





UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

“Trabajo de grado previo a la obtención del Título de Ingeniero Civil”

TRABAJO DE GRADUACION

Titulo del proyecto:

**“ESPECTROS DE DISEÑO LOCALES PARA LA CIUDAD DE RIOBAMBA A  
PARTIR DE MEDICIONES DE VIBRACION AMBIENTAL”**

Autora: SAMANTHA CAROLINA MORA HIDALGO

Director: ING.MS. DIEGO BARAHONA

Riobamba – Ecuador

2012

Los miembros del Tribunal de Graduación del proyecto de investigación de título: “ESPECTROS DE DISEÑO LOCALES PARA LA CIUDAD DE RIOBAMBA A PARTIR DE MEDICIONES DE VIBRACION AMBIENTAL” presentado por: Samantha Carolina Mora Hidalgo y dirigida por: Ing.Ms. Diego Barahona.

Una vez escuchada la defensa oral y revisado el informe final del proyecto de investigación con fines de graduación escrito en la cual se ha constatado el cumplimiento de las observaciones realizadas, remite la presente para uso y custodia en la biblioteca de la Facultad de Ingeniería de la UNACH.

Para constancia de lo expuesto firman:

-----  
**Ing. Ángel Paredes**  
**Presidente del Tribunal**

-----  
**Firma**

-----  
**Ing.Ms. Diego Barahona**  
**Director del Proyecto**

-----  
**Firma**

-----  
**Ing. Alexis Martínez**  
**Miembro del Tribunal**

-----  
**Firma**

## **AUTORÍA DE LA INVESTIGACIÓN**

“La responsabilidad del contenido de este Proyecto de Graduación, nos corresponde exclusivamente a: Samantha Carolina Mora Hidalgo e Ing. Ms. Diego Barahona; y el patrimonio intelectual de la misma a la Universidad Nacional de Chimborazo”.

## **AGRADECIMIENTO**

Agradezco al Ing. Diego Barahona por su colaboración y asesoramiento en la realización de cada una de las etapas del proyecto, y a la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional de Chimborazo por ser artífice de mi formación profesional.

## **DEDICATORIA**

Este trabajo está dedicado a Dios, a mis padres y hermano por su inmenso apoyo y paciencia durante todo este arduo y largo camino, a mi querida familia que siempre anhela mi éxito y bienestar, a mis amigos por su ánimo incondicional y a todas aquellas personas que no temen arriesgar e invertir su tiempo en investigar e innovar.

## INDICE GENERAL

ÍNDICE DE FIGURAS .....	i
ÍNDICE DE TABLAS .....	iv
1. RESUMEN .....	v
1.1 SUMMARY .....	vi
2. INTRODUCCIÓN .....	1
3. FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA .....	3
3.1.- Sismicidad .....	3
3.1.1.-Ondas de cuerpo. ....	3
3.1.1.1.-Ondas P. ....	3
3.1.1.2.-Ondas S. ....	3
3.1.2.-Ondas superficiales. ....	4
3.1.2.1.-Ondas Rayleigh. ....	4
3.1.2.2.-Ondas Love. ....	4
3.1.3.- Magnitud .....	5
3.1.4.- Intensidad .....	7
3.2.- Sismicidad del Ecuador .....	8
3.2.1.-Proceso de Subducción.....	8
3.2.2.-Fallas Locales .....	10
3.2.3.-Actividad volcánica.....	11
3.3.-Sismicidad de la ciudad de Riobamba.....	12
3.3.1.-Fuentes Sismogénicas .....	12
3.3.2.-Nudos sismogénicos con $M \geq 6$ y con $M \geq 6.5$ .....	14
3.3.3.-Sismicidad Histórica de la ciudad de Riobamba .....	14
3.3.4.- Sismicidad Actual de la ciudad de Riobamba .....	17
3.4.- Amenaza Sísmica .....	17
3.4.1- Definición de Peligrosidad Sísmica .....	17
3.4.2.-Período de Retorno.....	18
3.4.3.-Curvas de peligro sísmico para la ciudad de Riobamba.....	18
3.4.4.- Riesgo Sísmico .....	18
3.4.5.- Características de la acción sísmica .....	19
3.5.-Microzonificación Sísmica.....	19
3.5.1.-Vibración Ambiental .....	20
3.5.2.-Método de Nakamura o relación H/V .....	22

3.6.- Sistemas de un grado de libertad.....	24
3.6.1.- Representación de un sistema de un grado de libertad.....	24
3.6.3.-Amortiguamiento .....	25
3.6.4.-Principio D' Alembert.....	26
3.6.5.-Ecuación de equilibrio dinámico.....	26
3.6.6.- Métodos de Solución para la ecuación diferencial de equilibrio dinámico.....	29
3.7.-Vibración Libre .....	35
3.7.1.- Vibración Libre no amortiguada .....	35
3.7.2.- Vibración Libre con amortiguamiento viscoso .....	36
3.7.2.1.- Tipos de movimiento.....	37
3.7.2.2.- Sistema Subamortiguado.....	38
3.8.- Vibración forzada - Respuesta a excitaciones armónicas .....	39
3.8.1.-Vibracion armónica en sistemas no amortiguados .....	40
3.8.2.-Vibracion armónica en sistemas amortiguados .....	41
3.8.3.-Deformación máxima y ángulo de fase .....	43
3.8.4.-Factores De Respuesta Dinámica.....	44
3.8.5.-Frecuencia y Respuesta Resonante .....	44
3.9.- Respuesta a carga impulsiva .....	45
3.9.1.- Impulso de tipo Sinusoidal.....	45
3.9.2.- Impulso Rectangular .....	46
3.9.3.- Impulso Triangular .....	47
3.10.- Instrumentos para medición de vibración y Acelerogramas .....	48
3.11.- Espectro de Respuesta.....	51
3.11.1.- Definición de espectro de respuesta .....	53
3.11.2.- Espectro respuesta de desplazamiento .....	54
3.11.3.- Espectro de respuesta de seudovelocidad y pseudoaceleración.....	56
3.11.4.- Espectro de respuesta de aceleración y pseudoaceleración.....	57
3.11.5.- Construcción del espectro de respuesta.....	58
3.12.- Espectros de Diseño .....	59
3.12.1.-Determinación de las ordenadas del espectro elástico de diseño .....	60
3.12.2.-Espectro de respuesta para diseño NEC-2011.....	60
3.12.3.- Espectro elástico de diseño en aceleraciones NEC-2011 .....	61
3.12.4.- Espectro Elástico del CEC 2000 .....	64
4. METODOLOGÍA.....	66
4.1.-Tipo de estudio .....	66
4.2.-Población Muestra.....	66
4.3.- Operacionalización de variables.....	67

4.4.- Procedimientos .....	68
4.4.1.-Zonificación sísmica de los suelos de Riobamba.....	68
4.5 Procesamiento y análisis .....	69
4.5.1.-Procesamiento de señales .....	69
4.5.2.- Obtención de espectros de Respuesta.....	70
4.5.2.1.-Utilización de DEGTRA A4 .....	70
4.5.3.- Normalización de los espectros de respuesta .....	73
4.5.3.1.-Proceso de normalización de los espectros de respuesta.....	74
4.5.4.- Obtención del espectro de diseño.....	74
4.5.5.-Cálculo de la línea de tendencia en Microsoft Excel versión 2007 .....	75
5. RESULTADOS .....	76
6. DISCUSIÓN.....	85
7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....	87
7.1 Conclusiones.....	87
7.2 Recomendaciones .....	87
8. PROPUESTA .....	89
8.1 Título de la propuesta.....	89
8.2 Introducción .....	89
8.3 Objetivos .....	90
8.3.1 Objetivo general .....	90
8.3.2 Objetivos Específicos .....	90
8.4 Fundamentación Científico –Técnica .....	90
8.4.1 Espectro Inelástico.....	90
8.4.2 Coeficientes de configuración estructural establecidos en la NEC-11.....	90
8.4.3 Coeficiente de configuración estructural en planta $\phi P$ .....	91
8.4.4 Coeficiente de configuración estructural en elevación $\phi E$ .....	92
8.4.5 Factor de reducción de resistencia sísmica R .....	92
8.4.6 Tipo de uso, destino e importancia de la estructura. coeficiente I (NEC-11)....	94
8.4.7 Carga sísmica reactiva W .....	94
8.4.8 Cortante basal de diseño .....	94
8.4.9 Periodo de vibración T .....	95
8.4.10 Análisis Modal Espectral.....	95
8.4.11 Control de la deriva de piso (NEC-11).....	97
8.4.11.1 Definición de Deriva de piso .....	97
8.5 Descripción de la propuesta .....	97
8.5.1 Obtención del espectro inelástico a partir del espectro generado mediante vibración ambiental .....	97

8.5.2 Modelación de edificaciones aporticadas mediante el uso de software (ETABS v 9.0.0).....	99
8.5.2.1 Modelo Generalizado .....	101
8.5.2.2 Modelo Aplicado de una estructura real.....	103
8.5.3 Procedimiento de modelación y cálculo mediante el uso de software (ETABS v 9.0.0).....	106
8.5.4 Resultados.....	107
8.6 Diseño Organizacional.....	113
8.7 Monitoreo y Evaluación de la propuesta .....	114
9. BIBLIOGRAFÍA .....	115
10. APÉNDICES Y ANEXOS .....	118
-Anexo A .....	118
-Anexo B.....	119
-Anexo C.....	124

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Placas tectónicas.....	3
Figura 2. Ondas P .....	3
Figura 3. Ondas S .....	4
Figura 4. Ondas Rayleigh .....	4
Figura 5. Ondas Love .....	4
Figura 6. Esquema de la propagación de ondas sísmicas desde la fuente y movimiento del terreno. ....	5
Figura 7. Interpretación de la Escala de Richter.....	6
Figura 8. Modelo geodinámico del Ecuador insular y continental.....	9
Figura 9. Esquema de límite de placas para Ecuador .....	9
Figura 10. Sistema Mayor Dextral .....	10
Figura 11. Principales sistemas de fallas en el Ecuador.....	11
Figura 12. Mapa de Fallas y Pliegues Cuaternarias de Ecuador y Regiones Oceánicas Adyacentes de Riobamba .....	12
Figura 13. Mapa de nudos sismogénicos cercanos a la ciudad de Riobamba .....	14
Figura 14. Mapa de Terremotos con intensidades VI y VII 1641-1890.....	16
Figura 15. Mapa de Terremotos con intensidades superiores a VIII 1541-1998 .....	16
Figura 16. Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z.....	17
Figura 17. Curvas de Peligro Sísmico para Riobamba.....	18
Figura 18. Ejemplo de un registro típico de microtrepidaciones tomadas en cuatro estaciones equidistantes con relación al punto de interés.....	20
Figura 19. Algunos ejemplos de fuentes generadoras de Microtremores: fuentes naturales y artificiales (Fuente: Yauri, 2006) .....	21
Figura 20. Comparación de la curva de Distribución de periodos entre sismos y microtrepidaciones. a) San José California. b.) Seattle, Washington.....	21
Figura 21. Modelo asumido por Nakamura (1989) para la interpretación de Microtremores. ....	22
Figura 22. Sistemas idealizados de un grado de libertad.....	24
Figura 23. Relación fuerza desplazamiento.....	25
Figura 24. Amortiguamiento lineal .....	26
Figura 25. Sistemas de un grado de libertad sometidos a fuerzas externas y diagramas de cuerpo libre (Fuente: Elgamal A, 2010) .....	27
Figura 26. Amortiguamiento .....	27
Figura 27. Definición de fuerza elástica.....	28
Figura 28. Influencia de la excitación en la base de un SDF en equilibrio. a.-)sistema en movimiento. b.-) Equilibrio de fuerzas.....	28
Figura 29. Derivación de la integral de Duhamel (sistema no amortiguado). ....	30
Figura 30. Interpolación lineal de la excitación .....	32
Figura 31. (a) Sistema idealizado; (b) vibración libre producida por un desplazamiento inicial .....	35
Figura 32. Sistema sometido a Vibración Libre sin amortiguamiento .....	36
Figura 33. Sistemas de vibración libre: Críticamente amortiguado, Sobreamortiguado y subamortiguado. (Fuente: Chopra A, 2007) .....	38
Figura 34. Efectos del amortiguamiento en Vibración Libre .....	39
Figura 35. Carga armónica .....	40
Figura 36. Respuesta para un sistema no amortiguado sometido a carga armónica: $\omega/\omega_n=0.2$ ; $u(0)=0$ y $\dot{u}(0)=\omega_n p_0/k$ .....	41

Figura 37. Respuesta para un sistema amortiguado sometido a carga armónica: $\omega/\omega_n=0.2$ , $\xi = 0.05$ , $u(0)=0$ y $u_0= \omega n p_0/k$ .....	42
Figura 38. Respuesta en estado permanente de un sistema amortiguado $\xi =0.20$ para tres valores de $\omega/\omega_n$ .....	43
Figura 39. Factor de respuesta de deformación $R_d$ de un sistema amortiguado sometido a una excitación armónica .....	44
Figura 40. Impulso de la mitad de una onda sinusoidal .....	46
Figura 41. Impulso Rectangular .....	47
Figura 42. Impulso Triangular.....	47
Figura 43. Respuesta máxima $R_d$ en función de $t_1/T$ para casos idealizados de carga impulsiva. ....	48
Figura 44. Esquema de un instrumento para medición de vibración y registro de un movimiento.....	49
Figura 45. Comparación de la aceleración del suelo real y el movimiento medido .....	50
Figura 46. Acelerogramas de sismos.....	51
Figura 47. Espectros de respuesta típicos y tipos de edificaciones que pueden verse más afectadas .....	52
Figura 48. Cálculo del espectro de respuesta de desplazamiento dos sistemas SGDL o SDF del sismo de El Centro .....	54
Figura 49. Respuesta de dos sistemas SGDL o SDF y cálculo del Espectro de desplazamiento .....	55
Figura 50. Espectro de respuesta de desplazamiento del sismo de El Centro .....	55
Figura 51. Espectro de respuesta de velocidad del sismo de El Centro .....	55
Figura 52. Espectro de respuesta de aceleración del sismo de El Centro.....	56
Figura 53. Comparación entre los espectros de pseudoaceleración y aceleración un $\xi = 0\%$ , $\xi = 10\%$ y $\xi = 20\%$ .....	58
Figura 54. Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño .....	63
Figura 55. Espectro sísmico elástico del CEC.....	64
Figura 56. Mapa de Zonificación Sísmica de los suelos de Riobamba .....	68
Figura 57. Registros de vibración ambiental en Archivos ASCII. ....	70
Figura 58. Ventana de trabajo en DEGTRA4.....	71
Figura 59. Apertura de archivos que contengan acelerogramas.....	71
Figura 60. Lectura y parámetros de ingreso de acelerogramas .....	71
Figura 61. Acelerograma de vibración ambiental. (P001E canal 3-componente EW)...	72
Figura 62. Parámetros de ingreso para generar espectros de respuesta.....	73
Figura 63. Espectro de Respuesta de Aceleración Absoluta (P001E canal 3-componente EW).....	73
Figura 64. Espectros de Respuesta de aceleración absoluta $\xi=0.05$ , componente NS, obtenidos en DEGTRA A4.....	76
Figura 65. Espectros de Respuesta de aceleración absoluta $\xi=0.05$ , componente EW, obtenidos en DEGTRA A4.....	77
Figura 66. Espectros de Respuesta normalizados, componente NS.....	78
Figura 67. Espectros de Respuesta normalizados, componente EW.....	78
Figura 68. Espectros de Respuesta corregidos .....	79
Figura 69. Línea de tendencia intervalo $T>T_1$ del espectro de respuesta NS (Zona I) ..	80
Figura 70. Línea de tendencia intervalo $T>T_1$ del espectro de respuesta NS (Zona II) .	80
Figura 71. Línea de tendencia intervalo $T>T_1$ del espectro de respuesta EW (Zona I) .	81
Figura 72. Línea de tendencia intervalo $T>T_1$ del espectro de respuesta EW (Zona II) .	81
Figura 73. Espectro de Diseño calculado para Zona I.....	82

