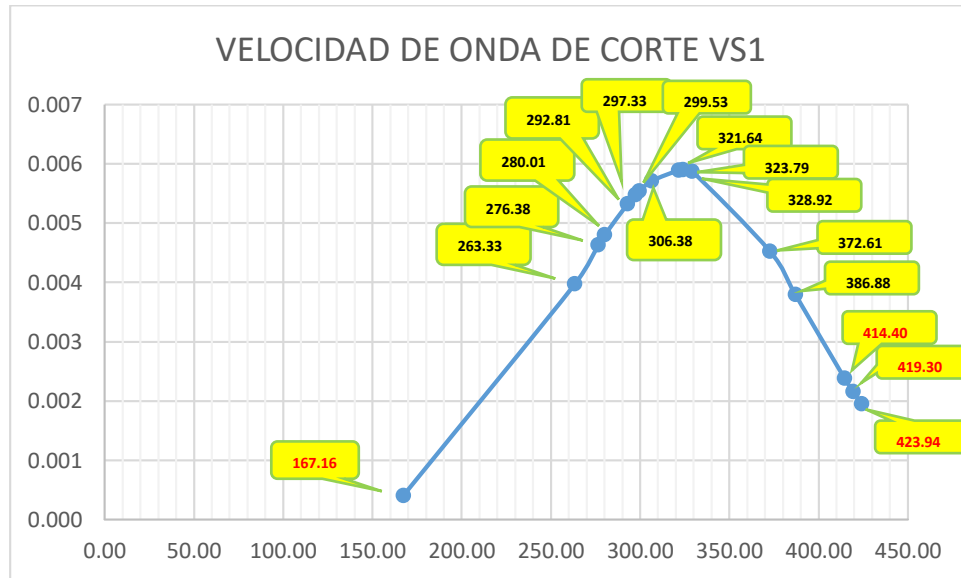
UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL CÁLCULO DE Vs1	
PRIMER PUNTO ENSAYADO	
N	56,5

<i>Investigador (es)</i>	<i>Arena (m/s)</i>
Shibata (1970)	Vs= 31.7*(N^0.54)
	280,005
Ohta et al. (1972)	Vs= 87.2*(N^0.36)
	372,610
Imai (1977)	Vs= 80.6*(N^0.331)
	306,382
Seed et al. (1983)	Vs= 56.4*(N^0.5)
	423,939
Sykora and Stokoe (1983)	Vs= 100.5*(N^0.29)
	323,788
Fumal and Tinsley (1985)	Vs= 152+5.1*(N^0.27)
	167,157
Okanoto et al. (1989)	Vs= 125*(N^0.3)
	419,300
Lee (1990)	Vs= 57.4*(N^0.49)
	414,396
Pitilakis et al. (1992)	Vs= 162*(N^0.17)
	321,635
Raptakis et al. (1995)	Vs= 100*(N^0.24)
	263,325
Kayabali (1996)	Vs= 175+(3.75*N)
	386,875
Pitilakis et al. (1999)	Vs= 145*(Noo^0.178)
	297,326
Hasancebi and Ulusay (2006)	Vs= 90.82*(N^0.319)
	328,916
Hasancebi and Ulusay (2006)	Vs= 131*(Noo^0.205)
	299,531
Dikmen (2009)	Vs= 73*(N^0.33)
	276,375

Uma Maheshwari et al. (2010)	$V_s = 100.53 \cdot (N^{0.265})$
	292,812
MEDIA ARITMETICA	323,398
DESVIACIÓN ESTANDAR	67,6559

Fuente: Paúl Toapanta

Figura 17: Representación de resultados de ecuaciones para Vs1



Fuente: Paul Toapanta

Tabla 19. Determinación de tipo de perfil en punto de ensayo 1

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL DETERMINACION DE PERFIL DE SUELO EN 1er PUNTO DE ENSAYO		
VS1	MEDIA ARITMÉTICA	TIPO DE PERFIL
167,16	312,47	D
263,33		
276,38		
280,01		
292,81		
297,33		
299,53		
306,38		

Valores fuera de rango

321,64		
323,79		
328,92		
372,61		
386,88		
414,40		
419,30		
423,94		

Fuente: Paul Toapanta

Debido a que el cálculo de la velocidad de onda de corte en el primer punto ensayo obtenemos un valor de 312.47 m/s y con la ayuda de la tabla 11. Obtenida de la norma ecuatoriana de la construcción (NEC-SE-DS 2015) que nos indica a que si el valor de V_s se encuentra en el rango $360 \text{ m/s} \geq V_s \geq 180 \text{ m/s}$, podemos determinar que el perfil obtenido dentro de este punto se trata de un perfil de suelo tipo D.

Tabla 20. Cálculo de la Velocidad de onda de corte 2 (V_{s2})

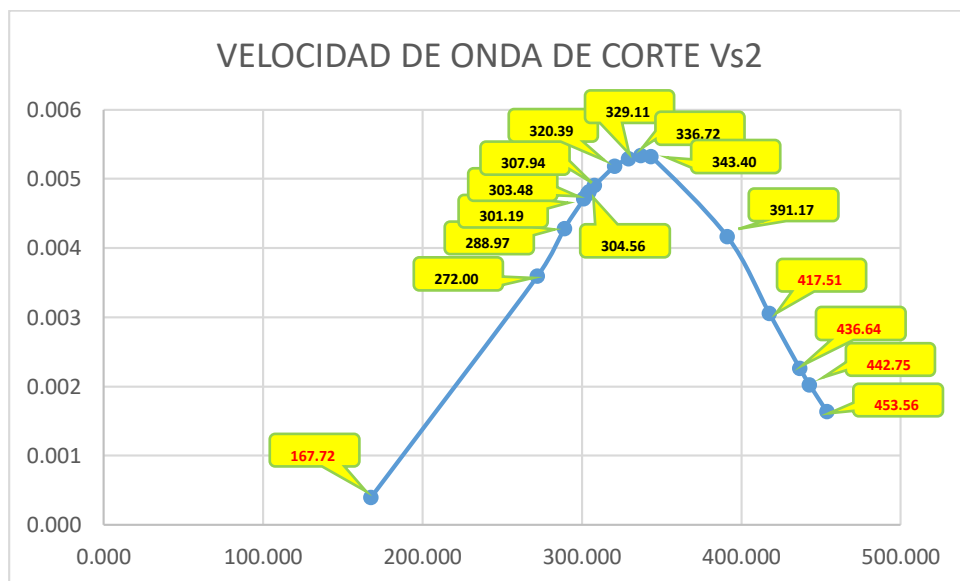
UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL CÁLCULO DE V_{s2}	
SEGUNDO PUNTO ENSAYADO	
N	64,67

<i>Investigador (es)</i>	<i>Arena (m/s)</i>
Shibata (1970)	$V_s = 31.7 \cdot (N^{0.54})$
	301,189
Ohta et al. (1972)	$V_s = 87.2 \cdot (N^{0.36})$
	391,174
Imai (1977)	$V_s = 80.6 \cdot (N^{0.331})$
	320,389
Seed et al. (1983)	$V_s = 56.4 \cdot (N^{0.5})$
	453,556
Sykora and Stokoe (1983)	$V_s = 100.5 \cdot (N^{0.29})$
	336,721
Fumal and Tinsley (1985)	$V_s = 152 + 5.1 \cdot (N^{0.27})$
	167,720

Okanoto et al. (1989)	$V_s = 125 \cdot (N^{0.3})$	436,637
Lee (1990)	$V_s = 57.4 \cdot (N^{0.49})$	442,748
Pitilakis et al. (1992)	$V_s = 162 \cdot (N^{0.17})$	329,105
Raptakis et al. (1995)	$V_s = 100 \cdot (N^{0.24})$	272,000
Kayabali (1996)	$V_s = 175 + (3.75 \cdot N)$	417,513
Pitilakis et al. (1999)	$V_s = 145 \cdot (N^{0.178})$	304,560
Hasancebi and Ulusay (2006)	$V_s = 90.82 \cdot (N^{0.319})$	343,396
Hasancebi and Ulusay (2006)	$V_s = 131 \cdot (N^{0.205})$	307,939
Dikmen (2009)	$V_s = 73 \cdot (N^{0.33})$	288,971
Uma Maheshwari et al. (2010)	$V_s = 100.53 \cdot (N^{0.265})$	303,481
MEDIA ARITMETICA		338,569
DESVIACIÓN ESTANDAR		74,8077

Fuente: Paul Toapanta

Figura 18: Representación de resultados de ecuaciones para Vs2



Fuente: Paul Toapanta

Tabla 21. Determinación de tipo de perfil en punto de ensayo 2

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL DETERMINACION DE PERFIL DE SUELO EN 2do PUNTO DE ENSAYO		
VS2	MEDIA ARITMÉTICA	TIPO DE PERFIL
167,720	318,08	D
272,000		
288,971		
301,189		
303,481		
304,560		
307,939		
320,389		
329,105		
336,721		
343,396		
391,174		
417,513		
436,637		
442,748		
453,556		

Valores fuera de rango

Fuente: Paul Toapanta

Debido a que el cálculo de la velocidad de onda de corte en el segundo punto ensayo obtenemos un valor de 318.08 m/s y con la ayuda de la tabla 11. Obtenida de la norma ecuatoriana de la construcción (NEC-SE-DS 2015) que nos indica a que si el valor de V_s se encuentra en el rango $360 \text{ m/s} \geq V_s \geq 180 \text{ m/s}$, podemos determinar que el perfil obtenido dentro de este punto se trata de un perfil de suelo tipo D.

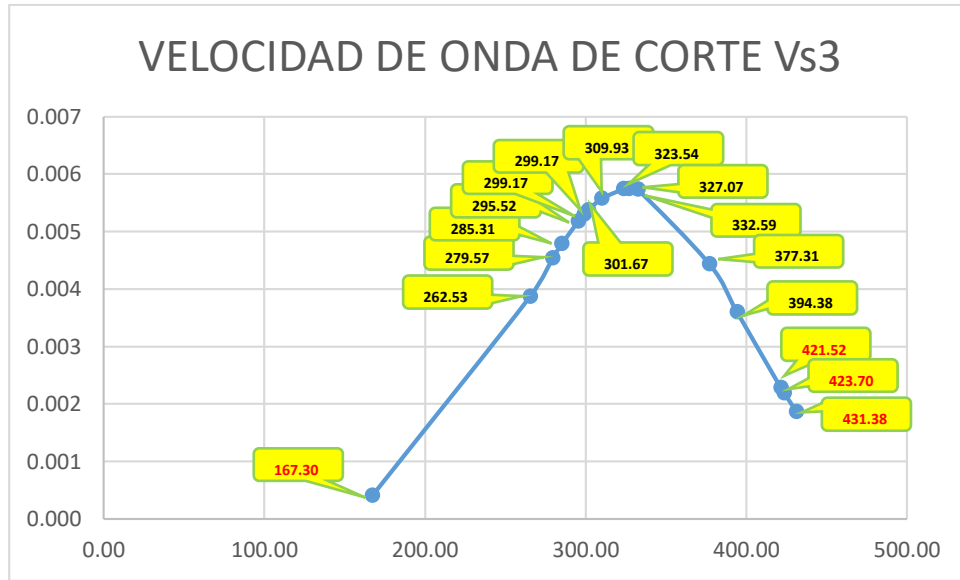
Tabla 22. Cálculo de la Velocidad de onda de corte 3 (V_{s3})

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL CÁLCULO DE V_{s3}
TERCER PUNTO ENSAYADO

N	58,5
<i>Investigador (es)</i>	<i>Arena (m/s)</i>
Shibata (1970)	$V_s = 31.7 \cdot (N^{0.54})$ 285,314
Ohta et al. (1972)	$V_s = 87.2 \cdot (N^{0.36})$ 377,305
Imai (1977)	$V_s = 80.6 \cdot (N^{0.331})$ 309,930
Seed et al. (1983)	$V_s = 56.4 \cdot (N^{0.5})$ 431,377
Sykora and Stokoe (1983)	$V_s = 100.5 \cdot (N^{0.29})$ 327,070
Fumal and Tinsley (1985)	$V_s = 152 + 5.1 \cdot (N^{0.27})$ 167,300
Okanoto et al. (1989)	$V_s = 125 \cdot (N^{0.3})$ 423,698
Lee (1990)	$V_s = 57.4 \cdot (N^{0.49})$ 421,520
Pitilakis et al. (1992)	$V_s = 162 \cdot (N^{0.17})$ 323,543
Raptakis et al. (1995)	$V_s = 100 \cdot (N^{0.24})$ 265,532
Kayabali (1996)	$V_s = 175 + (3.75 \cdot N)$ 394,375
Pitilakis et al. (1999)	$V_s = 145 \cdot (N^{0.178})$ 299,173
Hasancebi and Ulusay (2006)	$V_s = 90.82 \cdot (N^{0.319})$ 332,586
Hasancebi and Ulusay (2006)	$V_s = 131 \cdot (N^{0.205})$ 301,674
Dikmen (2009)	$V_s = 73 \cdot (N^{0.33})$ 279,566
Uma Maheshwari et al. (2010)	$V_s = 100.53 \cdot (N^{0.265})$ 295,523
MEDIA ARITMETICA	327,218
DESVIACIÓN ESTANDAR	69,4068

Fuente: Paul Toapanta

Figura 19: Representación de resultados de ecuaciones para Vs3



Fuente: Paul Toapanta

Tabla 23. Determinación de tipo de perfil en punto de ensayo 3

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL DETERMINACION DE PERFIL DE SUELO EN 3er PUNTO DE ENSAYO		
VS3	MEDIA ARITMÉTICA	TIPO DE PERFIL
167,30	315.97	D
265,53		
279,57		
285,31		
295,52		
299,17		
301,67		
309,93		
323,54		
327,07		
332,59		
377,31		
394,38		
421,52		

Valores fuera de rango

423,70		
431,38		

Fuente: Paul Toapanta

Debido a que el cálculo de la velocidad de onda de corte en el tercer punto ensayo obtenemos un valor de 315.97 m/s y con la ayuda de la tabla 11. Obtenida de la norma ecuatoriana de la construcción (NEC-SE-DS 2015) que nos indica a que si el valor de V_s se encuentra en el rango $360 \text{ m/s} \geq V_s \geq 180 \text{ m/s}$, podemos determinar que el perfil obtenido dentro de este punto se trata de un perfil de suelo tipo D

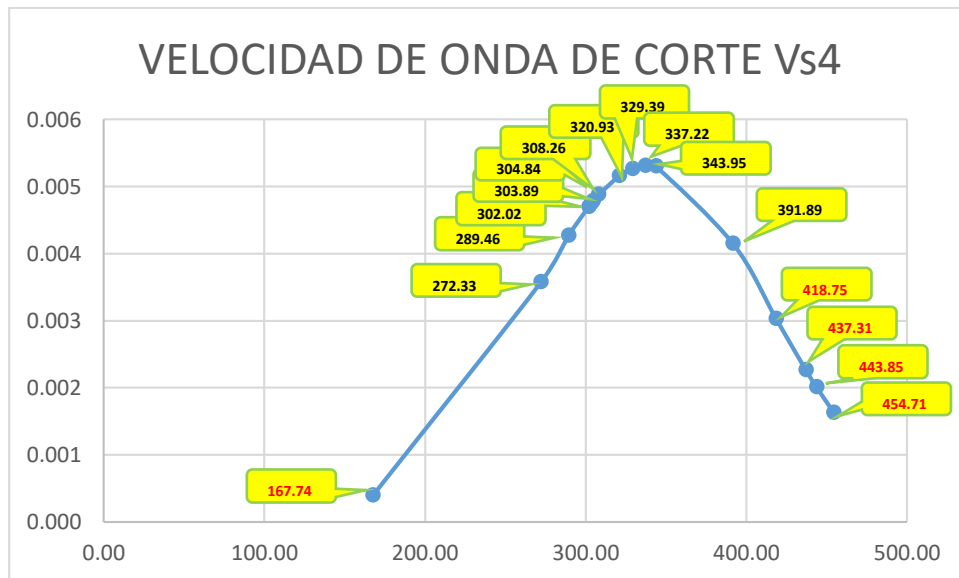
Tabla 24. Cálculo de la Velocidad de onda de corte 4 (V_{s4})

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL CÁLCULO DE V_{s4}	
CUARTO PUNTO ENSAYADO	
N	65
Investigador (es)	Arena (m/s)
Shibata (1970)	$V_s = 31.7 \cdot (N^{0.54})$ 302,018
Ohta et al. (1972)	$V_s = 87.2 \cdot (N^{0.36})$ 391,891
Imai (1977)	$V_s = 80.6 \cdot (N^{0.331})$ 320,929
Seed et al. (1983)	$V_s = 56.4 \cdot (N^{0.5})$ 454,711
Sykora and Stokoe (1983)	$V_s = 100.5 \cdot (N^{0.29})$ 337,218
Fumal and Tinsley (1985)	$V_s = 152 + 5.1 \cdot (N^{0.27})$ 167,742
Okanoto et al. (1989)	$V_s = 125 \cdot (N^{0.3})$ 437,305
Lee (1990)	$V_s = 57.4 \cdot (N^{0.49})$ 443,853
Pitilakis et al. (1992)	$V_s = 162 \cdot (N^{0.17})$ 329,390

Raptakis et al. (1995)	$Vs = 100 \cdot (N^{0.24})$ 272,332
Kayabali (1996)	$Vs = 175 + (3.75 \cdot N)$ 418,750
Pitilakis et al. (1999)	$Vs = 145 \cdot (N^{0.178})$ 304,836
Hasancebi and Ulusay (2006)	$Vs = 90.82 \cdot (N^{0.319})$ 343,954
Hasancebi and Ulusay (2006)	$Vs = 131 \cdot (N^{0.205})$ 308,261
Dikmen (2009)	$Vs = 73 \cdot (N^{0.33})$ 289,457
Uma Maheshwari et al. (2010)	$Vs = 100.53 \cdot (N^{0.265})$ 303,891
MEDIA ARITMETICA	339,159
DESVIACIÓN ESTANDAR	75,0962

Fuente: Paul Toapanta

Figura 20: Representación de resultados de ecuaciones para Vs4



Fuente: Paul Toapanta

Tabla 25. Determinación de tipo de perfil en punto de ensayo 4

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL DETERMINACION DE PERFIL DE SUELO EN 4to PUNTO DE ENSAYO		
VS4	MEDIA ARITMÉTICA	TIPO DE PERFIL
167,74	318,56	D
272,33		
289,46		
302,02		
303,89		
304,84		
308,26		
320,93		
329,39		
337,22		
343,95		
391,89		
418,75		
437,31		
443,85		
454,71		

Valores fuera de rango

Fuente: Paul Toapanta

Debido a que el cálculo de la velocidad de onda de corte en el cuarto punto ensayo obtenemos un valor de 318.56 m/s y con la ayuda de la tabla 11. Obtenida de la norma ecuatoriana de la construcción (NEC-SE-DS 2015) que nos indica a que si el valor de V_s se encuentra en el rango $360 \text{ m/s} \geq V_s \geq 180 \text{ m/s}$, podemos determinar que el perfil obtenido dentro de este punto se trata de un perfil de suelo tipo D

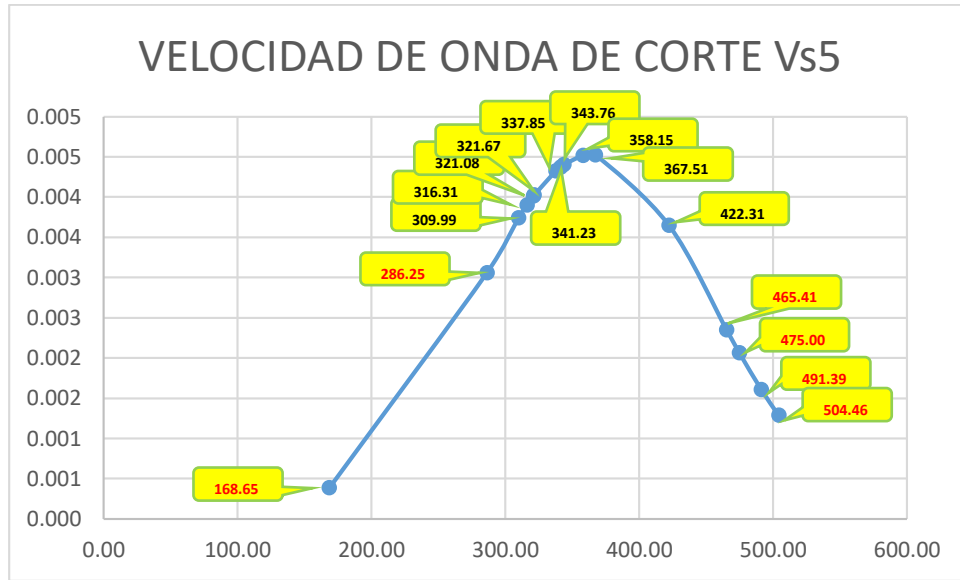
Tabla 26. Cálculo de la Velocidad de onda de corte 5 (V_{s5})

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL CÁLCULO DE V_{s5}
QUINTO PUNTO ENSAYADO

N	80
<i>Investigador (es)</i>	<i>Arena (m/s)</i>
Shibata (1970)	$V_s = 31.7 \cdot (N^{0.54})$ 337,853
Ohta et al. (1972)	$V_s = 87.2 \cdot (N^{0.36})$ 422,308
Imai (1977)	$V_s = 80.6 \cdot (N^{0.331})$ 343,762
Seed et al. (1983)	$V_s = 56.4 \cdot (N^{0.5})$ 504,457
Sykora and Stokoe (1983)	$V_s = 100.5 \cdot (N^{0.29})$ 358,148
Fumal and Tinsley (1985)	$V_s = 152 + 5.1 \cdot (N^{0.27})$ 168,650
Okanoto et al. (1989)	$V_s = 125 \cdot (N^{0.3})$ 465,411
Lee (1990)	$V_s = 57.4 \cdot (N^{0.49})$ 491,390
Pitilakis et al. (1992)	$V_s = 162 \cdot (N^{0.17})$ 341,225
Raptakis et al. (1995)	$V_s = 100 \cdot (N^{0.24})$ 286,247
Kayabali (1996)	$V_s = 175 + (3.75 \cdot N)$ 475,000
Pitilakis et al. (1999)	$V_s = 145 \cdot (N^{0.178})$ 316,314
Hasancebi and Ulusay (2006)	$V_s = 90.82 \cdot (N^{0.319})$ 367,508
Hasancebi and Ulusay (2006)	$V_s = 131 \cdot (N^{0.205})$ 321,666
Dikmen (2009)	$V_s = 73 \cdot (N^{0.33})$ 309,986
Uma Maheshwari et al. (2010)	$V_s = 100.53 \cdot (N^{0.265})$ 321,081
MEDIA ARITMETICA	364,438
DESVIACIÓN ESTANDAR	88,1853

Fuente: Paul Toapanta

Figura 21: Representación de resultados de ecuaciones para Vs5



Fuente: Paul Toapanta

Tabla 27. Determinación de tipo de perfil en punto de ensayo 5

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL DETERMINACION DE PERFIL DE SUELO EN 5to PUNTO DE ENSAYO		
VS5	MEDIA ARITMÉTICA	TIPO DE PERFIL
168,65	343,99	D
286,25		
309,99		
316,31		
321,08		
321,67		
337,85		
341,23		
343,76		
358,15		
367,51		
422,31		
465,41		
475,00		
491,39		

Valores fuera de rango



504,46

Fuente: Paul Toapanta

Debido a que el cálculo de la velocidad de onda de corte en el quinto punto ensayo obtenemos un valor de 343.99 m/s y con la ayuda de la tabla 11. Obtenida de la norma ecuatoriana de la construcción (NEC-SE-DS 2015) que nos indica a que si el valor de V_s se encuentra en el rango $360 \text{ m/s} \geq V_s \geq 180 \text{ m/s}$, podemos determinar que el perfil obtenido dentro de este punto se trata de un perfil de suelo tipo D.

Una vez calculadas las velocidades de onda de corte obtenemos que en los cinco puntos ensayados nos encontramos con un perfil de suelo tipo D, para lo cual calcularemos una media aritmética de todas las velocidades antes calculadas y obtener un valor neto de velocidad de onda de corte (V_s) con el cual trabajaremos para las ecuaciones de atenuación, como lo indicaremos en la siguiente tabla 28.

Tabla 28. Tabla resumen y determinación de V_s

 UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL TABLA RESUMEN Y DETERMINACION DE V_s 				
PUN. ENSAYADO	NSPT	V_s para c/punto	TIPO PERFIL	V_s
1	56,5	312,47	D	321,81
2	64,67	318,08	D	
3	58,5	315,97	D	
4	65	318,56	D	
5	80	343,99	D	

Fuente: Paul Toapanta

4.1.6 Ecuaciones de atenuación para cortical intraplaca

Ecuaciones para sismos corticales superficiales con una profundidad $\leq K_m$

4.1.6.1 Modelo David M Boore y Gail M. Atkinson (2008)

Estas ecuaciones fueron publicadas por Boore y sus compañeros el año de 1997 y los datos de los sismos para la realización de los GMPE en esta investigación fue en base a la información compilada en el proyecto PEER (Pacific Earthquake Engineering Research Center) NGA en el año 2008, esta investigación se realizó para la predicción de movimientos de la tierra en sentido horizontal en función de la magnitud del terremoto, la distancia a la fuente, la velocidad de onda de corte promedio local y el tipo de falla. Mediante la utilización de estas relaciones nos permiten realizar el cálculo de la pseudo-aceleración absoluta con un 5% de amortiguamiento en espectros que se encuentre con periodos entre 0.01 y 10 segundos. [28]

Estas ecuaciones tienen ciertas prohibiciones como: La velocidad de onda de corte (V_{s30}) debe encontrarse entre de 180 m/s a 1300 m/s: la magnitud del momento (M_w) entre 5 y 8: distancia de la fuente al sitio de estudio (R_{jb}) menor a 200 Km. [28]

$$\ln(Y) = F_M(M) + F_D(R_{JB}, M) + F_s(V_{s30}, R_{JB}, M) + \varepsilon$$

(Ec 5)

Donde:

FM=Función de la escala de magnitud

FD =Función de distancia

FS=Función de la amplificación de sitio.

M=Magnitud de momento

RJB= Es la distancia de Joyner-Boore definida como la distancia más cercana a la proyección en la superficie de falla.

ε =Desviación estándar

La función de distancia está dada por:

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

(Ec 7)

Donde:

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

(Ec 8)

c1, c2, c3 y h son coeficientes que se determinan en el análisis de regresión

Mref= 4.5

Rref= 1 Km

La función de magnitud viene dada por:

a) $M \leq M_h$

$$F_M(M) = e_1U + e_2SS + e_3NS + e_4RS + e_5(M - M_h) + e_6(M - M_h)^2$$

(Ec 9)

b) $M > M_h$

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

(Ec 10)

Donde:

U, SS, NS, RS son variables ficticias que son usadas para indicar el tipo de falla no especificada, falla normal, falla transcurrente o falla inversa.

Mh es un coeficiente que se debe establecer durante el análisis de regresión. [28]

La función de ampliación del sitio viene dada por:

$$F_S = F_{LIN} + F_{NL}$$

(Ec.11)

Donde:

FLIN Y FNL son términos lineales y no lineales respectivamente.

Término Lineal

$$F_{LIN} = b_{lin} \ln \left(\frac{V_{S30}}{V_{ref}} \right)$$

(Ec.12)

Donde:

blin: se trata de un coeficiente dependiente del periodo

Vref: velocidad de referencia especificada que es 760 m/s

Termino no lineal

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

$$F_{LIN} = b_{nl} \ln \left(\frac{pga_{low}}{0.1} \right)$$

(Ec.13)

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

$$F_{LIN} = b_{nl} \ln \left(\frac{pga_{low}}{0.1} \right) + c \left[\ln \left(\frac{pga_{4nl}}{a_1} \right) \right]^2 + d \left[\ln \left(\frac{pga_{4nl}}{a_1} \right) \right]^3$$

(Ec.14)

c) $a_2 < pga_{4nl}$

$$F_{LIN} = b_{nl} \ln \left(\frac{pga_{4nl}}{0.1} \right)$$

(Ec.15)

Donde:

a_1 (0.03g) y a_2 (0.09g) son coeficientes que se asignan a los niveles de ampliación lineal y no lineal, pga_low : 0.06g esta es una variable aplicada a la transición que se da entre los comportamientos lineales y no lineales; $V_{ref} = 760$ m/s que nos da la ecuación principal con un $FS=0$ y $\varepsilon = 0$. [28]

Estas tres ecuaciones que corresponden a la parte no lineal de la respuesta del suelo (Ec 13-15), son necesarias por estas razones:

- ✚ Para suavizar la transición del comportamiento lineal al no lineal
- ✚ Con estas ecuaciones podemos evitar que la amplificación no lineal aumente indefinidamente a medida que el pga_4 disminuye [28]

Los coeficientes c y d vienen dado por:

$$c = \frac{(3\Delta_y - b_{nl}\Delta_x)}{\Delta_x^2} \quad (\text{Ec.16})$$

$$d = \frac{-(2\Delta_y - b_{nl}\Delta_x)}{\Delta_x^3} \quad (\text{Ec.17})$$

$$\Delta_x = \ln\left(\frac{a_2}{a_1}\right) \quad (\text{Ec.18})$$

$$\Delta_y = b_{nl} \ln\left(\frac{a_2}{pga_low}\right) \quad (\text{Ec.19})$$

bnl: Pendiente no lineal, función de ambos periodos y Vs30 viene dado por:

a) $V_{S30} \leq V_1$

$$b_{nl} = b_1 \tag{Ec.20}$$

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

$$b_{nl} = \frac{(b_1 - b_2) \ln\left(\frac{V_{S30}}{V_2}\right)}{\ln\left(\frac{V_1}{V_2}\right)} + b_2 \tag{Ec.21}$$

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

$$b_{nl} = \frac{b_2 \ln\left(\frac{V_{S30}}{V_{ref}}\right)}{\ln\left(\frac{V_2}{V_{ref}}\right)} \tag{Ec.22}$$

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

$$b_{nl} = 0 \tag{Ec.23}$$

$V_1=180$ m/s $V_2=300$ m/s, b_1 y b_2 son coeficientes del periodo.

Categorías:

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

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

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

4.1.6.2 Modelo Sinan Akkar y Julian Bommer (2010)

Estas ecuaciones constan de una actualización que corrigen las ecuaciones de Akkar y Bommer de 2007 y muestran un nuevo GMPE, para la elaboración de estas ecuaciones de atenuación se tomaron en cuenta un total de 131 movimientos sísmicos que constaron de magnitudes (M_w) entre los 5 a 7.6 y una distancia máxima de hasta 100 Km. [29]

Dichas ecuaciones son capaces de predecir los desplazamientos espectrales (SD). [29]

Limitaciones del modelo de Akkar y Bommer:

$M_w = 5 - 7.6$

Distancia < 100 Km

Ecuación de Akkar y Bommer:

$$\log(Psa) = b_1 + b_2M + b_3 M^2 + (b_4 + b_5M)\log\sqrt{R_{JB}^2 + b_6^2} + b_7S_S + b_8S_A + b_9FN + b_{10}F_R + \varepsilon\sigma \quad (\text{Ec.6})$$

Donde:



$$\sigma = \sqrt{\sigma_1 + \sigma_2} \quad (\text{Ec.24})$$

✚ **Psa (Pseudo aceleración espectral amortiguada):** al 5% y se encuentra en cm/s^2 .

✚ **B1, b2, b3, b4, b5, b6, b7, b8, b9, b10=** Coeficientes de regresión



- ✚ σ = Desviación estándar
- ✚ R_{jb} = Distancia más cercana a la proyección de la falla
- ✚ M = Magnitud de momento
- ✚ σ_1 = Variabilidad intra-evento
- ✚ σ_2 = Variabilidad inter-evento [29] [30]

Tabla 29. Coeficientes del tipo de suelo

 UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL COEFICIENTES DE TIPO DE SUELO 			
TIPO DE SUELO	SUELO BLANDO $V_{s30} < 360$ m/s	SUELO RÍGIDO	ROCA $V_{s30} > 750$ m/s
SS	1	0	0
SA	0	1	0

Fuente: Akkar y Bommer (2010)

Tabla 30. Coeficientes del tipo de falla

 UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL COEFICIENTES DE TIPO DE FALLA 			
TIPO DE FALLA	NORMAL	INVERSA	TRANSCURRENTE
FN	1	0	0
FR	0	1	0

Fuente: Akkar y Bommer (2010)

4.1.6.3 Modelo de Kanno (2006)

Este modelo se da gracias a un estudio que establece una base de datos acerca de los movimientos sísmicos grandes en Japón que están entre los años 1963 y 2003, para poder establecer una relación de atenuación para dicho país, tanto para aceleración de respuesta como el valor pico. [30]

Las variables con las que cuenta este modelo son: Magnitud de sismo (M_w), distancia más corta al plano de falla sísmica y profundidad focal. [30]

En este modelo contamos con dos ecuaciones que nos indican que serán utilizadas para para movimientos superficiales y para movimientos profundos. [30]

Si $D \leq 30$ Km:

$$\log pre = a_1 M_w + b_1 X - \log(X + d_1 * 10^{e_1 M_w}) + c_1 + \epsilon_1 \quad (\text{Ec.25})$$

Si $D \geq 30$ Km:

$$\log pre = a_2 M_w + b_2 X - \log(X) + c_2 + \epsilon_2 \quad (\text{Ec.26})$$

Utilizaremos la primera ecuación para nuestro proyecto debido a que el evento es superficial

Donde:

- ✚ **pre**= PGA en cm/s^2
- ✚ **D** = Profundidad focal (Km)
- ✚ **$a_1, b_1, c_1, d_1, a_2, b_2, y c_2$** son coeficientes de regresión
- ✚ **e_1** = 0,5 para todos los períodos
- ✚ **X** = Distancia de origen

Tomaremos en cuenta las siguientes condiciones debido a que para los terremotos poco profundos x tiene las siguientes características:

- ✚ 6.0 ($x \leq 25$ Km)
- ✚ 3.0 ($25 < x \leq 50$ Km)

1.5 ($50 < x \leq 75$ Km)

1.0 ($x > 75$ Km)

4.1.7 Ecuaciones de atenuación para procesos de subducción

4.1.7.1 Modelo de R.R Youngs (1997)

En este modelo de ecuación presenta relaciones de atenuación para sismos en áreas de subducción. Los datos que se utilizaron para la creación de esta ecuación de movimiento de suelo indicaron que los movimientos sísmicos provocados en estas áreas de subducción producen movimientos telúricos que se dan en menor 0 proporción que los sismos dados por las fallas dentro de las áreas de placas tectónicas. [17]

Se consideran dos tipos de sismos: interplaca e intraplaca.