Figura 74. Espectro de Diseño calculado para Zona II.....	83
Figura 75. Comparación entre los Espectros de Diseño Zona I, NEC-11 (Suelo C y D) y CEC-2000 (S2 y S3) .....	83
Figura 76. Comparación entre los Espectros de Diseño Zona II, NEC-11 (Suelo E) y CEC-2000 (S3 y S4) .....	84
Figura 77. Espectros de Diseño obtenidos por vibración ambiental (Zona I) .....	98
Figura 78. Espectro de Diseño Inelástico obtenido por vibración ambiental (Zona I)...	98
Figura 79. Espectros de Diseño obtenidos por vibración ambiental (Zona II) .....	99
Figura 80. Espectro de Diseño Inelástico obtenido por vibración ambiental (Zona II) .	99
Figura 81. Planta Arquitectónica N+0.18m.....	100
Figura 82. Planta Arquitectónica N+3.06m, N+5.94m, N+8.82m .....	100
Figura 83. Corte A-A' de plantas arquitectónicas. ....	101
Figura 84. Datos de propiedades de materiales en Ton/m2.....	101
Figura 85. Propiedades de secciones (columnas y vigas) en m2.....	101
Figura 86. Propiedades de elementos tipo membrana (losas) en m.....	102
Figura 87. Geometría del modelo generalizado en ETABS v 9.0.0 .....	102
Figura 88. Datos de propiedades de materiales en Ton/m2.....	103
Figura 89. Propiedades de secciones (columnas, nervios y vigas) en m2 .....	104
Figura 90. Propiedades de elementos tipo membrana (losas y gradadas) en m .....	104
Figura 91. Definición de casos de carga.....	105
Figura 92. Geometría del modelo aplicado de una estructura real en ETABS v 9.0.0.	105
Figura 93. Modelación de gradadas y modelo aplicado de una estructura real en ETABS v 9.0.0 .....	105
Figura 94. Definición de las funciones de Espectro de Respuesta en ETABS v.9.0.0.	106
Figura 95. Definición de las direcciones del Espectro de Respuesta en ETABS v.9.0.0 .....	107
Figura 96. Diseño Organizacional de la propuesta.....	114

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Magnitudes en la escala de Richter y sus características .....	6
Tabla 2. Escala de Intensidad de Mercalli Modificada (MM).....	7
Tabla 3. Movimiento Relativo de placas .....	9
Tabla 4. Fallas y pliegues cuaternarios de Ecuador (Cercanos a Riobamba).....	13
Tabla 5. Tabla de Efectos causados por los terremotos con intensidad VIII o superior	15
Tabla 6. Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada .....	17
Tabla 7. Coeficientes para las fórmulas de Recurrencia; cuando $\xi < 1$ .....	33
Tabla 8. Tipo de Suelo y Factores de sitio Fa .....	61
Tabla 9. Tipo de Suelo y Factores de sitio Fd .....	61
Tabla 10. Tipo de Suelo y Factores de comportamiento inelástico del subsuelo Fs .....	62
Tabla 11. Parámetros que definen el espectro elástico del CEC-2000.....	64
Tabla 12. Factor de corrección para $T \geq T_1$ (Componente EW).....	74
Tabla 13. Factor de corrección para $T \geq T_1$ (Componente NS).....	74
Tabla 14. Líneas de Tendencia disponibles en Microsoft Excel 2007. ....	75
Tabla 15. Valores de $T^*$ , $T=3\text{seg}$ y $A(g)$ obtenidos de espectros de diseño. ....	84
Tabla 16. Coeficientes de irregularidad en planta .....	91
Tabla 17. Coeficientes de irregularidad en elevación.....	92
Tabla 18. Coeficiente de reducción de respuesta estructural R.....	93
Tabla 19. Tipo de uso, destino e importancia de la estructura .....	94
Tabla 20. Coeficientes $C_t$ y $\alpha$ .....	95
Tabla 21. Valores de $\Delta M$ máximos, expresados como fracción de la altura de piso .....	97
Tabla 22. Derivas de piso obtenidas del análisis espectral (Espectro de Diseño CEC-2000 Suelo S3).....	108
Tabla 23. Derivas de piso obtenidas del análisis espectral (Espectro de Diseño NEC-11 Suelo C).....	108
Tabla 24. Derivas de piso obtenidas del análisis espectral (Espectro de Diseño NEC-11 Suelo D).....	108
Tabla 25. Derivas de piso obtenidas del análisis espectral (Espectro de Diseño NEC-11 Suelo E) .....	109
Tabla 26. Derivas de piso obtenidas del análisis espectral (Espectro de Diseño Vibración Ambiental Zona I) .....	109
Tabla 27. Derivas de piso obtenidas del análisis espectral (Espectro de Diseño Vibración Ambiental Zona II) .....	109
Tabla 28. Comparación de derivas de piso obtenidas de diferentes espectros .....	110
Tabla 29. Derivas de piso obtenidas del análisis espectral (Espectro de Diseño CEC-2000 Suelo S3).....	110
Tabla 30. Derivas de piso obtenidas del análisis espectral (Espectro de Diseño NEC-11 Suelo C).....	111
Tabla 31. Derivas de piso obtenidas del análisis espectral (Espectro de Diseño NEC-11 Suelo D).....	111
Tabla 32. Derivas de piso obtenidas del análisis espectral (Espectro de Diseño NEC-11 Suelo E) .....	112
Tabla 33. Derivas de piso obtenidas del análisis espectral (Espectro de Diseño Vibración Ambiental Zona I) .....	112
Tabla 34. Derivas de piso obtenidas del análisis espectral (Espectro de Diseño Vibración Ambiental Zona II) .....	113
Tabla 35. Comparación de derivas de piso obtenidas de diferentes espectros .....	113

## 1. RESUMEN

Una de las alternativas más utilizadas en diferentes ciudades del mundo, para evaluar los efectos de sitio, producidos por movimientos fuertes de suelo, y para determinar la amenaza sísmica, ha sido el uso de vibración ambiental (microtrepidaciones o microtremores), por su facilidad y rapidez de aplicación, ante la carencia de registros de sísmicos fuertes locales; por lo que su utilización sigue siendo motivo de continua investigación.

La ciudad de Riobamba, a pesar de estar ubicada en la zona V de alta peligrosidad sísmica en el territorio nacional según la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-11, no dispone de estudios que permitan hallar una cuantificación exacta de la amenaza sísmica a la que estaría expuesta. Uno de los parámetros que se utiliza para cumplir con este objetivo es la obtención de espectros de diseño, mediante los que se determinarán aproximadamente cuales son los verdaderos valores de fuerzas sísmicas a las que se someterían las estructuras durante su vida útil.

Como una solución al no disponer de un número representativo de registros sísmicos en Riobamba, mediante este estudio, se planteó la utilización de mediciones de vibración ambiental, con las que se determinó un proceso basado en métodos estadísticos que permitió generar espectros elásticos de respuesta de aceleraciones con una fracción de amortiguamiento igual a 0.05 acorde con el mapa de zonificación sísmica de la ciudad, y posteriormente, hallar un espectro de diseño local aplicable.

Las formas espectrales obtenidas, pudieron ser comparables con las expuestas en las normativas y códigos que se han empleado en los últimos años en la ciudad, mostrando similitudes y aproximaciones en los valores de aceleraciones y periodos, por lo que podrían ser empleadas en análisis y diseños sismorresistentes de edificaciones y estudios de peligrosidad sísmica locales, tras sus respectivas validaciones con registros reales de movimientos fuertes.

## 1.1 SUMMARY

The use of ambient vibration or microtremors has been one of the most useful alternatives to evaluate site effects produced by strong ground motions and to determine the seismic hazard at different cities of the world. Due to its ease and rapidity of application in the absence of local strong earthquake records, it is being continuously studied.

Although Riobamba is located in zone V of high seismic hazard in the national territory, according to the map of seismic design provided by the Construction Ecuadorian Standards (NEC-11), there isn't enough research to allow quantifying exactly the seismic hazard at which it would be exposed. One of the useful parameters to accomplish with this objective is the obtaining of seismic design spectra, and thorough them, accurate values of seismic forces that structures would face during their service life will be calculated.

As a solution in the absence of a representative number of earthquake records in Riobamba, this work proposed the use of microtremors, and with them a statistical method was determined which allowed generating acceleration elastic response spectra with a damping ratio of 0.05, according to the seismic micro zoning map of the city, and then an applicable local design spectrum was calculated.

The obtained spectral shapes could be comparable with the ones provided in standards and codes that have been used in the city for many years, these show similarities and approach the values of accelerations and periods; therefore, they could be used in seismic analysis and design of buildings and seismic hazard studies following their respective validation with reliable strong ground motion records.

## 2. INTRODUCCIÓN

A lo largo de la historia, se han presentado en la Tierra terremotos producidos a causa de los constantes deslizamientos, choques o superposición entre las placas tectónicas sobre las que se encuentran situadas las masas continentales, liberándose energía acumulada a través de los lugares más débiles de la corteza terrestre. Esta interacción dinámica entre placas, provoca movimientos que varían desde suaves hasta violentas vibraciones; muchas de las cuales han pasado a ser catástrofes naturales a las que humanidad ha tenido que enfrentarse, tales como los sismos acontecidos en México D.F (1985), Kobe, Japón (1995) hasta los más actuales en Haití y Chile (2010) y Japón (2011) que han dejado huellas de devastación física en su infraestructura y geografía, afectando emocional, material y económicamente a la población, incluso cobrando un alto número de vidas humanas.

El Ecuador, también ha sufrido daños a causa de eventos sísmicos, asociados al proceso de subducción de la Placa de Nazca o a la activación de fallas geológicas locales, citando como ejemplos los sismos de Esmeraldas (1906), Pelileo (1949), Bahía de Caráquez (1998). Riobamba no ha sido la excepción, ya que en su historia han acontecido varios terremotos como los de 1645, 1698 y 1797, este último causante del cambio de ubicación de la ciudad, ya que provocó destrucción total en su antiguo emplazamiento localizado en lo que hoy se conoce como Sicalpa; existiendo un riesgo sísmico alto por lo que se encuentra en la zona V, del Mapa de zonificación sísmica para efectos de diseño establecido por la Norma Ecuatoriana de Construcción NEC-11.

La importancia de la actividad sísmica obliga al desarrollo y mejoramiento de códigos y normativas de diseño sismorresistente actuales, para la mitigación del riesgo sísmico, como en el caso de la ciudad de Riobamba que es históricamente alto.

Debido a que todo lo estipulado en la Norma Ecuatoriana de Construcción NEC-11, se considera un punto de partida que debe ser modificado y actualizado, conforme se incrementen los avances de la Ingeniería Sísmica, los conocimientos sismológicos del Ecuador y los nuevos requisitos y tendencias que existen hoy en día y los que vayan apareciendo (NEC-11.), se puede determinar la acción sísmica más confiable de cualquier lugar, mediante un espectro de respuesta elástico obtenido para un sitio específico, basado en la geología, sismología y características del suelo local, en cada uno de los diferentes tipos de suelo en Riobamba.

El espectro de diseño que se ha utilizado en la ciudad en los últimos diez años, está dado por el Código Ecuatoriano de la Construcción para la zona IV, y está basado en sismicidad histórica y registros sísmicos de otras regiones del país (CPE INEN Parte 1:2001, 4.14.1.2) y es utilizado como requisito mínimo. Lo ideal sería que los registros sísmicos con los que se obtengan los espectros de diseño tengan una aceleración máxima de suelo considerable, mayor al 10% de la aceleración de la gravedad (Aguiar, 2008), y lamentablemente Riobamba no dispone de una cantidad suficiente de registros de eventos fuertes.

La Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-2011, en vigencia, propone nuevos espectros de diseño e indica que municipalidades con poblaciones superiores a 100,000

habitantes, como es el caso de la ciudad de Riobamba, serán las responsables de realizar estudios de microzonificación sísmica y geotécnica en su territorio, con el propósito de conocer la geología local, y evaluar localmente las demandas sísmicas que se presentaran en su jurisdicción, y mostrando como resultados mapas de zonificación de suelos, espectros de diseño sísmico locales, que prevalecerán por sobre los espectros de diseño generales de la presente norma, pero siempre considerando sus requisitos de como mínimos.

El estudio de Zonificación sísmica de los suelos de Riobamba (Barahona D, 2002), presenta mediciones de vibración ambiental, útiles para la obtención de los periodos fundamentales de los suelos de la ciudad y acelerogramas, mediante los que se buscó generar a partir de procesos estadísticos, espectros de respuesta de tipo elástico de aceleraciones absolutas para una fracción de amortiguamiento respecto al crítico del 5%, y posteriormente de un espectro de diseño local confiable, como alternativa ante la carencia de registros sísmicos reales.

Los valores de respuestas máximos de los suelos de la ciudad ante eventuales fuerzas sísmicas, obtenidos mediante un espectro local, generarán información útil para proyectistas y diseñadores de estructuras sismorresistentes, ya que se puede inferir la acción sísmica a la que los edificios van a estar sujetos, y para futuros estudios que eviten un sobredimensionamiento o subdimensionamiento de las estructuras de la ciudad, lo que influye directamente en su diseño y costo,

Además los espectros de diseño locales que se obtengan a partir de instrumentación servirán para una verificación del desempeño y evaluación de edificaciones actuales de la ciudad, cuyo colapso, con probabilidad razonable, pudiese ocasionar víctimas, destrucción de infraestructura, interrupción de servicios imprescindibles para la comunidad o aumentar los daños por efectos catastróficos asociados; con lo que se contribuiría con valiosa información a estudios de peligrosidad y vulnerabilidad de Riobamba ante amenazas sísmicas que pudiesen acontecer, siendo esto necesario para los responsables de un adecuado planeamiento urbano, territorial y de infraestructura conociendo un escenario de riesgo sísmico al que están sometidos cada uno de los diferentes sectores de la ciudad.

### 3. FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA

#### 3.1.- Sismicidad

Un sismo es la liberación súbita, abrupta o repentina de energía, producto de la interacción dinámica entre las distintas placas tectónicas que conforman la Tierra o de la energía de deformación que se ha venido acumulando lentamente a lo largo de una falla, una superficie o una zona de fracturación en la corteza terrestre. Esta liberación produce varios efectos sobre el terreno (roca o suelo blando), el cual se deforma de distintas maneras dependiendo básicamente de las características físicas y dinámicas tales como su estratigrafía, la frecuencia natural de vibración, el amortiguamiento y el módulo de rigidez, entre otros. (Farzad N, 2000).



Figura 1. Placas tectónicas  
(Fuente: Farzad N, 2010)

**3.1.1.-Ondas de cuerpo:** Las ondas de cuerpo o de volumen viajan a través del interior de la Tierra. Siguen caminos curvos debido a la variada densidad y composición del interior de la Tierra. Este efecto es similar al de refracción de ondas de luz. Las ondas de cuerpo transmiten los temblores preliminares de un terremoto pero poseen poco poder destructivo. Las ondas de cuerpo son divididas en dos grupos: ondas primarias (P) y secundarias (S).

**3.1.1.1.-Ondas P:** Las ondas P son ondas longitudinales o compresionales, lo cual significa que el suelo es alternadamente comprimido y dilatado en la dirección de la propagación. Estas ondas generalmente viajan a una velocidad 1.73 veces de las ondas S y pueden viajar a través de cualquier tipo de material. Velocidades típicas son 330m/s en el aire, 1450m/s en el agua y cerca de 5000m/s en el granito.

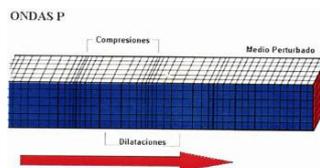


Figura 2. Ondas P  
(Fuente: SMIS, 2010)

**3.1.1.2.-Ondas S:** Las ondas S son ondas transversales o de corte, lo cual significa que el suelo es desplazado perpendicularmente a la dirección de propagación,

alternadamente hacia un lado y hacia el otro. Las ondas S pueden viajar únicamente a través de sólidos debido a que los líquidos no pueden soportar esfuerzos de corte. Su velocidad es alrededor de 58% la de una onda P para cualquier material sólido. Usualmente la onda S tiene mayor amplitud que la P y se siente más fuerte que ésta. Por ejemplo en el núcleo externo, que es un medio líquido, no permite el paso de las ondas S.

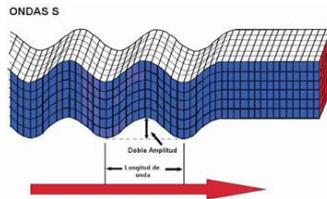


Figura 3. Ondas S  
(Fuente: SMIS, 2010)

**3.1.2.-Ondas superficiales:** Las ondas superficiales son análogas a las ondas de agua y viajan sobre la superficie de la Tierra. Se desplazan a menor velocidad que las ondas de cuerpo. Debido a su baja frecuencia provocan resonancia en edificios con mayor facilidad que las ondas de cuerpo y son por ende las ondas sísmicas más destructivas. Existen dos tipos de ondas superficiales: ondas Rayleigh y ondas Love.

**3.1.2.1.-Ondas Rayleigh:** Las ondas Rayleigh son ondas superficiales que viajan como ondulaciones similares a aquellas encontradas en la superficie del agua.

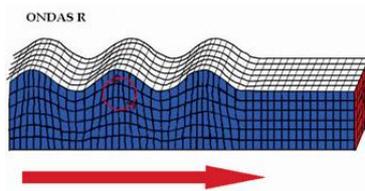


Figura 4. Ondas Rayleigh  
(Fuente: SMIS, 2010)

**3.1.2.2.-Ondas Love:** Las ondas "Love" son ondas superficiales que provocan cortes horizontales en la tierra. Fueron bautizadas por A.E.H. Love, un matemático británico que creó un modelo matemático de las ondas en 1911. Las ondas Love son levemente más lentas que las ondas de Rayleigh.