Limitantes del modelo de Youngs

Este modelo de ecuaciones las utilizaremos para magnitudes de momento (M_w) mayores a 5, para profundidades focales que se encuentren entre 10 y 229 Km y distancias a la proyección a la falla que estén entre 10 a 500 Km. [17]

Ecuación de Youngs

$$\ln(Y) = -0.6687 + 1.43M + C_1 + C_2(10 - M)^3 + C_3 \ln(R + 1.097 e^{0.617M}) + 0.00648 H + 0.3647Z_T \quad (\text{Ec.1})$$

$$\text{Desviación Estandar} = C_4 + C_5M \quad (\text{Ec.27})$$

La desviación estándar para magnitudes de momento (M_w) ≥ 8 se establecen igual a la magnitud (M_w) = 8. [17]

Donde:

Y= Aceleración espectral en g

M= Magnitud de momento

R= Distancia mas cercana a la falla (Km)

H= Profundidad Focal (Km)

Z_t= Indica el tipo de fuente (0 para sismos interplaca y 1 para sismos intraplaca)

Categorías:

- ✚ **Suelos profundos** $Z_{ds} = 1$; $Z_r = 0$; $Z_{ss} = 0$; profundidad hasta lecho rocoso es mayor de 20 m
- ✚ **Suelos poco profundos** $Z_{ds} = 0$; $Z_r = 0$; $Z_{ss} = 1$; profundidad hasta la roca madre es menor de 20 m

4.1.7.2 Modelo de Jhon X. Zhao (2006)

A causa de que las trayectorias se propagan de la onda sísmica desde la fuente del terremoto hasta la superficie del suelo varían de un tipo de terremoto a otro, se estima que los movimientos de suelo generados por distintos tipos de terremotos sean diferentes incluso si los eventos tienen las mismas magnitudes y las mismas distancias a la fuente. [31]

Este modelo presenta ecuaciones de atenuación espectral para Japón, fue realizado con la utilización de 4518 registros de Japón, entre los cuales 1285 eran eventos corticales, 1508 fueron eventos interplaca y 1725 fueron eventos intraplaca. Tos estos eventos antes mencionados fueron considerados de fuertes movimientos sísmicos principales y de réplicas hasta el año 2003 de Tokach. [31]

Ecuación de Zhao

$$\ln(Y) = aM_W + bx - \ln(r) + e(h - h_c) * \delta_h + F_R + S_I + S_S + S_{SL} \ln(x) + C_k$$
$$r = x + c \exp(d M_W)$$

(Ec.2)

Donde:

Y= Aceleración espectral amortiguada al 5% en cm/s²

a, b, c, d, e= Términos obtenidos del análisis de regresión

M_w= Magnitud de momento

X= Distancia a la fuente en Km

h= Profundidad focal en Km.

h_c= Constante de profundidad para eventos superficiales (Toma el valor de 15 km).

FR= Aplicable sólo a eventos de falla inversa y cero para todo los demás.

SI= Parámetro del tipo de fuente tectónico, aplicable sólo a eventos interplaca, para el resto de eventos es cero.

SS= Parámetro aplicable sólo a eventos de subducción, para el resto de eventos es cero.

SSL= Parámetro modificador de trayectoria para eventos intraplaca.

C_k= Parámetro de la clase de suelo.

δ_h= Toma el valor de 1 cuando $h \geq h_c$ caso contrario es 0.

SR= 0.251; **SI**= 0.0; **SS**= 2.607; **SSL**= -0528 [31]

Profundidades focales:

🚩 **Evento cortical:** h= 0 – 25 Km

🚩 **Eventos interplaca:** h= 10 -50 Km

🚩 **Eventos intraplaca:** h= 15- 162 Km

🚩 **Si h > 125 Km usar:** h= 0-125 Km

Tabla 31. Clasificación del tipo de suelo

Clase de suelo	Descripción	V_{30}
Roca dura		$V_{30} > 1100$
SC I	Roca	$V_{30} > 600$
SC II	Suelo duro	$300 < V_{30} \leq 600$
SC III	Suelo medianamente duro	$200 < V_{30} \leq 300$
SC IV	Suelo Suave	$V_{30} \leq 200$

Fuente: Jhon X. Zhao (2006)

4.2 ANÁLISIS DE RESULTADOS

4.2.1 Magnitud de las fallas

Las fallas que hemos seleccionado anteriormente en este estudio, son fallas geológicas con un potencial peligro para la ciudad de Ambato y por ende para la zona de estudio propuesta, por lo cual en este estudio realizaremos el cálculo de la magnitud de momento sísmico (M_w) para cada una de las fallas por medio de la ecuación de Wells y Coppersmith.

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



(Ec.28)

Donde:

a, b= Coeficientes que dependen del tipo de falla

SRL= Longitud de rotura superficial de la falla (Km) (las longitudes las tomaremos de la Tabla 4.

Tabla 32. Magnitud de momento de fallas propuestas

 UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL  MAGNITUD DE MOMENTO SISMICO (Mw) PARA CADA FALLA						
CÓDIGO	NOMBRE	TIPO	COEFICIENTES		SRL (Km)	MAGNITUD DE MOMENTO (Mw)
			a	b		
EC-223	Subducción	Inversa	5	1,22	1536,5	8,89
EC-344b	Ambato	Inversa ciega			16,3	6,48
EC-345	Totoras	Trasncurrente inversa ciega			17,7	6,52
EC-54	Samanga	Inversa ciega			33	6,85
EC-344a	Huachi	Inversa ciega			12,04	6,32

Fuente: Paúl Toapanta

4.2.2 Cálculo de espectros

La importancia que tienen los espectros de respuesta en un diseño de estructuras se basa en el hecho de que estos gráficos condensan la respuesta dinámica de la estructura a diseñar. [32]


Para esta investigación se vendrá a realizar una comparación de espectros de aceleración que serán obtenidos mediante cada uno de los modelos de ecuaciones de atenuaciones propuestos en este proyecto y el espectro calculado mediante la NEC-15. [32]

4.2.2.1 Espectros según Modelo de Boore y atkinson (2008)

En el gráfico posteriormente mostrado se presenta el espectro de repuesta obtenido mediante el modelo de Boore y Atkinson (2008) para fallas de tipo corticales-intraplaca que se presentan en esta investigación.

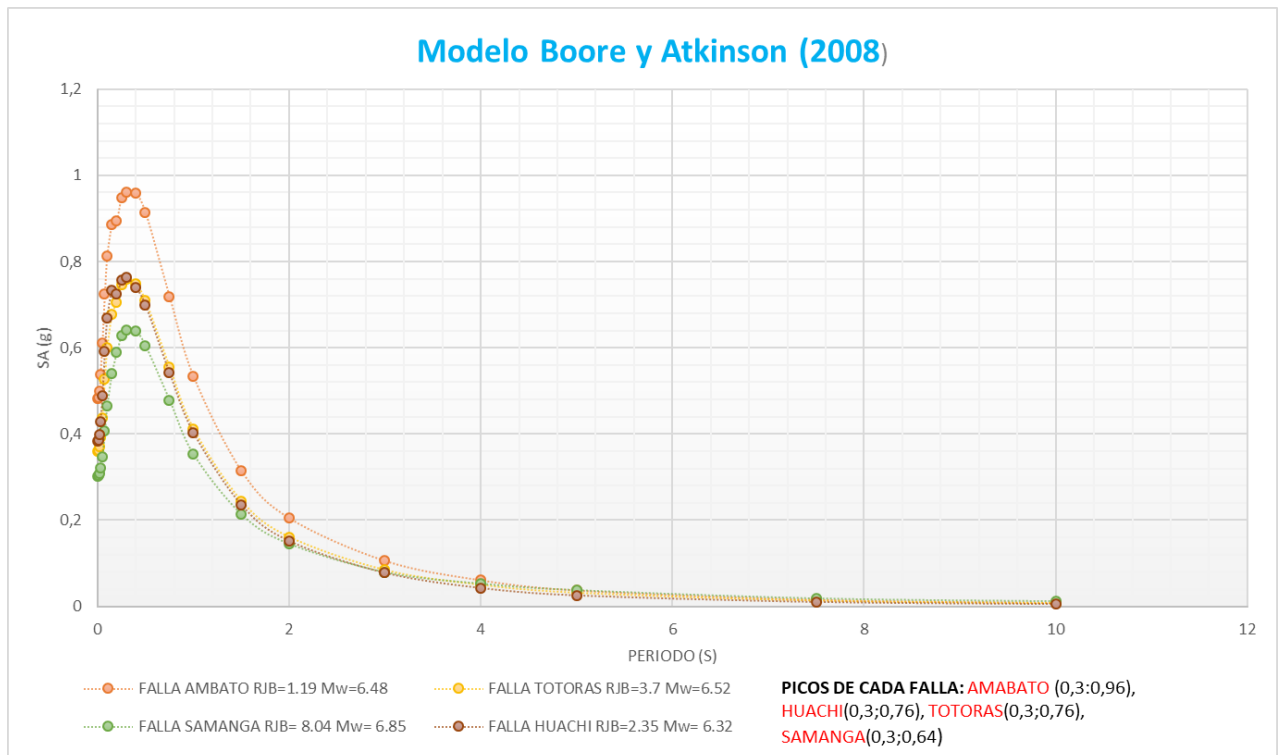
Para el cálculo de dichos espectros de las diferentes fallas nombradas se procedió a realizarlo mediante los siguientes datos:

Tabla 33. Datos para espectros en modelo Boore y Atkinson (2008)

 UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL 					
DATOS PARA REALIZACIÓN DE ESPECTRO MODELO DE BOORE Y ATKINSON					
MODELO DE BOORE Y ATKINSON (2008)					
Datos	Rangos	FALLAS			
		Ambato	Totoras	Samanga	Huachi
Magnitud de mometo (Mw)	5 - 8	6,48	6,52	6,85	6,32
Distancia Rjb en Km	< 200 Km	1,19	3,7	8,04	2,35
Vs30 (m/s)	180-1300 m/s	321,81			
Rref		1			
Mref		4,5			
Vref		760			
NOTA: Los coeficiente utilizados para realizar el cálculo de estos espectros se muestran en el Anexo B					

Fuente: Paúl Toapanta

Figura 22: Espectros de las fallas (Modelo Boore y Atkinson 2008), comparación entre los espectros de las diferentes fallas tectónicas.



Fuente: Paúl Toapanta.

De la siguiente gráfica podemos llegar a la conclusión que ante la presencia de un mismo perfil de suelo, el espectro que presenta una respuesta mayor de aceleración es el que se encuentra en la falla de Ambato con una aceleración de 0.96 g en un periodo de 0.3 segundos, después se encuentra la falla de Huachi con una aceleración de 0.76 g en 0.3 segundos, luego está la falla de Totoras con una aceleración de 0.76 g en 0.3 segundos y por último se encuentra la falla de Samanga con una aceleración de 0.64 g en 0.3 segundos.

Se llega a la siguiente conclusión de que ante la presencia de un mismo perfil de suelo mientras más cercana es la falla al área de estudio se obtendrá una mayor aceleración.

4.2.2.2 Espectros según Modelo de Sinan Akkar y Julian Bommer (2010)

En el gráfico posteriormente mostrado se presenta el espectro de respuesta obtenido mediante el modelo de Sinan Akkar y Julian Bommer (2010) para fallas de tipo corticales que se presentan en esta investigación.

Para el cálculo de dichos espectros de las diferentes fallas nombradas se procedió a realizarlo mediante los siguientes datos:

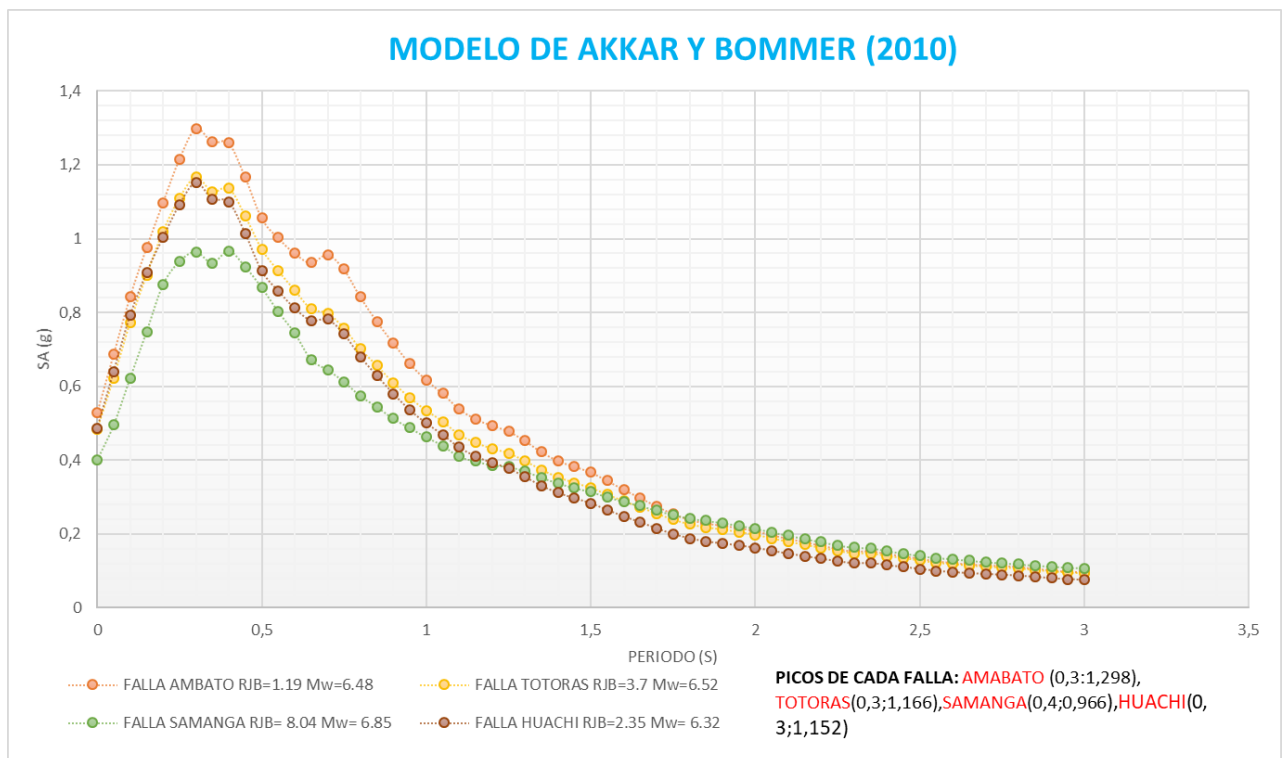
Tabla 34. Datos para espectros en modelo Sinan Akkar y Julian Bommer (2010)

Datos		Rangos	FALLAS			
			Ambato	Totoras	Samanga	Huachi
Magnitud de mometo (Mw)	5 - 7,6		6,48	6,52	6,85	6,32
Distancia Rjb en Km	< 100 Km		1,19	3,7	8,04	2,35
Vs30 (m/s)	180-1300 m/s		321,81			
Tipo de falla (Inversa)			FN=0 ; FR=1			
Tipo de suelo (Rigido)			SS= 0; SA= 1			

NOTA: Los coeficiente utilizados para realizar el cálculo de estos espectros se muestran en el Anexo C

Fuente: Paúl Toapanta

Figura 23: Espectros de las fallas (Modelo Sinan Akkar y Julian Bommer (2010), comparación entre los espectros de las diferentes fallas tectónicas



Fuente: Paúl Toapanta

De la siguiente gráfica podemos llegar a la conclusión que ante la presencia de un mismo perfil de suelo, el espectro que presenta una respuesta mayor de aceleración es el que se encuentra en la falla de Ambato con una aceleración de 1.298 g en un periodo de 0.3 segundos, después se encuentra la falla de Totoras con una aceleración de 1.166 g en 0.3 segundos, luego está la falla de Huachi con una aceleración de 1.152 g en 0.3 segundos y por último se encuentra la falla de Samanga con una aceleración de 0.966 g en 0.4 segundos.



Por lo tanto, podemos decir que este modelo propuesto por Boore y Atkinson la mayor aceleración se da en la falla de Ambato, y además podemos darnos cuenta que para periodos altos la aceleración tiende a ser similar.

4.2.2.3 Espectros según Modelo de Kanno (2006)

En el gráfico posteriormente mostrado se presenta el espectro de respuesta obtenido mediante el modelo de Kanno (2006) para fallas de tipo corticales que se presentan en esta investigación.

Para el cálculo de dichos espectros de las diferentes fallas nombradas se procedió a realizarlo mediante los siguientes datos:

Tabla 35. Datos para espectros en modelo de Kanno (2006)

 UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL DATOS PARA REALIZACIÓN DE ESPECTRO MODELO DE KANNO (2006) 					
MODELO DE KANNO (2006)					
Datos	Rangos	FALLAS			
		Ambato	Totoras	Samanga	Huachi
Magnitud de mometo (Mw)	>5,5	6,48	6,52	6,85	6,32
Distancia Rjb en Km		1,19	3,7	8,04	2,35
X	< 25 Km	6			
Vs30 (m/s)		321,81			
D (Km)		21,6			
e1		0,5			
NOTA: Los coeficiente utilizados para realizar el cálculo de estos espectros se muestran en el Anexo D					

Fuente: Paúl Toapanta

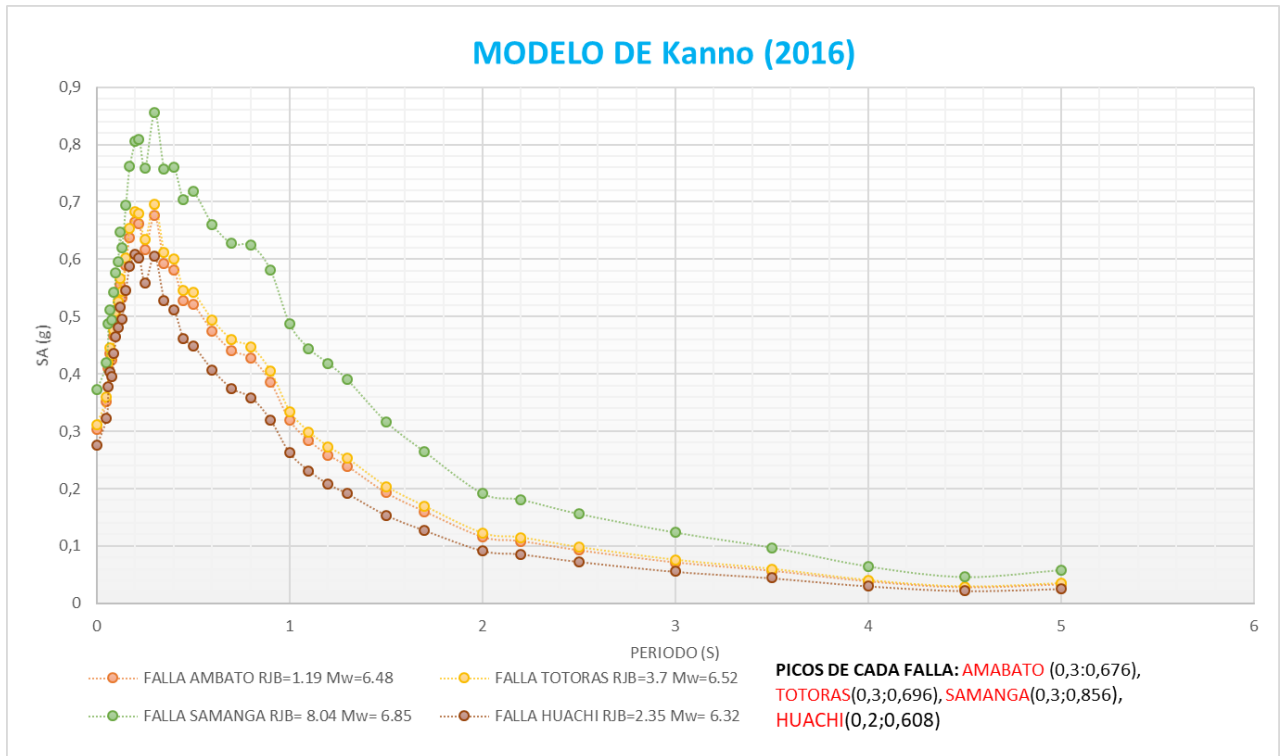
Para poder tomar el valor de la profundidad (D) se tomó en cuenta los sismos de mayor magnitud que se encontraban cerca de las fallas, calculando la profundidad mediante una media aritmética.

Tabla 36. Cálculo de la profundidad (D) en km.

CÁLCULO DE LA PROFUNDIDAD (Km)			
Datos de sismos			Cálculo de
Fecha	Magnitud	Profundidad (km)	D (km)
5/12/1981	4,6	33,2	21,6
11/15/1962	5,9	10	

Fuente: Paúl Toapanta

Figura 24: Espectros de las fallas (Modelo Kanno 2006), comparación entre los espectros de las diferentes fallas tectónicas



Fuente: Paúl Toapanta

De la siguiente gráfica podemos llegar a la conclusión que ante la presencia de un mismo perfil de suelo, el espectro que presenta una respuesta mayor de aceleración es el que se encuentra en la falla de Samanga con una aceleración de 0.856 g en un periodo de 0.3 segundos, después se encuentra la falla de Totoras con una aceleración de 0.696 g en 0.3 segundos, luego está la falla de Ambato con una aceleración de 0.676 g en 0.3 segundos y por último se encuentra la falla de Huachi con una aceleración de 0.608 g en 0.2 segundos.



4.2.2.4 Espectros según Modelo de Jhon X. Zhao (2006)

En el gráfico posteriormente mostrado se presenta el espectro de respuesta obtenido mediante el Modelo de Jhon X. Zhao (2006) para fallas de tipo corticales que se presentan en esta investigación.

El modelo de Jhon X. Zhao puede darse tanto para eventos corticales como para de subducción.

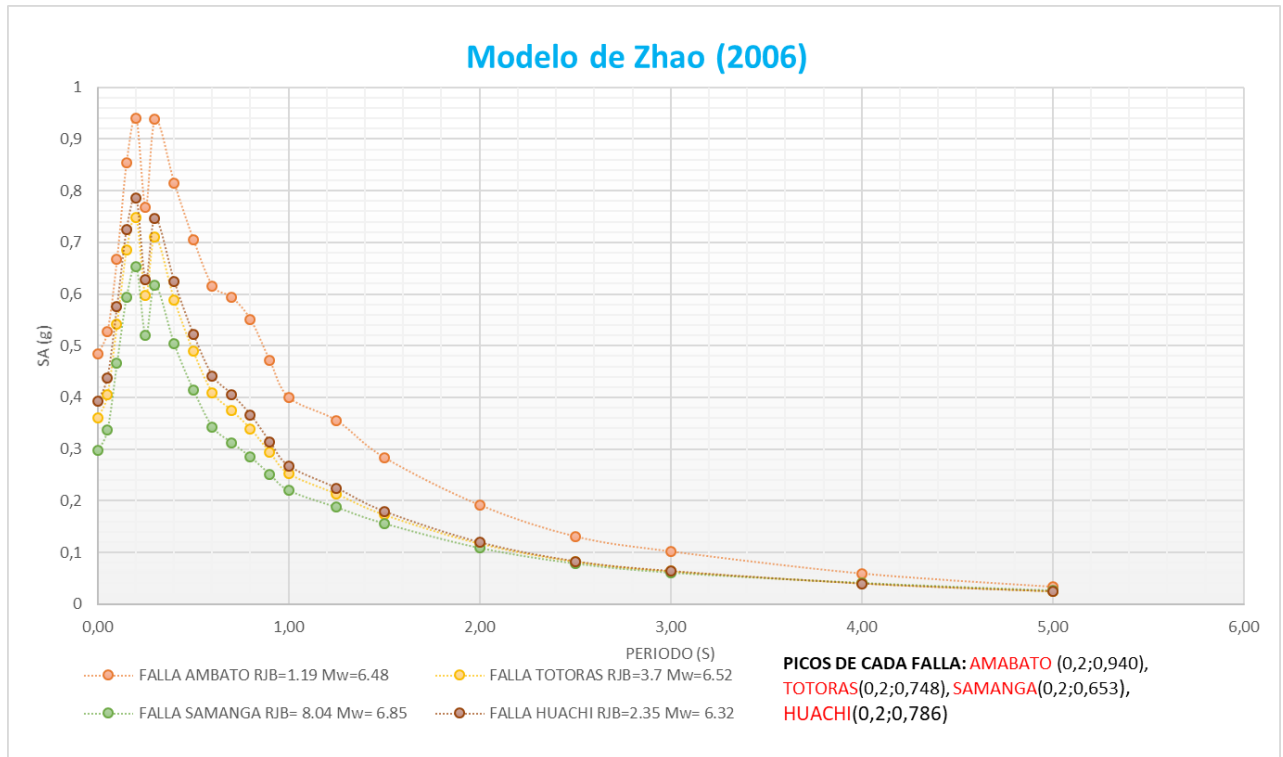
Para el cálculo de dichos espectros de las diferentes fallas nombradas se procedió a realizarlo mediante los siguientes datos:

Tabla 37. Datos para espectros en modelo de Zhao (2006)

 UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL DATOS PARA REALIZACIÓN DE ESPECTRO MODELO DE ZHAO (2006) 					
MODELO DE ZHAO (2006)					
Datos	Rangos	FALLAS			
		Ambato	Totoras	Samanga	Huachi
Magnitud de momento (Mw)		6,48	6,52	6,85	6,32
Distancia Rjb en Km (X)		1,19	3,7	8,04	2,35
h		25			
Vs30 (m/s)		321,81			
hc		15			
δ		1			
NOTA: Los coeficientes utilizados para realizar el cálculo de estos espectros se muestran en el Anexo E					

Fuente: Paúl Toapanta

Figura 25: Espectros de las fallas (Modelo Zhao 2006), comparación entre los espectros de las diferentes fallas tectónicas



Fuente: Paúl Toapanta

De la siguiente gráfica podemos llegar a la conclusión que ante la presencia de un mismo perfil de suelo, el espectro que presenta una respuesta mayor de aceleración es el que se encuentra en la falla de Ambato con una aceleración de 0.940 g en un periodo de 0.2 segundos, después se encuentra la falla de Huachi con una aceleración de 0.786 g en 0.2 segundos, luego está la falla de Totoras con una aceleración de 0.748 g en 0.2 segundos y por último se encuentra la falla de Samanga con una aceleración de 0.653 g en 0.2 segundos.

4.2.2.5 Espectros según Modelo de R.R Youngs (1997)

En el gráfico posteriormente mostrado se presenta el espectro de respuesta obtenido mediante el Modelo de R.R Youngs (1997) para fallas tipo de subducción que se presentan en esta investigación

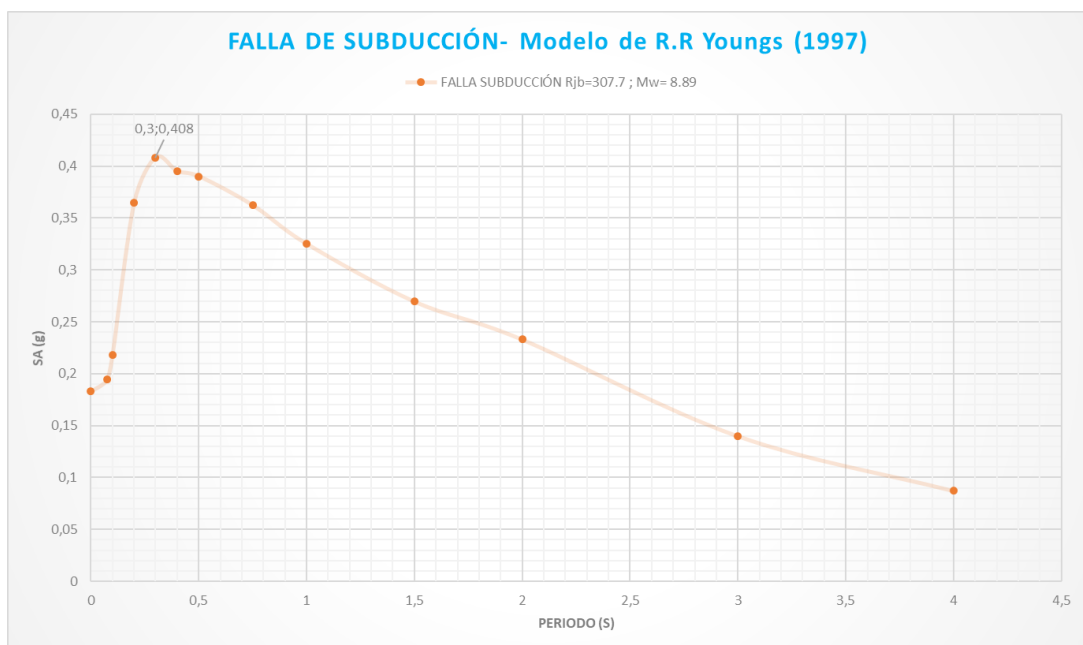
Para el cálculo de dicho espectro de la falla nombrada se procedió a realizarlo mediante los siguientes datos:

Tabla 38. Datos para espectros en modelo de Youngs (1997)

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL DATOS PARA REALIZACIÓN DE ESPECTRO MODELO DE YOUNGS (1997)	
Distancia Rjb en Km	307,7
Magnitud de momento (Mw)	8,89
H	50
Interplaca	0
NOTA: Los coeficiente utilizados para realizar el cálculo de estos espectros se muestran en el Anexo F	

Fuente: Paúl Toapanta

Figura 26: Espectro de la falla (Modelo Youngs 1997), , espectro utilizado para falla de subducción



Fuente: Paúl Toapanta

De la siguiente gráfica podemos llegar a la conclusión de la que la aceleración máxima a la que llega esta falla de subducción por este modelo es de 0.408 g en 0.3 segundos, también podemos notar que las aceleraciones disminuyen de forma suavizada conforme el periodo va aumentado a comparación de los espectros vistos en las fallas corticales.

4.2.2.6 Espectros según Modelo de Zhao (2006)

En el gráfico posteriormente mostrado se presenta el espectro de respuesta obtenido mediante el Modelo de Zhao (2006) para fallas tipo de subducción que se presentan en esta investigación.

Como habíamos hecho mención anteriormente el modelo de Zhao puede ser utilizado tanto para fallas corticales como para fallas a subducción en este caso dicho modelo será utilizado para calcular el espectro en una falla a subducción.

Para el cálculo de dicho espectro de la falla nombrada se procedió a realizarlo mediante los siguientes datos:

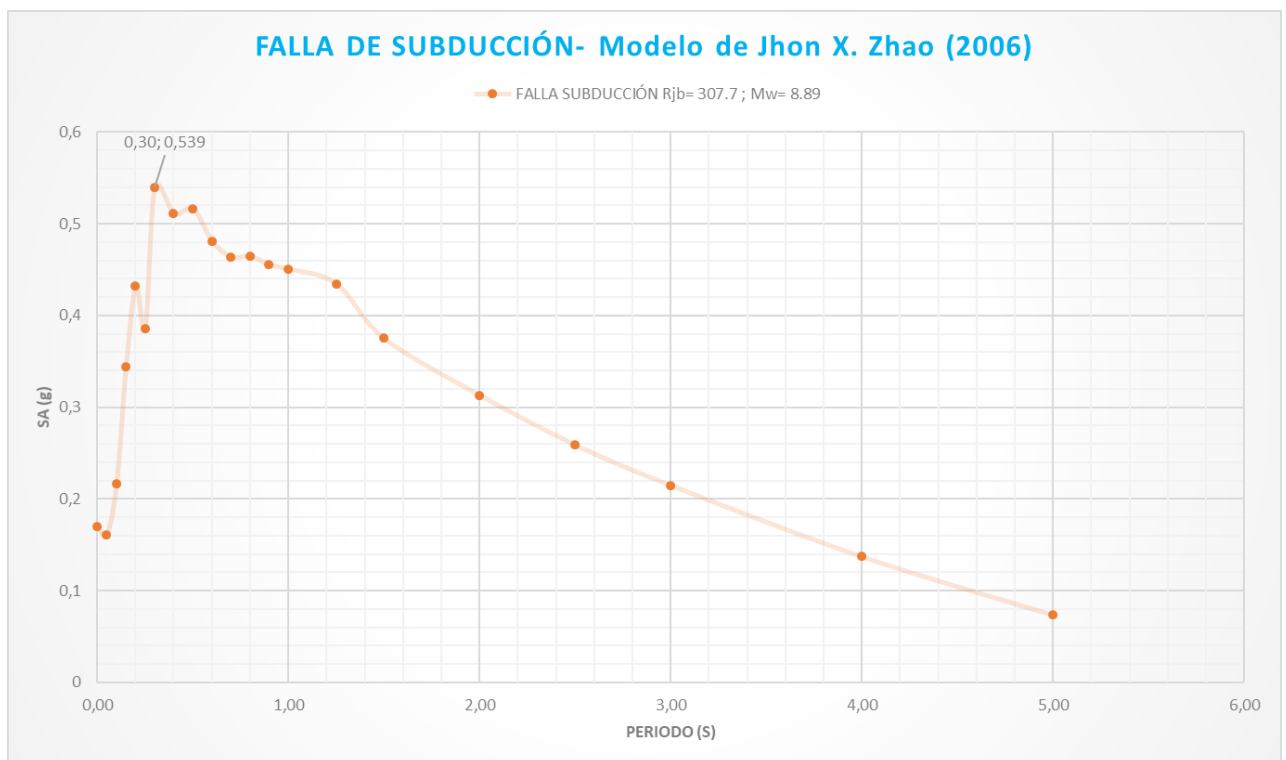
Tabla 39. Datos para espectros en modelo de Zhao(2006) para falla a subducción.

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL DATOS PARA REALIZACIÓN DE ESPECTRO MODELO DE ZHAO (2006)	
Distancia Rjb en Km	307,7
Magnitud de momento (Mw)	8,89
H	50
hc	0
TIPO DE EVENTO	

Inversa	R
Interplaca	IN
<p>NOTA: Los coeficiente utilizados para realizar el cálculo de estos espectros se muestran en el Anexo E</p>	

Fuente: Paúl Toapanta

Figura 27: Espectro de la falla (Modelo Zhao 2006), espectro utilizado para falla de subducción



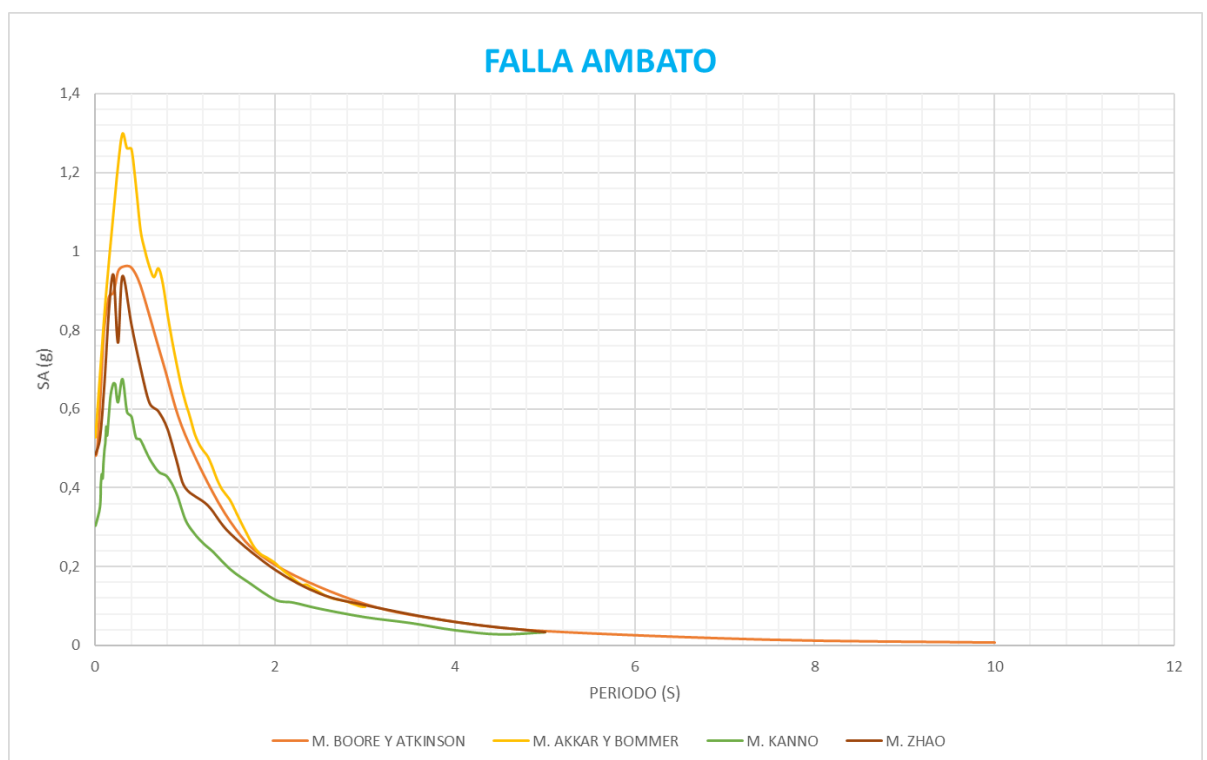
Fuente: Paúl Toapanta

De la siguiente gráfica podemos llegar a la conclusión de la que la aceleración máxima a la que llega esta falla de subducción por este modelo es de 0.539 g en 0.3 segundos, también podemos notar que las aceleraciones son menores a las aceleraciones en el régimen cortical.

4.2.3 Espectros de una falla para diferentes modelos de atenuación

De las gráficas de los espectros anteriores pudimos observar las diferentes aceleraciones que las fallas indicadas producen. Ahora se representarán los espectros producidos por los diferentes modelos de cada una de las fallas por separado.

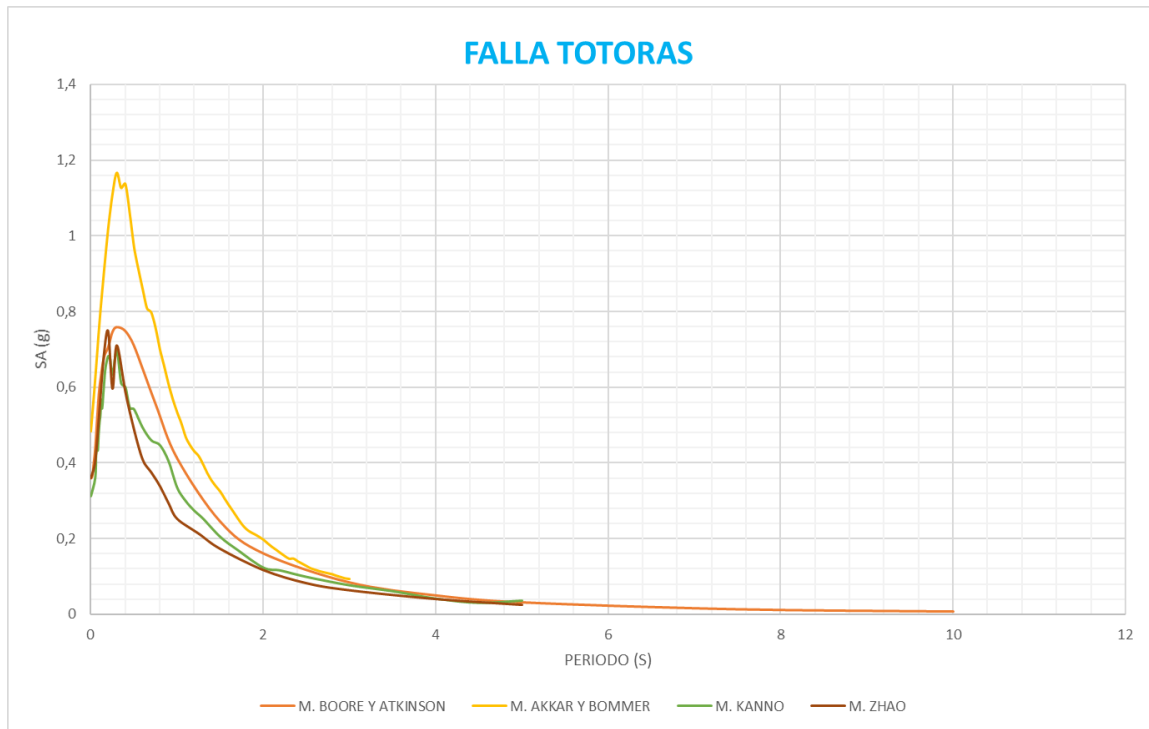
Figura 28: Espectros de la falla Ambato, comparación de los diferentes modelos de espectros.



Fuente: Paúl Toapanta

De la gráfica propuesta anteriormente podemos llegar a la conclusión que para la falla de Ambato el espectro que produce aceleraciones mayores es el espectro del modelo de M. Akkar y Bommer.

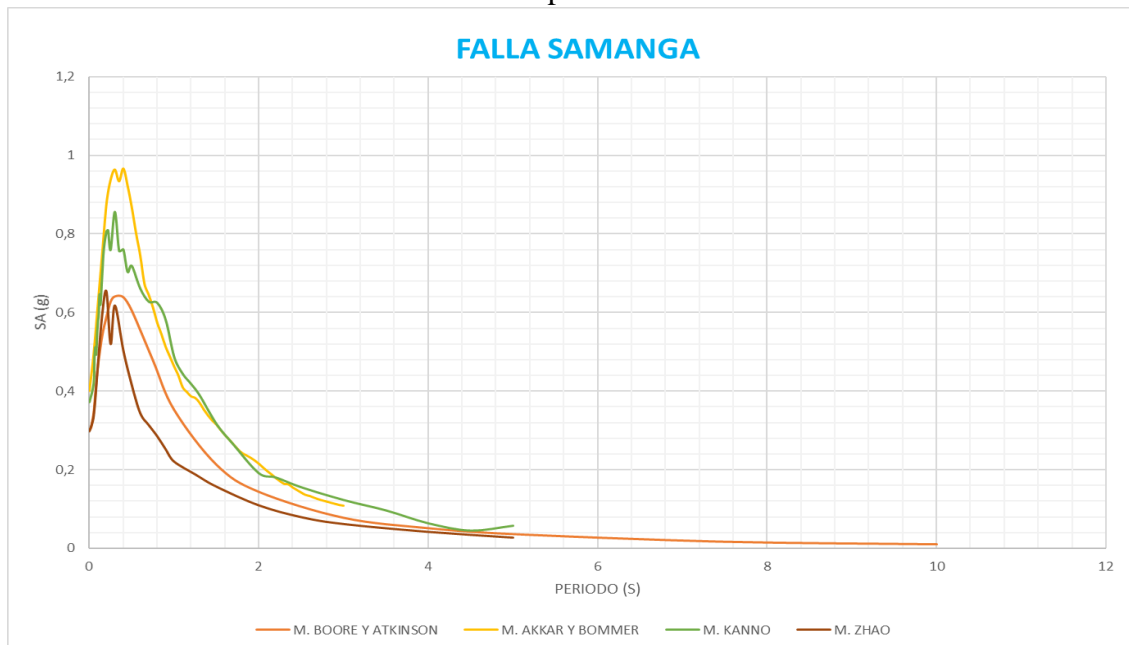
Figura 29: Espectros de la falla Totoras, comparación de los diferentes modelos de espectros.



Fuente: Paúl Toapanta

En está gráfica propuesta podemos llegar a la conclusión que para la falla de Totoras el espectro que produce aceleraciones mayores es el espectro del modelo de M. Akkar y Bommer.

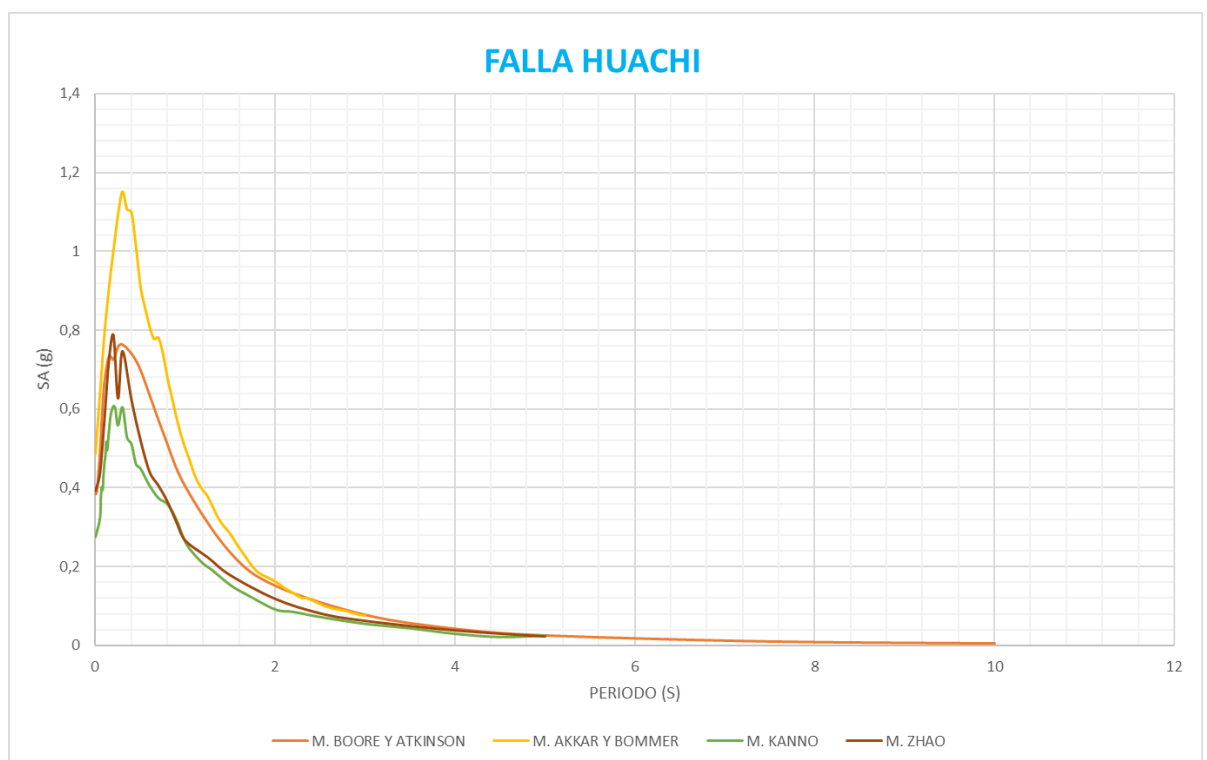
Figura 30: Espectros de la falla Samanga, comparación de los diferentes modelos de espectros.



Fuente: Paúl Toapanta

De igual manera de la gráfica propuesta anteriormente podemos llegar a la conclusión que para la falla de Samanga el espectro que produce aceleraciones mayores es el espectro del modelo de M. Akkar y Bommer.

Figura 31: Espectros de la falla Huachi, comparación de los diferentes modelos de espectros.

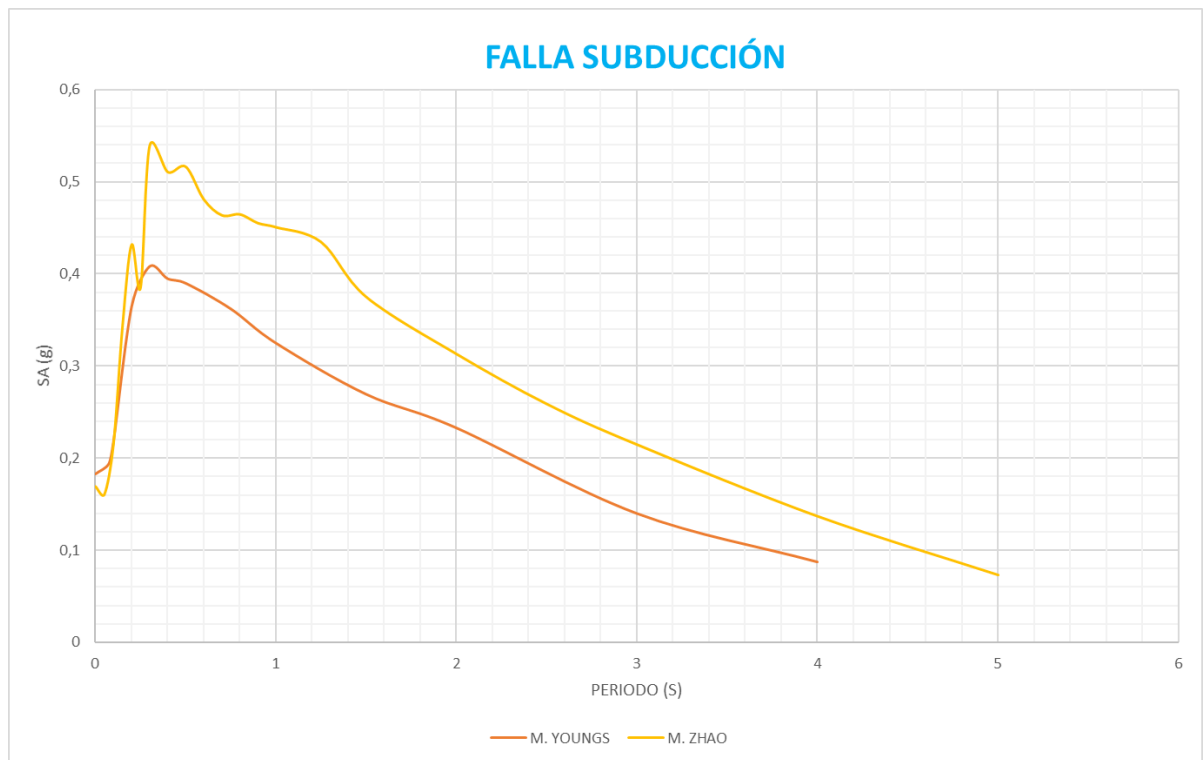


Fuente: Paúl Toapanta

Está gráfica propuesta anteriormente nos hace llegar a la conclusión que para la falla de Huachi el espectro que produce aceleraciones mayores es el espectro del modelo de M. Akkar y Bommer.

Mediante las gráficas antes mostradas podemos darnos cuenta que el modelo de Akkar y Bommer es el que produce mayores aceleraciones en comparación a los demás modelos.

Figura 32: Espectros de falla a subducción, comparación de los diferentes modelos de espectros.



Fuente: Paúl Toapanta



Los ajustes para las fallas de subducción son aceptables para periodos cortos.

4.2.4 Comparación entre los espectros calculados y el espectro de la NEC-2015

Ahora procederemos a calcular el espectro probabilista brindado por la NEC-2015 para poder realizar una comparación con los espectros calculados con los modelos propuestos en esta investigación.

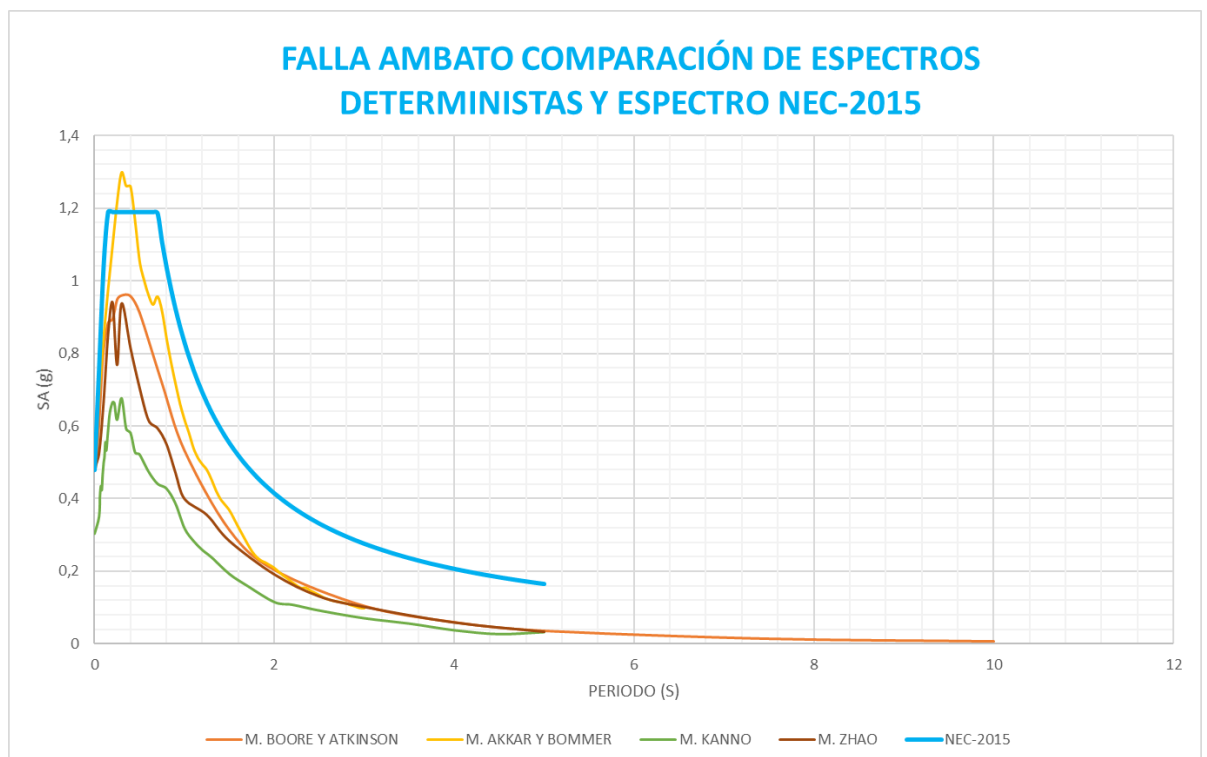
Para el cálculo del espectro según la NEC-2015 utilizaremos los siguientes datos:

Tabla 40. Datos para el cálculo del espectro NEC-2015.

 UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL DATOS PARA EL CALCULO DEL ESPECTRO NEC-2015 		
	Factor	Valor
Importancia (I)	Otras estricturas	0,4
Zona sísmica (Z)	zona 5	1
Respuesta estructural ®	portico esp. Con vigas descolgadas	8
Tipo de suelo	D	
Fa		1,2
Fd		1,19
Fs		1,28
Ampliación espectral (η)	Sierra	2,48
Factor dependiente del tipo de suelo r	para todos los suelos, excepto el E	1

Fuente: Paúl Toapanta

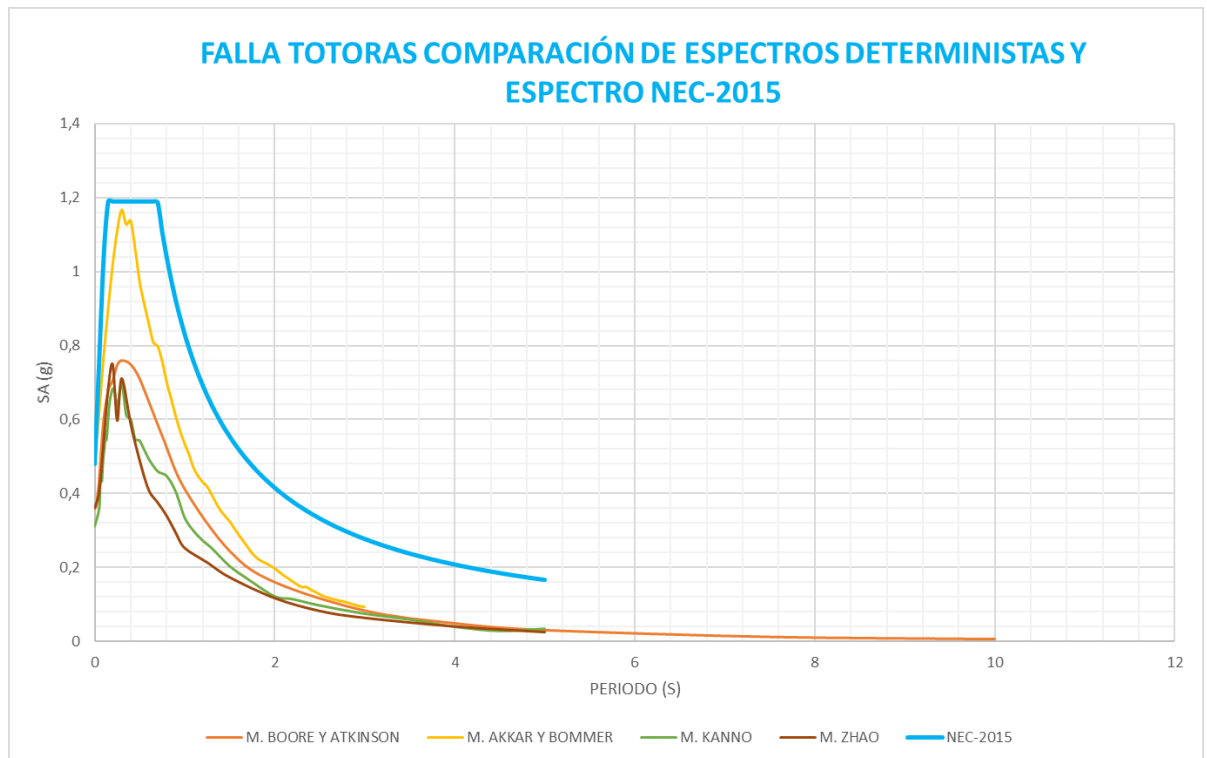
Figura 33: Espectros de aceleración de la Falla de Ambato en relación a la NEC-2015, comparación de los diferentes modelos de espectros con espectro de NEC-2015



Fuente: Paúl Toapanta

De la gráfica anterior podemos notar que el espectro realizado por el modelo de Akkar y Bommer llega a una mayor aceleración (1.298 g en 0.3 s) en relación al espectro calculado por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (1.190 g en 0.15 s).

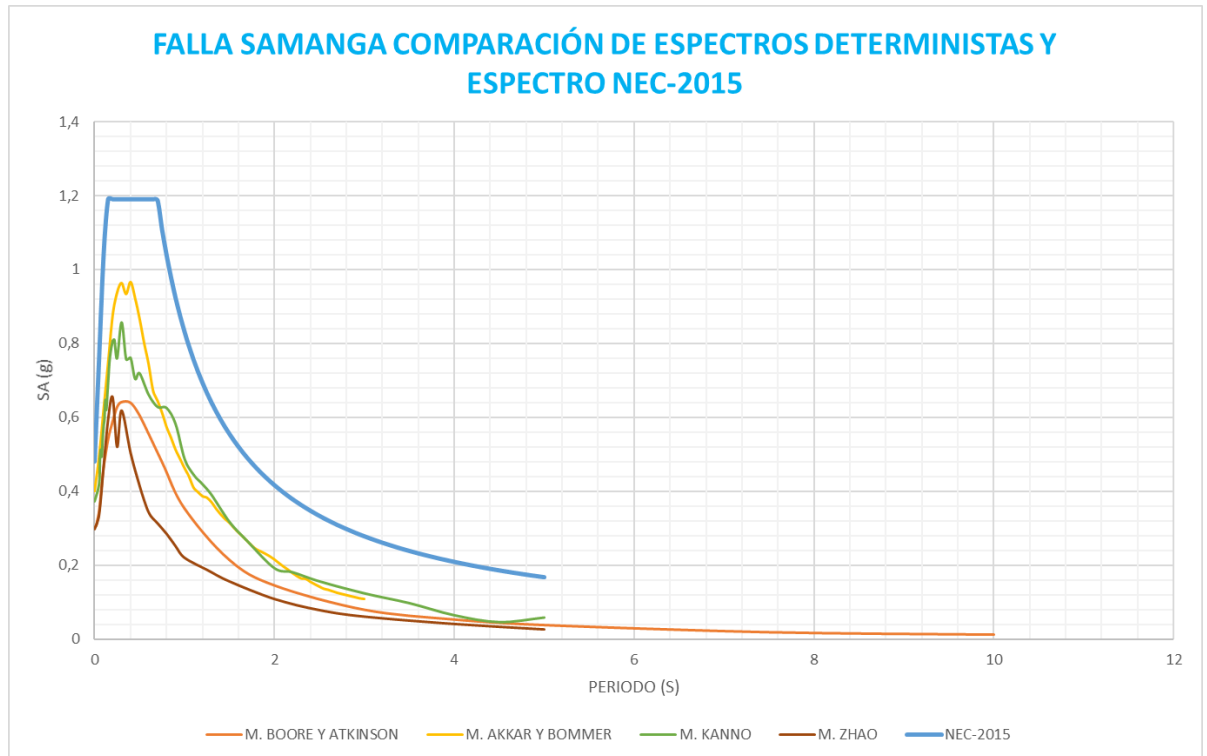
Figura 34: Espectros de aceleración de la Falla de Totoras en relación a la NEC-2015, comparación de los diferentes modelos de espectros con espectro de NEC-2015.



Fuente: Paúl Toapanta

De la gráfica anterior podemos notar que el espectro brindado por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-2015) consta con mayores aceleraciones (1.190 g en 0.15 s) y por ende es el más crítico en comparación con los otros modelos de espectros propuestos en esta investigación.

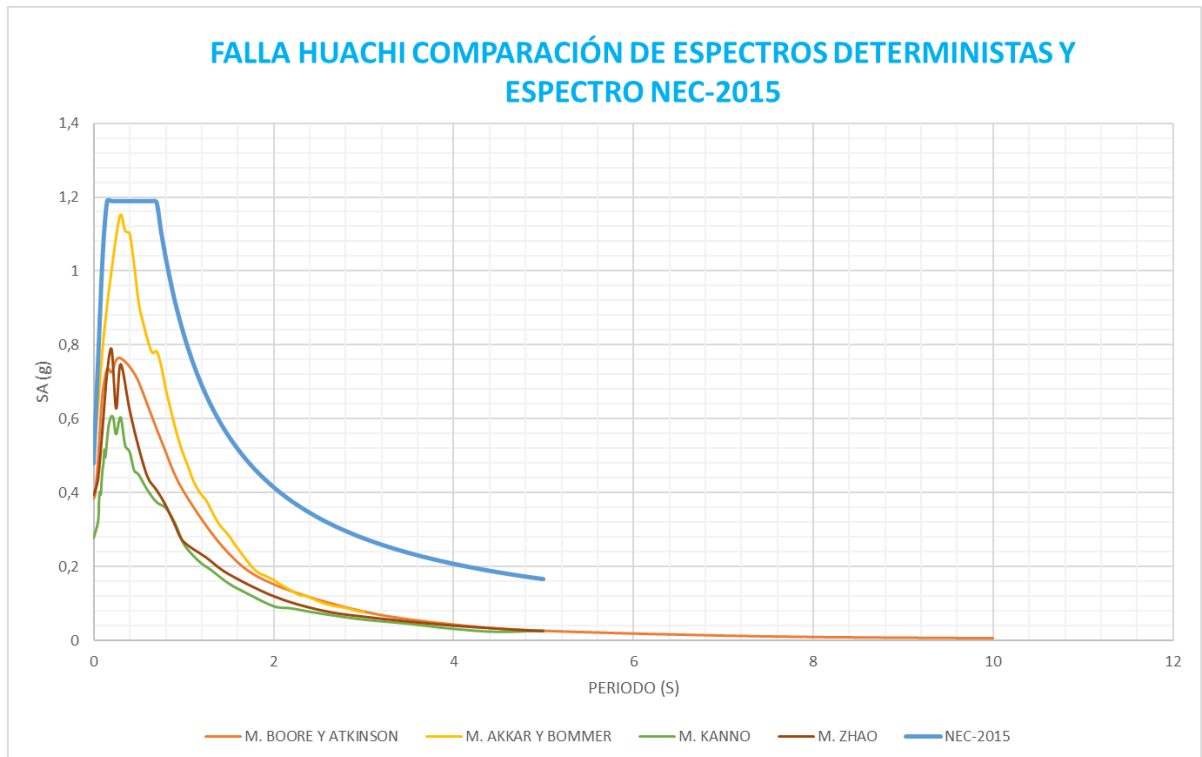
Figura 35: Espectros de aceleración de la Falla de Samanga en relación a la NEC-2015, comparación de los diferentes modelos de espectros con espectro de NEC-2015



Fuente: Paúl Toapanta

De la gráfica anterior podemos llegar a la conclusión de que la falla de Samanga causa aceleraciones menores a la que brinda el espectro determinado por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-2015).

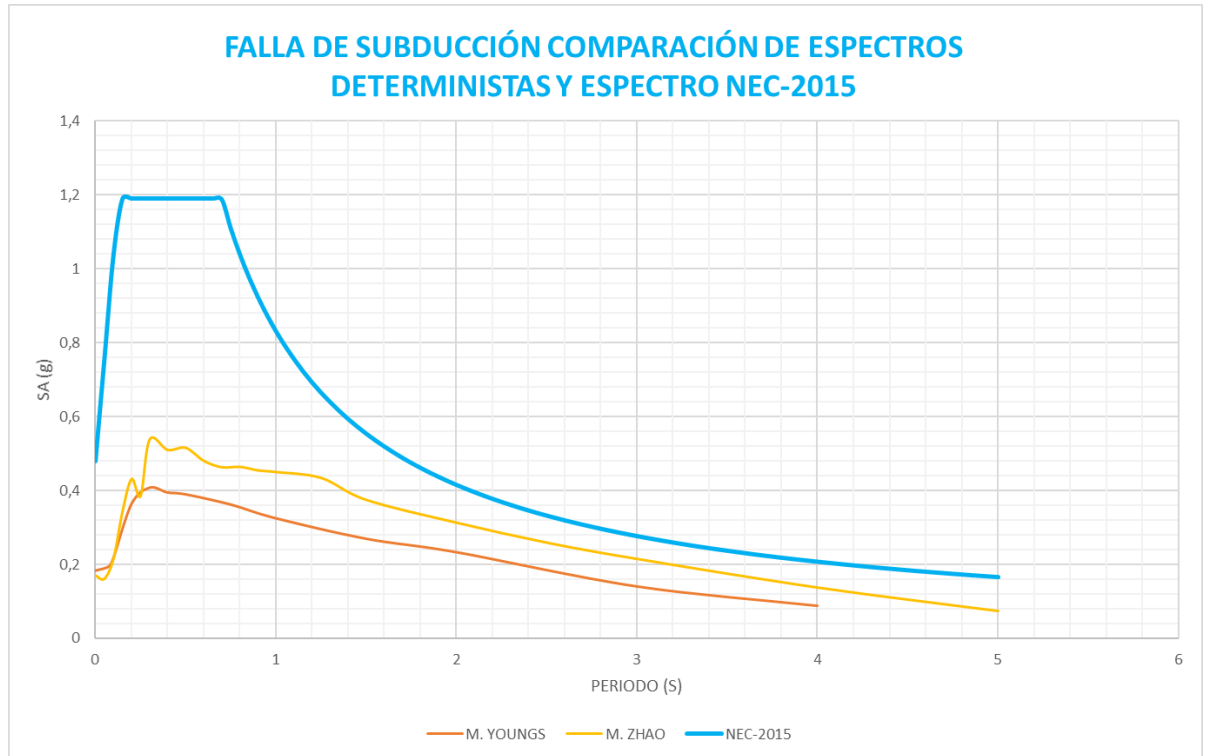
Figura 36: Espectros de aceleración de la Falla de Huachi en relación a la NEC-2015, comparación de los diferentes modelos de espectros con espectro de NEC-2015



Fuente: Paúl Toapanta

En la gráfica anterior podemos notar que la aceleración producida por el espectro de la Norma Ecuatoriana proporciona mayores aceleraciones que los espectros propuestos para la falla de Huachi.