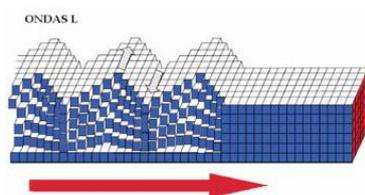


Figura 5. Ondas Love  
(Fuente: SMIS, 2010)

Cuando ocurre un terremoto, una falla se rompe o fractura, y las ondas sísmicas se propagan en todas las direcciones desde la fuente (Figura. 6). El punto desde donde se libera la energía en un sismo se denomina Hipocentro; cuando ocurre en la corteza de terrestre (hasta 70 km de profundidad) se denomina superficial. Si ocurre entre los 70 y los 300 km se denomina intermedio y si es de mayor profundidad: profundo (el centro de la Tierra se ubica a unos 6.370 km). El Epicentro es el punto de la superficie que está directamente sobre el hipocentro.

A medida que las ondas P, S, Love y Rayleigh inciden en la superficie de la Tierra, hacen vibrar el terreno a frecuencias que oscilan entre unos 0.1 y 30 hertzios. También hacen vibrar a los edificios horizontal y lateralmente como consecuencia de la amplitud, la composición espectral y la duración del temblor de tierra.

Si la estructura no está diseñada y construida de forma que soporte las fuerzas dinámicas que acompañan a estas vibraciones, sufrirá daños. Las ondas de cuerpo o de volumen, de compresión (P) y transversales (S), ocasionan principalmente vibraciones de alta frecuencia (mayores de 1 hertzio), que son más eficaces que las ondas de baja frecuencia para hacer vibrar a los edificios bajos.

Las ondas de superficie, Rayleigh y Love ocasionan, principalmente, vibraciones de baja frecuencia (menos de 1 hertzio), que son más eficaces que las ondas de alta frecuencia para hacer vibrar a los edificios altos. (Hays W, 1989).

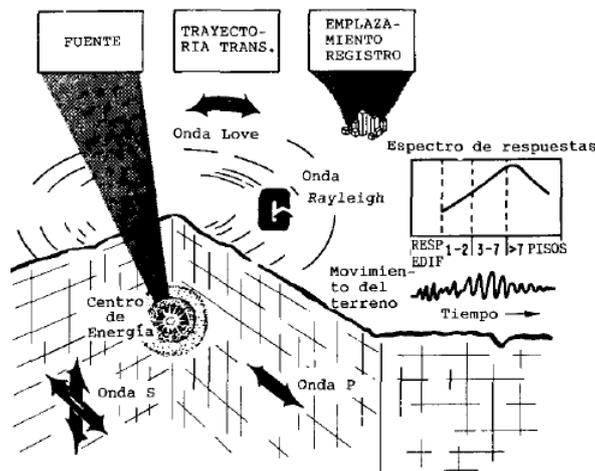


Figura 6. Esquema de la propagación de ondas sísmicas desde la fuente y movimiento del terreno. (Fuente: Hays, W, 1989)

### 3.1.3.- Magnitud

Es la medida cuantitativa de la energía liberada por la actividad sísmica en el hipocentro. Se calcula a partir de la amplitud registrada en sismogramas y se expresa en una escala logarítmica en decimales. Las escalas de magnitudes que más se usan son:

- Richter (1935), mide la magnitud de la amplitud de la mayor onda que registra un sismógrafo y se denota por M, tiene 10 grados de medida, cada punto hacia arriba de la escala representa 10 veces el movimiento y 31 veces la energía del nivel anterior.

- Gutenberg, utiliza la amplitud de las ondas internas y se denomina  $M_b$ .
- Gutenberg y Richter (1945), desarrollada a partir de la amplitud de las ondas superficiales, denominada como  $M_s$ .
- Hanks y Kanamori (1979), propusieron la Magnitud de momento sísmico, que evita la saturación de la magnitud y permite relacionar parámetros físicos, como la dimensión de la ruptura sísmica y la energía liberada por el terremoto, se denota  $M_w$ .

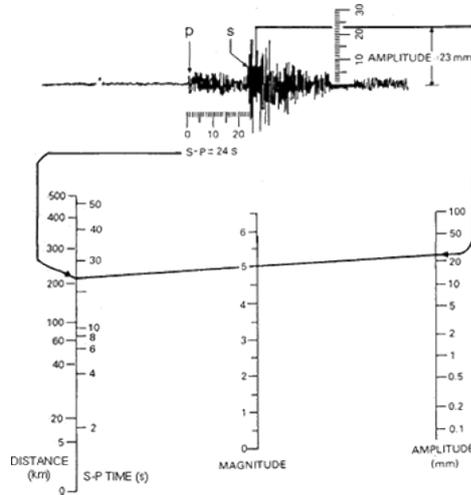


Figura 7. Interpretación de la Escala de Richter  
(Fuente: USGS)

En la escala de magnitudes no se cuantifica la duración y frecuencia del sismo, que son factores que inciden en los efectos destructivos de los terremotos.

**Tabla 1. Magnitudes en la escala de Richter y sus características**

Magnitudes Richter	Descripción	Efectos	Frecuencia de ocurrencia
< 2,0	Micro	Los microsismos no son perceptibles.	Alrededor de 8.000 por día
2,0-2,9	Menor	Generalmente no son perceptibles	Alrededor de 1.000 por día
3,0-3,9	Menor	Perceptibles a menudo, pero rara vez provocan daños.	49.000 por año.
4,0-4,9	Ligero	Movimiento de objetos en las habitaciones que genera ruido. Sismo significativo pero con daño poco probable.	6.200 por año.
5,0-5,9	Moderado	Puede causar daños mayores en edificaciones débiles o mal construidas. En edificaciones bien diseñadas los daños son leves.	800 por año.
6,0-6,9	Fuerte	Pueden ser destructivos en áreas pobladas, en hasta unos 160 kilómetros a la redonda.	120 por año.
7,0-7,9	Mayor	Puede causar serios daños en extensas zonas.	18 por año.
8,0-8,9	Grande	Puede causar graves daños en zonas de varios cientos de kilómetros.	1 por año
9,0-9,9	Grande	Devastadores en zonas de varios miles de kilómetros.	1 en 20 años
10,0+	Épico	Nunca registrado	En la historia de la humanidad (y desde que se tienen registros históricos de los sismos) nunca ha sucedido un terremoto de esta magnitud.

Fuente: US. Geological Survey

### 3.1.4.- Intensidad

Es la medida subjetiva que permite evaluar el grado de destrucción y los efectos causados por un sismo en la población, infraestructura y el entorno natural de un sitio determinado, que generalmente es mayor en el área cercana al epicentro. Existen varias escalas de para medir la Intensidad, la escala de Mercalli Modificada (MM) es la más utilizada, tiene doce grados identificados (I al XII), en donde los primeros niveles tienen en cuenta sensaciones apenas perceptibles para las personas, mientras que los últimos se aplican a la destrucción de estructuras.

**Tabla 2. Escala de Intensidad de Mercalli Modificada (MM)**

<b>Grado Sismico</b>	<b>Descripción</b>	<b>Efectos</b>	<b>Aceleración Máxima de suelo (gals=<math>\text{cm/s}^2</math>)</b>
<b>I</b>	Muy débil	Percepción de pocas personas en circunstancias excepcionalmente favorables.	<1
<b>II</b>	Débil	Percibido por personas en reposo, en pisos superiores o favorablemente situadas.	1-2
<b>III</b>	Leve	Sentido en el interior de los edificios y casas por algunas personas, especialmente en plantas superiores; muchas personas no distinguen claramente que la naturaleza del fenómeno es sísmica, por su semejanza con la vibración producida por el paso de un vehículo liviano; se puede estimar la duración.	2-5
<b>IV</b>	Moderado	Los objetos colgantes oscilan visiblemente. Muchas personas lo notan en el interior de los edificios aún durante el día. En el exterior, la percepción no es tan general. Se dejan oír las vibraciones de la vajilla, puertas y ventana, crujen algunos tabiques de madera. La sensación percibida es semejante a la que produciría el paso de un vehículo pesado. Los automóviles detenidos se mecen.	5-10
<b>V</b>	Poco Fuerte	Se siente en el exterior de los edificios por la mayoría, En los interiores, durante la noche, muchas personas despiertan, los objetos pequeños e inestables se desplazan o se vuelcan; los relojes de péndulo se detienen. Es posible estimar la dirección principal del movimiento sísmico.	10-25
<b>VI</b>	Fuerte	Percibido por todas las personas; algunas se asustan y huyen al exterior; inseguridad al caminar, sufren averías ventanas, chimeneas, vajillas, estucos y objetos frágiles; movimiento de los árboles; algunos objetos caen.	25-50
<b>VII</b>	Muy fuerte	Dificultad de permanecer en pie; daños importantes en los edificio mal construidos, es percibido por los conductores de automóviles en marcha, se produce ondas en lagos y estanques; el agua se enturbia; averías ligeras y hasta moderadas en las estructuras normales;	50-100
<b>VIII</b>	Destruyivo	Dificultad del manejo de vehículos. Se producen daños de consideración en edificaciones normales y aún en estructuras bien construidas, averías ligeras en las construcciones sísmorresistentes; caída de chimeneas, estatuas y tanques elevados; fallan columnas; grietas en el suelo húmedo y en las pendientes empinadas.	100-250

<b>Grado Sismico</b>	<b>Descripción</b>	<b>Efectos</b>	<b>Aceleración Máxima de suelo (gals=cm/s<sup>2</sup>)</b>
<b>IX</b>	Ruinoso	Pánico general; destrucción de edificaciones mal construidas, daños serios en estructuras sismorresistentes, averías en cimientos; rotura de tuberías subterráneas; aparecen grietas en la suelos secos.	<b>250-500</b>
<b>X</b>	Desastroso	Destrucción de la mayoría de las estructuras y de algunas sismorresistentes; grandes deslizamientos de terreno en taludes; El agua de canales, ríos y lagos sale proyectada a las riberas, los rieles de ferrocarril se deforman ligeramente.	<b>500-1000</b>
<b>XI</b>	Muy desastroso	Muy pocas estructuras quedan en pie, las tuberías subterráneas se destruyen completamente; los rieles se deforman fuertemente; aparecen fallas en la superficie de la tierra.	-
<b>XII</b>	Catastrófico	Destrucción total; se desplazan grandes masas de rocas; los objetos saltan al aire; se observan las ondas sísmicas en la superficie de la tierra. Los niveles y perspectivas quedan distorsionados	-

Fuente: Escala de Intensidad de los fenómenos sísmicos (Seismic Research Centre, University of the West Indies y Servicio Sismológico de Chile).

### **3.2.- Sismicidad del Ecuador**

El Ecuador, se encuentra ubicado en la parte noroccidental de América del Sur y longitudinalmente está atravesado por los dos ramales principales de la Cordillera de los Andes, accidente geográfico generado hace millones de años, que ha permitido la formación de las tres regiones naturales: Costa, Sierra y Oriente.

En el país, la actividad sísmica que se ha originado a lo largo de su historia y que ha causado pérdidas en su economía y desarrollo, está asociada principalmente a los siguientes factores:

#### **3.2.1.-Proceso de Subducción**

En el cinturón de fuego o círculo circumpacífico, que es un conjunto de zonas que corresponden a bordes de placas tectónicas, en América del Sur, se observa a la placa de Nazca que al ser más densa, rígida y fuerte se introduce por debajo de la placa Sudamericana, moviéndose hacia el manto, produciendo el fenómeno de subducción (Figuras 8 y 9), teniendo como consecuencia de este movimiento continuo de las placas tectónicas, una intensa actividad sísmica y volcánica en la región, durante los últimos 8 millones de años. La placa de Nazca se desplaza a una velocidad relativa de aproximadamente 7.3 cm por año con respecto a la placa Sudamericana (Tabla 3), introduciéndose bajo ella según un plano inclinado (plano de Benioff).

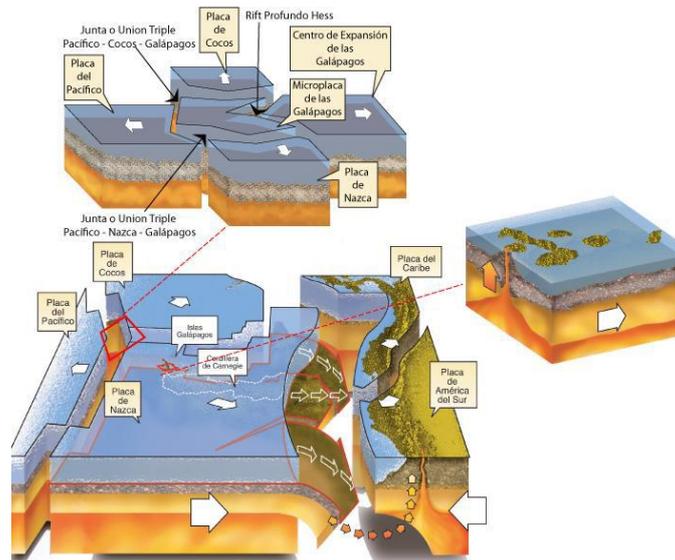


Figura 8. Modelo geodinámico del Ecuador insular y continental (Fuente: Toulkeridis, 2009)

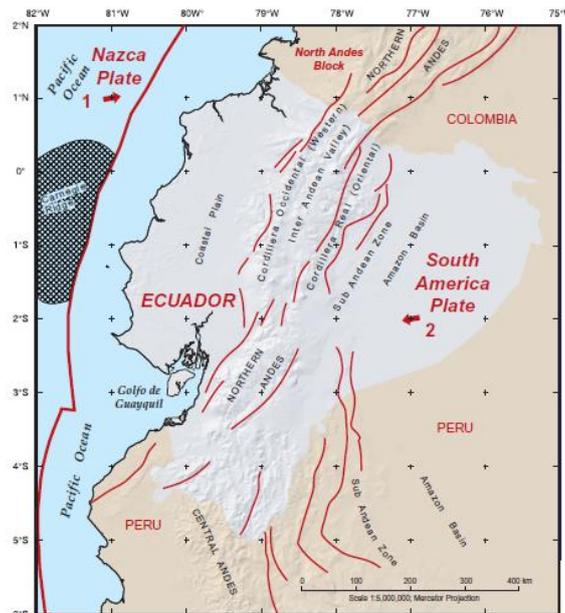


Figura 9. Esquema de límite de placas para Ecuador (Fuente: Mapa de Fallas y Pliegues Cuaternarias de Ecuador y Regiones Oceánicas Adyacentes de Riobamba, IGEPN-USGS, 2003).

Tabla 3. Movimiento Relativo de placas

No	Ubicación	Placa Fija	Placa en movimiento	Velocidad	Dirección
1	81°W, 1°N	Sudamericana	Nazca	7.3 cm/año	79.1°
2	77°W, 2°S	Nazca	Sudamericana	7.0 cm/año	261.3°

Fuente: Relative Plate Motion Calculator, Nuvel-1A Model; Kensaku Tamaki, Ocean Research Institute, University of Tokyo.

En el Ecuador, los sismos producidos por subducción, como los ocurridos en Esmeraldas (1906 Ms=8.8, 1958 Ms=7.2y 1979 Ms=7.9, según USGS) y en Bahía de Caráquez (1998 Mw=7.2, según USGS), fueron eventos de gran magnitud y liberación de energía. Por este proceso la costa ecuatoriana, tiene un hipocentro superficial y en la región oriental los eventos sísmicos asociados con la subducción pueden tener

profundidades focales mayores a 200 Km. Por lo general los sismos superficiales son los que causan mayor daño, por lo que la Costa Ecuatoriana es la de mayor peligrosidad sísmica, seguida por la Sierra y finalmente el Oriente (Aguiar R, 2008).

### 3.2.2.-Fallas Locales

Las profundidades de los sismos originados por fallas tectónicas, varían desde superficiales, hasta profundidad media, que es el rango de profundidad de la gran mayoría de los sismos ecuatorianos. Los principales sistemas de fallas que se pueden encontrar en el Ecuador, son:

**a.-) Sistema de fallas transcurrentes dextrales:** La dirección de convergencia de la placa de Nazca, es oblicua con respecto al borde continental, por lo que se genera una microplaca denominada Bloque Nor-Andino, que se desplaza al NE con respecto a la placa Sudamericana con movimiento esencialmente dextral. El bloque costero ecuatoriano constituye la parte sur del Bloque Nor-Andino.

Existen sistemas de fallas geológicas localizados en el territorio nacional, principalmente el sistema de fallas activo denominado Sistema Mayor Dextral (SMD) o Principal dextral de fallas, que empieza en el límite del Bloque Costero ecuatoriano, coincidiendo con el extremo sur del Bloque Nor-Andino.

En la figura 10, se indica el trayecto estructural del Sistema Mayor Dextral (SMD) que se extiende desde el Golfo de Guayaquil hasta la costa Norte de Venezuela y se observa un esquema de los principales sistemas de fallas capaces a lo largo del Bloque Nor-Andino: 1. Bocono; 2. Oca-Ancón; 3. San Sebastián; 4. El Pilar; 5. Los Bajos-El Soldado; 6. Tacagua-El Ávila; 7. San Simón; 8. La Victoria; 9. Sistema de fallas de los Andes Occidentales; 10. Santa Martha – Bucaramanga; 11. Ibagué; 12. Algeciras-Servitas; 13. Romeral; 14. San Isidro-El Ángel -Otavalo; 15. Chingual; 16. Payamino – Sumaco – Pusuno - Araujo; 17. Quito – Nagische – Latacunga - Yanayacu; 18. Pallatanga; 19. Naranjal-Poce Enríquez; 20. Zona de subducción (CHUNGA K, et al, 2010).

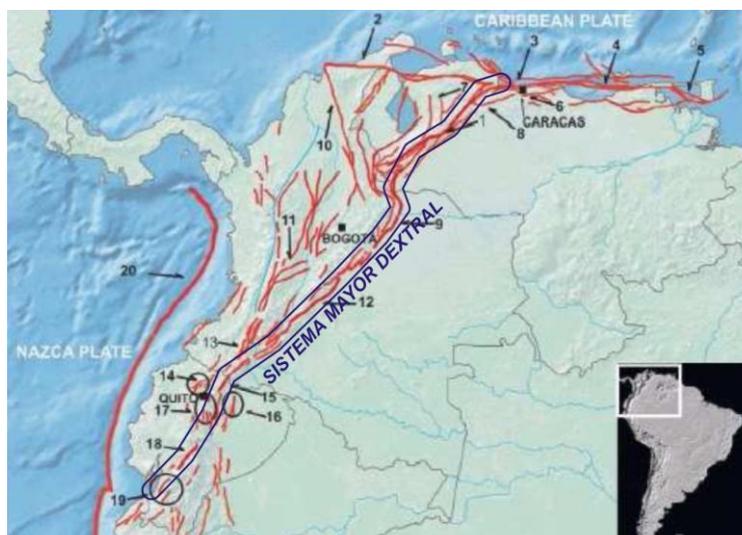


Figura 10. Sistema Mayor Dextral  
(Fuente: CHUNGA K, et al, 2010)

Así dicho sistema atraviesa el Ecuador desde el nororiente hasta el golfo de Guayaquil (Figura 11); desde la falla de Dolores-Guayaquil, que es una falla mayor y compleja que acreciona a la cordillera, en donde se observa que el golfo de Guayaquil se abre debido al desplazamiento dextral del bloque costero en relación con la placa continental de América del Sur. Este movimiento se acomoda en el continente a lo largo de la falla de Pallatanga, que bordea hacia el norte la Depresión Interandina (localizada entre las Cordilleras Occidental y Oriental) y más al norte a lo largo de otros segmentos de fallas como la de Chingual-La Sofía, en la zona fronteriza entre Ecuador y Colombia (LAVENU A, 2006).

**b.-) Sistema de fallas inversas del frente andino oriental:** También denominado Sistema de fallas inversas, de las estribaciones de la Cordillera Real, en donde se originó el primer gran terremoto conocido en el Ecuador (1541) y el sismo del 5 de marzo de 1987, entre otros. Absorbe la deformación compresiva E-W del bloque andino septentrional, con respecto al continente sudamericano, por lo que permite el levantamiento de los Andes hacia el este.

**c.-) Fallas inversas de dirección norte-sur:** Ubicadas en el Callejón Interandino y en las cuencas intramontañosas australes, se consideran como el efecto de la interacción de los sistemas dextrales y de fallas inversas del frente andino.

También en la zona costera y al sur del país se identifican sistemas de fallas con tazas de movimiento menores y algunas fallas activas, están relacionadas con la reactivación de discontinuidades antiguas que separan los grandes conjuntos litológicos del Ecuador.

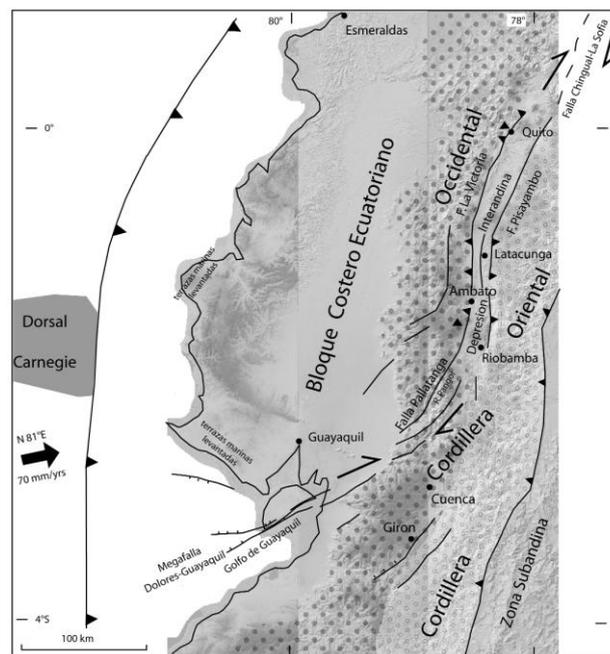


Figura 11. Principales sistemas de fallas en el Ecuador.

Fuente: (LAVENU A, Neotectónica de Los Andes entre 1°N y 47°S (Ecuador, Bolivia y Chile, 2006).

### 3.2.3.-Actividad volcánica

En el Ecuador, el volcanismo es el resultado de la subducción de la placa oceánica de Nazca bajo la placa continental Sudamericana; por lo que la región interandina está

atravesada por varias cadenas montañosas, como la Cordillera de los Andes principalmente, en las que existen al menos una decena de volcanes, varios de ellos en actividad.

Los sismos, producidos por la actividad propia de los volcanes, por lo general son de pequeña o baja magnitud, siendo la actividad premonitora de las erupciones y tienen relación con los procesos eruptivos que se generan en la cámara magmática y por el ascenso de los materiales a través de la chimenea del volcán, la profundidad de los sismos de origen volcánico es superficial o muy somera. (IGEPN, 2012).

### 3.3.-Sismicidad de la ciudad de Riobamba

#### 3.3.1.-Fuentes Sismogénicas

En la determinación de una fuente generadora de sismos (sismogénica), es necesario conocer adecuadamente el ambiente sismotectónico de la zona en que se ubica dicha fuente, así como también la naturaleza de las fallas geológicas presentes en la misma. El sismo máximo creíble que una fuente puede generar, es el más grande evento que razonablemente se puede esperar que ocurra, produciendo el movimiento vibratorio más severo en un sitio específico. Este es evaluado con base en la información geológica y sismológica disponible para el ambiente tectónico considerado.

La ciudad de Riobamba, se encuentra cercana a varias fallas geológicas (Figura 12), posiblemente activas porque han experimentado movimientos en el periodo Cuaternario, que es reciente en términos geológicos comprendido entre los últimos 1.65 millones de años, por lo que podrían desencadenar eventos sísmicos de magnitud importante en un futuro próximo, como se puede observar en la Tabla 4:

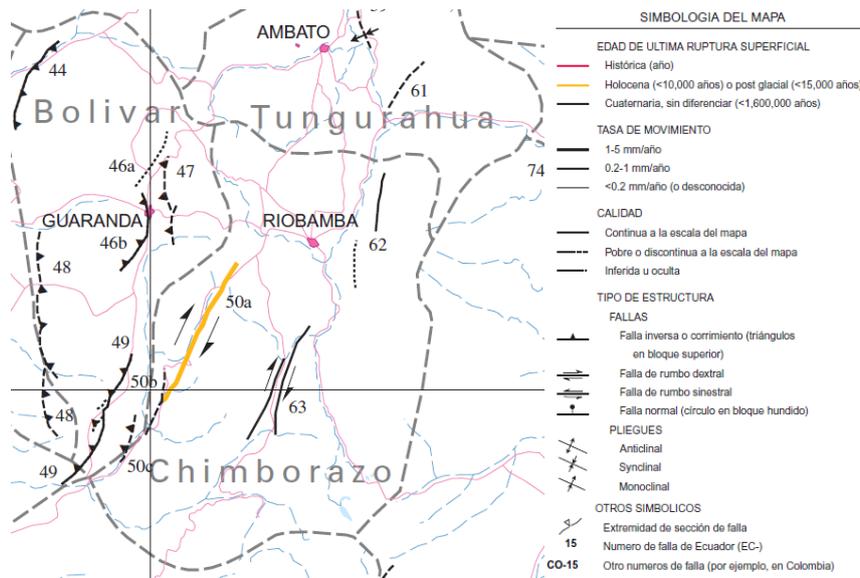


Figura 12. Mapa de Fallas y Pliegues Cuaternarios de Ecuador y Regiones Oceánicas Adyacentes de Riobamba  
(Fuente: Database and Map of Quaternary faults and folds of Ecuador and its offshore regions, IGEPN-USGS, 2003)

**Tabla 4. Fallas y pliegues cuaternarios de Ecuador (Cercanos a Riobamba)**

<b>Numero</b>	<b>Nombre de Estructura</b>	<b>Sentido de movimiento (mayor/menor)</b>	<b>Edad del Ultimo movimiento</b>	<b>Tasa de movimiento (mm/año)</b>
EC-46	<b>Falla Río Salinas</b>			
EC-46 a	Sección Salinas	Desconocido	<1.6Ma	<1(desconocido)
EC-46 b	Sección Sur	Inverso(?)	<1.6Ma	<1(desconocido)
EC-47	<b>Falla de Guaranda</b>	Inverso, Dextral(?)	<1.6Ma	<1(desconocido)
EC-48	<b>Falla de Montalvo</b>	Inverso	<1.6Ma	<1(desconocido)
EC-49	<b>Falla de Chillanes</b>	Inverso	<1.6Ma	<1(desconocido)
EC-50	<b>Zona de Falla de Pallatanga</b>			
EC-50 a	Sección Pallatanga	Dextral, Inverso	<1.6Ma	1-5
EC-50 b	Sección Central	Inverso (?)	<1.6Ma	<1(desconocido)
EC-50 c	Sección Sur	Inverso, Dextral(?)	<1.6Ma	<1(desconocido)
EC-61	<b>Falla de Patate</b>	Dextral(?)	<1.6Ma	<1(desconocido)
EC-62	<b>Falla de La Candelaria</b>	Strike-Slip(?)	<1.6Ma	<1(desconocido)
EC-63	<b>Falla de Guamote</b>	Dextral	<1.6Ma	<1(desconocido)

Fuente: Database and Map of Quaternary faults and folds of Ecuador and its offshore regions, IGEPN-USGS, 2003.

En los sectores andinos Alausí - Guamote - Riobamba, el SMD es evidenciado morfológicamente en el terreno y esta caracterizado por discontinuas tendencias estructurales en sus cadenas montañosas con dominios laterales de fallas transcurrentes con desplazamientos dextrales y sistemas de fallas de corrimiento de bajo ángulo (CHUNGA K. et al, 2010). El SMD presenta diversos estados de deformación, normal en el golfo de Guayaquil, de rumbo dextral a lo largo de la falla de Pallatanga y de la falla Chingual-La Sofía y compresivo en la región de la Depresión Central entre Riobamba y Quito.

La Falla de Pallatanga, pertenece a la Megafalla Dolores-Guayaquil y tiene 200 km de largo, sigue el valle encajonado del río Pangor (a 45 minutos de Riobamba) y recorta la Cordillera Occidental hasta el pie del volcán Chimborazo al oeste de la Depresión Interandina. Las numerosas medidas de desplazamiento de los rasgos morfológicos permiten concluir que existe un desplazamiento dextral en la falla, Los desplazamientos promedio observados corresponden a tres órdenes: 41 m, 590 m, 960 m. En el campo, no se observan fracturas frescas las cuales hubiesen podido sugerir un evento sísmico.

Sin embargo, la morfología de los escarpes atestigua una actividad mantenida de la falla. Ya que el segmento de falla estudiado es rectilíneo en una distancia de 25 km, su ruptura pudo haber sido provocada por un sismo cuya magnitud ha sido superior a  $M_s=7.0$ . Como en clima húmedo, la ruptura sísmica pudo ser obliterada. No se excluye el hecho de que esta falla haya podido ser el lugar de un terremoto reciente. El único evento conocido en esta zona es el terremoto de Riobamba (04 de febrero de 1797,  $MSK = 11$ ,  $M_s=7.0$ ), que destruyó la ciudad, así como numerosas localidades de la Depresión Interandina y que pudo haber activado la falla de Pallatanga (LAVENU A, 2006).

### 3.3.2.-Nudos sismogénicos con $M \geq 6$ y con $M \geq 6.5$

Riobamba se ve afectada por dos estructuras tectónicas que presentan nudos sismogénicos con  $M \geq 6$  (Figura 13): la falla de Guamote, cercana al nudo 191, y la falla Candelaria circundante al nudo 184, no fue posible asociar el nudo 192 a una activa estructura cartografiada.

Además, la ciudad es afectada por los nudos dextrales donde se localizan los nudos sismogénicos con  $M \geq 6.5$ , 108-109, al N de la Isla Puná y de la cuenca subsidente de Jambelí y por los nudos 92-93 en el límite NE entre la llanura costera de la cuenca baja del Guayas y el flanco W de los Andes occidentales. 184-191-192, contiguos a las estructuras Candelaria y Suscal. (Chunga K, et al, 2010).

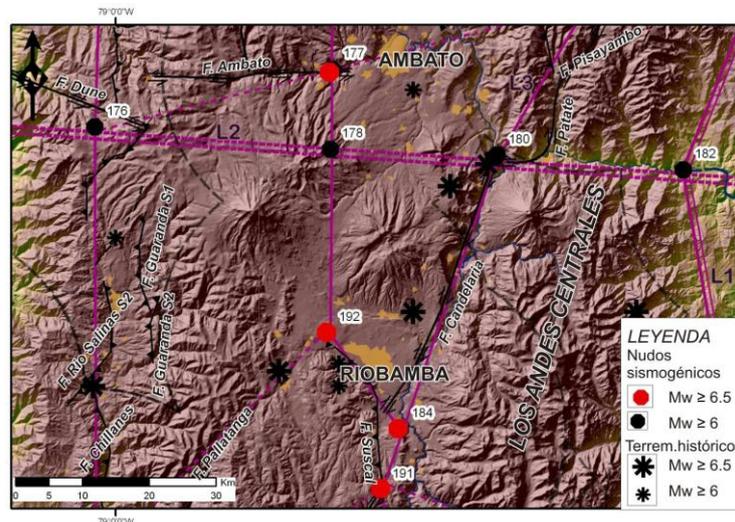


Figura 13. Mapa de nudos sismogénicos cercanos a la ciudad de Riobamba (Fuente: Chunga K. et al, 2010)

### 3.3.3.-Sismicidad Histórica de la ciudad de Riobamba

De acuerdo con el Catálogo de Terremotos del Ecuador del Instituto Geofísico de la E.P.N, elaborado por José Egred A., la ciudad de Riobamba ha sido afectada por sismos destructivos a lo largo de su historia (Ver Figuras 14 y 15). Debido a la falta de instrumentación de la época, no se disponen registros de dichos eventos sísmicos, tan solo se cuenta con relatos históricos que de forma subjetiva han permitido evaluar el daño de los mismos en la ciudad, como puede apreciarse en la siguiente tabla:

**Tabla 5. Tabla de Efectos causados por los terremotos con intensidad VIII o superior**

<b>Fecha</b>	<b>Efectos causados por los terremotos con intensidad VIII o superior</b>
<b>1645-03-15</b>	Muchos temblores al comienzo de este año, sentidos en Quito y Riobamba, hasta febrero en que ocurre un terremoto que causó graves estragos en toda la comarca. El terremoto originó desprendimientos internos en el volcán Tungurahua. Innumerables réplicas. Muchos muertos.
<b>1698-06-20</b>	Los daños materiales se extendieron desde el Nudo de Tiopullo hasta el Nudo del Azuay. Muertos: Ambato más de 3000; Latacunga aproximadamente 2000; en los pueblos de sus jurisdicciones se estimó unos 1500; en Patate alrededor de 200 y en Riobamba 100.
	Según algunos autores el número de víctimas ascendió a 8000. Gran destrucción de casas e iglesias en Ambato, Latacunga, Riobamba y todos los pueblos de la comarca.
	Grandes deslizamientos en montes, laderas y taludes. Represamientos de ríos y quebradas; desbordamiento y avalancha en el río Ambato. Derrumbes en el Carihuairazo. Grietas de 4 a 5 pies de ancho y 1 legua de longitud, en dirección N-S.
	En vista de la gran destrucción y efectos asociados, se intenta mudar de sitio a las ciudades de Ambato, Latacunga y Riobamba, lo cual no fue permitido por las autoridades de la Real Audiencia.
<b>1786-05-10</b>	Terremoto en Riobamba. Graves daños en la ciudad y pueblos vecinos. Destrucción total de muchas casas de adobe, Se efectuó un inventario detallado de los daños en Riobamba, casa por casa, incluyendo el costo aproximado de las reparaciones.
<b>1797-02-04</b>	Destrucción total de la Villa de Riobamba. El terremoto más destructivo en el territorio ecuatoriano y uno de los de mayor magnitud en toda su historia. Destrucción total de la antigua ciudad de Riobamba, razón por la cual no fue reconstruida en el mismo sitio y se mudó al lugar que actualmente ocupa. Daños muy severos en ciudades, pueblos y caseríos de lo que actualmente son las provincias de Chimborazo, Tungurahua y Cotopaxi y parte de Bolívar y Pichincha. Las trepidaciones y ondulaciones del suelo duraron aproximadamente 4 minutos. Inmensos deslizamientos de laderas y montes, uno de los cuales, sepultó por completo tres barrios de Riobamba.