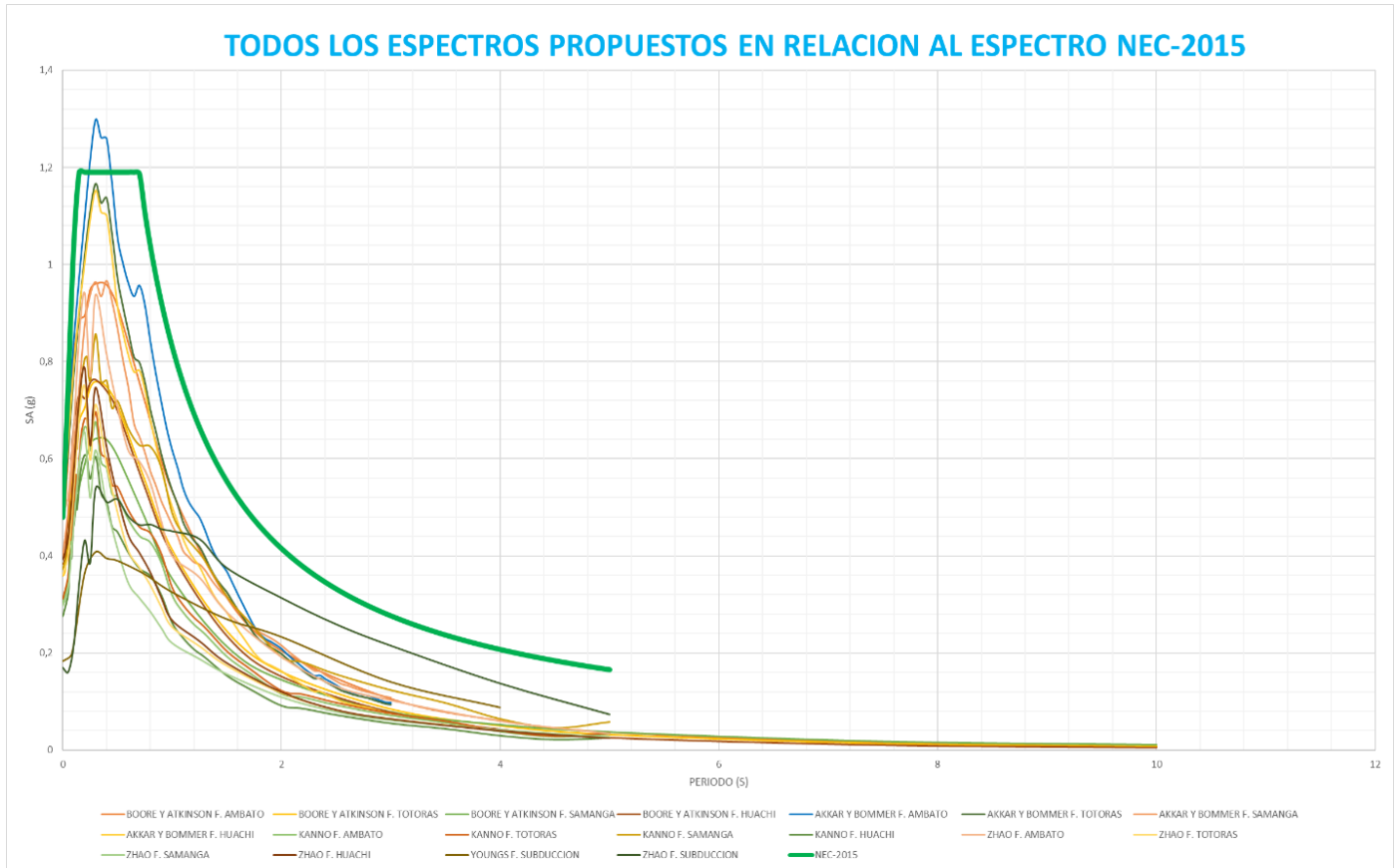
Figura 37: Espectros de aceleración de la Falla de Subducción en relación a la NEC-2015, comparación de los diferentes modelos de espectros con espectro de NEC-2015



Fuente: Paúl Toapanta

De la gráfica propuesta podemos decir que las aceleraciones causadas por la falla a subducción son inferiores a las aceleraciones dadas por el espectro de la NEC-2015 en periodos cortos, pero tenemos que tomar en cuenta que para periodos largos la aceleración dada por la falla a subducción supera a la aceleración brindada por la NEC-2015.

Figura 38: Todos los Espectros en relación a la NEC-2015



Fuente: Paúl Toapanta

4.2.6 Espectro crítico comparado con espectro brindado por la NEC-2015.

Para poder realizar la envolvente del espectro crítico tomamos los valores de aceleración máximos de cada periodo de las fallas propuestas en este estudio, obteniendo así la siguiente tabla.

Tabla 41. Determinación del espectro determinista.

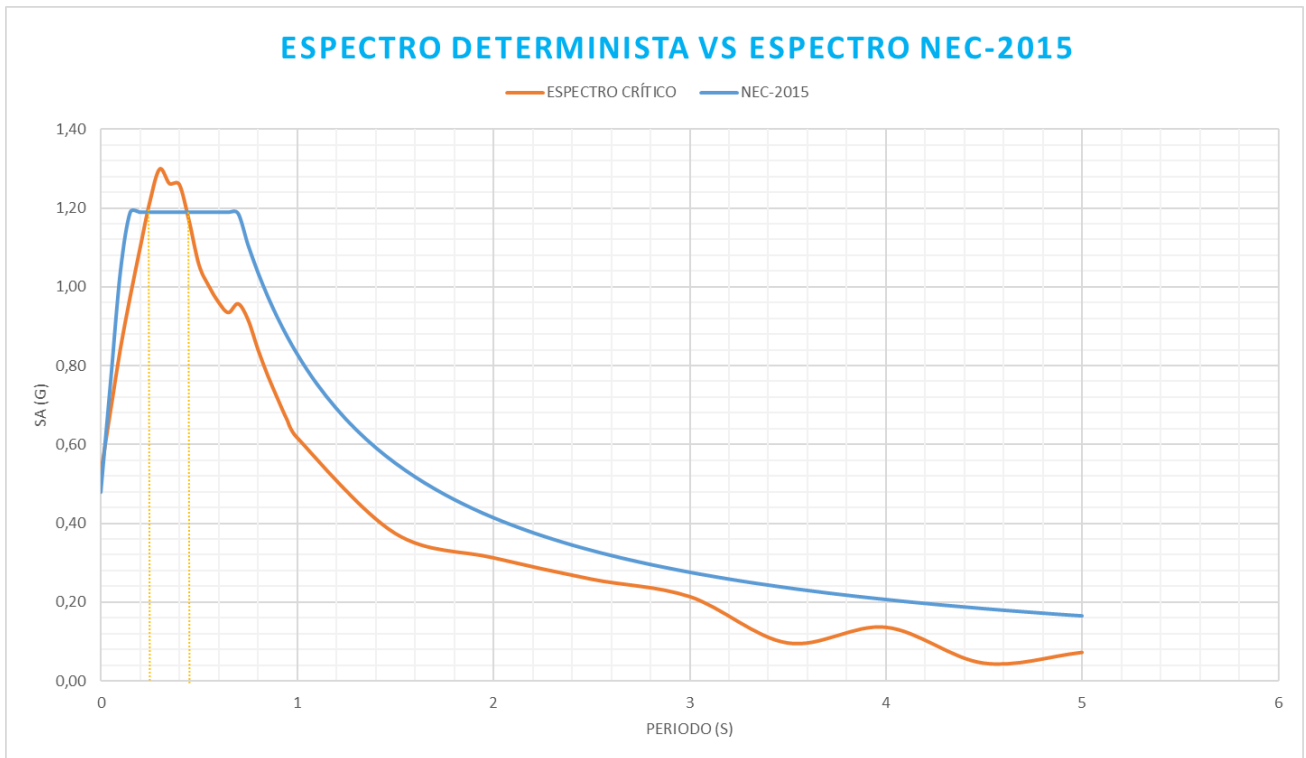
T	Sa (g)
0	0,52797
0,05	0,68652
0,1	0,84309
0,15	0,97551
0,2	1,09791

0,25	1,21597
0,3	1,29882
0,35	1,26186
0,4	1,25985
0,45	1,16698
0,5	1,05624
0,55	1,00262
0,6	0,96128
0,65	0,93496
0,7	0,95721
0,75	0,91730
0,8	0,84261
0,85	0,77625
0,9	0,71778
0,95	0,66216
1	0,61792
1,5	0,37507
2	0,31314
2,5	0,25892
3	0,21483
3,5	0,09711
4	0,13699
4,5	0,04588
5	0,07323

Fuente: Paúl Toapanta

Con los datos de periodo y aceleración de la tabla anterior obtenemos un espectro crítico el cual va a ser comparado con el espectro determinado por la Norma Ecuatoriana de la Construcción como se indica en el siguiente gráfico.

Figura 39: Espectro Determinista Vs Espectro NEC-2015, comparación entre envolvente de espectro determinista y espectro NEC-2015



Fuente: Paúl Toapanta

De la gráfica anterior podemos observar que para los periodos comprendidos entre 0,25 y 0,45 segundos el espectro determinista brinda aceleraciones más grandes de hasta 1,30 g, en comparación al espectro de la NEC-2015, llegando a la conclusión de que entre estos periodos el espectro determinista supera en un 8,46% al espectro de la Norma Ecuatoriana.

4.3 ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE ESTRUCTURAS TIPO EN EL ÁREA DE ESTUDIO

Análisis Estático.

Características de las estructuras a analizar en el sitio de estudio

Para nuestro estudio escogeremos tres tipos de edificaciones que representaran a las existentes en nuestra área de estudio.

Se tomará en cuenta para nuestro estudio una estructura de un piso, tres pisos y cinco pisos debido a que estos tres tipos de edificaciones son las existentes en mayor cantidad en nuestra zona propuesta para el estudio y a la accesibilidad propuesta por los dueños de estas edificaciones.

4.3.1 Análisis de Edificación tipo uno de un piso

Está es una de nuestras edificaciones tipo que utilizaremos para el análisis en nuestro proyecto, las características con las que cuenta esta edificación son las siguientes:

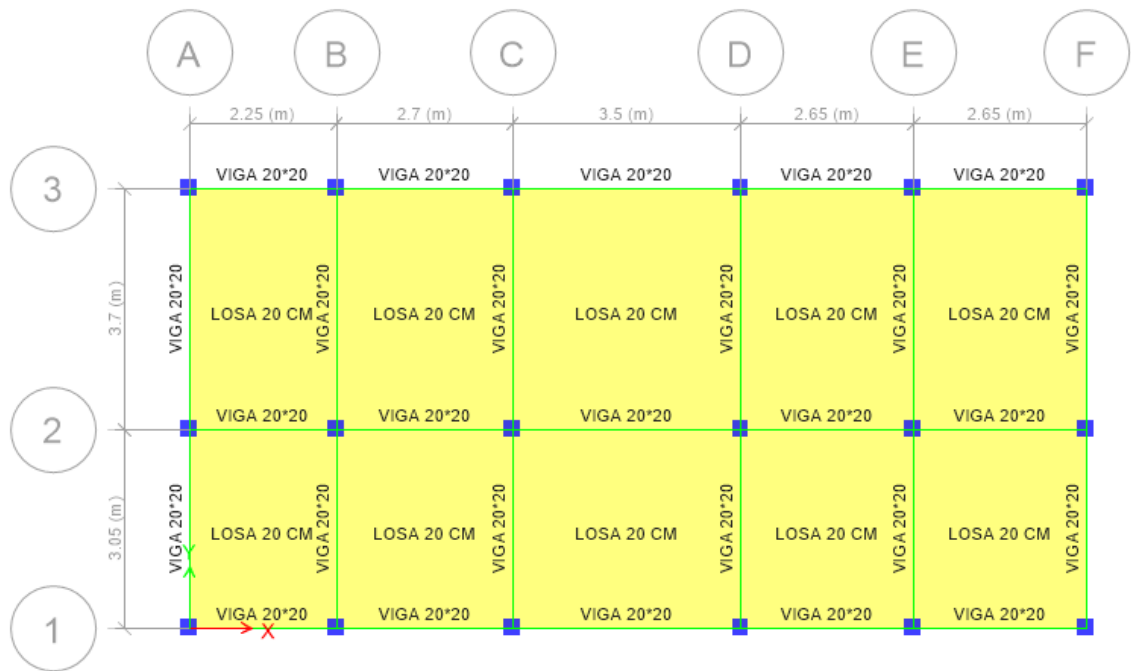
Tabla 42. Características de edificación de un piso.

CARACTERISTICAS	SECCIONES
Número de pisos	1
Sección de columnas (cm)	25*25
Sección de vigas (cm)	20*20
Espesor de losa (cm)	20
Tipo de losa	Nervada
Resistencia del Hormigón	240 Kg/cm ²
Lim. De fluencia del acero	4200 Kg/cm ²
H. máxima de la edificación (m)	2.6

Fuente: Paúl Toapanta

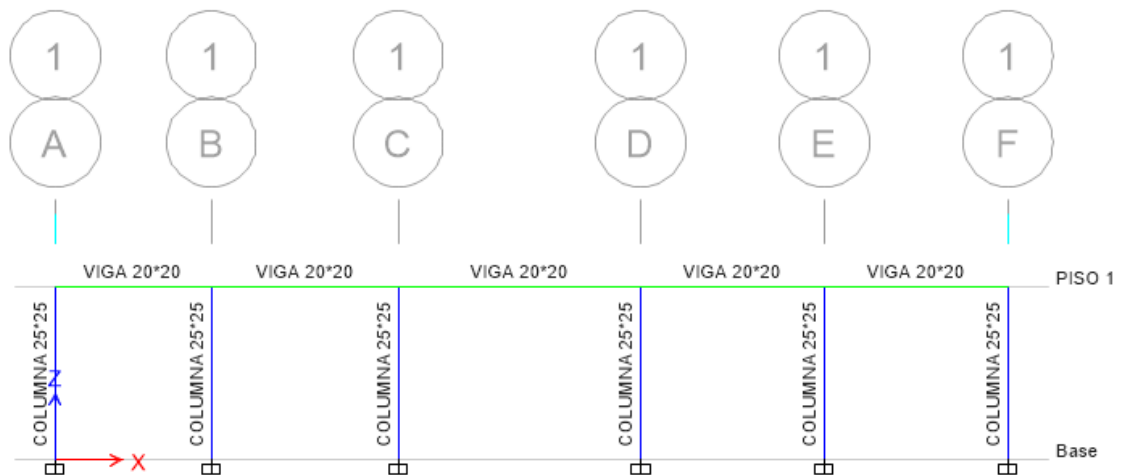
A continuación, tenemos una vista en planta y en elevación de la edificación nombrada.

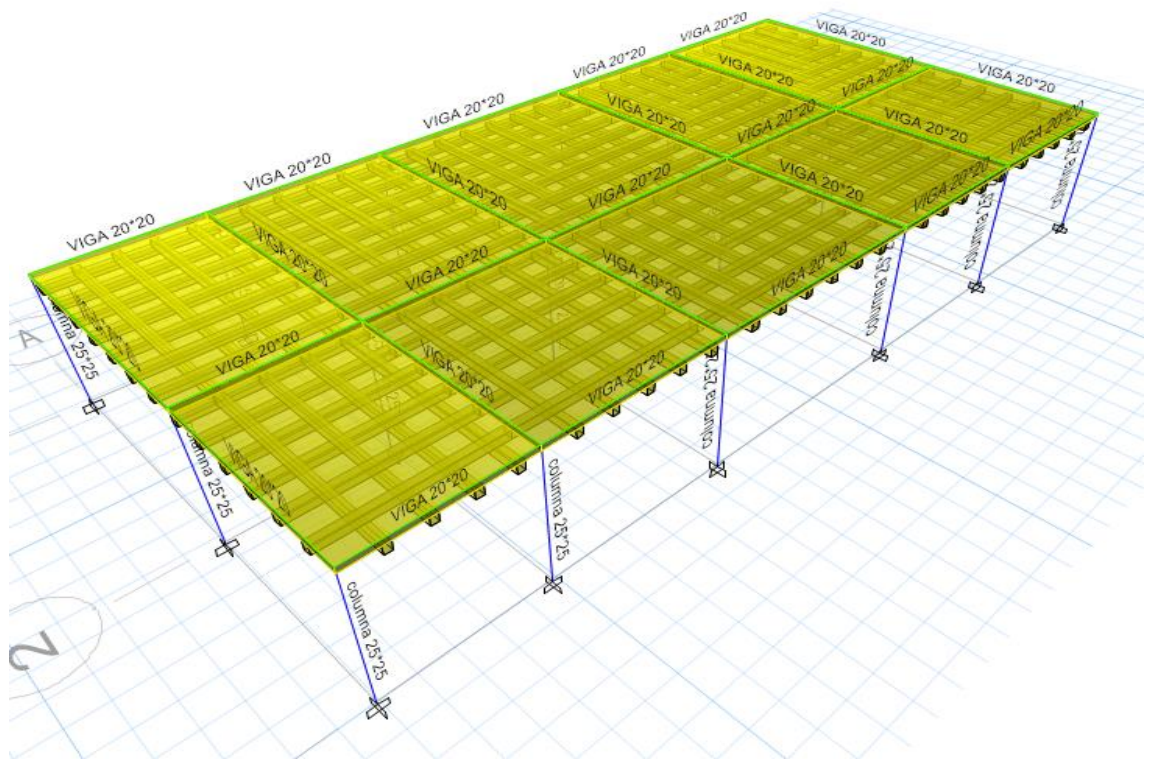
Figura 40. Vista en planta de primera edificación tipo



Fuente: Paúl Toapanta

Figura 41. Vista en elevación de primera edificación tipo





Fuente: Paúl Toapanta

Determinación de periodos de vibración

Periodos límites de vibración

Utilizaremos las ecuaciones brindadas por la NEC-2015 para el cálculo de los periodos límites de vibración.

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

(Ec. 29)

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

(Ec. 30)

Donde:

T_o , T_c : Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

F_a , F_d , F_s : Coeficientes de ampliación del suelo

En la tabla siguiente se indicarán los valores de cada factor para la provincia de Tungurahua, con un tipo de suelo Tipo D. Estos valores fueron obtenidos de la NEC-2015 en el capítulo de peligro sísmico.

Tabla 43. Factores para cálculo de los periodos límites de vibración para las estructuras

Zona sísm.	V
Z	0.40
F_a	1.20
F_d	1.19
F_s	1.28

Fuente: Paúl Toapanta.

Periodo Limite de vibración T_o :

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

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

$$T_o = 0.127 \text{ seg}$$

Periodo límite de vibración T_c :

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

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

$$T_c = 0.698 \text{ seg}$$

Periodo fundamental de vibración

Con la ayuda del programa ETABS 2016 procederemos a obtener el valor del periodo fundamental T2, que será obtenido en base a las propiedades de la estructura y sus características de deformación de los elementos mediante un análisis modal.

T1: Periodo fundamental de vibración calculado mediante la NEC-2015

T2: Periodo fundamental de vibración obtenido mediante el programa ETABS 2016

Para el cálculo de T1 utilizaremos la siguiente ecuación brindada por la NEC-2015 para la determinación del periodo de vibración en cada estructura.

$$T = C_t * h n^\alpha$$

(Ec. 31)

Donde:

T: Período fundamental de vibración de la estructura

Ct: Coeficiente que depende del tipo de edificio

hn: Altura máxima de edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura, en metros

α : Impedancia del semiespacio

Tabla 44. Valores para cálculo de periodo de vibración fundamental

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

Fuente: NEC-15 Peligro Sísmico

Cálculo del periodo fundamental para la estructura de un piso

$$T = C_t * h n^\alpha$$

$$T = 0.055 * 2.60^{0.9}$$

$$T = 0.130 \text{ seg}$$

El Valor del periodo fundamental obtenido por el programa ETABS (T2) no debe ser mayor en un 30% al valor del periodo fundamental obtenido por la NEC-2015 (T1).

$$T1 \leq T2 \leq 1.3 T1$$

$$0.130 \leq 0.221 \not\leq 0.169$$

El periodo fundamental de vibración (T2) en esta estructura al ser mayor que el T1, no se encuentra dentro del rango establecido, lo que nos indica que es una estructura más flexible de lo que nos recomienda la NEC-2015.

Modos de vibración de la estructura

Se deberá tomar en cuenta que los dos primeros modos de vibración consten de un comportamiento traslacional y a partir del tercer modo de vibración tenga un comportamiento rotacional.

Se considera que el movimiento es traslacional cuando la relación entre el porcentaje modal de la masa en rotación (Rz), y el mayor porcentaje de masa traslacional (Ux, Uy) son menores al 30%.

Por otro lado, se considera que el movimiento es rotacional cuando la relación antes nombrada es mayor al 30%.

A continuación, se procederá a verificar si los dos primeros modos de vibración tienen un comportamiento traslacional y que a partir del tercer modo sea rotacional. [33]

Tabla 45. Modos de vibración para la estructura tipo de 1 piso

Modo	Período	Ux	Uy	Rz	Rz/Ux,Uy (%)	Observación
1	0.221	0.0015	0.9844	0.0145	1.47	Traslacional en Y
2	0.215	0.9918	0.0023	0.0061	0.62	Traslacional en X
3	0.194	0.0068	0.0133	0.9793	7363.16	Rotacional

Fuente: Paúl Toapanta.

Podemos decir que, a partir de la tabla anteriormente mostrada, los dos primeros modos de vibración son considerados como traslacionales tanto en X como en Y debido a que su porcentaje de torsión cumplen con la condición de ser menor al 30%, mientras que el último modo de vibración al ser mayor que el 30% del porcentaje de torsión se considera un modo tipo rotacional. Por lo tanto, cumplen con lo establecido en la NEC 2015.

Modos necesarios para la acumulación del 90% de la masa

Se debe considerar todos los números de modos que intervengan en la participación de la masa modal acumulada de por lo menos el 90% de la masa total de la estructura en cada una de las direcciones horizontales principales consideradas. [16]

Tabla 46. Modos de vibración para acumulación del 90% de la masa en la edificación de 1 piso

MODO	SUM X	SUM Y
1	0.0015	0.9844
2	0.9932	0.9867
3	1	1

Fuente: Paúl Toapanta.

Podemos observar en la tabla anterior que la acumulación del 90% de la masa cumple en el segundo modo por lo que cumple con lo establecido en la NEC 2015.

ESPECTRO

Corte basal estático

Se considera al cortante basal como la fuerza lateral de diseño que se aplica a la base de la edificación con el cual podemos representar las fuerzas inerciales de la misma.

La NEC-2015 nos brinda la siguiente fórmula para el cálculo del cortante basal. [16]

$$V = \frac{I * Sa}{R * \phi_p * \phi_e} * W$$

(Ec. 32)

$$CB = \frac{I * Sa}{R * \phi_p * \phi_e}$$

(Ec. 33)

Entonces el cortante basal vendría a ser:

$$V = CB * W$$

(Ec. 34)

Donde:

CB = Coeficiente Basal

Sa(Ta) = Espectro de diseño en aceleración.

ϕ_p y ϕ_e = Coeficientes de configuración en planta y elevación

I = Coeficiente de importancia

R = Factor de reducción de resistencia sísmica

V = Cortante basal de diseño

W = Carga sísmica reactiva

Ta = Período de vibración

A continuación, se indicaron los coeficientes con sus valores necesarios para el cálculo del corte basal.

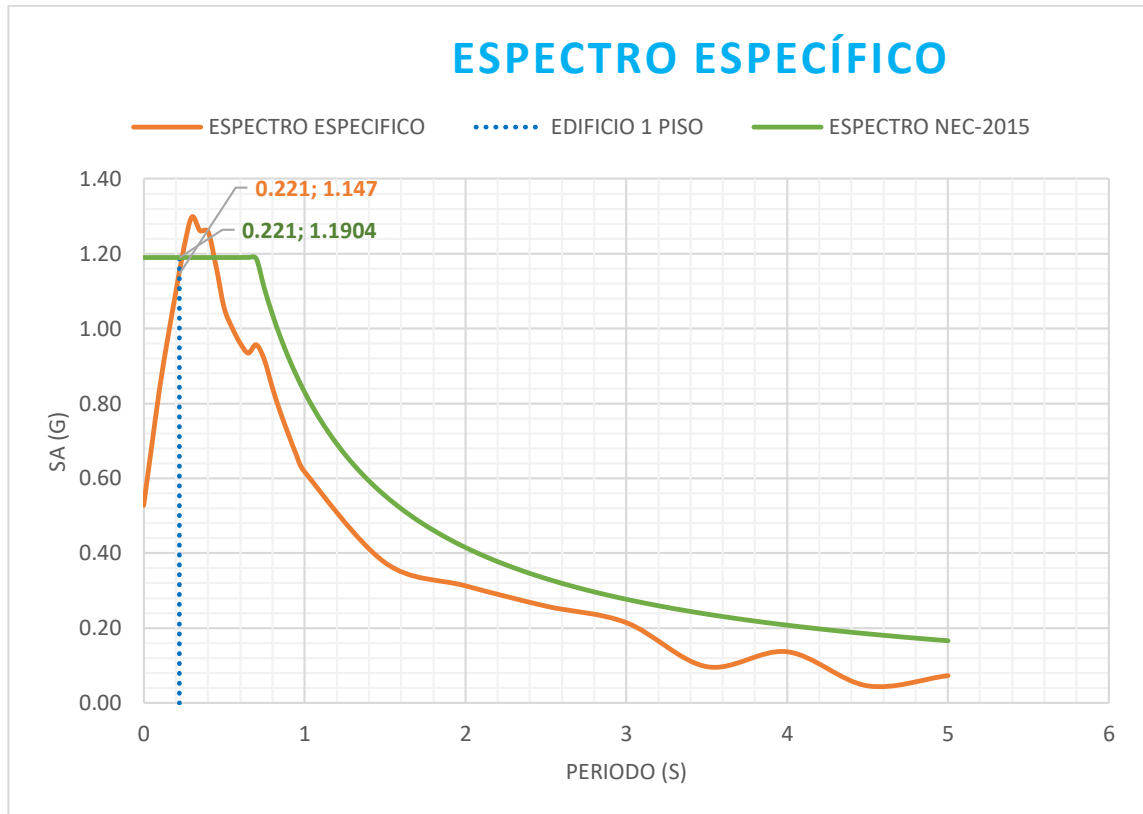
Tabla 47. Valores para cálculo del corte basal

FACTORES	VALOR
I	1
R	5
Φ_p	1
Φ_e	1

Fuente: Paúl Toapanta.

Obtendremos el periodo fundamental a través del análisis modal realizado $T= 0.221$ seg. Con este periodo calcularemos la aceleración que nos brindara tanto el espectro determinista como el espectro NEC-2015 en sus gráficas.

Figura 42: Determinación de aceleración, aceleraciones obtenidas con periodo de vibración de la estructura tipo para ambos espectros.



Fuente: Paúl Toapanta.

Podemos notar en la gráfica anterior que la aceleración brindada para el periodo fundamental antes dicho es de $S_a(T_a) = 1.147$ seg para el espectro determinista y de 1.1904 seg para el espectro de la NEC-2015. Con estos valores ya podremos realizar el cálculo del coeficiente basal.

Cálculo del cortante basal estático

Cálculo del coeficiente basal para el espectro Determinista

$$CB = \frac{I * S_a}{R * \phi_p * \phi_e}$$

$$CB = \frac{1 * 1.1474}{5 * 1 * 1}$$

$$CB = 0.2295$$

Cálculo del coeficiente basal para el espectro NEC-2015

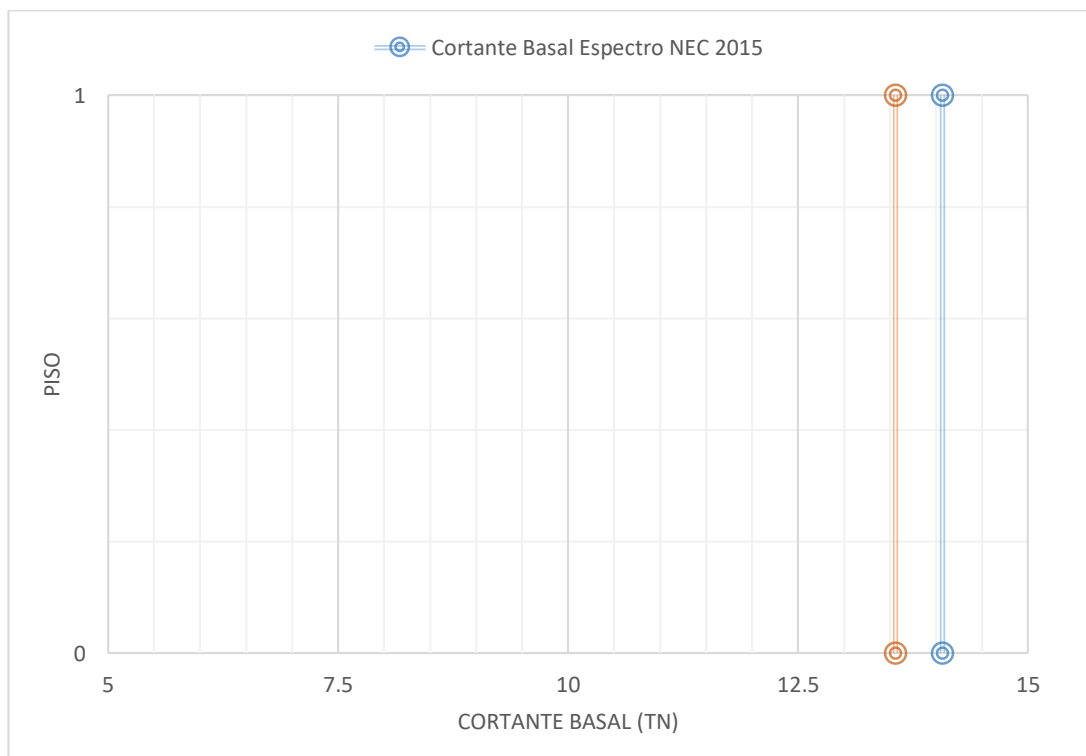
$$CB = \frac{I * Sa}{R * \phi_p * \phi_e}$$

$$CB = \frac{1 * 1.1904}{5 * 1 * 1}$$

$$CB = 0.2831$$

Los cálculos de estos cortantes tanto de la NEC-2015 como del Determinista nos ayudaran a obtener valores de cortantes que se ingresan a la base de la estructura, y su distribución en elevación.

Figura 43: Cortante basal estático con espectro NEC-2015 y Determinista (sentido X y Y)



Fuente: Paúl Toapanta.

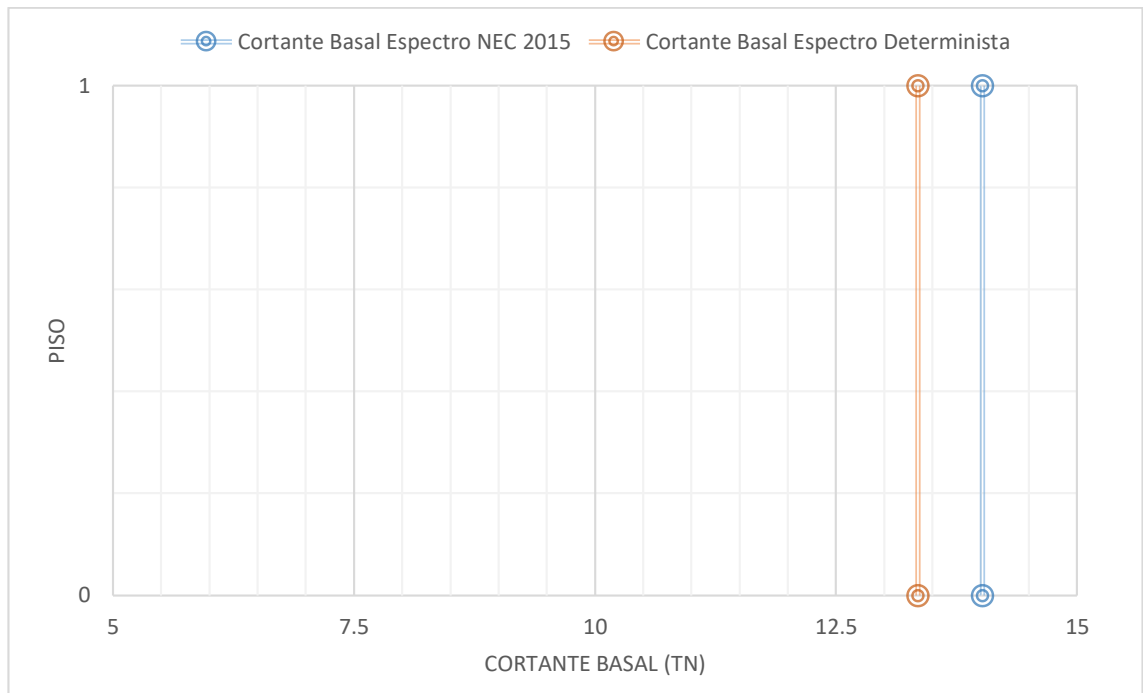
Los valores máximos obtenidos del cortante basal estático en sus direcciones principales en el espectro NEC-2015 es de 14.07 Ton mientras que el cortante basal en el espectro determinista es de 13.56 Ton. La diferencia entre estos valores se debe a que la aceleración en el espectro que nos brinda la NEC-2015 es mayor para estructuras que se encuentren entre los periodos de 0.25 seg y 0.44 seg y en este caso nuestra edificación tipo uno cuenta con periodo de 0.221 seg.