Fuente: Catálogo de Terremotos del Ecuador.- Intensidades- Instituto Geofísico, E.P.N; José Egred A, 1999

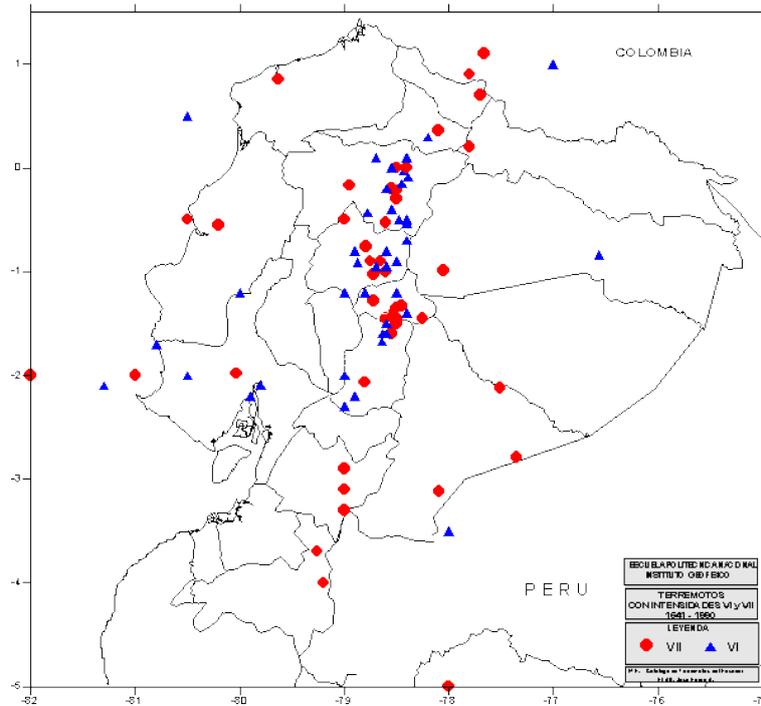


Figura 14. Mapa de Terremotos con intensidades VI y VII 1641-1890  
(Fuente: Instituto Geofísico EPN)

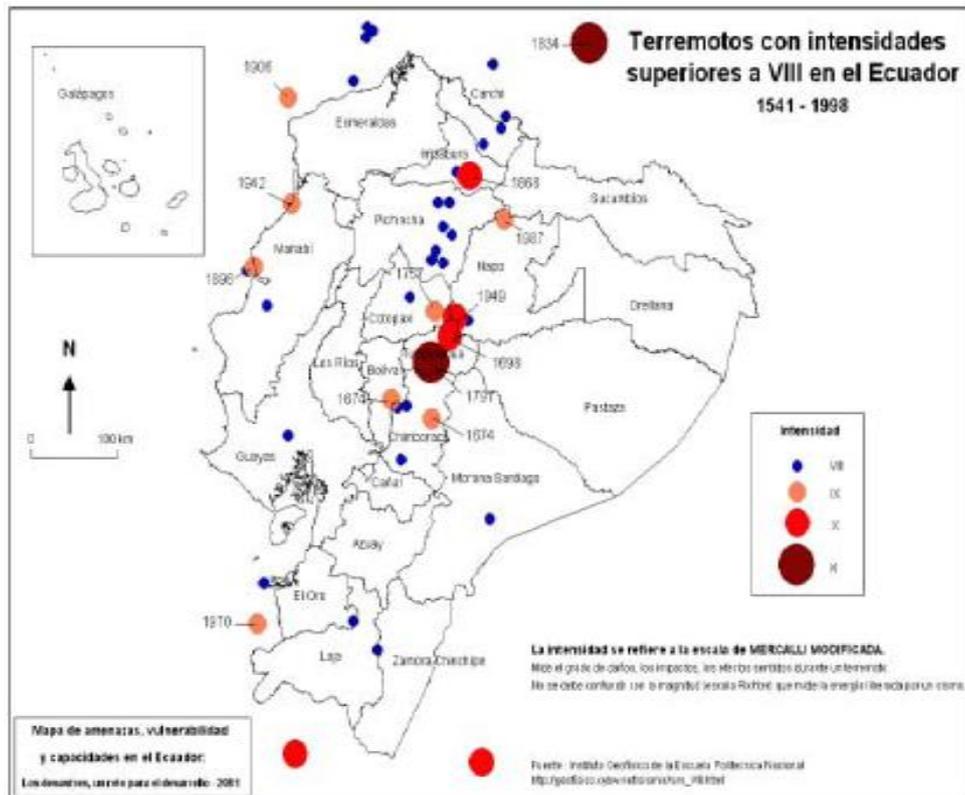


Figura 15. Mapa de Terremotos con intensidades superiores a VIII 1541-1998  
(Fuente: Instituto Geofísico EPN)

### 3.3.4.- Sismicidad Actual de la ciudad de Riobamba

En la actualidad, no se han suscitado eventos sísmicos de magnitudes de daño considerable en la ciudad, afortunadamente; pero la peligrosidad y amenaza sísmica ocasionados por factores (como sismos, la cercanía de la ciudad con el Volcán Tungurahua) están latentes.

La Norma Ecuatoriana de Construcción NEC-11, expedida en el año 2011, fundamentado en información de carácter histórica, ubica a la ciudad de Riobamba en la zona V de alto riesgo sísmico, como se muestra en la siguiente figura:

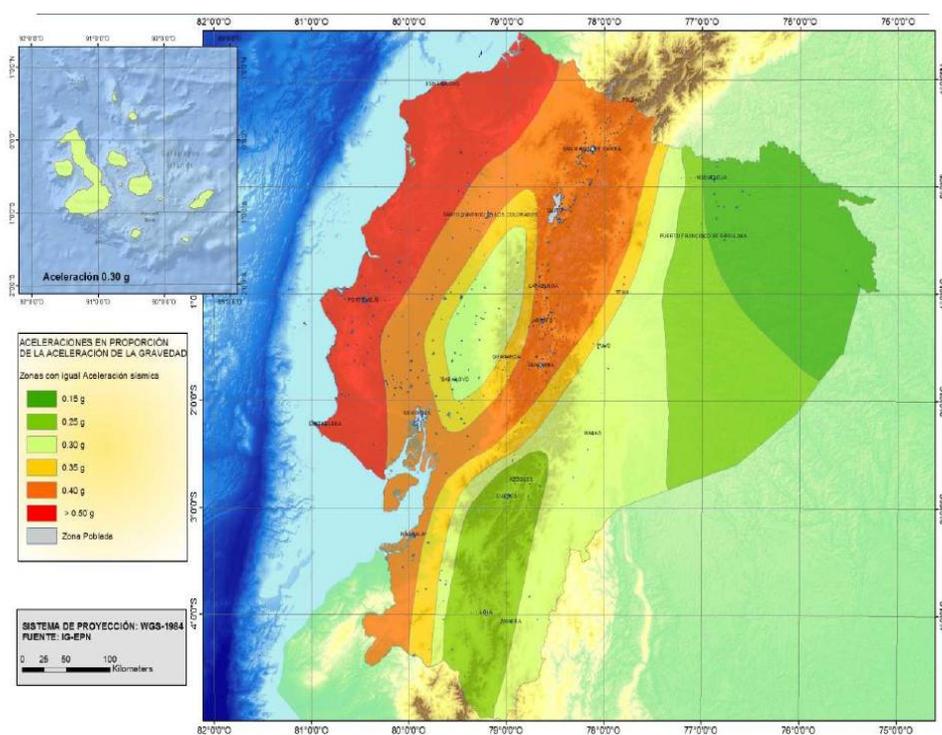


Figura 16. Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z. (Fuente: NORMA ECUATORIANA DE CONSTRUCCIÓN NEC-11, 2011)

**Tabla 6. Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada**

Zona Sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	≥0.50
Caracterización de amenaza sísmica	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy Alta

Fuente: NEC-2011

### 3.4.- Amenaza Sísmica

#### 3.4.1- Definición de Peligrosidad Sísmica

Se define como Peligrosidad o Amenaza Sísmica, a la probabilidad de ocurrencia, dentro de un período específico de tiempo y dentro de una región determinada, de movimientos del suelo cuyos parámetros: aceleración, velocidad, desplazamiento, magnitud o intensidad son cuantificados. Para el diseño sísmico de estructuras,

fundamentalmente se necesita conocer cuál es la aceleración máxima del suelo que se espera en la zona que se va a implantar el proyecto durante la vida útil de la estructura. (Aguiar R, 2008).

### 3.4.2.-Período de Retorno

El período de retorno es el tiempo promedio transcurrido entre dos movimientos sísmicos que tienen la misma aceleración del suelo, y se define mediante la ecuación:

$$T \approx \frac{1}{1 - (1 - p)^{\frac{1}{t}}}$$

Donde  $T$  es el período de retorno,  $p$  es la probabilidad de excedencia y  $t$  es el tiempo de vida útil de la estructura en años.

### 3.4.3.-Curvas de peligro sísmico para la ciudad de Riobamba

Para definir los diferentes niveles de aceleración sísmica esperada en roca en la ciudad de Riobamba, las curvas de peligro sísmico probabilista para cada capital de provincia, en donde se relaciona el valor de la aceleración sísmica esperada en roca (PGA) con un nivel de probabilidad anual de excedencia. El periodo de retorno correspondiente es el inverso de la probabilidad anual de excedencia. En cada figura se incluye también las curvas de aceleraciones máximas espectrales para periodos estructurales de 0.1, 0.2, 0.5 y 1.0 segundos (NEC-11).

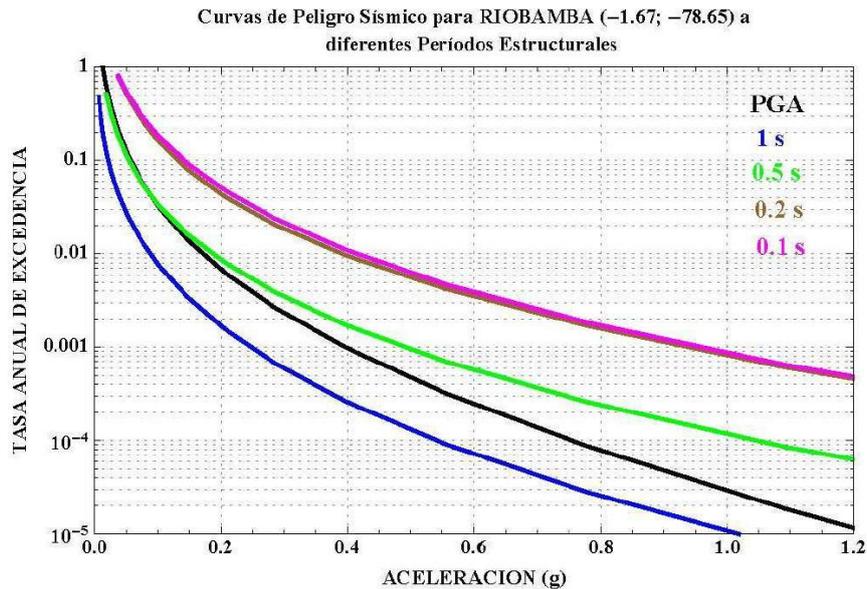


Figura 17. Curvas de Peligro Sísmico para Riobamba (Fuente: NEC-2011, 2011)

### 3.4.4.- Riesgo Sísmico

Los daños sufridos por las estructuras como consecuencia de un sismo, son solamente la culminación de un complicado proceso que se inicia en el mismo momento que el movimiento sísmico. Sin embargo, la espectacularidad de los daños y de los efectos

inmediatos, como el pánico de la población, concentra la atención en dichos aspectos y relega a un plano secundario la importancia de las diversas etapas del proceso en sí.

Los estudios de riesgo sísmico se han convertido en una herramienta fundamental para la mitigación de los efectos destructivos que son consecuencia de los terremotos. La información que se obtiene a partir ellos, es utilizada por urbanistas, ingenieros estructurales, geólogos, ingenieros geotécnicos, sismólogos y muchos otros profesionales que gestionan las emergencias, ya que a través de su quehacer logran condiciones de vida cada vez más seguras (Schmidt V, 2010).

Para la realización de estos estudios de riesgos frente a sismos, se debe estimar la peligrosidad sísmica y la vulnerabilidad, y así, obtener el mapa de riesgos del territorio considerado.

El estudio de la vulnerabilidad debe tener en cuenta las construcciones cuya destrucción, con probabilidad razonable, pueda ocasionar víctimas, interrumpir un servicio imprescindible para la comunidad o aumentar los daños por efectos catastróficos asociados. (Hernández G, 2007)

El diseño sismorresistente tiene por objetivo evitar colapsos de estructuras durante sismos de gran intensidad que se presentan durante su vida útil y que además éstas no presenten daños de consideración durante sismos moderados, es decir aquellos que son frecuentes en la mencionada vida útil. (Viera Arroba L, 2004).

### **3.4.5.- Características de la acción sísmica**

Las acciones sísmicas son movimientos oscilatorios complejos de la corteza terrestre. Las características más importantes de la acción sísmica más importantes en aplicaciones de ingeniería sísmica son:

- Respuestas máximas del suelo:
  - Aceleración Máxima (PGA Peak Ground Acceleration)
  - Velocidad Máxima
  - Desplazamiento Máximo
- Duración del movimiento
- Contenido frecuencial.

### **3.5.-Microzonificación Sísmica**

Los estudios de zonificación sísmica y evaluación de la respuesta de sitio mediante estudios de vibración ambiental se realizan con el propósito de caracterizar adecuadamente la respuesta sísmica de asentamientos urbanos importantes, provocada por fuentes naturales y actividad humana, que dan lugar a microtemores, y a partir de éstos realizar una zonificación, con los cocientes espectrales de las componentes horizontal y vertical (H/V) de los microtemores y aplicando el métodos como el de Nakamura (1989) mediante el que se estiman los periodos dominantes.

### 3.5.1.-Vibración Ambiental

La vibración ambiental, también conocida como ruido ambiental, microtrepidaciones, microtemores, microtemblores, oscilaciones omnipresentes y ruido de fondo, se compone de vibraciones aleatorias de baja amplitud del terreno, conformadas por ondas internas y superficiales, que son inducidas en las masas de suelo y roca por fuentes naturales y artificiales (Lermo et al, 2005). Estas ondas pueden ser:

-De período largo **mayor a 1.0 seg**, conformadas por ondas superficiales Rayleigh y Love generadas por fuentes naturales, como el viento, las olas y variaciones de presión de aire

-De período corto; **menor a 1.0 seg** producidas por fuentes de ruido artificial como el tráfico vehicular, plantas industriales, maquinarias, es decir de carácter antrópico.

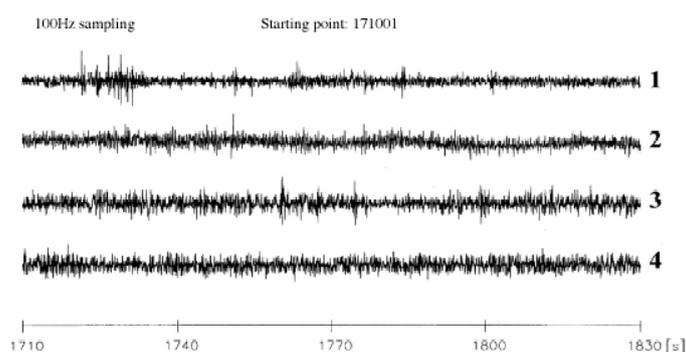


Figura 18. Ejemplo de un registro típico de microtrepidaciones tomadas en cuatro estaciones equidistantes con relación al punto de interés.  
(Fuente: Yauri, 2006).

Las microtrepidaciones según su origen, se clasifican en vibraciones de origen natural y artificial.

- **Vibraciones de origen natural o Microsismos:** Son oscilaciones inducidas por fuentes naturales internas y externas como las olas oceánicas, tormentas, vientos, presión atmosférica, lluvias, géiseres, actividad volcánica, entre otros. Los microsismos se caracterizan principalmente por su inestabilidad debido al tipo de fuente que los genera y son afectadas principalmente por las condiciones climáticas, llegando a presentar algunas amplitudes y períodos que varían entre 2 a 3 o más segundos (microtemores de período largo). Este tipo de vibraciones está compuesto principalmente por ondas Rayleigh.
- **Vibraciones de origen artificial o Microtemores:** Este tipo de vibraciones son generadas principalmente por fuentes artificiales internas y externas, como producto de la actividad humana, como el tráfico vehicular, el paso de peatones, maquinaria industrial, explosiones, etc. La característica principal de los microtemores es su estabilidad, debido a que presenta períodos entre 0,1 s y 1,0 s (microtemores de periodo corto) y están compuestos principalmente por ondas S y Rayleigh. En general, a las vibraciones de tipo natural y/o artificial que están presentes en las capas superficiales se les conoce como microtrepidaciones o microtemores. (Yauri, 2006).