Corte basal dinámico

Para el cálculo del cortante basal dinámico debemos tener en cuenta que necesitamos conocer las diferentes formas modales y ordenadas espectrales (S_a), que las obtendremos a partir de los periodos de vibración de la estructura, esto nos ayudara a calcular las fuerzas cortantes máximas para cada uno de los modos de vibración. Al final estas fuerzas de cada uno de los modos de vibración se combinan mediante la resultante y así obtenemos el cortante basal dinámico. [34]

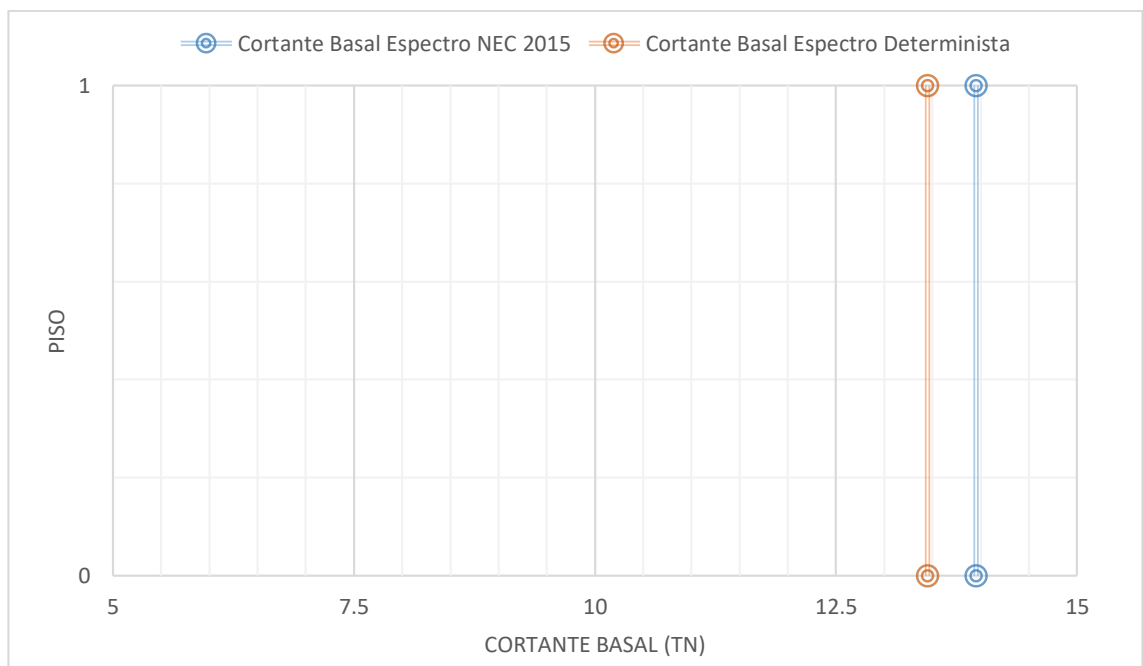
Se debe realizar un ajuste en el valor del cortante basal dinámico, que consiste en que este valor no puede ser menor al 80 % Y 85 % del cortante basal estático para estructuras regulares e irregulares respectivamente. [16]

Figura 44: Cortante basal dinámico con espectro NEC-2015 y Determinista (sentido X)



Fuente: Paúl Toapanta.

Figura 45: Cortante basal dinámico con espectro NEC-2015 y Determinista (sentido Y)



Fuente: Paúl Toapanta.

De igual manera que en el cortante estático podemos observar que el valor mayor del cortante dinámico se da para el espectro de la NEC-2015. Debido a su mayor aceleración.

Una vez obtenido los valores de los cortantes tanto estáticos como dinámicos podemos realizar un análisis dinámico para posteriormente obtener las derivas para ello debemos considerar que:

El valor del cortante dinámico total en la base de la estructura obtenida por cualquier método de análisis dinámico debe cumplir con las siguientes condiciones:

✚ **V Dinámico** < 80% del cortante basal V obtenido por el método estático
(Para estructuras regulares)

✚ **V Dinámico** < 85% del cortante basal V obtenido por el método estático
(Para estructuras irregulares) [16]

Tabla 48. Análisis dinámico de estructura de un piso

ESPECTROS	SENTIDO X			SENTIDO Y		
	V estático (Tn)	V dinámico (Tn)	V din/V est (%)	V estático (Tn)	V dinámico (Tn)	V din/V est (%)
NEC-2015	14.07	14.02	99.64	14.07	13.95	99.15
DETERMINISTA	13.56	13.35	98.45	13.56	13.45	99.19

Fuente: Paúl Toapanta.

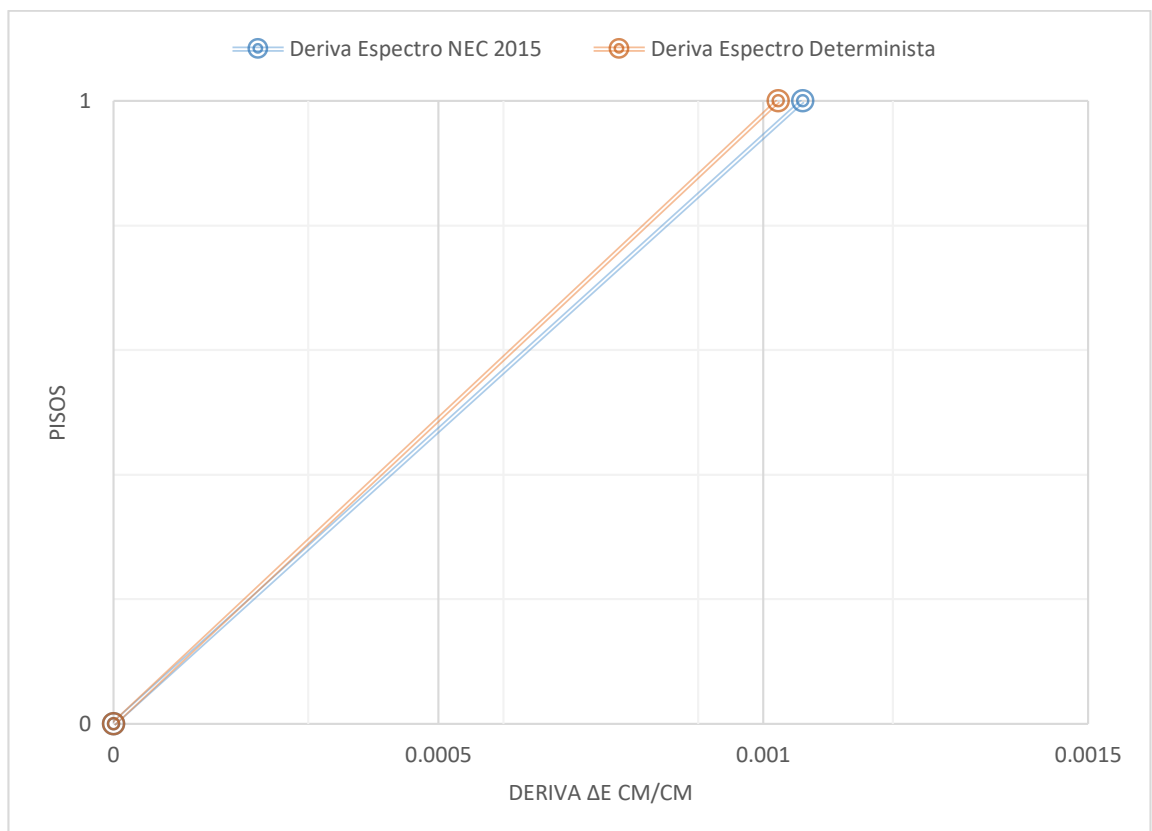
Al tratarse de una estructura regular en este caso podemos observar en la tabla anterior que cumplimos con la condición de que el cortante dinámico para este tipo de estructuras tiene que ser mayor al 80% en sus direcciones principales.

Análisis de derivas

Ahora realizaremos la verificación de derivas de piso con el uso de los espectros tanto el brindado por la NEC-2015 como el espectro Determinista calculado en esta investigación en las direcciones principales. La NEC-2015 nos indica que para edificios de hormigón armado la deriva máxima no debe superar al 2%.

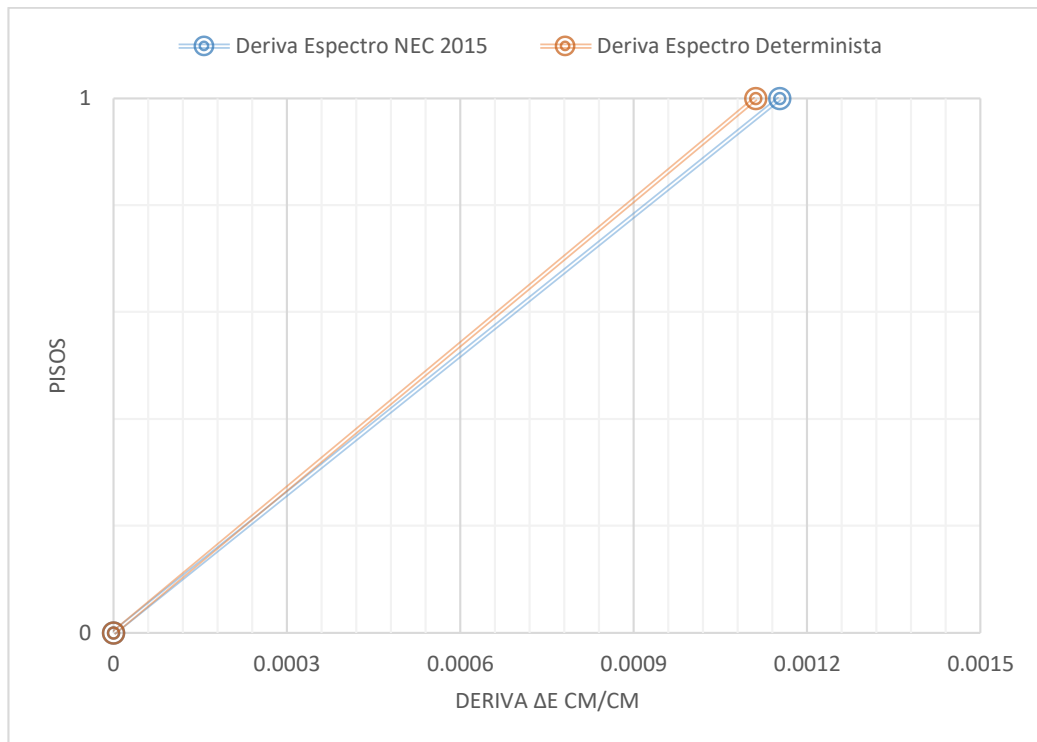
Derivas causadas por cortantes Estáticos

Figura 46: Derivas elásticas causados por los cortantes estáticos con espectro NEC-2015 y Determinista (sentido X)



Fuente: Paúl Toapanta.

Figura 47: Derivas elásticas causados por los cortantes estáticos con espectro NEC-2015 y Determinista (sentido Y)



Fuente: Paúl Toapanta.

Ahora calcularemos las derivas inelásticas a partir de las derivas máximas elásticas en un modo estático.

Para el cálculo de la deriva máxima inelástica (ΔM) de cada piso utilizaremos la siguiente fórmula que nos brinda la NEC-2015.

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

(Ec. 35)

Donde:

ΔM : Deriva máxima inelástica.

ΔE : Desplazamientos obtenidos en aplicación de fuerzas laterales de diseño reducido

R: Factor de reducción

Tabla 49. Derivas máximas elásticas e inelásticas para edificio tipo uno de un piso

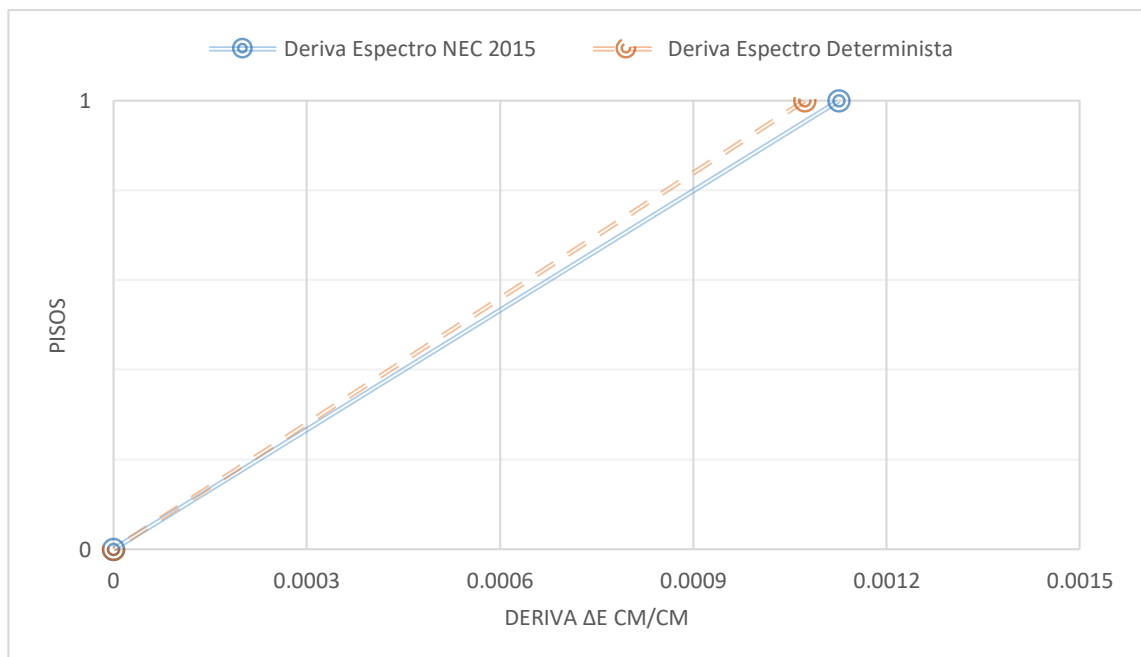
ESPECTRO	PISO	Derivas max en X		Derivas max en Y	
		ΔE	ΔM (%)	ΔE	ΔM (%)
NEC-2015	1	0.001061	0.40	0.001153	0.43
DETERMINISTA	1	0.001023	0.38	0.001111	0.42

Fuente: Paúl Toapanta.

De la tabla anterior podemos observar que las derivas inelásticas no son mayores al 2% en ningún caso de los dos espectros analizados (NEC-2015 y Determinista) por ende podemos considerar que la edificación es estable. Además, podemos observar que las derivas inelásticas son mayores en el espectro brindado por la NEC-2015 esto es a causa de que la aceleración en este espectro es mayor para el periodo de esta estructura.

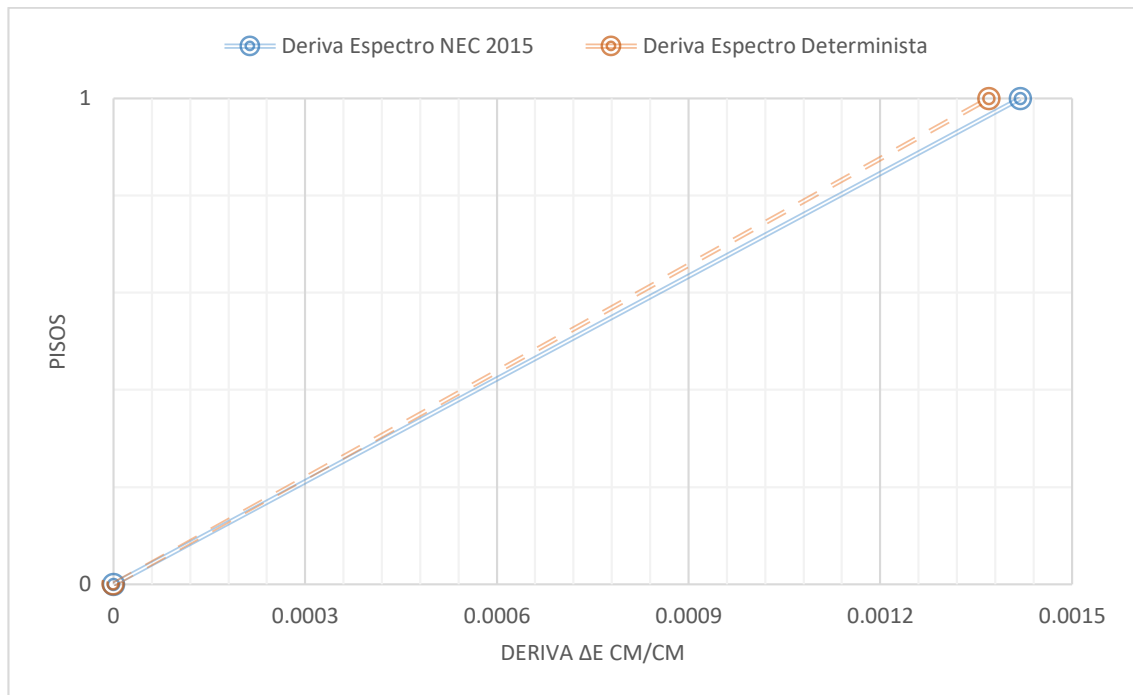
Derivas causadas por cortantes Dinámicas.

Figura 48: Derivas elásticas causados por los cortantes dinámicos con espectro NEC-2015 y Determinista (sentido X)



Fuente: Paúl Toapanta.

Figura 49: Derivas elásticas causados por los cortantes dinámicos con espectro NEC-2015 y Determinista (sentido Y)



Fuente: Paúl Toapanta.

En esta ocasión también calcularemos las derivas inelásticas a partir de las derivas máximas elásticas en un modo dinámico.

Para el cálculo de la deriva máxima inelástica (ΔM) de cada piso utilizaremos la siguiente fórmula que nos brinda la NEC-2015.

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

(Ec. 35)

Donde:

ΔM : Deriva máxima inelástica.

ΔE : Desplazamientos obtenidos en aplicación de fuerzas laterales de diseño reducido

R: Factor de reducción

La deriva inelástica no debe ser mayor al 2% para que la estructura se encuentre estable.

Tabla 50. Derivas máximas elásticas e inelásticas para edificio tipo uno de un piso.

ESPECTRO	PISO	Derivas max en X		Derivas max en Y	
		ΔE	ΔM (%)	ΔE	ΔM (%)
NEC-2015	1	0.001126	0.42	0.001419	0.53
DETERMINISTA	1	0.001073	0.40	0.00137	0.51

Fuente: Paúl Toapanta.

De la tabla anterior podemos observar que las derivas inelásticas tanto estática como dinámicamente no son mayores al 2% por ende la estructura de tipo uno de un piso permanecerá estable.

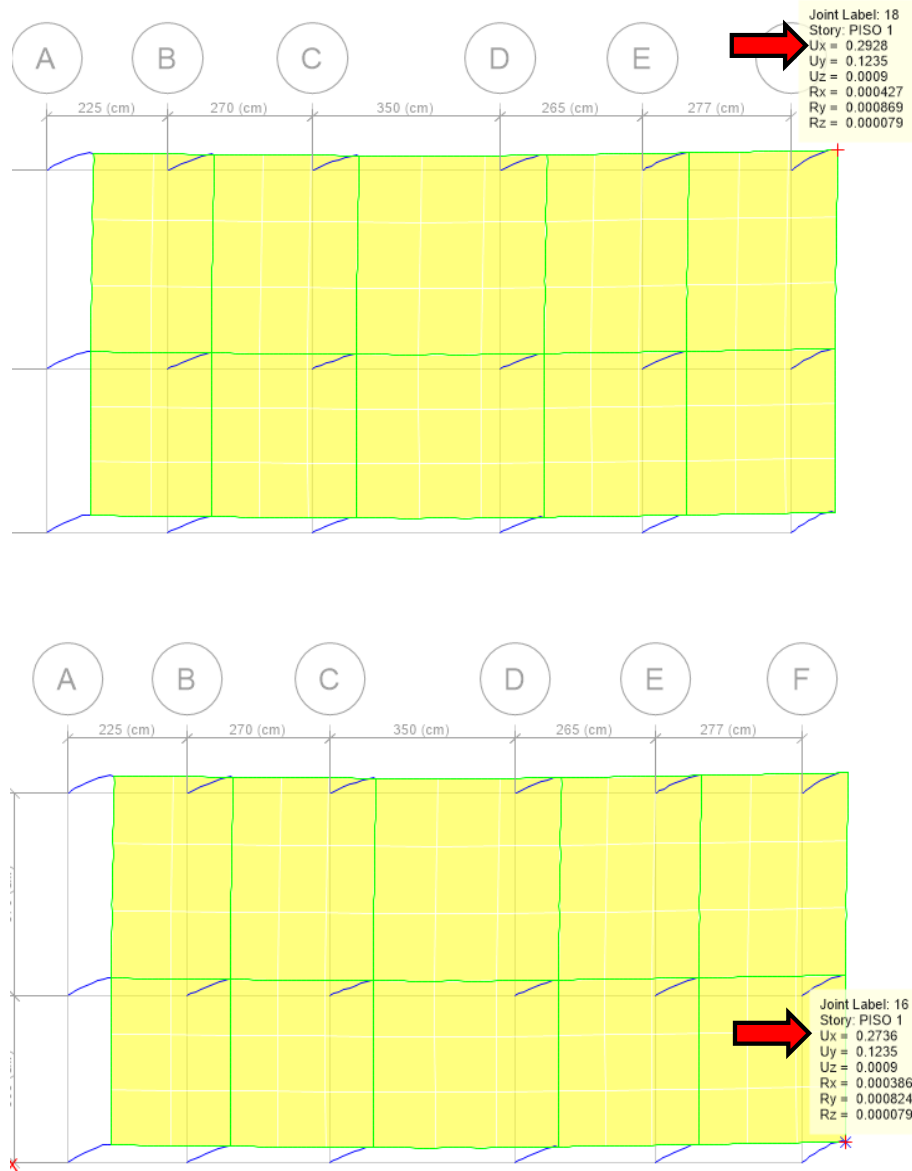
Distorsión Torsional

La NEC-2015 nos indica en su capítulo de peligro sísmico que existirá irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente en un eje determinado, es mayor que 1.2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje referencial. [16]

En este caso para el análisis en el sentido X con el espectro NEC-2015 nuestra máxima deriva de un extremo de la estructura incluyendo la torsión accidental (Δ) es de 0.272 cm.

Ahora procederemos a calcular el 1.2 de la deriva promedio de los extremos de la estructura de la siguiente manera.

Figura 50. Valores máximos de deformación torsional



Fuente: Paúl Toapanta.

$$= 1.2 * \frac{\Delta 1 + \Delta 2}{2}$$

$$= 1.2 * \frac{0.2928 + 0.2736}{2}$$

$$= 0.340 \text{ cm}$$

Como la máxima deriva que incluye la torsión accidental (Δ) es menor a la deriva promedio no cumple con la condición de la NEC-2015 y por ende no existe torsión en el sentido X para el espectro NEC-2015.

Se realizará la misma comparación para el sentido Y en el espectro NEC-2015. Y para los dos sentidos X y Y en el espectro determinista que se lo resumirá en la siguiente tabla.

Tabla 51. Cálculo de irregularidad por torsión para espectro NEC-2015 y espectro DETERMINISTA.

ESPECTRO	Sentido	Max. Derv+Torsió	$\Delta 1$	$\Delta 2$	$1.2*(\Delta 1+\Delta 2)/2$	Observación
NEC-2015	ESPEC X	0.2724	0.2928	0.2736	0.340	NO EXISTE IRREGULARIDAD POR TORSIÓN
	ESPEC Y	0.2878	0.3689	0.3689	0.443	NO EXISTE IRREGULARIDAD POR TORSIÓN
DETERMINISTA	ESPEC X	0.2593	0.279	0.2602	0.324	NO EXISTE IRREGULARIDAD POR TORSIÓN
	ESPEC Y	0.2776	0.3563	0.3563	0.428	NO EXISTE IRREGULARIDAD POR TORSIÓN

Fuente: Paúl Toapanta.

Como podemos notar de la tabla anterior no existe irregularidad en torsión en ninguno de los dos sentidos principales de los dos tipos de espectros con los cuales analizamos nuestra estructura tipo uno.

4.3.2 Análisis de Edificación tipo dos de tres pisos

En esta ocasión analizaremos nuestra segunda estructura tipo que cuenta con las siguientes características.

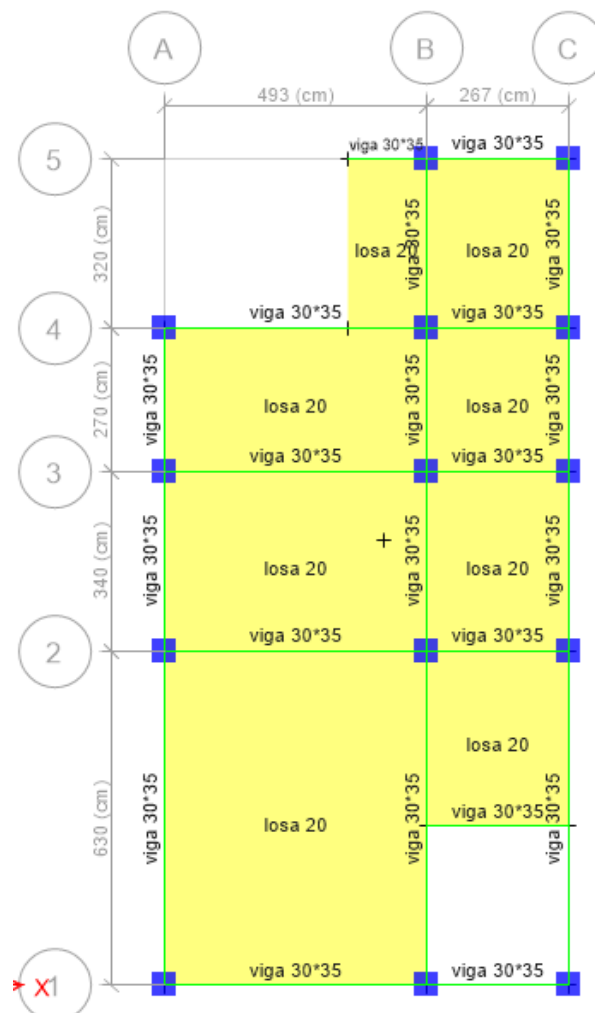
Tabla 52. Características de edificación tipo dos de tres pisos

CARACTERISTICAS	SECCIONES
Número de pisos	3
Sección de columnas (cm)	50*50
Sección de vigas (cm)	30*35
Espesor de losa (cm)	20
Tipo de losa	Nervada
Resistencia del Hormigón	240 Kg/cm ²
Lim. De fluencia del acero	4200 Kg/cm ²
H. máxima de la edificación (m)	10.16

Fuente: Paúl Toapanta.

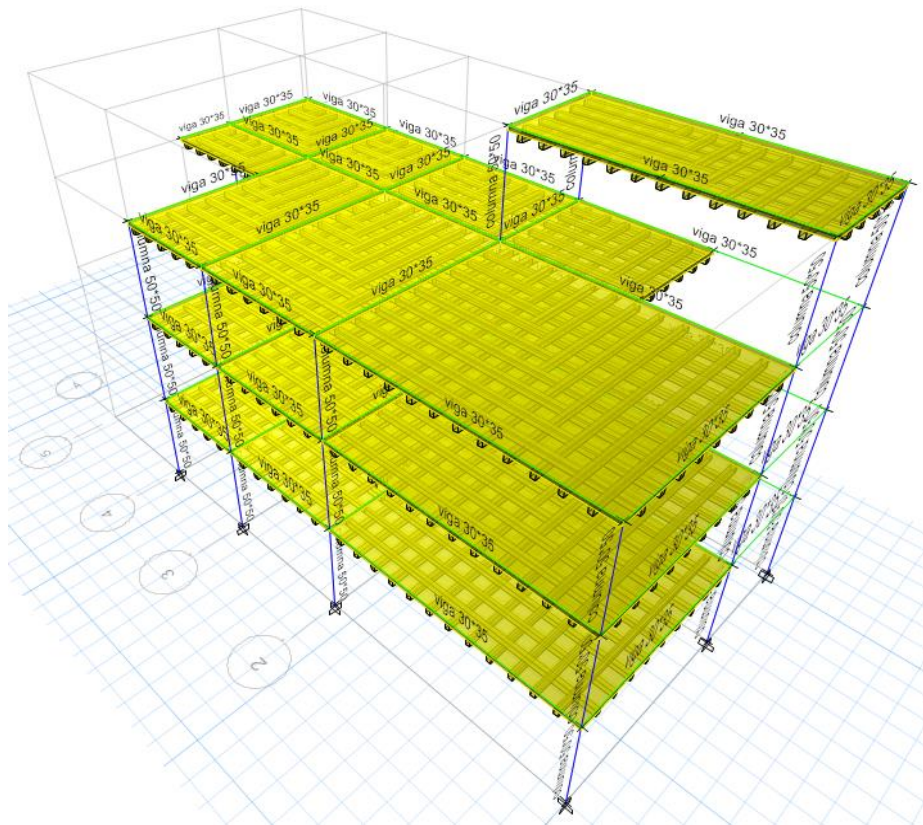
A continuación, tenemos una vista en planta y en elevación de la edificación nombrada anteriormente.

Figura 51. Vista en planta de segunda edificación tipo



Fuente: Paúl Toapanta

Figura 52. Vista en elevación de segunda edificación tipo



Fuente: Paúl Toapanta

Determinación de periodos de vibración

Periodos límites de vibración

Al tratarse del mismo tipo de suelo y encontrarse en la misma zona sísmica nuestra área de estudio, obtendremos los mismo valores límites de vibración es decir T_0 : 0.127 seg y T_c : 0.698 seg.

Periodo fundamental de vibración

Con la ayuda del programa ETABS 2016 procederemos a obtener el valor del periodo fundamental T_2 , que será obtenido en base a las propiedades de la estructura y sus características de deformación de los elementos mediante un análisis modal.

T1: Periodo fundamental de vibración calculado mediante la NEC-2015

T2: Periodo fundamental de vibración obtenido mediante el programa ETABS 2016

Para el cálculo de T_1 utilizaremos la siguiente ecuación brindada por la NEC-2015 para la determinación del periodo de vibración en cada estructura.

$$T = Ct * hn^{\alpha}$$

Donde:

T: Período fundamental de vibración de la estructura

Ct: Coeficiente que depende del tipo de edificio=0.055 (Indicado en la tabla 48)

hn: Altura máxima de edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura, en metros

α : Impedancia del semiespacio =0.9 (Indicado en la tabla 48)

Cálculo del periodo fundamental para la estructura de un piso

$$T = Ct * hn^\alpha$$

$$T = 0.055 * 10.16^{0.9}$$

$$T = 0.443 \text{ seg}$$

El Valor del periodo fundamental obtenido por el programa ETABS (T2) no debe ser mayor en un 30% al valor del periodo fundamental obtenido por la NEC-2015 (T1).

$$T1 \leq T2 \leq 1.3 T1$$

$$0.443 \not\leq 0.438 \leq 0.576$$

El periodo fundamental de vibración (T2) en la estructura de tres pisos al ser ligeramente menor al T1, no se encuentra dentro del rango establecido, lo que nos indica que es una estructura algo rígida de lo que nos recomienda la NEC-2015.

Modos de vibración de la estructura

En la siguiente tabla se indicarán los modos de vibración obtenidos para nuestra estructura analizada tipo dos.

Tabla 53. Modos de vibración para la estructura tipo de 3 piso

Modo	Período	Ux	Uy	Rz	Rz/Ux,Uy (%)	Observación
1	0.438	0.6223	0.0018	0.1824	29.31	Traslacional en X
2	0.405	0.0016	0.807	0.0001	0.01	Traslacional en Y
3	0.34	0.1943	0.0000256	0.6252	321.77	Rotacional

Fuente: Paúl Toapanta.

A partir de la tabla anteriormente mostrada podemos decir que, los dos primeros modos de vibración son considerados como traslacionales tanto en X como en Y debido a que su porcentaje de torsión cumplen con la condición de ser menor al 30%, mientras que el ultimo modo de vibración al ser un valor alto y mayor que el 30% del porcentaje de torsión se considera un modo tipo rotacional. Por lo tanto, cumplen con la establecido en la NEC 2015.

Modos necesarios para la acumulación del 90% de la masa

Se debe considerar todos los números de modos que intervengan en la participación de la masa modal acumulada de por lo menos el 90% de la masa total de la estructura en cada una de las direcciones horizontales principales consideradas. [16]

Tabla 54. Modos de vibración para acumulación del 90% de la masa en la estructura

MODO	SUM X	SUM Y
1	0.6223	0.0018
2	0.6239	0.8094
3	0.8182	0.8094
4	0.8183	0.899
5	0.8996	0.8994
6	0.9328	0.9095
7	0.9358	0.9695

Fuente: Paúl Toapanta.

Podemos observar en la tabla anterior que la acumulación del 90% de la masa cumple en el sexto modo por lo que cumple con lo establecido en la NEC 2015.

ESPECTRO

Corte basal estático

A continuación, procederemos al cálculo del cortante basal para nuestra estructura tipo dos mediante la ecuación brindada por la NEC-2015.

$$V = \frac{I * Sa}{R * \phi_p * \phi_e} * W$$

$$CB = \frac{I * Sa}{R * \Phi_p * \Phi_e}$$

Entonces el cortante basal vendría a ser:

$$V = CB * W$$

Donde:

CB = Coeficiente Basal

Sa(Ta) = Espectro de diseño en aceleración.

Φ_p y Φ_e = Coeficientes de configuración en planta y elevación

I = Coeficiente de importancia

R = Factor de reducción de resistencia sísmica

V = Cortante basal de diseño

W = Carga sísmica reactiva

Ta = Período de vibración

A continuación, se indicaron los coeficientes con sus valores necesarios para el cálculo del corte basal.

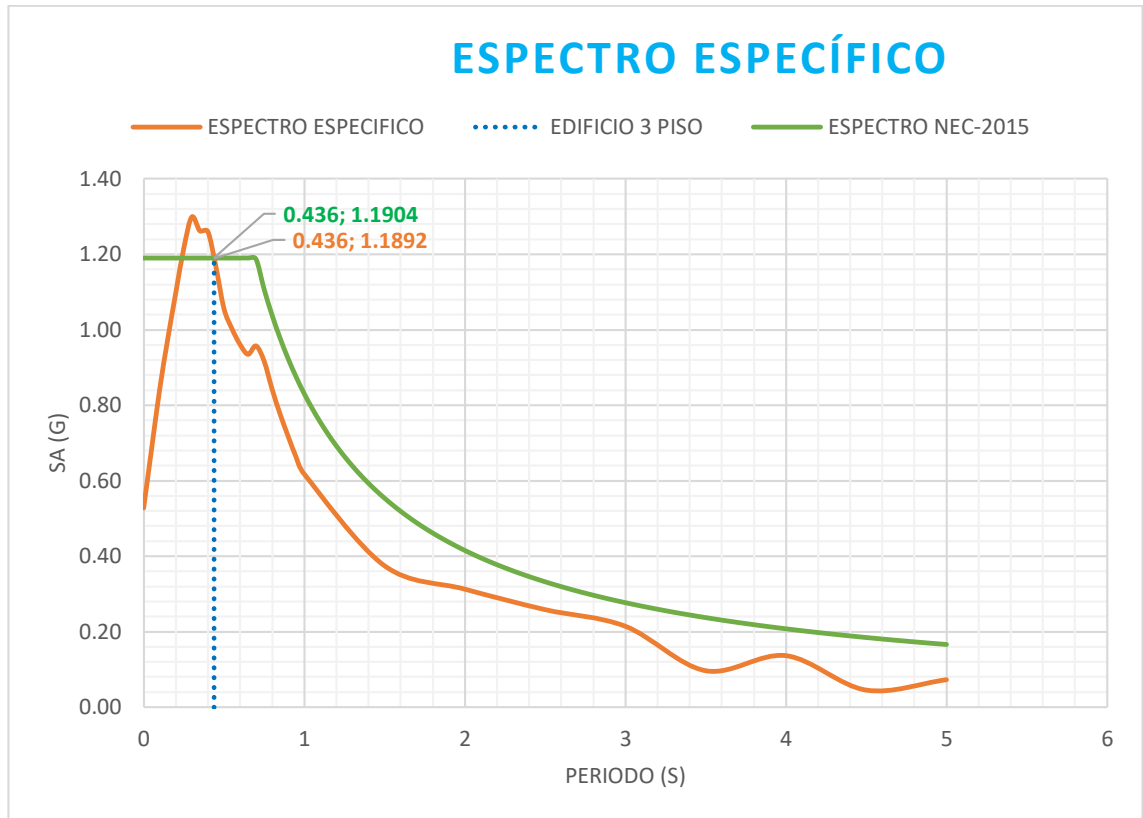
Tabla 55. Valores para cálculo del corte basal

FACTORES	VALOR
I	1
R	8
Φ_p	0.9
Φ_e	0.9

Fuente: Paúl Toapanta.