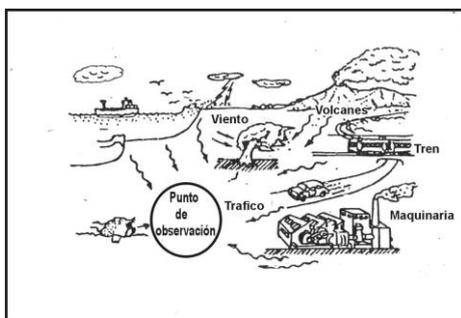


Figura 19. Algunos ejemplos de fuentes generadoras de Microtemores: fuentes naturales y artificiales (Fuente: Yauri, 2006)

Este tipo de información es principalmente utilizada para el estudio de las propiedades y formas de las capas superficiales. Mediante investigaciones realizadas, se ha observado la aplicabilidad de la medición y del análisis de microtempidaciones para inferir las propiedades del suelo, y por tanto se consideran herramientas adecuadas para evaluar efectos de sitio y predecir las características de movimientos fuertes (Giraldo et al., 1999).

Las microtempidaciones sirven como sustitutas de señales del suelo por sismos y como traductores de información limitada obtenida de la observación de señales de sismos en un sitio. En los años cincuenta a partir del registro sistemático de microtempidaciones en miles de sitios en Japón, se encontró que estas eran útiles como diferenciadores de las condiciones del suelo y del efecto de la geología superficial en el movimiento sísmico, y por tanto podrían contribuir a las normas de diseño sismorresistentes (Seo, 1995).

El período predominante de un movimiento sísmico está muy relacionado con el período más frecuente de las microtempidaciones y que el registro de microtempidaciones en superficie permite obtener el periodo de resonancia que se obtiene con el sismo. Además, en lugares en los que la curva de distribución de periodos para microtempidaciones tiene un solo pico, dicho período coincide claramente con el período predominante de los movimientos sísmicos. Existe una buena correlación de las curvas de distribución de periodos (relación frecuencia-período) entre el movimiento sísmico fuerte y las microtempidaciones (Figura 20), de las que se obtienen periodos predominantes similares a los obtenidos con señales de movimientos sísmicos fuertes. (Kanai K, 1961).

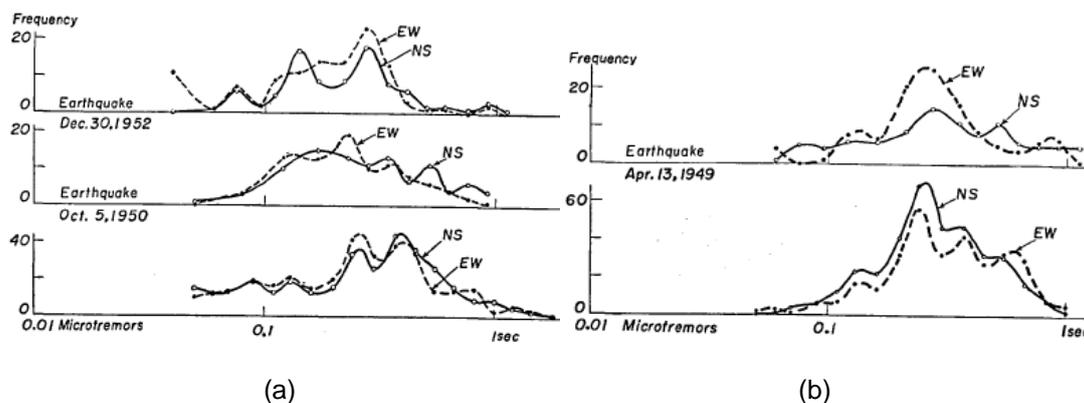


Figura 20. Comparación de la curva de Distribución de periodos entre sismos y microtempidaciones. a) San José California. b.) Seattle, Washington (Fuente: Kanai, K. 1961)

En la literatura existen diversas metodologías para el estudio de las microtrepidaciones. Se centrará la atención en la **metodología de Nakamura (1989)**, que fue utilizada en el estudio de Zonificación de la ciudad de Riobamba y en la estimación de sus periodos fundamentales.

### 3.5.2.-Método de Nakamura o relación H/V

Es una metodología empleada para estimar los efectos de sitio mediante registros instrumentales a través de las mediciones de ruido ambiental (Nakamura, 1989), el cual se basa en la interpretación de los espectros de Fourier de las componentes horizontales y verticales de microtremores, como ondas superficiales Rayleigh, las cuales se propagan en una capa blanda de sedimentos sobre un medio rocoso (Figura 21).

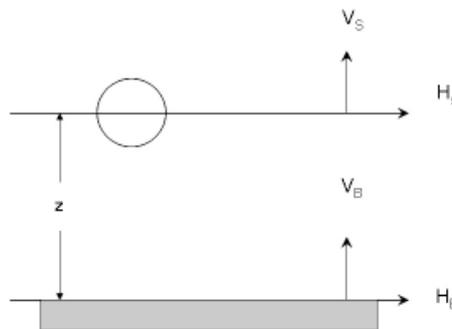


Figura 21. Modelo asumido por Nakamura (1989) para la interpretación de Microtremores. (Fuente: INGEOMINAS, 2002).

La **relación H/V** es el cociente espectral entre la componente horizontal y vertical. Está técnica parte del principio que las microtrepidaciones se propagan como ondas Rayleigh en un estrato único blando sobre un semiespacio infinito. De acuerdo con Nakamura, se supone que el movimiento de la componente vertical no es amplificado por la capa de suelo blando. Asumiendo que las fuentes locales no afectarán el movimiento de las microtrepidaciones en el basamento, es posible calcular el Efecto de Sitio, como un cociente espectral entre las componentes horizontales sobre la componente vertical en la superficie.

El método asume que:

- Las microtrepidaciones consisten en ondas Rayleigh, propagándose en una capa que está encima de un espacio infinito.
- El movimiento es totalmente debido a fuentes locales y todas las fuentes profundas son despreciadas.
- Las fuentes locales no afectan el movimiento de las microtrepidaciones en la base del estrato de suelo.

Considerando un estimativo de los efectos de sitio de interés, estarían dados por:

$$S_E = \frac{H_S(w)}{H_B(w)}$$

Donde  $S_E$  representa el espectro de los efectos de sitio,  $H_S(w)$  es el espectro de la onda horizontal en superficie y  $H_B(w)$  es el espectro de la onda horizontal en la base del movimiento.

Puesto que las ondas internas de las microtrepidaciones contienen ondas de superficie, es necesario corregirlas removiendo los efectos de este tipo de ondas. Nakamura asume que el efecto de las ondas Rayleigh ( $A_S$ ) está incluido en el espectro de ondas verticales superficiales ( $V_S$ ) y no en la base del movimiento ( $V_B$ ) y consecuentemente este puede ser definido como:

$$A_S(w) = \frac{V_S(w)}{V_B(w)}$$

Removiendo el efecto de ondas Rayleigh, el espectro de sitio modificado queda definido por:

$$S_M = \frac{S_E(w)}{A_S(w)} = \frac{H_S/V_S}{H_B/V_B}$$

Nakamura demostró experimentalmente, usando registros de Borehole y microtrepidaciones que:

$$\frac{H_B(w)}{V_B(w)} \approx 1$$

De lo anterior se encuentra:

$$S_M(w) = \frac{H_S(w)}{V_S(w)} = N_S(w)$$

De esta manera, Nakamura concluyó que la relación o cociente espectral entre la componente horizontal y vertical del movimiento en un mismo sitio puede ser usada como un estimativo de los efectos de sitio para ondas internas. La técnica de Nakamura es muy atractiva, ya que elimina los efectos de fuente, patrón de radiación y directividad que se presentan en los sismos. La metodología de Nakamura (1989), que calcula el coeficiente espectral de las componentes horizontales (promedio) con la vertical, presenta las siguientes ventajas:

- Permite la diferenciación entre tipos de suelos con características estratigráficas, velocidad de onda S y profundidad a basamento similares.
- Bajos costos de equipo.
- Relativa simplicidad y facilidad de ejecución de las mediciones.
- Abundante documentación sobre experiencias de aplicación e investigaciones en todo el mundo.
- No requiere de una estación o sitio de referencia.

La Técnica de Nakamura, ha sido muy debatida, por considerar que presenta vacíos teóricos. Aunque varias investigaciones en diferentes partes del mundo (Lermo y Chávez-García, 1994; Field y Jacob, 1993; Lachet y Bard, 1994 y Kudo, 1995) han encontrado que su uso es acertado para calcular los periodos dominantes del suelo, dando una buena estimación del período predominante de un sitio. A pesar de que los

niveles de ruido ambiental varían durante el día, según Kanai y Tanaka (1961), Nakamura (1989), Ojeda (1996) y Alfaro (1997), quienes encontraron que los periodos se mantienen invariables. (INGEOMINAS, 2002)

### 3.6.- Sistemas de un grado de libertad

Las propiedades físicas esenciales de un sistema lineal elástico, que están sujetas a una fuente externa de excitación o carga dinámica, son su masa, sus propiedades elásticas (flexibilidad o rigidez) y el mecanismo de pérdida de energía o amortiguamiento (Clough R, 2007).

Los sistemas de un grado de libertad SDF (*single degree of freedom*) poseen una sola coordenada de desplazamiento, y se estudian en detalle por dos razones:

- El comportamiento dinámico (que varía en el tiempo), de muchas estructuras de la vida práctica pueden ser expresadas en términos de una sola coordenada, por lo que se las puede analizar directamente en estos casos, como sistemas de un grado de libertad
- La respuesta de estructuras lineales complejas, puede ser expresada como la suma de las respuestas de una serie de sistemas de un grado de libertad, así sus técnicas de análisis proveen de bases para el tratamiento de la mayoría de problemas de la dinámica estructural.

#### 3.6.1.- Representación de un sistema de un grado de libertad

Para la comprensión de la vibración a la que se someten las estructuras, debido a la acción de fuerzas laterales, como el viento o del movimiento del suelo ocasionado por un sismo o vibraciones de maquinarias, se las idealiza como un sistema conformado por una masa concentrada  $m$ , soportada por una barra o un marco con una rigidez  $k$  en la dirección lateral, asumiéndose que el movimiento lateral de esta estructura es pequeño en el sentido de que la deformación de la misma, y está dentro del rango lineal elástico. Por motivos didácticos, la representación más simple de un sistema de un grado de libertad se conforma por un bloque rígido de masa  $m$ , que está sobre ruedas, por lo que puede moverse únicamente en una sola dirección, así el desplazamiento  $u(t)$  define completamente su posición, la resistencia elástica de este desplazamiento está dada por el resorte de rigidez  $k$ , mientras que el mecanismo de pérdida de energía, en cualquiera de estas formas de representación de un sistema de un grado de libertad, se simboliza con un amortiguador  $c$ , como se muestra en la figura 22 La carga dinámica externa que produce la respuesta de este sistema, es la fuerza que varía en el tiempo  $p(t)$ .

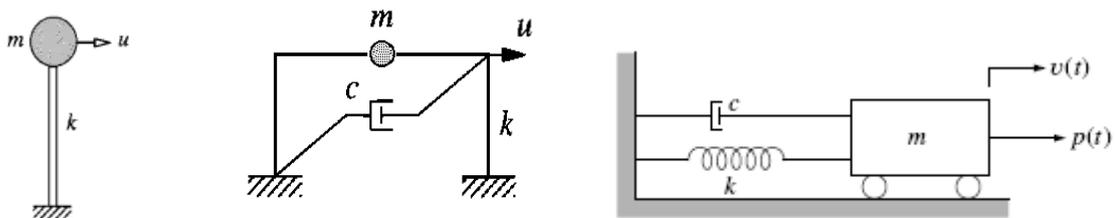


Figura 22. Sistemas idealizados de un grado de libertad  
(Fuente: Chopra A, 2007)

#### 3.6.2.-Relación fuerza desplazamiento:

Considerando que el sistema mostrado en la figura 23, a esta sometido a una excitación no dinámica producida por la aplicación de una carga estática  $f_R$  a lo largo del

desplazamiento  $u$  (*grado de libertad*), la fuerza interna que resiste el desplazamiento  $u$  es igual y opuesta a la fuerza externa  $f_R$ . Es importante determinar la relación entre la fuerza  $f_R$  y el desplazamiento relativo  $u$ , está asociado con las deformaciones en la estructura; dicha relación sería lineal por las pequeñas deformaciones pero podría ser no-lineal a lo largo de las deformaciones.

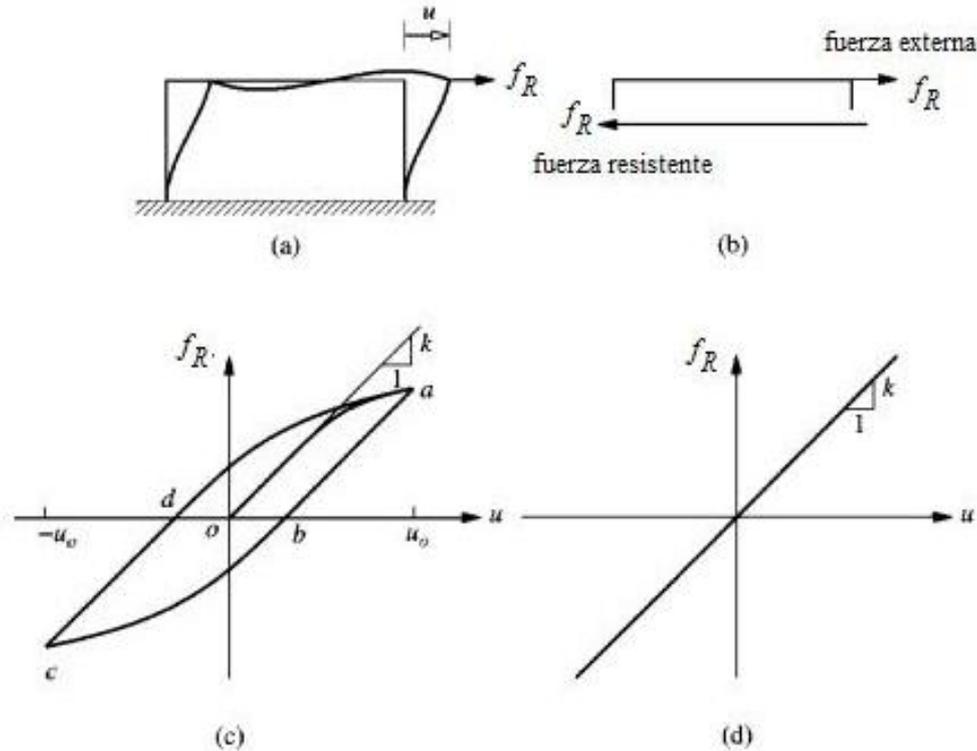


Figura 23. Relación fuerza desplazamiento  
(Fuente: Chopra A, 2007)

Para un sistema linealmente elástico, la relación entre la fuerza lateral  $f_R$  y la deformación resultante  $u$  es lineal, por lo que se tiene:

$$f_R = ku \quad \text{Ec.(3.6.1)}$$

Donde  $k$  es la rigidez lateral del sistema, cuyas unidades son fuerza/longitud.

### 3.6.3.-Amortiguamiento

El proceso por el cual la vibración disminuye constantemente en amplitud, se denomina amortiguamiento; en donde la energía de la vibración del sistema se disipa por varios mecanismos. En las estructuras reales, sin embargo, se incluyen muchos mecanismos que contribuyen a la disipación de la energía, tales como la fricción entre conexiones de acero, aparición de microfisuras en el concreto, fricción entre la estructura en sí y elementos no estructurales tales como muros de tabiquería.

El amortiguamiento en estructuras reales, usualmente, es representado de manera muy idealizada, en el caso de un sistema de un grado de libertad, este puede ser idealizado satisfactoriamente por un amortiguador lineal viscoso. El coeficiente de amortiguamiento es seleccionado, así la energía de vibración que se disipa es

equivalente a la energía disipada en los mecanismos de amortiguamiento presentes en la estructura. Esta idealización, es denominada amortiguamiento equivalente viscoso.

La figura 1.4.1.a muestra un amortiguamiento lineal viscoso sometido a una fuerza  $f_A$  a lo largo del desplazamiento  $u$ . La fuerza interna en el amortiguador es igual y opuesta a la fuerza externa  $f_A$  Figura 24.b. Como se muestra en la Figura 24.c la fuerza de amortiguamiento  $f_A$  está relacionada con la velocidad  $\dot{u}$  mediante el amortiguador lineal viscoso por la ecuación:

$$f_A = c\dot{u} \quad \text{Ec. (3.6.2)}$$

En donde la constante  $c$  es el coeficiente de amortiguamiento viscoso y sus unidades son fuerza x tiempo/longitud.

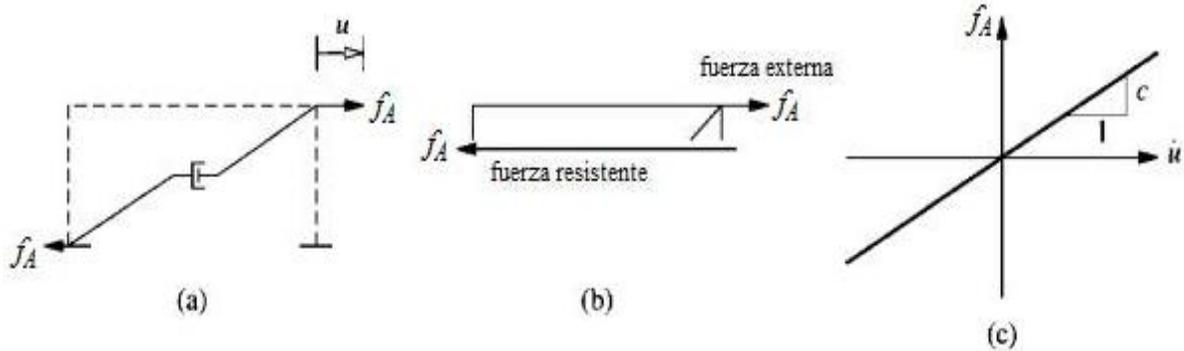


Figura 24. Amortiguamiento lineal  
(Fuente: Chopra A, 2007)

### 3.6.4.-Principio D' Alembert

Según la segunda ley de Newton, el incremento de cantidad de momento de cualquier partícula de masa  $m$  es igual a la fuerza actuante. Esta relación se expresa matemáticamente mediante la ecuación diferencial:

$$P(t) = \frac{d}{dt} \left( m \frac{du}{dt} \right) \quad \text{Ec. (3.6.3)}$$

En donde  $P(t)$  es el vector de la fuerza aplicada y  $u(t)$  es el vector de posición de la partícula de masa  $m$ . Si se asume que la masa no varía en el tiempo, por lo que puede expresarse la fuerza  $P(t)$  como el producto entre la masa y la aceleración:

$$P(t) = \left( m \frac{d^2u}{dt^2} \right) \equiv m\ddot{u}(t) \quad \text{Ec. (3.6.4)}$$

$$P(t) - m\ddot{u}(t) = 0 \quad \text{Ec. (3.6.5)}$$

El término  $m\ddot{u}(t)$  se denomina fuerza inercial, opuesta a la aceleración de la masa. Entonces, el principio D'Alembert, establece que la masa  $m$  desarrolla una fuerza inercial proporcional y opuesta a su aceleración.

### 3.6.5.-Ecuación de equilibrio dinámico

Para el análisis de un sistema de un grado de libertad, se considerará dos tipos de excitación dinámica, ocasionadas por la acción de una fuerza lateral externa  $p(t)$  o del movimiento del suelo inducido por un sismo  $u_g(t)$ .

**a. Ecuación de movimiento (ante una Fuerza Externa  $p(t)$ ):**

En el sistema de un grado de libertad de la figura 25, la fuerza que actúa en dirección del desplazamiento (grado de libertad), es la fuerza aplicada  $p(t)$  y las otras tres fuerzas opuestas al movimiento, tales como la fuerza inercial  $f_I(t)$ , la fuerza del amortiguador  $f_A(t)$  y la fuerza del resorte  $f_R(t)$ , se producen debido a la inercia, amortiguamiento y rigidez del sistema respectivamente. Cada una de estas fuerzas, están en función del desplazamiento  $u(t)$  o de su derivada con respecto al tiempo.

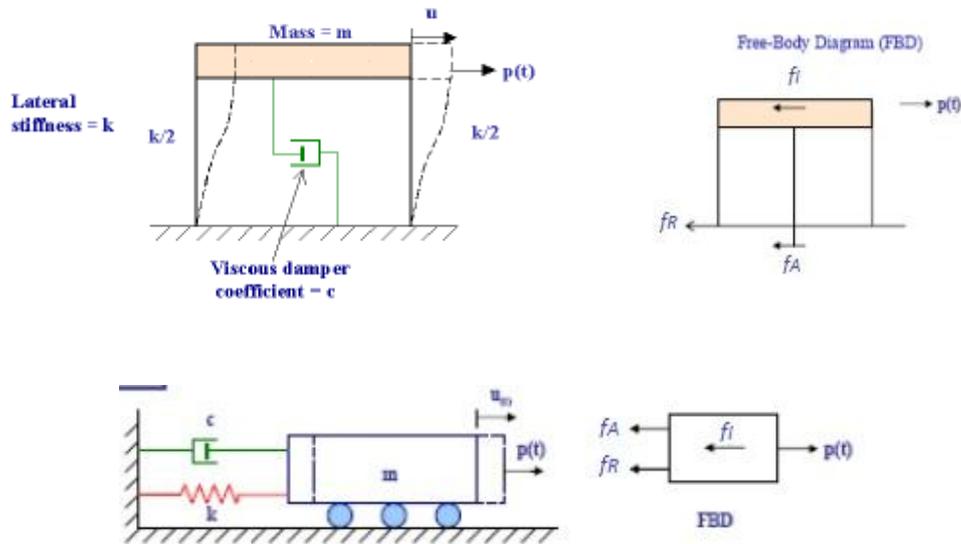


Figura 25. Sistemas de un grado de libertad sometidos a fuerzas externas y diagramas de cuerpo libre (Fuente: Elgamal A, 2010)

La ecuación de movimiento para un sistema como el de la Figura 25, expresa el equilibrio de todas las fuerzas que actúan sobre la masa  $m$  es:

$$f_I(t) + f_A(t) + f_R(t) = p(t) \quad \text{Ec. (3.6.6)}$$

Utilizando el Principio de D'Alembert, en el que la fuerza inercial es el producto de la masa  $m$  por la aceleración  $\ddot{u}$ , se tiene que:

$$f_I(t) = m\ddot{u}(t) \quad \text{Ec. (3.6.7)}$$

Asumiendo un mecanismo de amortiguamiento viscoso, la fuerza del amortiguador es el producto de la constante de amortiguamiento  $c$  por la velocidad:

$$f_A(t) = c\dot{u}(t) \quad \text{Ec. (3.6.8)}$$

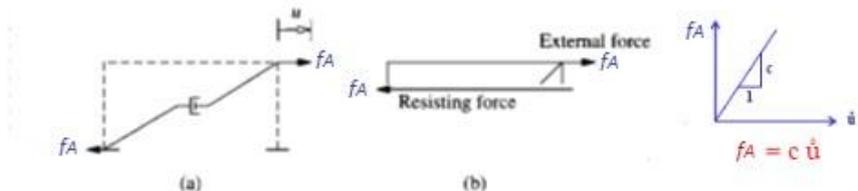


Figura 26. Amortiguamiento (Fuente: Elgamal A, 2010)

Se asume que la fuerza elástica es el producto de la rigidez por el desplazamiento:

$$f_R(t) = ku(t) \quad \text{Ec. (3.6.9)}$$

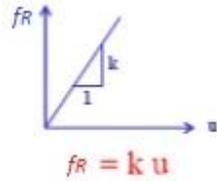


Figura 27. Definición de fuerza elástica  
(Fuente: Elgamal A, 2010)

Reemplazando en la Ecuación (3.6.6), las ecuaciones Ec. (3.6.7), (3.6.8) y (3.6.9), se tiene que la ecuación que gobierna el equilibrio dinámico es:

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) = p(t) \quad \text{Ec. (3.6.10)}$$

### b. Ecuación de movimiento ante fuerzas sísmicas:

En la figura 28, se muestra un modelo simplificado de la excitación producida por fuerzas sísmicas, en el que el movimiento horizontal del suelo causado por un sismo está representado por el desplazamiento relativo  $u_g(t)$  de la base de la estructura con respecto a los ejes de referencia. Se asume que:

- La viga horizontal del pórtico de la Figura 28 es rígida e incluye toda la masa de la estructura en movimiento.
- Las columnas son axialmente rígidas y la resistencia al desplazamiento de la viga, dada por cada columna, está representada por su constante del resorte  $k/2$ .

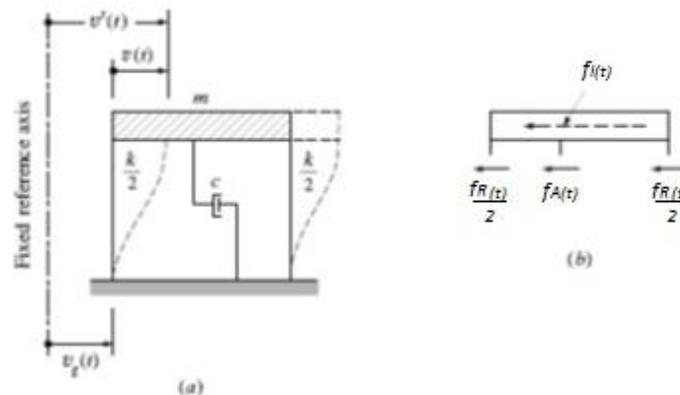


Figura 28. Influencia de la excitación en la base de un SDF en equilibrio. a.-)sistema en movimiento. b.-) Equilibrio de fuerzas  
(Fuente: Clough R, 2007)

Así la masa tiene un grado de libertad,  $u(t)$ , que está asociado con la flexión de la columna y el amortiguador  $c$  brinda una velocidad proporcional que resiste al movimiento. El equilibrio de las fuerzas que actúan en el sistema de la figura 28 puede expresarse mediante la ecuación:

$$f_I(t) + f_A(t) + f_R(t) = 0 \quad \text{Ec. (3.6.11)}$$

La fuerza inercial en este caso está dada por:

$$f_I(t) = m\ddot{u}(t) \quad \text{Ec. (3.6.12)}$$

En donde  $\ddot{u}^t(t)$  representa al desplazamiento total de la masa desde los ejes de referencia. Substituyendo las ecuaciones Ec. (3.6.7), Ec. (3.6.8) y Ec. (3.6.9) de las fuerzas: inercial, amortiguamiento y elásticas en la Ec. (3.6.11), se tiene:

$$m\ddot{u}^t(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) = 0 \quad \text{Ec.(3.6.13)}$$

Para la resolución de la Ec. (3.6.13), todas las fuerzas deben estar expresadas en términos de una sola variable, por lo que la masa se expresa como la suma del movimiento del suelo y el desplazamiento de la columna del sistema.

$$\ddot{u}^t(t) = \ddot{u}(t) + \ddot{u}_g(t) \quad \text{Ec.(3.6.14)}$$

Expresando la fuerza inercial en términos de las dos componentes de la aceleración obtenidos de la doble ecuación diferencial Ec.(3.6.14), y sustituyendo el resultado en la Ec. (3.6.13), se tiene:

$$m\ddot{u}(t) + m\ddot{u}_g(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) = 0 \quad \text{Ec.(3.6.15)}$$

La misma ecuación del movimiento puede ser escrita convenientemente como:

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) = -m\ddot{u}_g(t) \equiv p_{eff}(t) \quad \text{Ec.(3.6.16)}$$

En esta ecuación  $p_{eff}(t)$  representa a la fuerza efectiva que produce excitación en la base, dicho en otras palabras las deformaciones en la estructura producidas por la aceleración del suelo  $\ddot{u}_g(t)$  son exactamente las mismas que las producidas por una carga externa  $p(t)$  igual a  $-m\ddot{u}_g(t)$ . El signo negativo de esta carga, indica que la fuerza efectiva es contraria al sentido de la aceleración del suelo (Clough R, 2007).

### 3.6.6.- Métodos de Solución para la ecuación diferencial de equilibrio dinámico

La ecuación de movimiento (equilibrio dinámico) que rige a un sistema lineal de un grado de libertad (SDF) sujeto a fuerzas externas, es una ecuación diferencial de segundo orden, proveniente de la Ec. (3.6.10) mencionada anteriormente:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = p(t) \quad \text{Ec. (3.6.17)}$$

Para definir el problema completamente, deben ser especificados el desplazamiento  $u(0)$  y la velocidad  $\dot{u}(0)$  iniciales en un tiempo cero., y se pueden aplicar los siguientes métodos de evaluación de la respuesta dinámica:

#### a. Método clásico:

La solución completa de la ecuación diferencial lineal de movimiento, consiste en la suma de las soluciones complementaria  $u_c(t)$  y primaria  $u_p(t)$ , tal que  $u(t) = u_c(t) + u_p(t)$ . Al ser la ecuación diferencial de segundo orden, dos constantes de integración están presentes, ellas aparecen en la función complementaria y son evaluadas desde las condiciones iniciales.

Por ejemplo, en el caso de un sistema sin amortiguamiento, la ecuación que rige el movimiento es:

$$m\ddot{u} + ku = p_o \text{ Ec. (a.1)}$$

La solución particular a la Ec. (a.1), es:

$$u_p(t) = \frac{p_o}{k} \text{ Ec. (a.2)}$$

La solución complementaria a la Ec. (a.1), es:

$$u_c(t) = A\cos\omega_n t + B\sin\omega_n t \text{ Ec. (a.3)}$$

En donde  $A$  y  $B$  son constantes de integración y  $\omega_n = \sqrt{\frac{k}{m}}$

Al sumar las Ec. (a.2) y Ec. (a.3), se obtiene la solución completa:

$$u(t) = A\cos\omega_n t + B\sin\omega_n t + \frac{p_o}{k} \text{ Ec. (a.4)}$$

Si las condiciones iniciales son del reposo,  $u(0) = 0$  y  $\dot{u}(0) = 0$  en un  $t=0$ ,  $A$  y  $B$  se determinan mediante:  $A = -\frac{p_o}{k}$  y  $B=0$ .

Sustituyendo estos valores en la Ec. (a.4), se tiene que:

$$u(t) = \frac{p_o}{k}(1 - \cos\omega_n t) \text{ Ec. (a.5)}$$

### b. Integral de Duhamel

Este es un método aproximado para la solución de ecuaciones diferenciales lineales, como la ecuación de equilibrio dinámico, es una forma especial de la integral de convolución y se basa en la representación la fuerza aplicada como una sucesión infinitesimal de impulsos cortos (Figura 29). La respuesta del sistema ante una fuerza aplicada,  $p(t)$ , en un tiempo  $t$  se obtiene sumando las respuestas de todos los impulsos de duración  $d\tau$ , que en el caso de un sistema no amortiguado se expresa mediante la *integral de Duhamel* en condiciones de reposo ( $t=0$ ):

$$u(t) = \frac{1}{m\omega_n} \int_0^t p(\tau)\text{sen}[\omega_n(t - \tau)]d\tau \text{ Ec. (b.1)}$$

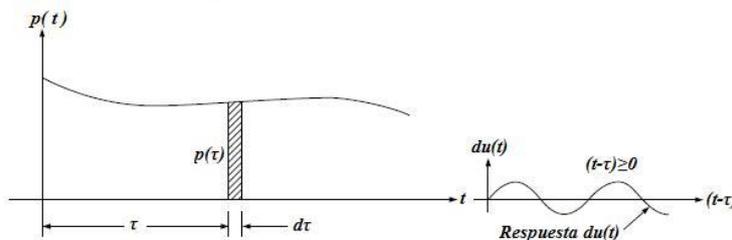


Figura 29. Derivación de la integral de Duhamel (sistema no amortiguado).  
(Fuente: Clough R. 2007)

Asumiendo una fuerza  $p(t)=p_o$  y  $t>0$ , en condiciones iniciales iguales a las del reposo, y que  $\omega_n = \sqrt{\frac{k}{m}}$ , se puede determinar la solución a la Ec.(b.1):

$$u(t) = \frac{p_0}{m\omega_n} \int_0^t \text{sen}[\omega_n(t - \tau)] d\tau = \frac{p_0}{m\omega_n} \left[ \frac{\cos\omega_n(t - \tau)}{\omega_n} \right]_{\tau=0}^{\tau=t}$$

$$= \frac{p_0}{k} (1 - \cos\omega_n t) \text{ Ec. (b.2)}$$

Si se asumen condiciones iniciales de desplazamiento  $u(0) \neq 0$  y velocidad  $\dot{u}(0) \neq 0$ , se suma la respuesta en vibración libre a la solución de la Ec. (b.1) es:

$$u(t) = \left[ u(0)\cos\omega_n t + \frac{\dot{u}(0)}{\omega_n} \text{sen}\omega_n t \right] + \frac{1}{m\omega_n} \int_0^t p(\tau)\text{sen}[\omega_n(t - \tau)] d\tau \text{ Ec. (b.3)}$$

En el caso de un sistema amortiguado, se aplica el mismo análisis que para un sistema no amortiguado, con la diferencia de que la respuesta de vibración libre es iniciada por un impulso diferencial  $p(\tau)d\tau$ , por lo que se somete a un decremento exponencial; bajo las condiciones iniciales de  $u(0) = 0$  y  $\dot{u}(0) = (p(\tau)d\tau)/m$ , en el intervalo  $0 < \tau < t$ , se tiene:

$$u(t) = \frac{1}{m\omega_D} \int_0^t p(\tau)e^{-\xi\omega_n(t-\tau)} \text{sen}[\omega_D(t - \tau)] d\tau \quad t \geq 0 \quad \text{Ec. (b.4)}$$

Donde  $\omega_D$ , es la frecuencia natural de amortiguamiento; si la excitación dinámica se produce por la aceleración del suelo  $p(\tau) = m\ddot{u}_g(t)$ .