Obtendremos el periodo fundamental a través del análisis modal realizado T= 0.436 seg. Con este periodo calcularemos la aceleración que nos brindara tanto el espectro determinista como el espectro NEC-2015 en sus gráficas.

Figura 53: Determinación de aceleración, aceleraciones obtenidas con periodo de vibración de la estructura tipo para ambos espectros.



Fuente: Paúl Toapanta.

Podemos notar en la gráfica anterior que la aceleración brindada para el periodo fundamental antes dicho es de $S_a(T_a) = 1.1929$ seg para el espectro determinista y de 1.1904 seg para el espectro de la NEC-2015. Con estos valores ya podremos realizar el cálculo del coeficiente basal.

$$CB = \frac{I * S_a}{R * \phi_p * \phi_e}$$

$$CB = \frac{1 * 1.1892}{8 * 0.9 * 0.9}$$

$$CB = 0.184$$

Cálculo del cortante basal estático

Cálculo del coeficiente basal para el espectro NEC-2015

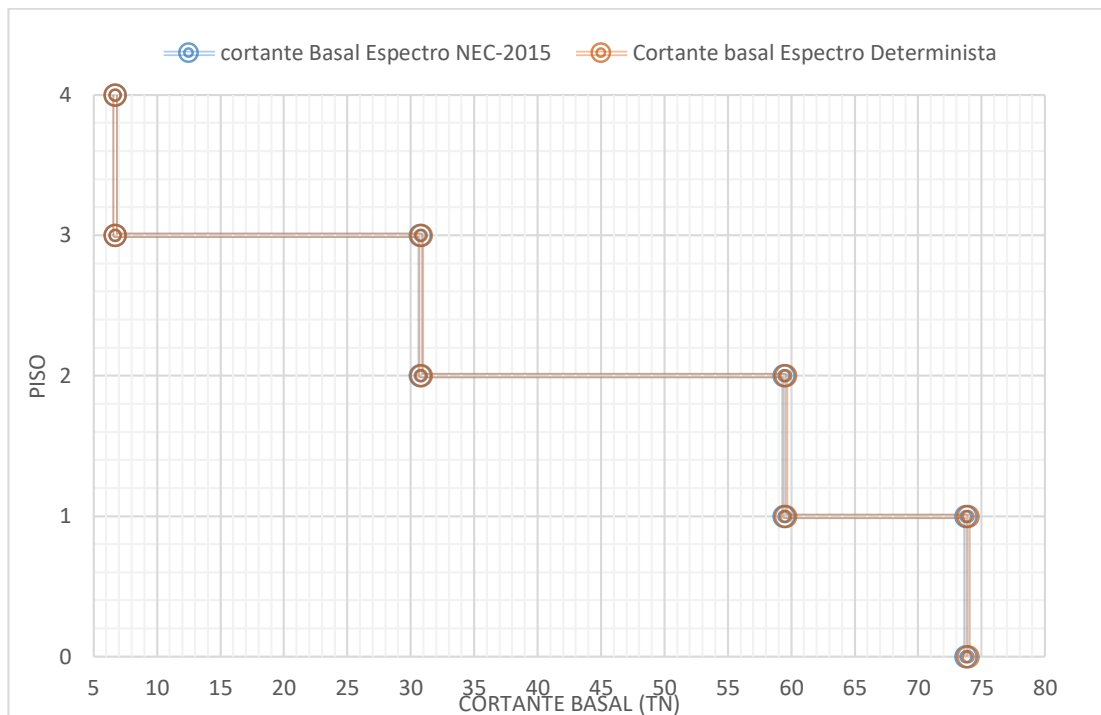
$$CB = \frac{I * Sa}{R * \phi_p * \phi_e}$$

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

$$CB = 0.1837$$

Los cálculos de estos cortantes tanto de la NEC-2015 como del Determinista nos ayudaran a obtener valores de cortantes que se ingresan a la base de la estructura, y su distribución en elevación.

Figura 54: Cortante basal estático con espectro NEC-2015 y Determinista (sentido X y Y)



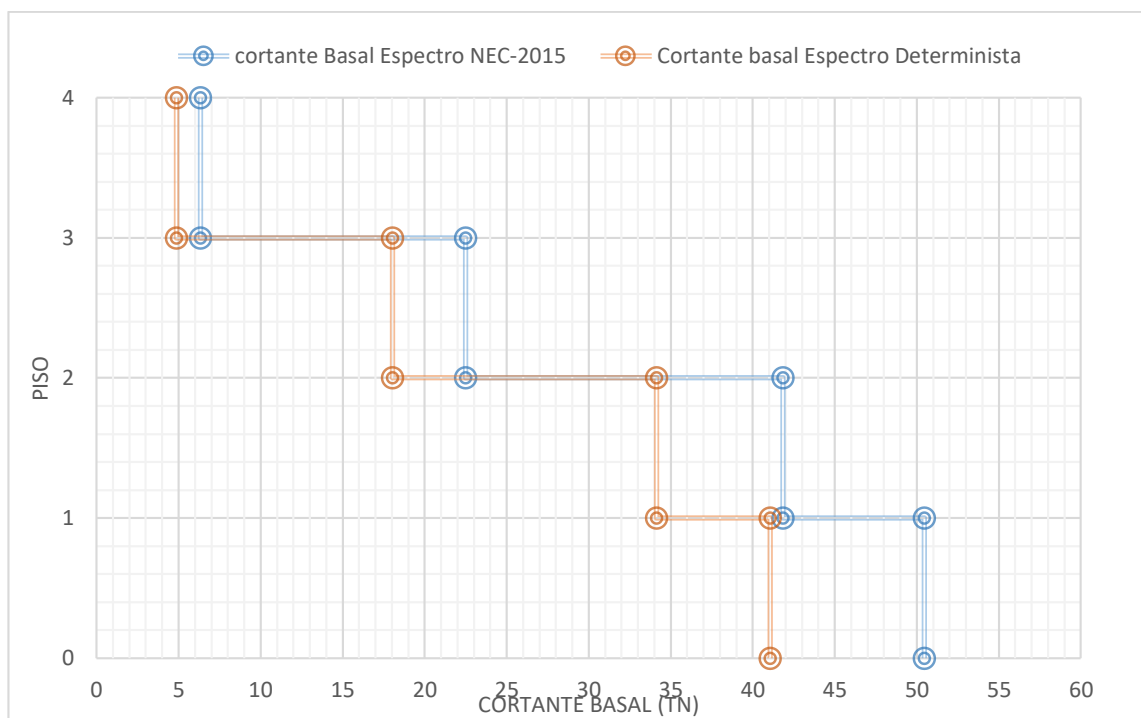
Fuente: Paúl Toapanta.

Los valores máximos obtenidos del cortante basal estático en sus direcciones principales en el espectro NEC-2015 es de 73.78 Ton mientras que el cortante basal en el espectro determinista es de 73.94 Ton. Existe una diferencia mínima entre estos dos cortantes estáticos esto se debe a que las aceleraciones de ambos espectros son casi similares y sus periodos se encuentran dentro del rango establecido entre 0.25 seg y 0.44 seg con un periodo de 0.43 por ende predomina en el espectro determinista.

Corte basal dinámico

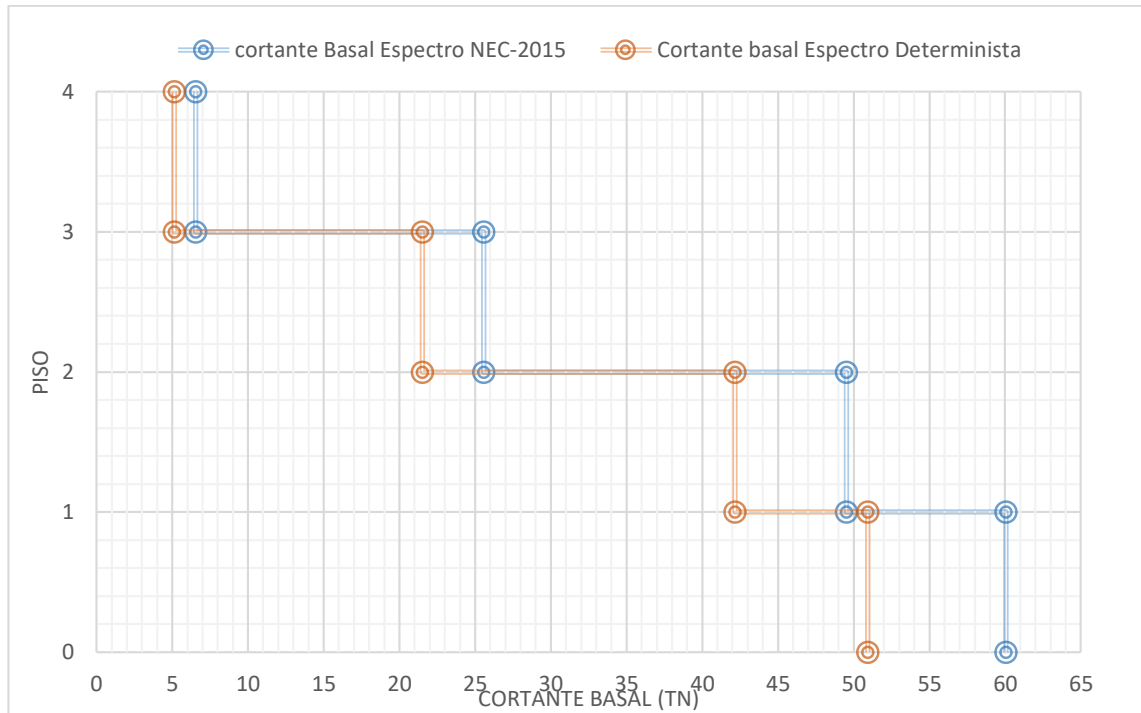
Ahora procederemos a realizar el cálculo del cortante basal dinámico, de igual manera se debe realizar un ajuste en el valor de dicho cortante ósea este valor no puede ser menor al 80% y 85% del cortante basal dinámico para estructuras regulares e irregulares respectivamente. [16]

Figura 55: Cortante basal dinámico con espectro NEC-2015 y Determinista (sentido X)



Fuente: Paúl Toapanta.

Figura 56: Cortante basal dinámico con espectro NEC-2015 y Determinista (sentido Y)



Fuente: Paúl Toapanta.

Al encontrarse dentro de unos valores casi similares de periodos y aceleraciones en un análisis dinámico predominara el espectro brindado por la NEC-2015.

La variación que se encuentra entre los cortantes dinámicos a diferencia de los cortantes estáticos se debe que, al calcular los cortantes dinámicos analizamos todos los periodos de vibración mientras que en el estático no.

Ya habiendo obtenido los cortantes tanto estáticos como dinámicos podemos realizar un análisis dinámico para posteriormente obtener las derivas para ello debemos considerar que:

- ✚ **V Dinámico** < 80% del cortante basal V obtenido por el método estático
(Para estructuras regulares)
- ✚ **V Dinámico** < 85% del cortante basal V obtenido por el método estático
(Para estructuras irregulares) [16]

Tabla 56. Análisis dinámico de estructura de tres pisos

ESPECTROS	SENTIDO X			SENTIDO Y		
	V estático (Tn)	V dinámico (Tn)	V din/V est (%)	V estático (Tn)	V dinámico (Tn)	V din/V est (%)
NEC-2015	73.78	50.47	68.41	73.78	60.05	81.39
DETERMINISTA	73.94	41.06	55.53	73.94	50.93	68.88

Fuente: Paúl Toapanta.

Al tratarse de una edificación irregular la relación entre los cortantes debe ser igual o mayor al 85% y cómo podemos observar en nuestra tabla anterior nuestra edificación tipo dos no cumple con estas condiciones y procederemos a equilibrar nuestra estructura para poder cumplir con esta relación de que entre división de los cortantes dinámicos y estáticos sea igual o mayor al 85%.

En la tabla siguiente mostraremos los cortantes corregidos para poder cumplir con la condición de que la relación entre los cortantes sea igual o mayor al 85%.

Tabla 57. Análisis dinámico corregido para la edificación de estructura de tres piso

ESPECTROS	SENTIDO X			SENTIDO Y		
	V estático (Tn)	V dinámico (Tn)	V din/V est (%)	V estático (Tn)	V dinámico (Tn)	V din/V est (%)
NEC-2015	73.78	64.98	88.07	73.78	65.62	88.94
DETERMINISTA	73.94	63.69	86.14	73.94	65.31	88.33

Fuente: Paúl Toapanta.

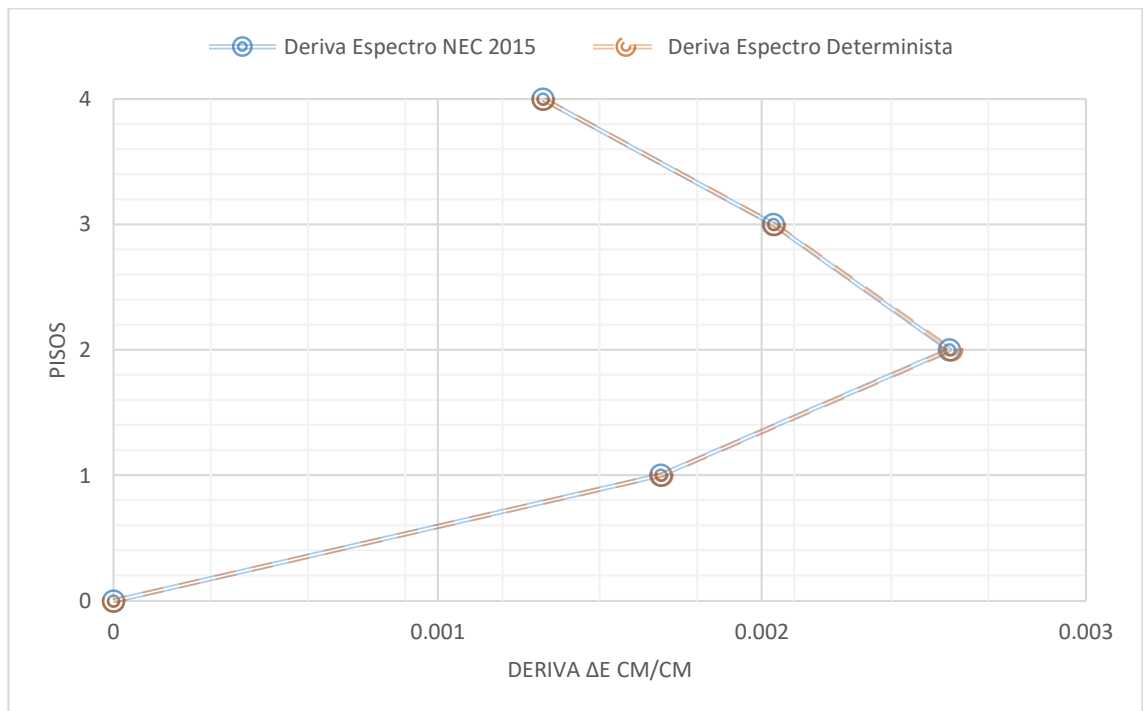
Análisis de derivas

Ahora realizaremos la verificación de derivas de piso para nuestra estructura tipo 2 con el uso de los espectros tanto el brindado por la NEC-2015 como el espectro Determinista calculado en esta investigación en las direcciones principales. La NEC-

2015 nos indica que para edificios de hormigón armado la deriva máxima no debe superar al 2%.

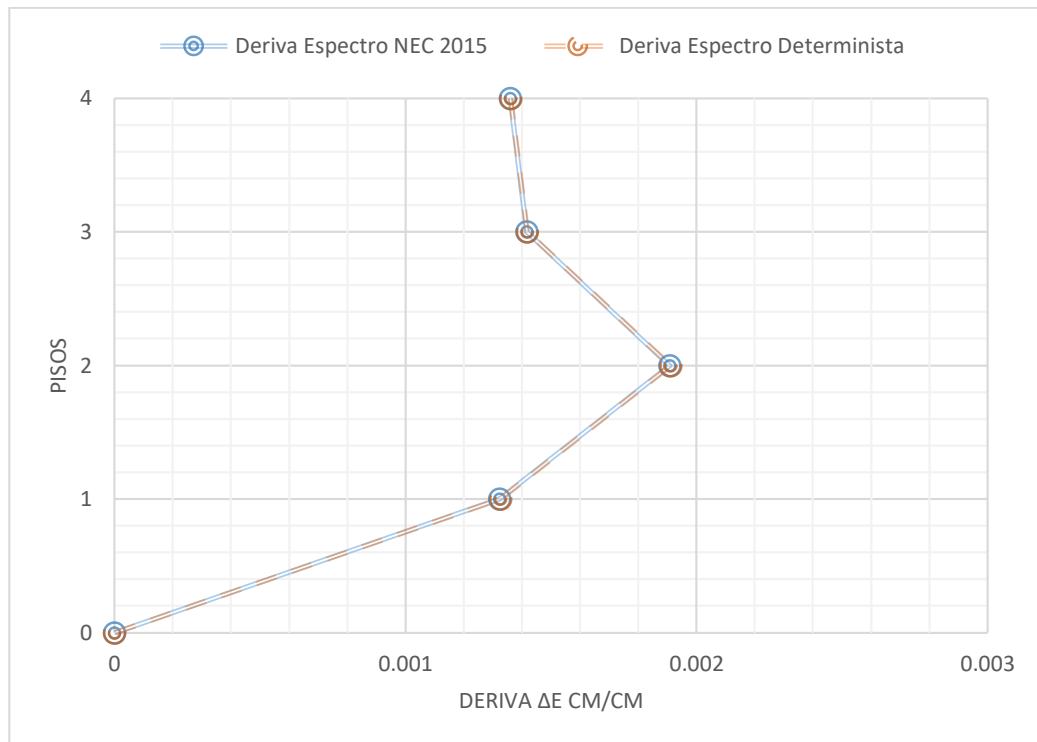
Derivas causadas por cortantes Estáticos

Figura 57: Derivas elásticas causados por los cortantes estáticos con espectro NEC-2015 y Determinista (sentido X)



Fuente: Paúl Toapanta.

Figura 58: Derivas elásticas causados por los cortantes estáticos con espectro NEC-2015 y Determinista (sentido Y)



Fuente: Paúl Toapanta.

Ahora calcularemos las derivas inelásticas a partir de las derivas máximas elásticas en un modo estático.

Para el cálculo de la deriva máxima inelástica (ΔM) de cada piso utilizaremos la siguiente fórmula que nos brinda la NEC-2015.

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

Donde:

ΔM : Deriva máxima inelástica.

ΔE : Desplazamientos obtenidos en aplicación de fuerzas laterales de diseño reducido

R: Factor de reducción

Tabla 58. Derivas máximas elásticas e inelásticas para edificio tipo dos de tres pisos

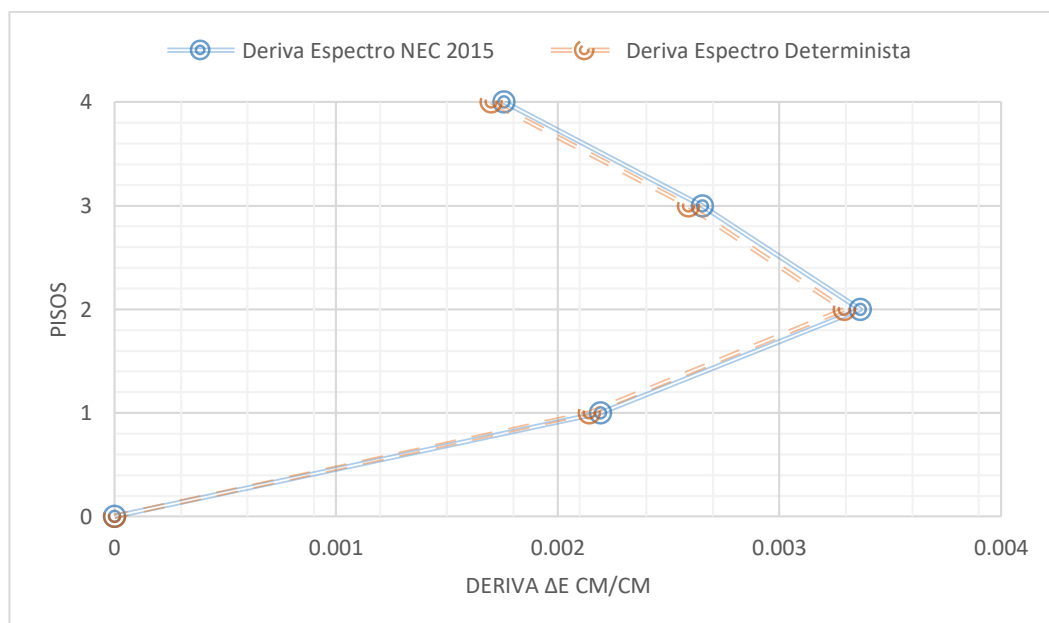
ESPECTRO	PISO	Derivas max en X		Derivas max en Y	
		ΔE	ΔM (%)	ΔE	ΔM (%)
NEC-2015	4	0.001327	0.80	0.001359	0.82
	3	0.00204	1.22	0.001416	0.85
	2	0.002585	1.55	0.001908	1.14
	1	0.001692	1.02	0.001323	0.79
DETERMINISTA	4	0.001327	0.80	0.001362	0.82
	3	0.00204	1.22	0.001419	0.85
	2	0.002585	1.55	0.001912	1.15
	1	0.001692	1.02	0.001326	0.80

Fuente: Paúl Toapanta.

De la tabla anterior podemos observar que las derivas inelásticas no son mayores al 2% en ningún caso de los dos espectros analizados (NEC-2015 y Determinista) por ende podemos considerar que la edificación es estable. Además, podemos observar que las derivas inelásticas son similares en los dos espectros analizados esto es a causa de que la aceleración y el periodo son casi iguales para los dos tipos espectros.

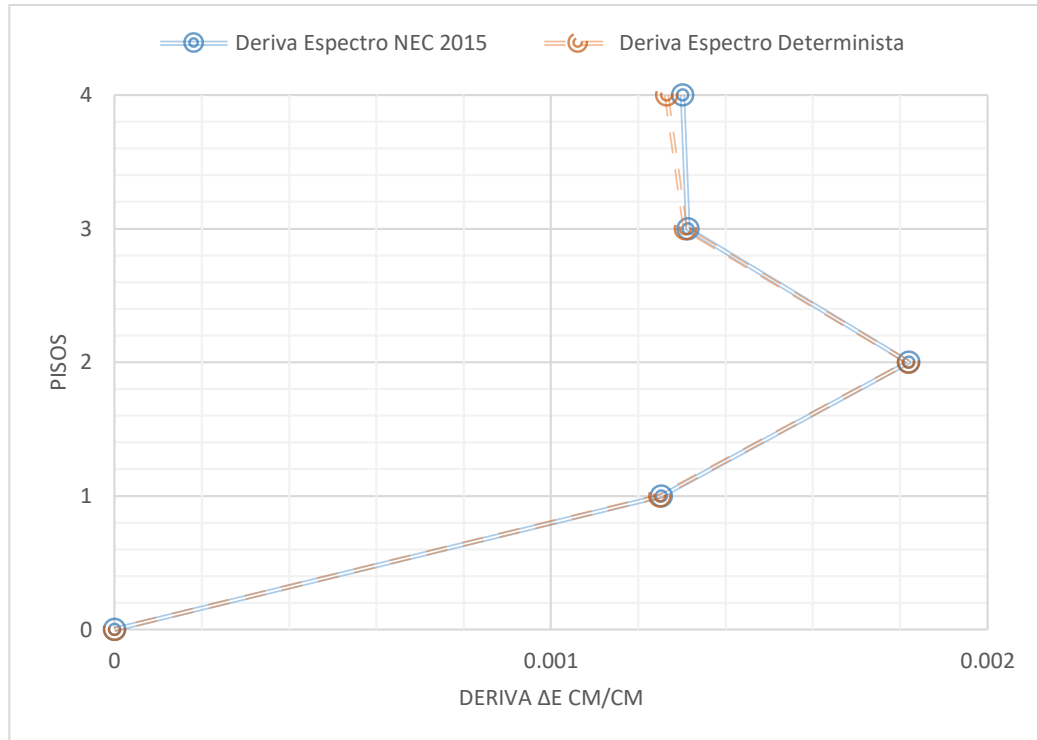
Derivas causadas por cortantes Dinámicas

Figura 59: Derivas elásticas causados por los cortantes dinámicos con espectro NEC-2015 y Determinista (sentido X)



Fuente: Paúl Toapanta.

Figura 60: Derivas elásticas causados por los cortantes dinámicos con espectro NEC-2015 y Determinista (sentido Y)



Fuente: Paúl Toapanta.

En esta ocasión también calcularemos las derivas inelásticas a partir de las derivas máximas elásticas en un modo dinámico.

Para el cálculo de la deriva máxima inelástica (ΔM) de cada piso utilizaremos la siguiente fórmula que nos brinda la NEC-2015.

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

Donde:

ΔM : Deriva máxima inelástica.

ΔE : Desplazamientos obtenidos en aplicación de fuerzas laterales de diseño reducido

R: Factor de reducción

La deriva inelástica no debe ser mayor al 2% para que la estructura se encuentre estable.

Tabla 59. Derivas máximas elásticas e inelásticas para edificio tipo dos de tres pisos.

ESPECTRO	PISO	Derivas max en X		Derivas max en Y	
		ΔE	ΔM (%)	ΔE	ΔM (%)
NEC-2015	4	0.001758	1.05	0.001301	0.78
	3	0.002653	1.59	0.001313	0.79
	2	0.003365	2.0	0.00182	1.09
	1	0.002193	1.32	0.001252	0.75
DETERMINISTA	4	0.001699	1.02	0.001265	0.76
	3	0.002591	1.55	0.001308	0.78
	2	0.003294	1.98	0.001818	1.09
	1	0.002143	1.29	0.001249	0.75

Fuente: Paúl Toapanta.

De la tabla anterior podemos observar que las derivas inelásticas ante la presencia de un cortante dinámico aumenta hasta llegar hasta su límite en el sentido X de ambos espectros.

Distorsión Torsional

De igual manera que en la estructura tipo uno procederemos a verificar si existe irregularidades en torsión en alguna de sus dos direcciones principales X y Y para los dos tipos de espectros el de la NEC-2015 y el espectro determinista.

Para esta estructura el análisis en el sentido X con el espectro NEC-2015 obtenemos una máxima deriva de un extremo de la estructura incluyendo la torsión accidental (Δ) de 0.761 cm.

Ahora procederemos a calcular el 1.2 de la deriva promedio de los extremos de la estructura de la siguiente manera.

Figura 61. Valores máximos de deformación torsional



Fuente: Paúl Toapanta.

$$= 1.2 * \frac{\Delta 1 + \Delta 2}{2}$$

$$= 1.2 * \frac{0.7279 + 1.4086}{2}$$

$$= 1.282 \text{ cm}$$

Como la máxima deriva que incluye la torsión accidental (Δ) es menor a la deriva promedio no cumple con la condición de la NEC-2015 y por ende no existe torsión en el sentido X para el espectro NEC-2015.

Se realizará la misma comparación para el sentido Y en el espectro NEC-2015. Y para los dos sentidos X y Y en el espectro determinista que se lo resumirá en la siguiente tabla.

Tabla 60. Cálculo de irregularidad por torsión para espectro NEC-2015 y espectro DETERMINISTA.

ESPECTRO	Sentido	Max. Derv+Torsión Accidental	$\Delta 1$	$\Delta 2$	$1.2*(\Delta 1+\Delta 2)/2$	Observación
NEC-2015	ESPEC X	0.7614	0.7279	1.4086	1.282	NO EXISTE IRREGULARIDAD POR TORSIÓN
	ESPEC Y	0.7301	0.7403	0.7386	0.887	NO EXISTE IRREGULARIDAD POR TORSIÓN
DETERMINISTA	ESPEC X	0.7493	0.7471	1.3786	1.275	NO EXISTE IRREGULARIDAD POR TORSIÓN
	ESPEC Y	0.7302	0.7406	0.7388	0.888	NO EXISTE IRREGULARIDAD POR TORSIÓN

Fuente: Paúl Toapanta.

Como podemos notar de la tabla anterior no existe irregularidad en torsión en ninguno de los dos sentidos principales de los dos tipos de espectros con los cuales analizamos nuestra estructura tipo uno.

4.3.3 Análisis de Edificación tipo tres de cinco pisos

Ahora analizares nuestra estructura tipo tres que se encuentra en nuestra área de estudio la cual consta con las siguientes características:

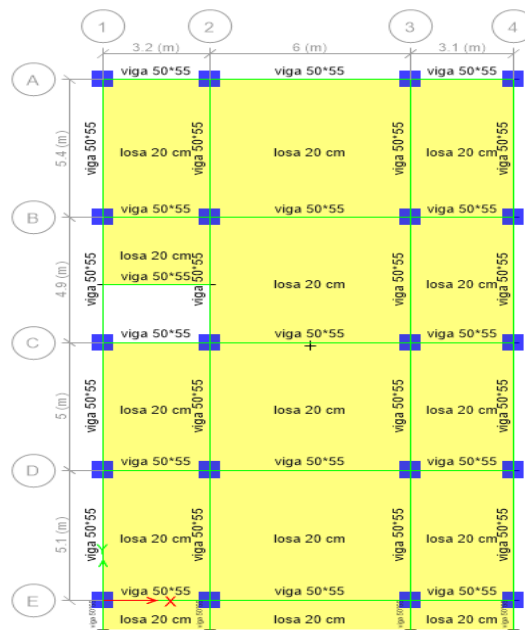
Tabla 61. Características de edificación tipo tres de cinco pisos.

CARACTERISTICAS	SECCIONES
Número de pisos	5
Sección de columnas (cm)	65*65
Sección de vigas (cm)	50*55
Espesor de losa (cm)	20
Tipo de losa	Nervada
Resistencia del Hormigón	240 Kg/cm ²
Lim. De fluencia del acero	4200 Kg/cm ²
H. máxima de la edificación (m)	13

Fuente: Paúl Toapanta.

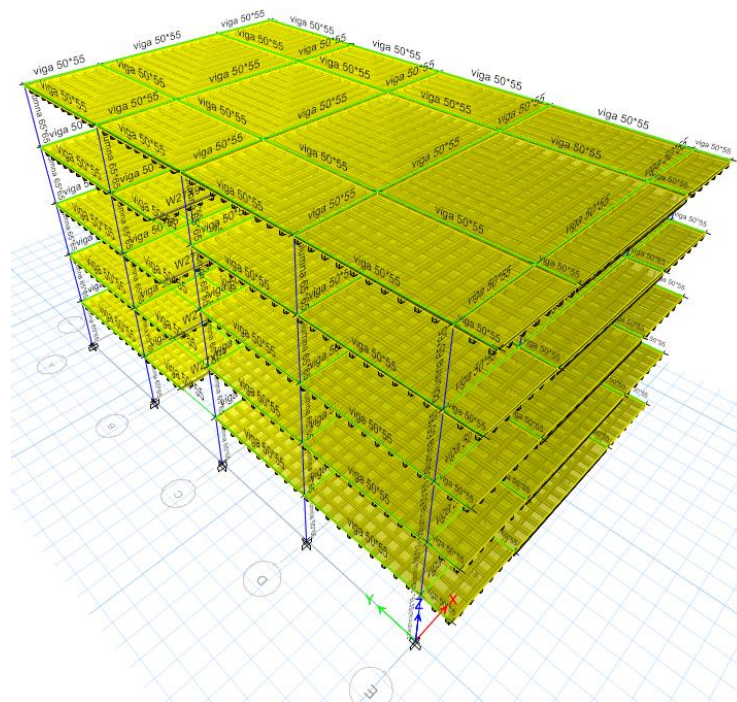
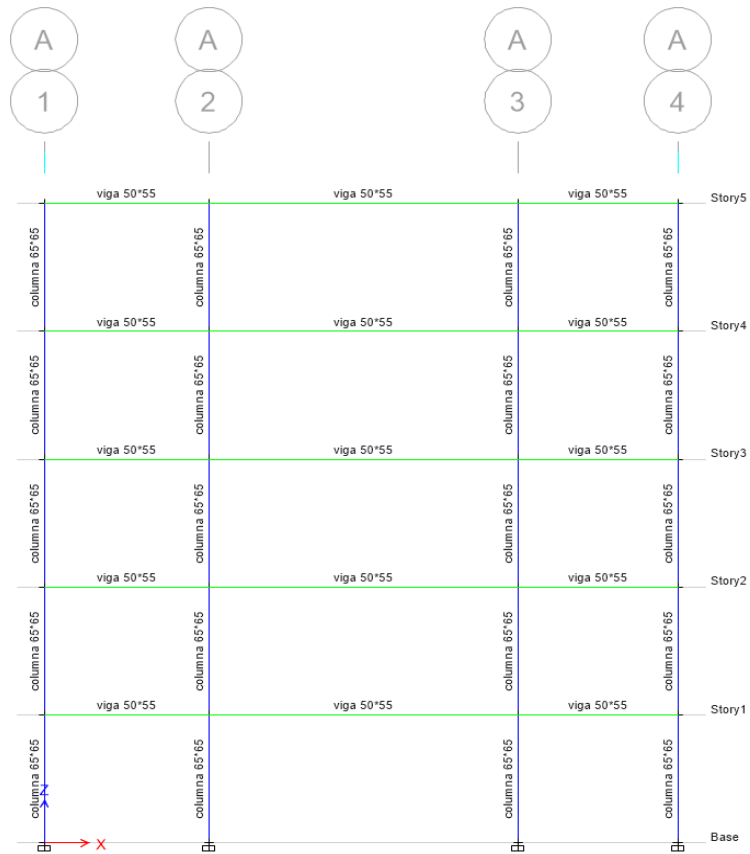
A continuación, tenemos una vista en planta y en elevación de la edificación nombrada anteriormente.

Figura 62. Vista en elevación de tercera edificación tipo



Fuente: Paúl Toapanta.

Figura 63. Vista en elevación de tercera edificación tipo



Fuente: Paúl Toapanta.

Determinación de periodos de vibración

Periodos límites de vibración

Al tratarse del mismo tipo de suelo y encontrarse en la misma zona sísmica nuestra área de estudio, obtendremos los mismo valores límites de vibración es decir T_0 : 0.127 seg y T_c : 0.698 seg.

Periodo fundamental de vibración

Con la ayuda del programa ETABS 2016 procederemos a obtener el valor del periodo fundamental T_2 , que será obtenido en base a las propiedades de la estructura y sus características de deformación de los elementos mediante un análisis modal.

T1: Periodo fundamental de vibración calculado mediante la NEC-2015

T2: Periodo fundamental de vibración obtenido mediante el programa ETABS 2016

Para el cálculo de T_1 utilizaremos la siguiente ecuación brindada por la NEC-2015 para la determinación del periodo de vibración en cada estructura.

$$T = C_t * h n^\alpha$$

Donde:

T: Período fundamental de vibración de la estructura

C_t : Coeficiente que depende del tipo de edificio=0.055 ((Indicado en la tabla 48)

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

α : Impedancia del semiespacio=0.9 (Indicado en la tabla 48).

Cálculo del periodo fundamental para la estructura de cinco pisos

$$T = Ct * hn^{\alpha}$$

$$T = 0.055 * 13.00^{0.9}$$

$$T = 0.553 \text{ seg}$$

El Valor del periodo fundamental obtenido por el programa ETABS (T2) no debe ser mayor en un 30% al valor del periodo fundamental obtenido por la NEC-2015 (T1).

$$T1 \leq T2 \leq 1.3 T1$$

$$0.553 \notin 0.537 \leq 0.719$$

El periodo fundamental de vibración (T2) en esta edificación de cinco pisos al ser un poco menor al T1, no se encuentra dentro del rango establecido, lo que nos indica que es una estructura algo rígida de lo que nos recomienda la NEC-2015.

Modos de vibración de la estructura

En la siguiente tabla se indicará los modos de vibración obtenidos para esta estructura.

Tabla 62. Modos de vibración para la estructura tipo tres de 5 piso

Modo	Período	Ux	Uy	Rz	Rz/Ux,Uy (%)	Observación
1	0.537	0	0.8075	7.865E-06	0.001	Traslacional en Y
2	0.49	0.806	0	0.0032	0.40	Traslacional en X
3	0.443	0.0032	6.801E-06	0.8079	25246.88	Rotacional

Fuente: Paúl Toapanta.

En tabla anteriormente mostrada podemos observar que, los dos primeros modos de vibración son considerados como traslacionales tanto en X como en Y debido a que su porcentaje de torsión cumplen con la condición de ser menor al 30%, mientras que el ultimo modo de vibración al ser un valor alto y mayor que el 30% del porcentaje de

torsión se considera un modo tipo rotacional. Por lo tanto, cumplen con lo establecido en la NEC 2015.

Modos necesarios para la acumulación del 90% de la masa

Tabla 63. Modos de vibración para acumulación del 90% de la masa en la edificación de 5 pisos

MODO	SUM X	SUM Y
1	0	0.8075
2	0.806	0.8075
3	0.8092	0.8075
4	0.8092	0.9225
5	0.927	0.9225
6	0.9277	0.9225
7	0.9277	0.9698

Fuente: Paúl Toapanta.

Podemos observar en la tabla anterior que la acumulación del 90% de la masa cumple en el quinto modo por lo que cumple con lo establecido en la NEC 2015.

ESPECTRO

Corte basal estático

El cortante basal en esta estructura será calculado de la misma manera que en las dos edificaciones anteriores mediante las ecuaciones que nos brinda la NEC-2015.

$$V = \frac{I * Sa}{R * \phi_p * \phi_e} * W$$

$$CB = \frac{I * Sa}{R * \phi_p * \phi_e}$$

Entonces el cortante basal vendría a ser:

$$V = CB * W$$

Donde:

CB = Coeficiente Basal

Sa(Ta) = Espectro de diseño en aceleración.

ϕ_p y ϕ_e = Coeficientes de configuración en planta y elevación

I = Coeficiente de importancia

R = Factor de reducción de resistencia sísmica

V = Cortante basal de diseño

W = Carga sísmica reactiva

Ta = Período de vibración

A continuación, se indicaron los coeficientes con sus valores necesarios para el cálculo del corte basal.

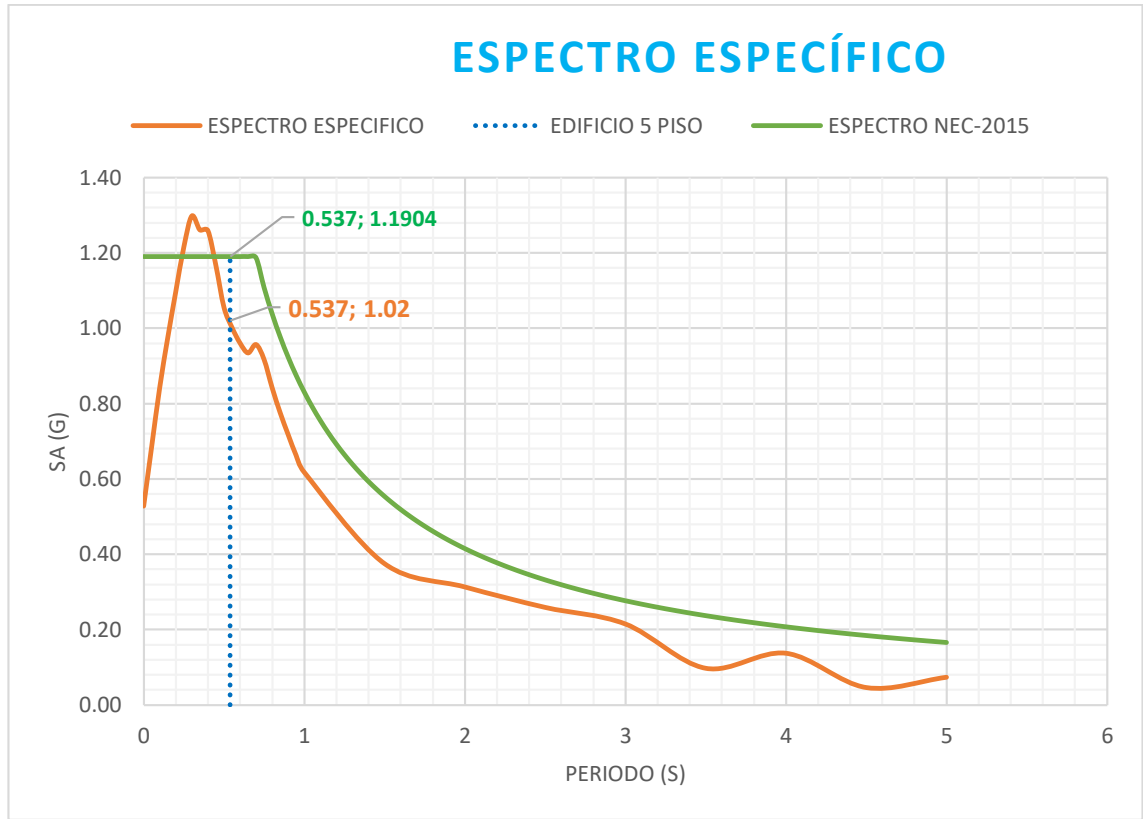
Tabla 64. Valores para cálculo del corte basal

FACTORES	VALOR
I	1
R	8
Φ_p	0.9
Φ_e	0.9

Fuente: Paúl Toapanta.

Obtendremos el periodo fundamental a través del análisis modal realizado $T= 0.537$ seg. Con este periodo calcularemos la aceleración que nos brindara tanto el espectro determinista como el espectro NEC-2015 en sus gráficas.

Figura 64: Determinación de aceleración



Fuente: Paúl Toapanta.

Podemos notar en la gráfica anterior que la aceleración brindada para el periodo fundamental antes dicho es de $Sa(T_a) = 1.02$ seg para el espectro determinista y de 1.1904 seg para el espectro de la NEC-2015. Con estos valores ya podremos realizar el cálculo del coeficiente basal.

Cálculo del cortante basal estático

Cálculo del coeficiente basal para el espectro Determinista

$$CB = \frac{I * Sa}{R * \phi_p * \phi_e}$$

$$CB = \frac{1 * 1.0165}{8 * 0.9 * 0.9}$$

$$CB = 0.157$$

Cálculo del coeficiente basal para el espectro NEC-2015

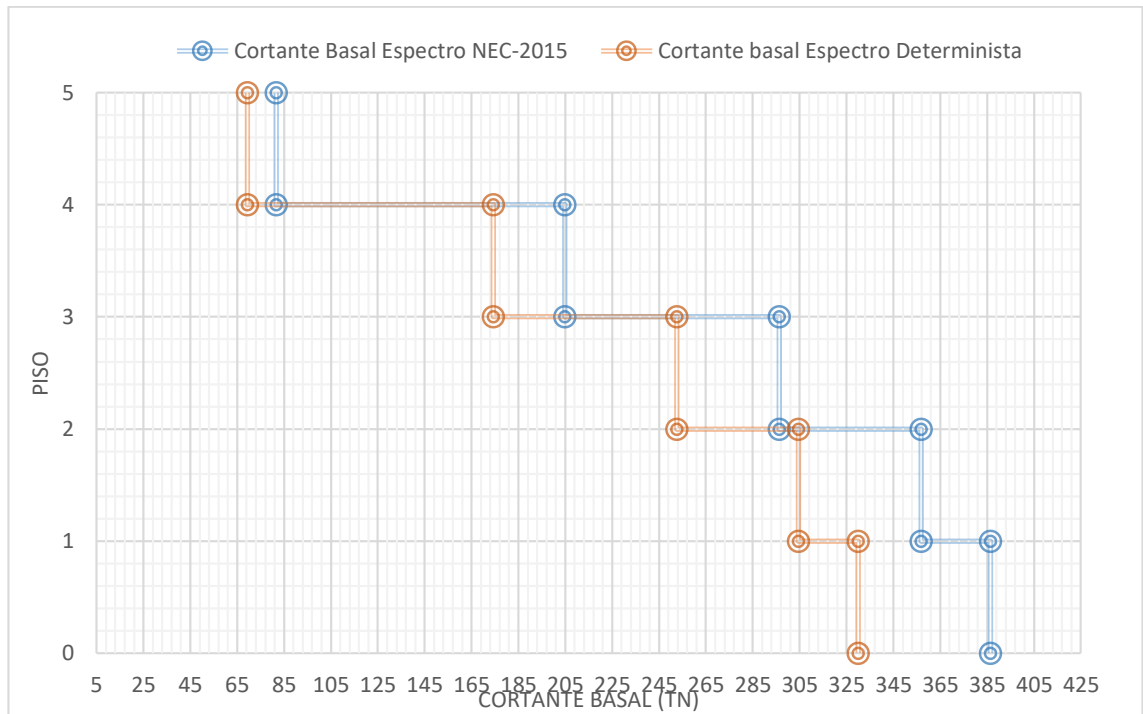
$$CB = \frac{I * Sa}{R * \phi_p * \phi_e}$$

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

$$CB = 0.1837$$

Los cálculos de estos cortantes tanto de la NEC-2015 como del Determinista nos ayudaran a obtener valores de cortantes que se ingresan a la base de la estructura, y su distribución en elevación.

Figura 65: Cortante basal estático con espectro NEC-2015 y Determinista (sentido X y Y)



Fuente: Paúl Toapanta.

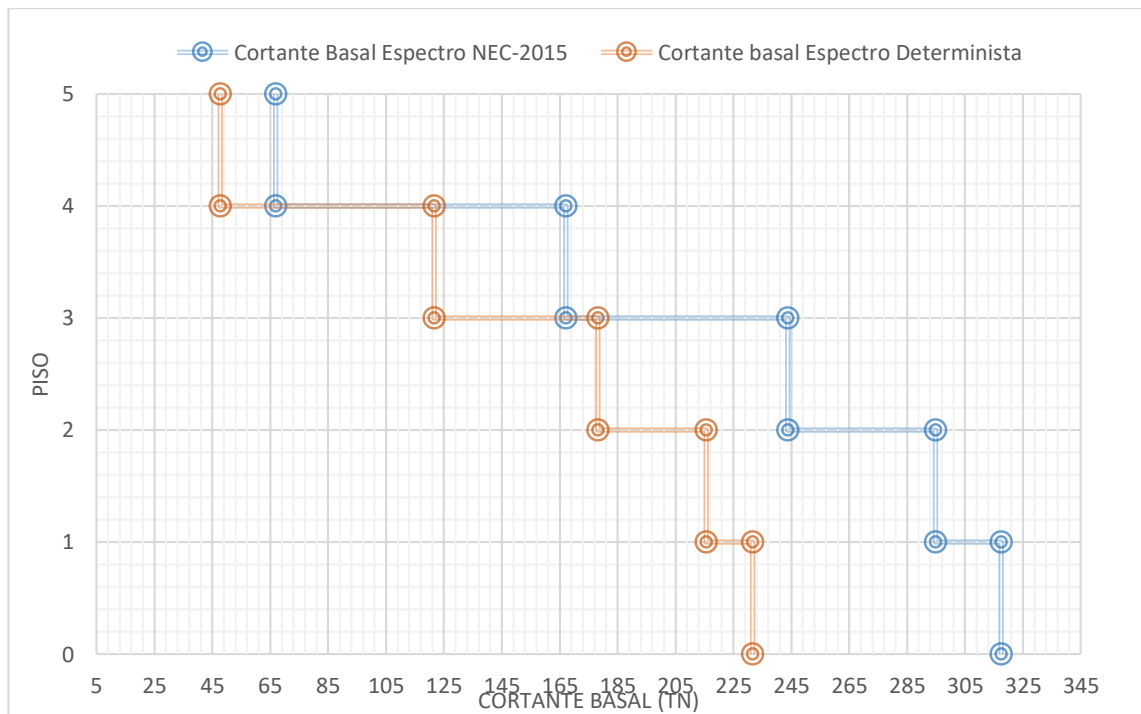
Los valores máximos obtenido del cortante basal estático en sus direcciones principales en el espectro NEC-2015 es de 386.43 Ton mientras que el cortante basal en el espectro determinista es de 330.06 Ton. La diferencia entre estos valores se debe

a que la aceleración en el espectro que nos brinda la NEC-2015 es mayor para estructuras que se encuentren fuera del rango de los periodos que se encuentran entre los periodos de 0.25 seg y 0.44 seg y en este caso nuestra edificación tipo uno cuenta con periodo de 0.537 seg.

Corte basal dinámico

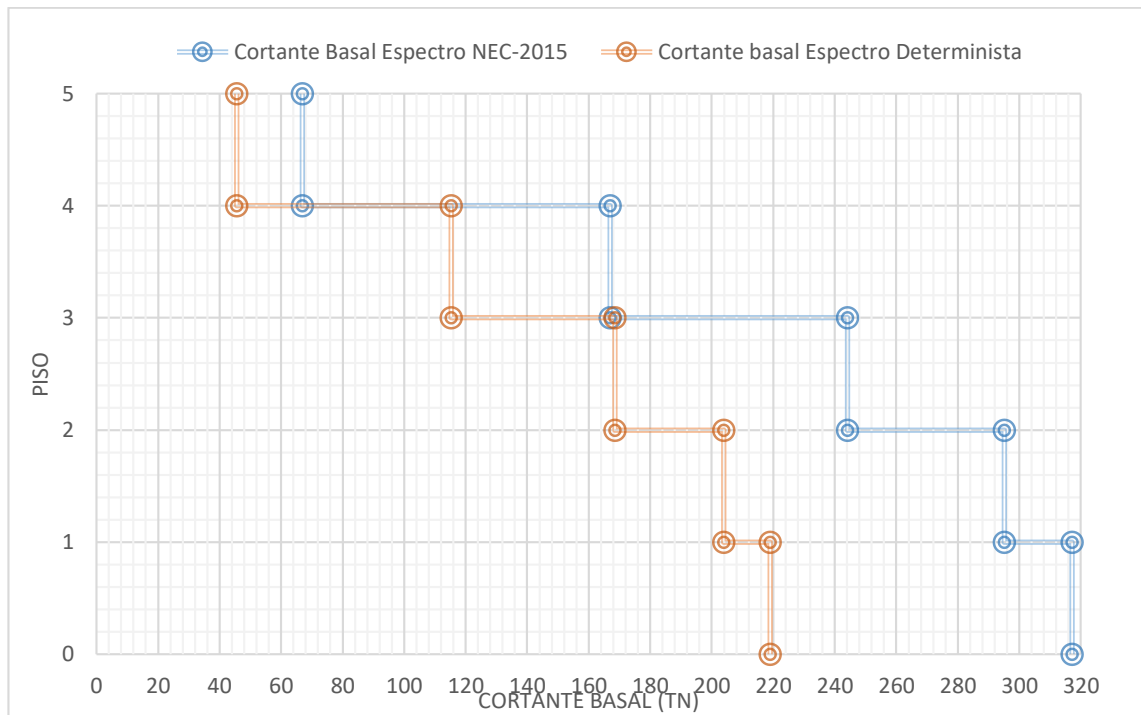
Ahora procederemos a calcular los cortantes dinámicos para esta estructura tipo 3.

Figura 66: Corte basal dinámico con espectro NEC-2015 y Determinista (sentido X)



Fuente: Paúl Toapanta.

Figura 67: Cortante basal dinámico con espectro NEC-2015 y Determinista (sentido Y)



Fuente: Paúl Toapanta.

De igual manera que en el cortante estático podemos observar que el mayor valor del cortante dinámico se da para el espectro de la NEC-2015. Debido a su mayor aceleración.

Una vez obtenido los valores de los cortantes tanto estáticos como dinámicos podemos realizar un análisis dinámico para posteriormente obtener las derivas para ello debemos considerar que:

El valor del cortante dinámico total en la base de la estructura obtenida por cualquier método de análisis dinámico debe cumplir con las siguientes condiciones:

- **V Dinámico** < 80% del cortante basal V obtenido por el método estático
 (Para estructuras regulares)
- **V Dinámico** < 85% del cortante basal V obtenido por el método estático
 (Para estructuras irregulares) [16]

Tabla 65. Análisis dinámico de estructura de cinco pisos

ESPECTROS	SENTIDO X			SENTIDO Y		
	V estático (Tn)	V dinámico (Tn)	V din/V est (%)	V estático (Tn)	V dinámico (Tn)	V din/V est (%)
NEC-2015	387.65	317.48	81.90	387.65	317.22	81.83
DETERMINISTA	331.1	231.57	69.94	331.1	218.95	66.13

Fuente: Paúl Toapanta.

Como podemos observar en la tabla anterior la relación entre el cortante dinámico y el cortante estático no se cumple ya que al tratarse de una estructura irregular deberían cumplir con un 85% o más, razón por la cual procederemos a realizar un ajuste para dicha relación.

Tabla 66. Análisis dinámico corregido para la edificación de estructura de cinco pisos

ESPECTROS	SENTIDO X			SENTIDO Y		
	V estático (Tn)	V dinámico (Tn)	V din/V est (%)	V estático (Tn)	V dinámico (Tn)	V din/V est (%)
NEC-2015	387.65	333.35	85.99	387.65	333.08	85.92
DETERMINISTA	331.1	291.78	88.12	331.1	293.84	88.75

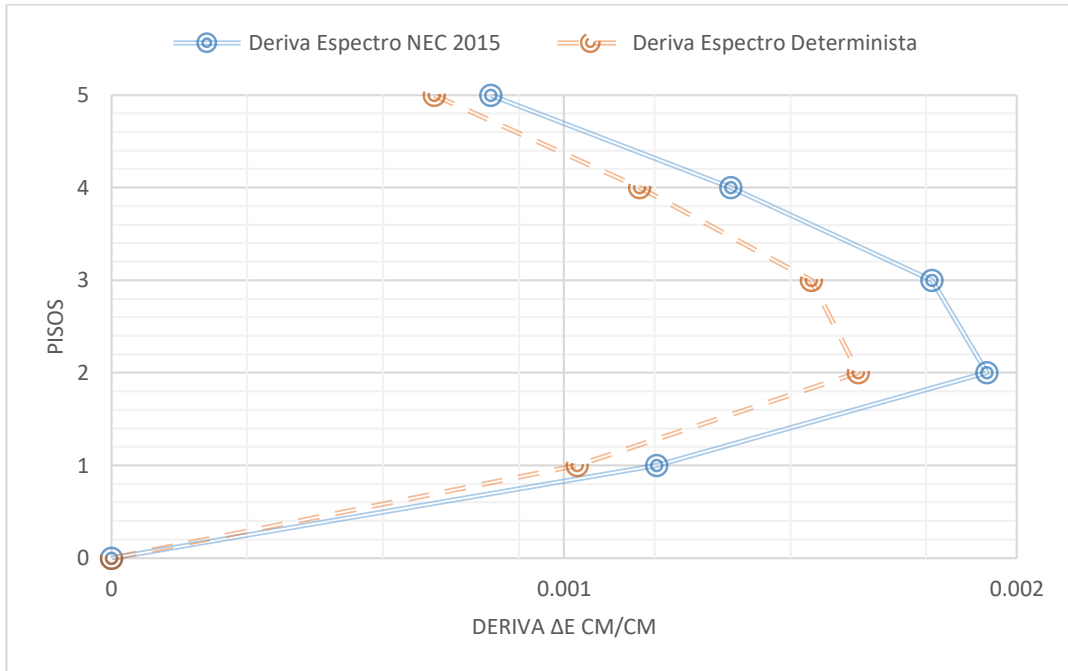
Fuente: Paúl Toapanta.

Análisis de derivas

Ahora realizaremos la verificación de derivas de piso para nuestra estructura tipo 3 con el uso de los espectros tanto el brindado por la NEC-2015 como el espectro Determinista calculado en esta investigación en las direcciones principales. La NEC-2015 nos indica que para edificios de hormigón armado la deriva máxima no debe superar al 2%.

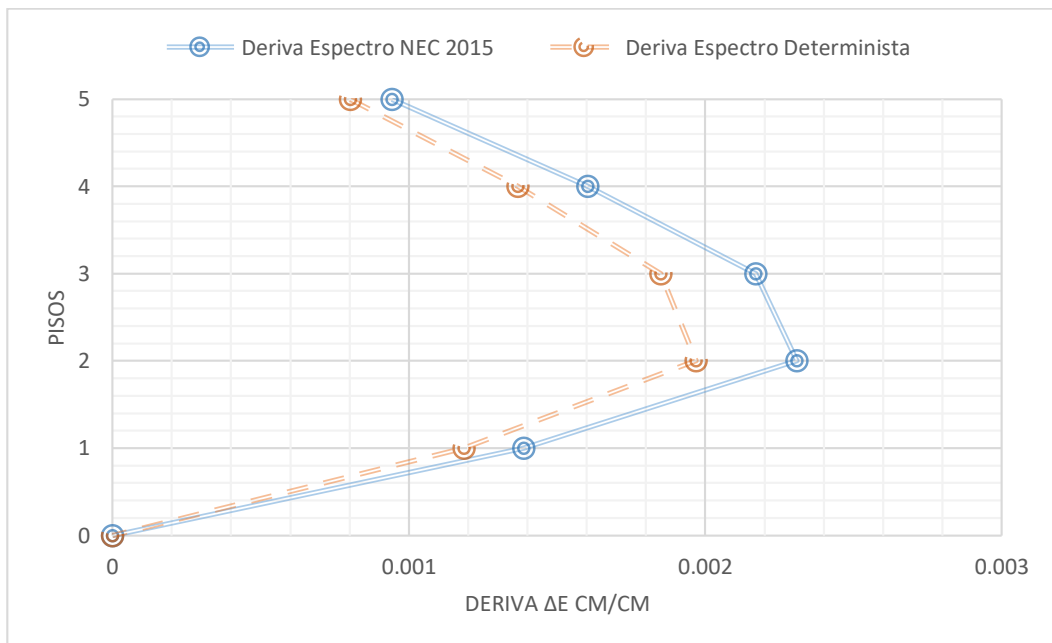
Derivas causadas por cortantes Estáticos

Figura 68: Derivas elásticas causados por los cortantes estáticos con espectro NEC-2015 y Determinista (sentido X)



Fuente: Paúl Toapanta.

Figura 69: Derivas elásticas causados por los cortantes estáticos con espectro NEC-2015 y Determinista (sentido Y)



Fuente: Paúl Toapanta.

Ahora calcularemos las derivas inelásticas a partir de las derivas máximas elásticas en un modo estático.

Para el cálculo de la deriva máxima inelástica (ΔM) de cada piso utilizaremos la siguiente formula que nos brinda la NEC-2015.

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

Donde:

ΔM : Deriva máxima inelástica.

ΔE : Desplazamientos obtenidos en aplicación de fuerzas laterales de diseño reducido

R: Factor de reducción

Tabla 67. Derivas máximas elásticas e inelásticas para edificio tipo uno de un piso

ESPECTRO	PISO	Derivas max en X		Derivas max en Y	
		ΔE	ΔM (%)	ΔE	ΔM (%)
NEC-2015	5	0.000838	0.50	0.000943	0.57
	4	0.001369	0.82	0.001604	0.96
	3	0.001813	1.09	0.00217	1.30
	2	0.001934	1.16	0.002308	1.38
	1	0.001205	0.72	0.001388	0.83
DETERMINISTA	5	0.000713	0.43	0.000803	0.48
	4	0.001167	0.70	0.001367	0.82
	3	0.001546	0.93	0.00185	1.11
	2	0.00165	0.99	0.001969	1.18
	1	0.001029	0.62	0.001185	0.71

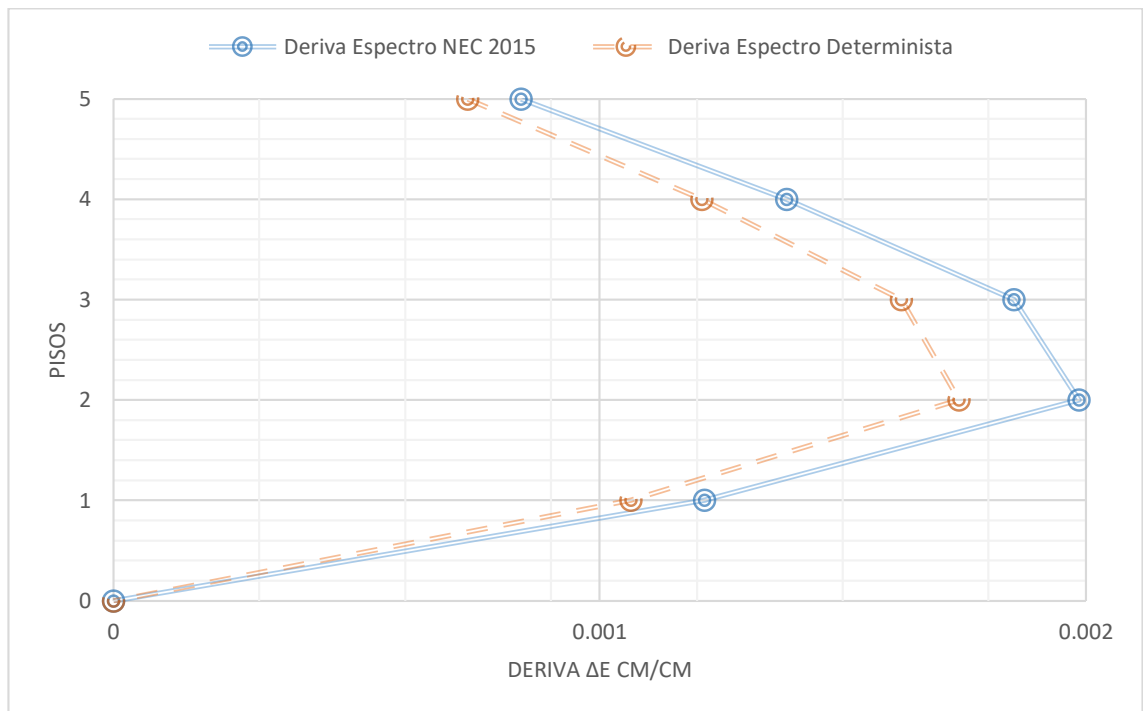
Fuente: Paúl Toapanta.

De la tabla anterior podemos observar que las derivas inelásticas no son mayores al 2% en ningún caso de los dos espectros analizados (NEC-2015 y Determinista) por ende podemos considerar que la edificación es estable. Además, podemos observar que las derivas inelásticas son mayores en el espectro brindado por la NEC-2015 esto

es a causa de que la aceleración en este espectro es mayor para el periodo de esta estructura.

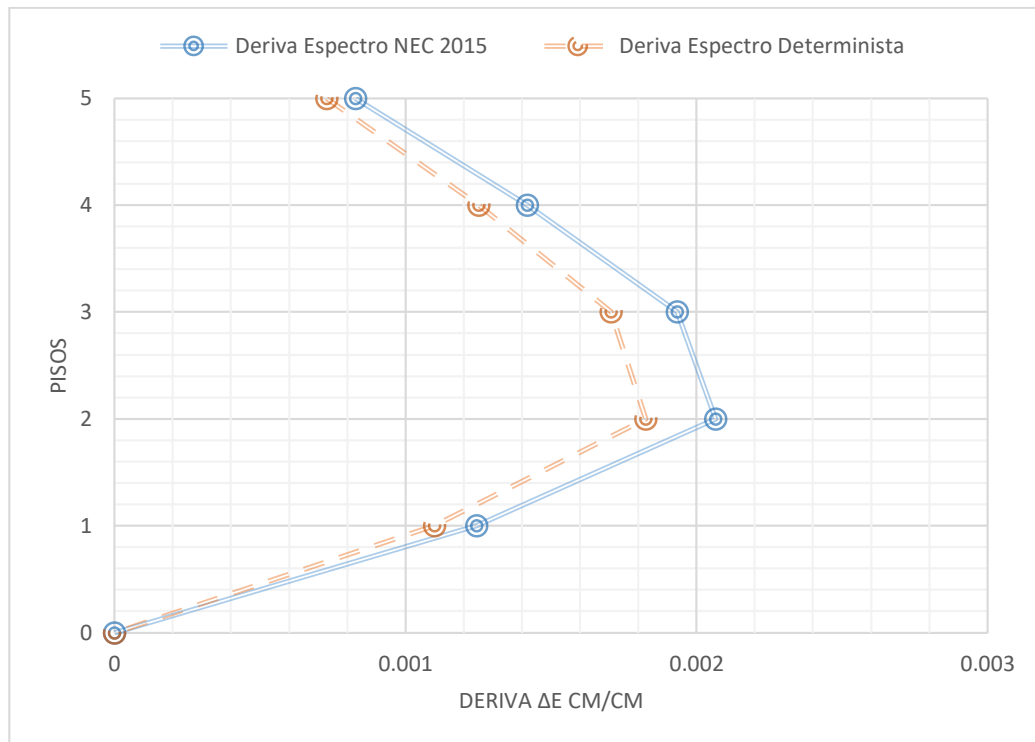
Derivas causadas por cortantes Dinámicas

Figura 70: Derivas elásticas causados por los cortantes dinámicos con espectro NEC-2015 y Determinista (sentido X)



Fuente: Paúl Toapanta.

Figura 71: Derivas elásticas causados por los cortantes dinámicos con espectro NEC-2015 y Determinista (sentido Y)



Fuente: Paúl Toapanta.

Ahora = también calcularemos las derivas inelásticas para nuestra estructura tipo tres de cinco pisos a partir de las derivas máximas elásticas en un modo dinámico.

Para el cálculo de la deriva máxima inelástica (ΔM) de cada piso utilizaremos la siguiente formula que nos brinda la NEC-2015.

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

Donde:

ΔM : Deriva máxima inelástica.

ΔE : Desplazamientos obtenidos en aplicación de fuerzas laterales de diseño reducido

R: Factor de reducción

La deriva inelástica no debe ser mayor al 2% para que la estructura se encuentre estable.

Tabla 68. Derivas máximas elásticas e inelásticas para edificio tipo tres de cinco pisos.

ESPECTRO	PISO	Derivas max en X		Derivas max en Y	
		ΔE	ΔM (%)	ΔE	ΔM (%)
NEC-2015	5	0.000838	0.50	0.000829	0.50
	4	0.001385	0.83	0.001418	0.85
	3	0.001852	1.11	0.001933	1.16
	2	0.001986	1.19	0.002066	1.24
	1	0.001216	0.73	0.001244	0.75
DETERMINISTA	5	0.000729	0.44	0.00073	0.44
	4	0.00121	0.73	0.001252	0.75
	3	0.001621	0.97	0.001707	1.02
	2	0.001739	1.04	0.001825	1.10
	1	0.001064	0.64	0.001099	0.66

Fuente: Paúl Toapanta.

De la tabla anterior podemos observar que la estructura es estable ante un análisis dinámico debido a que sus derivas no son mayores al 2% cumpliendo con lo establecido en la NEC-2015.

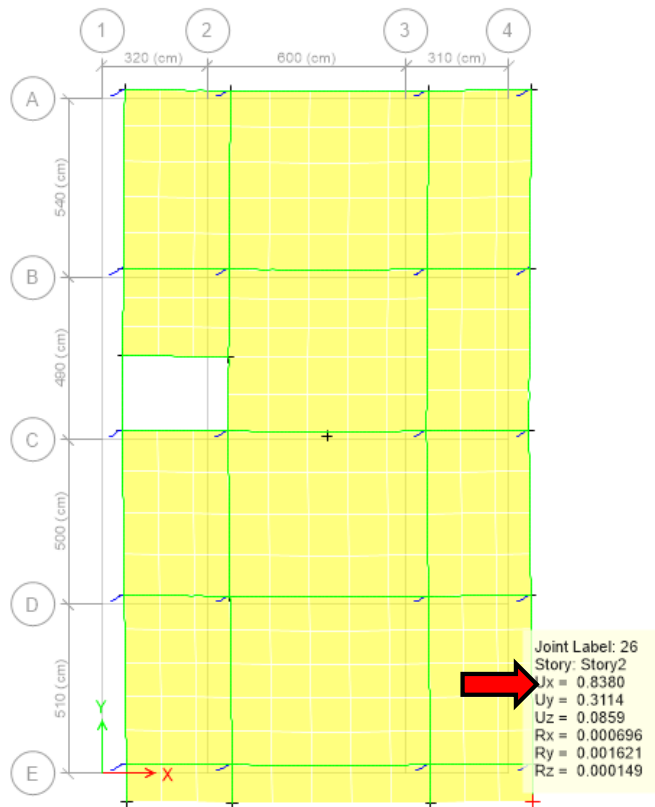
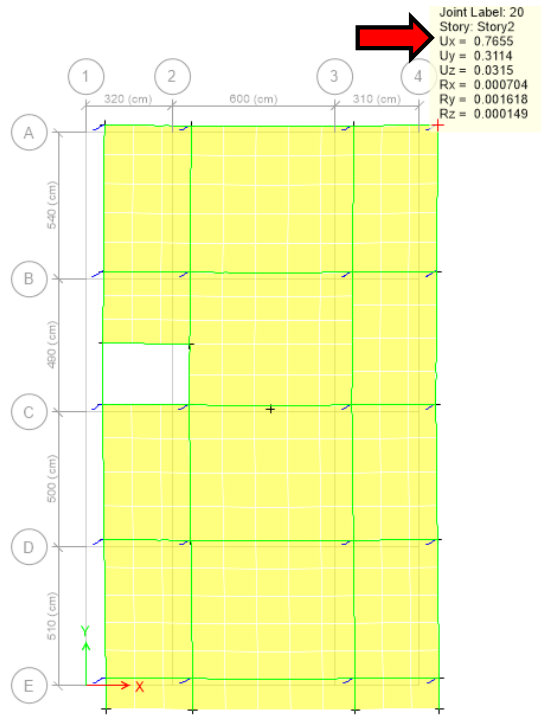
Distorsión Torsional

De igual manera que en las anteriores estructuras tipo procederemos a verificar si existe irregularidades en torsión en alguna de sus dos direcciones principales X y Y para los dos tipos de espectros el de la NEC-2015 y el espectro determinista.

Para esta estructura el análisis en el sentido X con el espectro NEC-2015 obtenemos una máxima deriva de un extremo de la estructura incluyendo la torsión accidental (Δ) de 0.6903 cm.

Ahora procederemos a calcular el 1.2 de la deriva promedio de los extremos de la estructura de la siguiente manera.

Figura 72. Valores máximos de deformación torsional



Fuente: Paúl Toapanta.

$$= 1.2 * \frac{\Delta 1 + \Delta 2}{2}$$

$$= 1.2 * \frac{0.7655 + 0.8380}{2}$$

$$= 0.962 \text{ cm}$$

Como la máxima deriva que incluye la torsión accidental (Δ) es menor a la deriva promedio no cumple con la condición de la NEC-2015 y por ende no existe torsión en el sentido X para el espectro NEC-2015.

Se realizará la misma comparación para el sentido Y en el espectro NEC-2015. Y para los dos sentidos X y Y en el espectro determinista que se lo resumirá en la siguiente tabla.

Tabla 69. Cálculo de irregularidad por torsión para espectro NEC-2015 y espectro DETERMINISTA.

ESPECTRO	Sentido	Max. Derv+Torsión Accidental	$\Delta 1$	$\Delta 2$	$1.2*(\Delta 1+\Delta 2)/2$	Observación
NEC-2015	ESPEC X	0.6903	0.7655	0.838	0.962	NO EXISTE IRREGULARIDAD POR TORSIÓN
	ESPEC Y	0.8242	0.8601	0.8601	1.032	NO EXISTE IRREGULARIDAD POR TORSIÓN
DETERMINISTA	ESPEC X	0.6058	1.0601	1.1536	1.328	NO EXISTE IRREGULARIDAD POR TORSIÓN
	ESPEC Y	0.728	1.2017	1.2017	1.442	NO EXISTE IRREGULARIDAD POR TORSIÓN

Fuente: Paúl Toapanta.

Como podemos notar de la tabla anterior no existe irregularidad en torsión en ninguno de los dos sentidos principales de los dos tipos de espectros con los cuales analizamos nuestra estructura tipo uno.

4.4 VERIFICACIÓN DE LA HIPOTESIS

De acuerdo a la hipótesis planteada en esta investigación “Estudio del peligro sísmico determinista para las estructuras de Ambato, de las parroquias Celiano Monge y Huachi Loreto ubicado entre las calles av. Los chasquis, av. Pichincha, av. Quis quis y calle oriente” se determinó que el estudio de peligro sísmico si influye en el nivel de amenaza sísmica obteniendo que la envolvente de los espectros de aceleración calculados a través de las ecuaciones de atenuación provee aceleraciones más altas en un intervalo de periodos de vibración de 0.25 a 0.44 seg en los cuales la aceleración del espectro determinista es mayor a las aceleraciones que brinda el espectro obtenido por la NEC-2015.

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 CONCLUSIONES

- ✚ En el estudio realizado obtuvimos una velocidad de onda de corte de 321.81 m/s lo que nos indica que el área de estudio para este proyecto corresponde a un perfil de suelo tipo D de acuerdo con lo especificado en la NEC-2015.
- ✚ De las fallas geológicas corticales analizadas en este estudio la que cuenta con mayor magnitud de momento calculado es la de Samanga con Mw: 6.9, y la falla de subducción en la placa de nazca cuenta con una magnitud de momento de Mw: 8.9 esto se debe a que esta falla posee una gran longitud de posible rotura superficial.
- ✚ El espectro que nos brinda la norma ecuatoriana de la construcción NEC-2015 genera mayores aceleraciones que el espectro determinista en la mayoría de sus periodos, pero cabe recalcar que existe un rango de periodos donde el espectro determinista genera mayores aceleraciones que el que nos brinda la NEC-2015 estos rangos son de 0.25 a 0.44 seg.
- ✚ La aceleración máxima que genera el espectro determinista es de 1.30 seg en un periodo de 0.3 seg, mientras que en el mismo periodo la aceleración que alcanza el espectro generado por la NEC-2015 es de 1.19 seg.
- ✚ Analizando todas las fallas en los diferentes modelos de ecuaciones de atenuación, el modelo que obtuvo mayores aceleraciones en todas las fallas fue el modelo de Akkar y Bommer que es el que más se adapta a nuestra geología, obteniendo las aceleraciones más críticas del estudio en la falla de Ambato

determinada por el modelo de atenuación de Akkar y Bommer esto se debe a que esta falla se encuentra más cerca a nuestra área de estudio y su longitud es mayor que las otras fallas cercanas.

- ✚ Las respuestas estructurales de las edificaciones tipo analizadas en este proyecto dentro de nuestra área de estudio obtuvimos como resultado que las solicitaciones de la edificación tipo 1 (un piso) y tipo 3 (5 pisos) las derivas que dominaron fueron las de la NEC-2015 esto se debe a que estas estructuras se encuentran fuera del intervalo de periodos que comprenden entre los 0.25 y 0.44 seg en donde el espectro determinista cuenta con mayores aceleraciones que la NEC-2015, mientras que en la estructura tipo dos al encontrarse en el límite de este intervalo donde las aceleraciones son mayores las solicitaciones de las estructuras fueron casi similares para el espectro NEC-2015 como para el espectro determinista.
- ✚ Al analizar nuestras estructuras tipo en el campo dinámico tanto para cortantes como para derivas y aunque obteniendo aceleraciones casi similares en algunos casos, las respuestas dinámicas variaron con respecto a las estáticas, es por ello que se concluyó que la razón a la que se debe esta variación es que al analizar nuestras estructuras tipo en un campo dinámico se lo hace para todos los periodos de vibración, mientras que en el campo estático solo se lo realiza hasta el periodo fundamental.
- ✚ De acuerdo al análisis realizado se determinó que en nuestra región de estudio que para las estructuras de periodos cortos de hasta 0.40 seg. Las fallas corticales son las que predominan con mayor aceleración, mientras que si las estructuras superan los 0.40 seg de periodo de vibración las fallas de subducción prevalecerán con mayor aceleración ante las fallas corticales.

5.2 RECOMENDACIONES

- ✚ Como en algunos periodos las aceleraciones del espectro determinista son mayores que las aceleraciones del espectro que nos brinda la NEC-2015 y viceversa, se recomienda realizar los diseños estructurales con el espectro que

brinde mayores aceleraciones basadas en el periodo fundamental de la estructura.

- ✚ Debido a que estas ecuaciones de atenuación se actualizan por mayores registros de actividad sísmica se recomienda usar para este tipo de investigaciones valores y coeficientes actualizados hasta la fecha.
- ✚ Este tipo de investigaciones nos generan datos importantes para el diseño de estructuras es por ello que se recomienda extender este tipo de investigaciones para todos los cantones de nuestra provincia.
- ✚ De acuerdo con lo establecido en la norma Ecuatoriana de la Construcción se recomienda realizar un mapa de microzonificación para sectores urbanos y sectores rurales de nuestra ciudad.

C. MATERIALES DE REFERENCIA

BIBLIOGRAFÍA

- [1] D. Alvarado y G. Valdebenito, «Microzonificación Sísmica en Zonas de Geología Compleja. Evaluación del Peligro Sísmico Local en Valdivia,» 2015. [En línea]. Available: <http://rina.cl/rina/wp-content/uploads/2015/11/Achisina-Microzonificaci%C2%A2n-Valdivia-01-Oct-2014.pdf>.
- [2] P. Ramírez y J. Vivallos, «Microzonificación sísmica de la ciudad de Concepción - Chile,» 2009. [En línea]. Available: http://biblioteca.sernageomin.cl/opac/DataFiles/12993_v1_S3_018.pdf.
- [3] R. Aguiar, «Microzonificación sísmica del centro norte de Quito,» 2013. [En línea]. Available: <http://ia.espe.edu.ec/wp-content/uploads/2013/03/Microzonificaci%C3%B3n.pdf>.
- [4] A. P. d. N. d. Quito, «Estudio de microzonificación sísmica servirá de herramienta para construcción y planificación urbana,» 18 Octubre 2012.
- [5] Boso, Luis M; Barbat, Alex H;, Diseño sismo resistente de edificios, México: Reverté, S.A, 2004.
- [6] Sánchez Sánchez, Ruben Mauricio; Guerrero Grijalva, María Verónica; Vayas, Álvaro Hernan;, «Natural disasters earthquakes and insurance in Ecuador,» *Revista digital del medio Ambiente*, vol. III, nº 48, p. 2, 2017.
- [7] Quinde Martínez, Pablo; Reinoso Angulo, Eduardo;, «Estudio de peligro sísmico de Ecuador y propuesta de espectros de diseño para la Ciudad de Cuenca,» pp. 3-4, Junio 2016.
- [8] F. P. Cobos, ESTUDIO DE PELIGRO SÍSMICO DETERMINISTA PARA LAS ESTRUCTURAS DE LA UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO CAMPUS HUACHI, Ambato, Enero 2017.
- [9] N. Tortajada, «Tectónica de Placas,» Colegio Hermes, 2010. [En línea]. Available: <http://www.cac.es/cursomotivar/resources/document/2007/16.pdf>.
- [10] M. Rodríguez, «Tectónica de Placas,» 2009. [En línea]. Available: <http://biblio3.url.edu.gt/Publi/Libros/2013/BioMarina/02.pdf>.
- [11] A. Dr. Manuel y V. Iturralde, «Tectónica de Placas,» Geobiblio, 2009. [En línea]. Available: http://www.redciencia.cu/geobiblio/paper/2009_Iturralde_GeoCubaParaTodosCap4.pdf.
- [12] «Tectónica de Placas,» *Biología y Geología*, 2012. [En línea]. Available: <http://recursostic.educacion.es/secundaria/edad/4esobiologia/4quincena4/imagenes4/quincena4.pdf>.
- [13] A. Ing. Bolaños y O. Ing. Monroy, «Espectros de Peligro Sísmico,» Pontificia Universidad Católica del Perú, 2004. [En línea]. Available: http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/bitstream/handle/123456789/1331/BOLANOS_ANA_Y_MONROY_OMAR_ESPECTROS_PELIGRO_SISMICO.pdf?sequence=1.
- [14] F. Vidal Sanchez, «Los terremotos y sus causas,» Instituto Andaluz de Geofísica y Prevención de Desastres Sísmicos , [En línea]. Available:

[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).

- [15] D. L. Wells y K. J. Coppersmith, «New Empirical Relationships among Magnitude, Rupture Length, Rupture Width, Rupture Area, and Surface Displacement,» *Bulletin of the Seismological Society of America*, , 1994. [En línea]. Available: <http://seismo.berkeley.edu/~rallen/teaching/eps256-s07/WellsCoppersmith1994.pdf>.
- [16] NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN, 2015.
- [17] R. Youngs, *Strong Ground Motion Attenuation Relationships far Subduction Zone Earthquakes*, 1997.
- [18] H. Tavera, I. Bernal, C. Condori, A. Zevallos y O. Ishizawa, «Re-evaluación del peligro sísmico probabilístico para el Peru,» Ministerio del Ambiente, 2014. [En línea]. Available: http://intranet.igp.gob.pe/productopeligrosismico/files/re_evaluacion_peligro_sismico_peru_igp.pdf.
- [19] J. Douglas y Bureau de Recherches Géologiques et Minières (BRGM, «Ground-motion prediction equations,» de *PACIFIC EARTHQUAKE ENGINEERING*, 2011.
- [20] R. Trenkamp, J. Kellogg y H. Mora, Deformación de margen de la placa ancha de America central y noroeste de America del Sur, *Casa Gps observations*, 2002.
- [21] B. Guiller, J. Chatelain, H. Yepes , G. Poupinet y J. Fels, Seismological evidence on the geometry of the orogenic system in central- northern, *Geophysical Research Letters*, 2001.
- [22] C. Witt, J. Bourgois, F. Michaud, M. Ordoñez y N. Jiménez, Development of the Gulf of Guayaquil (Ecuador) during the Quaternary as an effect of the, 2006.
- [23] A. Alvarado, Néotectonique et cinématique de la déformation continentale en, Tesis Doctoral, Universidad de Grenoble, 2012.
- [24] O. C. Ortiz Panchi, Sismotectónica y peligrosidad sísmica en Ecuador, Madrid: Tesis doctoral, Universidad Complutense de Madrid , 2012-2013.
- [25] E. Universo, «Sismis más potentes que han afectado a Ecuador,» 17 Abril 2016.
- [26] L. Taipe, *Análisis de las ecuaciones de predicción de movimientos de suelo para el Ecuador utilizando datos registrados durante el periodo 2000 - 2011 en estaciones sísmicas de banda ancha y acelerogramas*, Quito, 2013.
- [27] Norma INEN 689.
- [28] D. Boore y G. Atkinson, *Ground-Motion Prediction Equations for the Average Horizontal Component of PGA, PGV, and 5%-Damped PSA at Spectral Periods between 0.01 s and 10.0 s.*, 2008.
- [29] S. Akkar y J. Bommer, *Empirical Equations for the Prediction of PGA, PGV and Spectral Accelerations in Europe, the Mediterranean Region, and the middle East*, 2010.
- [30] Kanno, *Una nueva relacion de atenuación para el movimiento de la tierra fuerte en Japón en base a los datos registrados.*, 2006.

- [31] J. Zhao, *Attenuation Relations of Strong Ground Motion in Japan Using Site Classification Based on Predominant Period*, 2006.
- [32] F. C. Elbio Villfañe, *Espectros de respuesta y de diseño*, 2002.
- [33] C. Medina y S. Medina, *Coeficientes de Irregularidad en planta a partir del analisis de torsión en estructuras Irregulares*, Revista Politécnica, 2017.
- [34] L. E. García Reyes, *Dinámica estructural aplicada al diseño sísmico*, Bogota, 1998.
- [35] NEC-SE-DS, *Diseño Simo Resistente*, Quito, 2015.

2. ANEXOS
ANEXO A



Fotografía 1. Excavación de suelo vegetal



Fotografía 2. Colocación del martinete



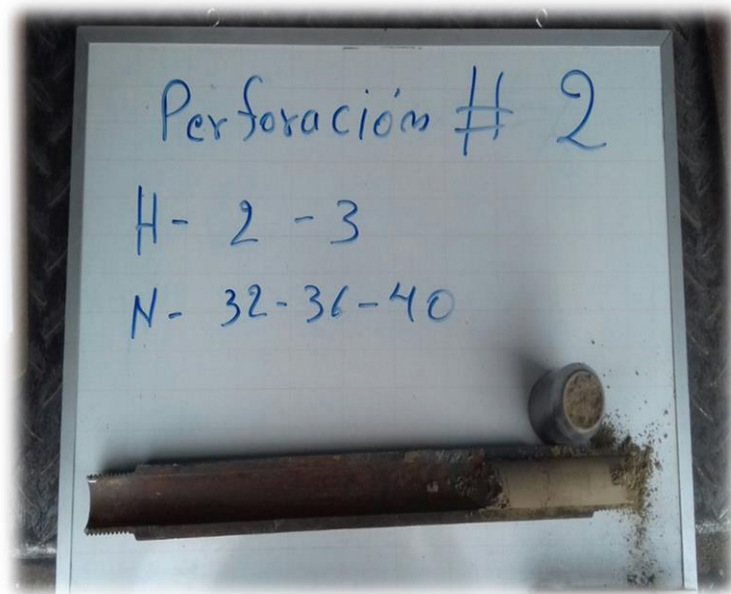
Fotografía 3. Excavación de muestreo de suelo



Fotografía 4. Toma de muestreo



Fotografía 5. Obtención de muestra con tubo receptor.



Fotografía 6. Muestra de suelo obtenida.



Fotografía 7. Peso de la muestra de suelo.



Fotografía 8. Muestra tamizando.



Fotografía 9. Muestra tamizada.



Fotografía 10. Muestra de suelo del área de estudio

ANEXO B

B-1. Coeficientes de ampliación del sitio dependiente del periodo

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

Fuente: Boore y Atkinson 2008

B-2 Coeficientes de escala de distancia ($M_{ref}=4.5$ y $R_{ref}=1.0$ km para todos los periodos, excepto $R_{ref}=5.0$ km para ρ_{ganl} de modelo de Boore y Atkinson)

Período	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: Boore y Atkinson 2008

B-3. Coeficientes de escala de magnitud

Período	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

ANEXO C

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

Período	b1	b2	b3	b4	b5	b6
0	1.04159	0.91333	-0.0814	-2.92728	0.2812	7.86638
0.05	2.11528	0.72571	-0.07351	-3.33201	0.33534	7.74734

0.1	2.11994	0.75179	-0.07448	-3.10538	0.30253	8.21405
0.15	1.64489	0.83683	-0.07544	-2.75848	0.2549	8.31786
0.2	0.92065	0.96815	-0.07903	-2.49264	0.2179	8.21914
0.25	0.13978	1.13068	-0.08761	-2.33824	0.20089	7.20688
0.3	-0.84006	1.37439	-0.10349	-2.19123	0.18139	6.54299
0.35	-1.32207	1.47055	-0.10873	-2.12993	0.17485	6.24751
0.4	-1.7032	1.5593	-0.11388	-2.12718	0.17137	6.57173
0.45	-1.97201	1.61645	-0.11742	-2.16619	0.177	6.78082
0.5	-2.76925	1.83268	-0.13202	-2.12969	0.16877	7.17423
0.55	-3.51672	2.02523	-0.14495	-2.04211	0.15617	6.7617
0.6	-3.92759	2.08471	-0.14648	-1.88144	0.13621	6.10103
0.65	-4.4949	2.21154	-0.15522	-1.79031	0.12916	5.19135
0.7	-4.62925	2.21764	-0.15491	-1.798	0.13495	4.46323
0.75	-4.95053	2.29142	-0.15983	-1.81321	0.1392	4.27945
0.8	-5.32863	2.38389	-0.16571	-1.77273	0.13273	4.37011
0.85	-5.75799	2.50635	-0.17479	-1.77068	0.13096	4.62192
0.9	-5.82689	2.50287	-0.17367	-1.76295	0.13059	4.65393
0.95	-5.90592	2.51405	-0.17417	-1.79854	0.13535	4.8454
1	-6.17066	2.58558	-0.17938	-1.80717	0.13599	4.97596
1.05	-6.60337	2.69584	-0.18646	-1.73843	0.12485	5.04489
1.1	-6.90379	2.77044	-0.19171	-1.71109	0.12227	5.00975
1.15	-6.9618	2.75857	-0.1889	-1.66588	0.11447	5.08902
1.2	-6.99236	2.73427	-0.18491	-1.5912	0.10265	5.03274
1.25	-6.74613	2.62375	-0.17392	-1.52886	0.09129	5.08347
1.3	-6.51719	2.51869	-0.1633	-1.46527	0.08005	5.14423
1.35	-6.55821	2.52238	-0.16307	-1.48223	0.08173	5.29006
1.4	-6.61945	2.52611	-0.16274	-1.48257	0.08213	5.3349
1.45	-6.62737	2.49858	-0.1591	-1.4331	0.07577	5.19412
1.5	-6.71787	2.49486	-0.15689	-1.35301	0.06379	5.1575
1.55	-6.80776	2.50291	-0.15629	-1.31227	0.05697	5.27441
1.6	-6.83632	2.51009	-0.15676	-1.3326	0.0587	5.54539
1.65	-6.88684	2.54048	-0.15995	-1.40931	0.0686	5.93828

1.7	-6.946	2.57151	-0.16294	-1.47676	0.07672	6.36599
1.75	-7.09166	2.62938	-0.16794	-1.54037	0.08428	6.82292
1.8	-7.22818	2.66824	-0.17057	-1.54273	0.08325	7.11603
1.85	-7.29772	2.67565	-0.17004	-1.50936	0.07663	7.31928
1.9	-7.35522	2.67749	-0.16934	-1.46988	0.07065	7.25988
1.95	-7.40716	2.68206	-0.16906	-1.43816	0.06525	7.25344
2	-7.50404	2.71004	-0.1713	-1.44395	0.06602	7.26059
2.05	-7.55598	2.72737	-0.17291	-1.45794	0.06774	7.4032
2.1	-7.53463	2.71709	-0.17221	-1.46662	0.0694	7.46168
2.15	-7.50811	2.71035	-0.17212	-1.49679	0.07429	7.51273
2.2	-8.09168	2.91159	-0.1892	-1.55644	0.08428	7.77062
2.25	-8.11057	2.92087	-0.19044	-1.59537	0.09052	7.87702
2.3	-8.16272	2.93325	-0.19155	-1.60461	0.09284	7.91753
2.35	-7.94704	2.85328	-0.18539	-1.57428	0.09077	7.61956
2.4	-7.96679	2.85363	-0.18561	-1.57833	0.09288	7.59643
2.45	-7.97878	2.849	-0.18527	-1.57728	0.09428	7.50338
2.5	-7.88403	2.81817	-0.1832	-1.60381	0.09887	7.53947
2.55	-7.68101	2.7572	-0.17905	-1.65212	0.1068	7.61893
2.6	-7.72574	2.82043	-0.18717	-1.88782	0.14049	8.12248
2.65	-7.53288	2.74824	-0.18142	-1.89525	0.14356	7.92236
2.7	-7.41587	2.69012	-0.17632	-1.87041	0.14283	7.49999
2.75	-7.34541	2.65352	-0.17313	-1.86079	0.1434	7.26668
2.8	-7.24561	2.61028	-0.16951	-1.85612	0.14444	7.11861
2.85	-7.07107	2.56123	-0.16616	-1.90422	0.15127	7.36277
2.9	-6.99332	2.52699	-0.16303	-1.89704	0.15039	7.45038
2.95	-6.95669	2.51006	-0.16142	-1.90132	0.15081	7.60234
3	-6.92924	2.45899	-0.15513	-1.76801	0.13314	7.2195

Fuente: Akkar y Bommer 2010

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

Período	b7	b8	b9	b10	σ_1	σ_2
0	0.08753	0.01527	-0.04189	0.08015	0.261	0.0994
0.05	0.04707	-0.02426	-0.0426	0.08649	0.272	0.1142
0.1	0.02667	-0.00062	-0.04906	0.0791	0.2728	0.1167
0.15	0.02578	0.01703	-0.04184	0.0784	0.2788	0.1192
0.2	0.06557	0.02105	-0.02098	0.08438	0.2821	0.1081
0.25	0.0981	0.03919	-0.04853	0.08577	0.2871	0.099
0.3	0.12847	0.0434	-0.05554	0.09221	0.2902	0.0976
0.35	0.16213	0.06695	-0.04722	0.09003	0.2983	0.1054
0.4	0.21222	0.09201	-0.05145	0.09903	0.2998	0.1101
0.45	0.24121	0.11675	-0.05202	0.09943	0.3037	0.1123
0.5	0.25944	0.13562	-0.04283	0.08579	0.3078	0.1163
0.55	0.26498	0.14446	-0.04259	0.06945	0.307	0.1274
0.6	0.27718	0.15156	-0.03853	0.05932	0.3007	0.143
0.65	0.28574	0.15239	-0.03423	0.05111	0.3004	0.1546
0.7	0.30348	0.15652	-0.04146	0.04661	0.2978	0.1626
0.75	0.31516	0.16333	-0.0405	0.04253	0.2973	0.1602
0.8	0.32153	0.17366	-0.03946	0.03373	0.2927	0.1584
0.85	0.3352	0.1848	-0.03786	0.02867	0.2917	0.1543
0.9	0.34849	0.19061	-0.02884	0.02475	0.2915	0.1521
0.95	0.35919	0.19411	-0.02209	0.02502	0.2912	0.1484
1	0.36619	0.19519	-0.02269	0.02121	0.2895	0.1483
1.05	0.37278	0.19461	-0.02613	0.01115	0.2888	0.1465
1.1	0.37756	0.19423	-0.02655	0.0014	0.2896	0.1427
1.15	0.38149	0.19402	-0.02088	0.00148	0.2871	0.1435
1.2	0.3812	0.19309	-0.01623	0.00413	0.2878	0.1439
1.25	0.38782	0.19392	-0.01826	0.00413	0.2863	0.1453
1.3	0.38862	0.19273	-0.01902	-0.00369	0.2869	0.1427
1.35	0.38677	0.19082	-0.01842	-0.00897	0.2885	0.1428
1.4	0.38625	0.19285	-0.01607	-0.00876	0.2875	0.1458

1.45	0.38285	0.19161	-0.01288	-0.00564	0.2857	0.1477
1.5	0.37867	0.18812	-0.01208	-0.00215	0.2839	0.1468
1.55	0.37267	0.18568	-0.00845	-0.00047	0.2845	0.145
1.6	0.36952	0.18149	-0.00533	-0.00006	0.2844	0.1457
1.65	0.36531	0.17617	-0.00852	-0.00301	0.2841	0.1503
1.7	0.35936	0.17301	-0.01204	-0.00744	0.284	0.1537
1.75	0.35284	0.16945	-0.01386	-0.01387	0.284	0.1558
1.8	0.34775	0.16743	-0.01402	-0.01492	0.2834	0.1582
1.85	0.34561	0.1673	-0.01526	-0.01192	0.2828	0.1592
1.9	0.34142	0.16325	-0.01563	-0.00703	0.2826	0.1611
1.95	0.3372	0.16171	-0.01848	-0.00351	0.2832	0.1642
2	0.33298	0.15839	-0.02258	-0.00486	0.2835	0.1657
2.05	0.3301	0.15496	-0.02626	-0.00731	0.2836	0.1665
2.1	0.32645	0.15337	-0.0292	-0.00871	0.2832	0.1663
2.15	0.32439	0.15264	-0.03484	-0.01225	0.283	0.1661
2.2	0.31354	0.14443	-0.03985	-0.01927	0.283	0.1627
2.25	0.30997	0.14443	-0.04155	-0.02322	0.283	0.1627
2.3	0.30826	0.14412	-0.04238	-0.02626	0.2829	0.1633
2.35	0.32071	0.14321	-0.04963	-0.02342	0.2815	0.1632
2.4	0.31801	0.14301	-0.0491	-0.0257	0.2826	0.1645
2.45	0.31401	0.14324	-0.04812	-0.02643	0.2825	0.1665
2.5	0.31104	0.14332	-0.0471	-0.02769	0.2818	0.1681
2.55	0.30875	0.14343	-0.04607	-0.02819	0.2818	0.1688
2.6	0.31122	0.14255	-0.05106	-0.02966	0.2838	0.1741
2.65	0.30935	0.14223	-0.05024	-0.0293	0.2845	0.1759
2.7	0.30688	0.14074	-0.04887	-0.02963	0.2854	0.1772
2.75	0.30635	0.14052	-0.04743	-0.02919	0.2862	0.1783
2.8	0.30534	0.13923	-0.04731	-0.02751	0.2867	0.1794
2.85	0.30508	0.13933	-0.04522	-0.02776	0.2869	0.1788
2.9	0.30362	0.13776	-0.04203	-0.02615	0.2874	0.1784
2.95	0.29987	0.13584	-0.03863	-0.02487	0.2872	0.1783
3	0.29772	0.13198	-0.03855	-0.02469	0.2876	0.1785

Fuente: Akkar y Bommer 2010

ANEXO D

Coeficientes de regresión para modelo de eventos poco profundos de espectros de respuesta de aceleración atenuada a PGA 5%

PERIODO	COEFICIENTES DE REGRESIÓN				
	a1	b1	c1	d1	$\epsilon 1$
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. Coeficientes para las condiciones de origen y trayectoria

Período	a	b	c	d	e	SR	SI	Ss	SsL
0.00	1.101	-0.00564	0.0055	1.080	0.01412	0.251	0	2.607	-0.528
0.05	1.076	-0.00671	0.0075	1.06	0.01463	0.251	0	2.764	-0.551
0.10	1.118	-0.00787	0.009	1.083	0.01423	0.24	0	2.156	-0.42
0.15	1.134	-0.00722	0.01	1.053	0.01509	0.251	0	2.161	-0.431
0.20	1.147	-0.00659	0.012	1.014	0.01462	0.26	0	1.901	-0.372
0.25	1.149	-0.0059	0.014	0.966	0.01459	0.0269	0	1.814	-0.36
0.30	1.163	-0.0052	0.015	0.934	0.01458	0.259	0	2.181	-0.45
0.40	1.2	-0.00422	0.01	0.959	0.01257	0.248	-0.041	2.432	-0.506
0.50	1.25	-0.00338	0.006	1.008	0.01114	0.247	-0.053	2.629	-0.554
0.60	1.293	-0.00282	0.003	1.088	0.01019	0.233	-0.103	2.702	-0.575
0.70	1.336	-0.00258	0.0025	1.084	0.00979	0.22	-0.146	2.654	-0.572
0.80	1.386	-0.00242	0.0022	1.088	0.00944	0.232	-0.164	2.48	-0.54
0.90	1.433	-0.00232	0.002	1.109	0.00972	0.22	-0.206	2.332	-0.522

1.00	1.479	-0.0022	0.002	1.115	0.01005	0.211	-0.239	2.233	-0.509
1.25	1.551	-0.00207	0.002	1.083	0.01003	0.251	-0.256	2.029	-0.469
1.50	1.621	-0.00224	0.002	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	-0.32	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	0.004	1.044	0.0059	0.353	-0.39	0.561	-0.169
5.00	1.825	-0.00237	0.005	1.065	0.0051	0.248	-0.498	0.225	-0.12

Fuente: Zhao 2006

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

Periodo T(s)	0	0.05	0.1	0.15	0.2	0.25	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1	1.25	1.5	2	2.5	3	4	5
CH	0.29	0.94	1.50	1.46	1.28	1.12	0.85	0.37	-0.21	-0.71	-1.14	-1.61	-2.02	-2.45	-3.24	-3.89	-4.78	-5.44	-5.84	-6.60	-6.75
C1	1.11	1.68	2.06	1.92	1.67	1.47	1.17	0.66	0.07	-0.43	-0.87	-1.33	-1.73	-2.15	-2.92	-3.55	-4.41	-5.05	-5.43	-6.18	-6.35
C2	1.34	1.79	2.14	2.17	2.09	1.94	1.68	1.13	0.52	0.00	-0.45	-0.93	-1.35	-1.78	-2.54	-3.17	-4.04	-4.70	-5.09	-5.88	-6.05
C3	1.36	1.75	2.03	2.05	2.00	1.94	1.81	1.48	0.93	0.39	-0.11	-0.62	-1.07	-1.52	-2.33	-2.98	-3.87	-4.50	-4.89	-5.70	-5.87
C4	1.42	1.81	2.08	2.11	2.03	1.94	1.77	1.40	0.96	0.56	0.19	-0.25	-0.64	-1.08	-1.94	-2.66	-3.64	-4.34	-4.76	-5.59	-5.80

Fuente: Zhao 2006

ANEXO F.

Relaciones de atenuación para aceleración espectral de respuesta horizontal
(amortiguación del 5%) para terremotos de subducción.

Período	C1	C2	C3	C4	C5
0	0	0	-2.329	1.45	-0.1
0.075	2.4	-0.0019	-2.697	1.45	-0.1
0.1	2.516	-0.0019	-2.697	1.45	-0.1
0.2	1.549	-0.0019	-2.464	1.45	-0.1
0.3	0.793	-0.002	-2.327	1.45	-0.1

0.4	0.144	-0.002	-2.23	1.45	-0.1
0.5	-0.438	-0.0035	-2.14	1.45	-0.1
0.75	-1.704	-0.0048	-1.952	1.45	-0.1
1	-2.87	-0.0066	-1.785	1.45	-0.1
1.5	-5.101	-0.0114	-1.47	1.5	-0.1
2	-6.433	-0.0164	-1.29	1.55	-0.1
3	-6.672	-0.0221	-1.347	1.65	-0.1
4	-7.618	-0.0235	-1.272	1.65	-0.1

Fuente: Youngs 1997