### c. Transformada de Fourier

Este método permite solucionar ecuaciones diferenciales lineales, y se basa en el dominio de la frecuencia del análisis dinámico.

La Transformada de Fourier  $\hat{p}(i\omega)$  de una función de excitación  $p(t)$  conocida, y que da las amplitudes de todos los componentes armónicos, se define por:

$$\hat{p}(i\omega) = \mathcal{F}[p(t)] \int_{-\infty}^{\infty} e^{-i\omega t} p(t) dt \quad \text{Ec. (c.1)}$$

El primer paso, es transformar la variable  $t$  en una ecuación algebraica en el campo imaginario de variable  $i\omega$ , entonces esta última ecuación presenta menor dificultad para ser resuelta para  $\hat{u}(i\omega)$ , la transformada de  $u(t)$ . Finalmente la solución de  $u(t)$  de la ecuación diferencial, es determinada por la transformada inversa de  $\hat{u}(i\omega)$ , simbolizado por:

$$u(t) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} H(i\omega)\hat{p}(i\omega)e^{i\omega t} d\omega \quad \text{Ec. (c.2)}$$

Donde  $H(i\omega)$ , es una función compleja, que describe la respuesta  $u(t)$  del sistema ante una excitación armónica. Tanto la Ec.(c1) como la Ec.(c.2) son evaluadas numéricamente por el algoritmo de la Transformada Rápida Discreta de Fourier (Discrete Fast Fourier Transform DFFT).

### d. Métodos Numéricos:

Los métodos anteriormente mencionados restringen su uso únicamente para sistemas lineales y no pueden considerar el comportamiento inelástico de estructuras durante sismos si el movimiento del suelo es intenso. Los métodos numéricos, son muy útiles para evaluar la respuesta de un sistema, sometido a la excitación de una fuerza aplicada  $p(t)$  o del movimiento de suelo  $\ddot{u}_g(t)$  que varíen arbitrariamente en el tiempo o si el

sistema es no lineal . Existen varios métodos existentes en textos que muestran su desarrollo, precisión, y la implementación en el computador, entre los que se mencionan los más utilizados:

#### d.1 Métodos basados en la interpolación de la excitación (Chopra A, 2007)

Es un método numérico altamente eficiente, que permite resolver sistemas lineales mediante la interpolación de la excitación en cada intervalo de tiempo.

Si los intervalos de tiempo son cortos, la interpolación lineal es satisfactoria, la función de la excitación (Figura 30), en el intervalo de tiempo  $t_i \leq t \leq t_{i+1}$ , está dada por:

$$p(\tau) = p_i + \frac{\Delta p_i}{\Delta t_i} \tau \quad \text{Ec. (d1.1)}$$

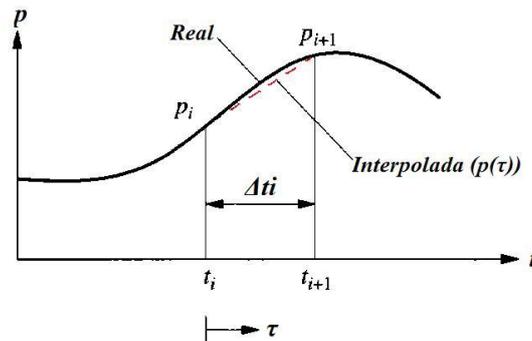


Figura 30. Interpolación lineal de la excitación  
(Fuente: Chopra A, 2007).

Donde:  $\Delta p_i = p_{i+1} - p_i$  y la variable del tiempo  $\tau$  varía desde 0 hasta  $\Delta t_i$ . Considerando a un sistema sin amortiguamiento en primera instancia, la ecuación a ser resuelta es:

$$m\ddot{u} + ku = p_i + \frac{\Delta p_i}{\Delta t_i} \tau \quad \text{Ec (d1.2)}$$

En el intervalo  $0 \leq \tau \leq t_i$ , la respuesta  $u(\tau)$  es la suma de tres partes:

- La vibración libre producida debido al desplazamiento  $u_i$  y velocidad  $\dot{u}_i$  iniciales, cuando  $\tau = 0$ .
- La respuesta ante la fuerza  $p_i$  en condiciones iniciales de cero.
- La respuesta ante el incremento de la fuerza  $\frac{\Delta p_i}{\Delta t_i} \tau$  en condiciones iniciales de cero.

Adaptando las soluciones disponibles para estos tres casos, se tiene:

$$u(\tau) = u_i \cos \omega_n \tau + \frac{\dot{u}_i}{\omega_n} \text{sen} \omega_n \tau + \frac{p_i}{k} (1 - \cos \omega_n \tau) + \frac{\Delta p_i}{k} \left( \frac{\tau}{\Delta t_i} - \frac{\text{sen} \omega_n \tau}{\omega_n \Delta t_i} \right) \quad \text{Ec. (d1.3)}$$

$$\frac{\dot{u}(\tau)}{\omega_n} = -u_i \text{sen} \omega_n \tau + \frac{\dot{u}_i}{\omega_n} \cos \omega_n \tau + \frac{p_i}{k} \text{sen} \omega_n \tau + \frac{\Delta p_i}{k} \left( \frac{1}{\omega_n \Delta t_i} \right) (1 - \cos \omega_n \tau) \quad \text{Ec. (d1.4)}$$

Cuando  $\tau = \Delta t_i$ , se da un desplazamiento  $u_{i+1}$  y una velocidad  $\dot{u}_{i+1}$  en un tiempo  $i+1$ , evaluando las Ec (d1.3) y Ec (d1.4), en estas condiciones se genera:

$$u_{i+1} = u_i \cos(\omega_n \Delta t_i) + \frac{\dot{u}_i}{\omega_n} \text{sen}(\omega_n \Delta t_i) + \frac{p_i}{k} [1 - \cos(\omega_n \Delta t_i)] + \frac{\Delta p_i}{k \omega_n \Delta t_i} [\omega_n \Delta t_i - \text{sen}(\omega_n \Delta t_i)] \text{ Ec. (d1.5)}$$

$$\frac{\dot{u}_{i+1}}{\omega_n} = -u_i \text{sen}(\omega_n \Delta t_i) + \frac{\dot{u}_i}{\omega_n} \cos(\omega_n \Delta t_i) + \frac{p_i}{k} \text{sen}(\omega_n \Delta t_i) + \frac{\Delta p_i}{k \omega_n \Delta t_i} [1 - \cos(\omega_n \Delta t_i)] \text{ Ec. (d1.6)}$$

Después de sustituir la expresión  $\Delta p_i = p_{i+1} - p_i$ , en las Ec. (d1.5) y Ec. (d1.6), estas pueden reescribirse como fórmulas recurrentes:

$$u_{i+1} = Au_i + B\dot{u}_i + Cp_i + Dp_{i+1} \text{ Ec. (d1.7)}$$

$$\dot{u}_{i+1} = A'u_i + B'\dot{u}_i + C'p_i + D'p_{i+1} \text{ Ec. (d1.8)}$$

Las Ec. (d1.7) y Ec. (d1.8), se aplican también para sistemas amortiguados con las expresiones para los coeficientes  $A, B, C, D, A', B', C',$  y  $D'$  que dependen de los parámetros del sistema  $\omega_n, k, \xi$  y del intervalo de tiempo  $\Delta t \equiv \Delta t_i$ ; los coeficientes están dados en la Tabla 7 para sistemas subamortiguados cuando  $\xi < 1$ .

Este método numérico es muy útil cuando la excitación es definida en intervalos cerrados de tiempo, como en el caso de la aceleración del suelo durante un sismo, para lo que la interpolación lineal es idónea. Si el incremento de tiempo  $\Delta t$  es constante, los coeficientes  $A, B, C, D, A', B', C',$  y  $D'$ , necesitan ser calculados solo una vez (Chopra A, 2007).

**Tabla 7. Coeficientes para las fórmulas de Recurrencia; cuando  $\xi < 1$**

$A=$	$e^{-\xi \omega_n \Delta t} \left( \frac{\xi}{\sqrt{1-\xi^2}} \text{sen} \omega_D \Delta t + \cos \omega_D \Delta t \right)$
$B=$	$e^{-\xi \omega_n \Delta t} \left( \frac{1}{\omega_D} \text{sen} \omega_D \Delta t \right)$
$C=$	$\frac{1}{k} \left\{ \frac{2\xi}{\omega_n \Delta t} + e^{-\xi \omega_n \Delta t} \left[ \left( \frac{1-2\xi^2}{\omega_D \Delta t} - \frac{\xi}{\sqrt{1-\xi^2}} \right) \text{sen} \omega_D \Delta t - \left( 1 + \frac{2\xi}{\omega_n \Delta t} \right) \cos \omega_D \Delta t \right] \right\}$
$D=$	$\frac{1}{k} \left[ 1 - \frac{2\xi}{\omega_n \Delta t} + e^{-\xi \omega_n \Delta t} \left( \frac{2\xi^2 - 1}{\omega_D \Delta t} \text{sen} \omega_D \Delta t - \frac{2\xi}{\omega_n \Delta t} \cos \omega_D \Delta t \right) \right]$
$A'=$	$-e^{-\xi \omega_n \Delta t} \left( \frac{\omega_n}{\sqrt{1-\xi^2}} \text{sen} \omega_D \Delta t \right)$
$B'=$	$e^{-\xi \omega_n \Delta t} \left( \cos \omega_D \Delta t - \frac{\xi}{\sqrt{1-\xi^2}} \text{sen} \omega_D \Delta t \right)$
$C'=$	$\frac{1}{k} \left\{ -\frac{1}{\Delta t} + e^{-\xi \omega_n \Delta t} \left[ \left( \frac{\omega_n}{\sqrt{1-\xi^2}} + \frac{\xi}{\Delta t \sqrt{1-\xi^2}} \right) \text{sen} \omega_D \Delta t + \frac{1}{\Delta t} \cos \omega_D \Delta t \right] \right\}$
$D'=$	$\frac{1}{k \Delta t} \left[ 1 - e^{-\xi \omega_n \Delta t} \left( \frac{\xi}{\sqrt{1-\xi^2}} \text{sen} \omega_D \Delta t + \cos \omega_D \Delta t \right) \right]$

Fuente: "Dynamics of Structures. Cap. 5, Methods Base on Interpolation of Excitation-Coefficients in Recurrence Formulas" (Chopra A, 2007)

## d.2 Método de Newmark (Aceleración Lineal):

Existe una gran cantidad de métodos para encontrar la respuesta lineal de la ecuación diferencial que gobierna un sistema de un grado de libertad ante una acción sísmica definida por su acelerograma y es la siguiente:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -m\ddot{U}_g \quad \text{Ec. (d2.1)}$$

Uno de ellos es el método de Aceleración Lineal que está deducido en el capítulo 4 del libro: Sistema de Computación CEINCI3 para evaluar daño sísmico en los Países Bolivarianos, Aguiar (2002).

Donde  $m$  es la masa;  $c$  es el amortiguamiento;  $k$  es la rigidez, del sistema de un grado de libertad, SDF,  $q$  es la respuesta en el tiempo de desplazamiento;  $\dot{u}$  es la respuesta en el tiempo de velocidad;  $\ddot{u}$  es la respuesta en el tiempo de aceleración y  $\ddot{u}_g$  es la aceleración del suelo.

$$\ddot{u} + 2\xi\omega_n\dot{u} + \omega_n^2u = -\ddot{u}_g \quad \text{Ec. (d2.2)}$$

Siendo  $\omega_n$  la frecuencia natural del sistema y  $\xi$  es el factor de amortiguamiento crítico:

$$\omega_n = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad \xi = \frac{c}{2\sqrt{mk}} \quad \text{Ec. (d2.3)}$$

El método de aceleración lineal, considera que en la respuesta del sistema la aceleración entre dos instantes de tiempo varía en forma lineal. Sea  $u_i$ ,  $\dot{u}_i$  y  $\ddot{u}_i$  el desplazamiento, velocidad y aceleración en el tiempo discreto  $t_i$  y sea  $u_{i+1}$ ,  $\dot{u}_{i+1}$  y  $\ddot{u}_{i+1}$  lo propio pero en el tiempo discreto  $t_{i+1}$ . El procedimiento de cálculo es el siguiente:

1. Se determina la masa equivalente del sistema  $M^*$ :

$$M^* = m + \frac{c\Delta t}{2} + \frac{k\Delta t^2}{6} \quad \text{Ec. (d2.4)}$$

Donde  $\Delta t$  es el incremento de tiempo con el cual se desea hallar la respuesta sísmica.

2. Se halla el incremento de carga  $\Delta Q_i^*$

$$\Delta Q_i^* = \Delta Q - \ddot{u}_i \left( c\Delta t + \frac{k}{2}\Delta t^2 \right) - \dot{u}_i k\Delta t \quad \text{Ec. (d2.5)}$$

$$\Delta Q = -m (\ddot{U}_{i+1} - \ddot{U}_i) \quad \text{Ec. (d2.6)}$$

3. Siendo  $\ddot{U}_i$ ,  $\ddot{U}_{i+1}$  la aceleración del suelo en los tiempos discretos  $t_i$  y  $t_{i+1}$ . Se halla el incremento de aceleraciones  $\Delta\ddot{u}$ :

$$\Delta\ddot{u} = \frac{\Delta Q_i^*}{M^*} \quad \text{Ec. (d2.7)}$$

4. Se encuentra el incremento de velocidad  $\Delta\dot{u}$ :

$$\Delta\dot{u} = \ddot{u}_i\Delta t + \frac{\Delta\ddot{u}}{2}\Delta t \quad \text{Ec. (d2.8)}$$

5. Se determina el incremento de desplazamiento  $\Delta u$ :

$$\Delta u = \dot{u}_i\Delta t + \frac{\ddot{u}_i}{2}\Delta t^2 + \frac{\Delta\ddot{u}}{6}\Delta t^2 \quad \text{Ec. (d2.9)}$$

6. Se obtiene el nuevo desplazamiento, velocidad y aceleración en  $t_{i+1}$ .

$$\begin{aligned} u_{i+1} &= u_i + \Delta u \\ \dot{u}_{i+1} &= \dot{u}_i + \Delta\dot{u} \\ \ddot{u}_{i+1} &= \ddot{u}_i + \Delta\ddot{u} \end{aligned} \quad \text{Ec. (d2.10)}$$

7. Los valores obtenidos en el tiempo  $t_{i+1}$ . se asignan a  $t_i$ :

$$u_i = u_{i+1}$$

$$\begin{aligned}\dot{u}_i &= \dot{u}_{i+1} \\ \ddot{u}_i &= \ddot{u}_{i+1} \quad \text{Ec. (d2.11)}\end{aligned}$$

Para un nuevo incremento de tiempo se repite desde el paso dos. Es importante destacar que en el Análisis Lineal, la masa equivalente  $M^*$  se determina una sola vez.

### 3.7.-Vibración Libre

Una vibración se produce cuando el sistema en cuestión es desplazado desde una posición de equilibrio estable, el sistema tiende a retornar a dicha posición, bajo la acción de fuerzas de restitución, elásticas o gravitacionales, moviéndose de un lado a otro hasta alcanzar su posición de equilibrio. El intervalo de tiempo necesario para que el sistema efectúe un ciclo completo de movimiento se llama periodo de vibración, el número de ciclos por unidad de tiempo define la frecuencia y el desplazamiento máximo del sistema desde su posición de equilibrio se denomina amplitud de vibración.

Existen dos clases de vibraciones, las libres y las forzadas. El sistema bajo vibración libre vibrará en una o más de sus frecuencias naturales, dependientes de la distribución de su masa y rigidez.

En la vibración libre, una estructura es desplazada de su posición estática de equilibrio y comienza a vibrar sin la excitación de fuerzas externas  $p(t)$ .

#### 3.7.1.- Vibración Libre no amortiguada

La ecuación diferencial que gobierna el desplazamiento lateral  $u(t)$  de este sistema idealizado sin ningún tipo de excitación externa (fuerza aplicada o movimiento de suelo) ni de amortiguamiento, es:

$$m\ddot{u} + ku = 0 \quad \text{Ec.(3.7.1)}$$

La solución de esta ecuación, mostrará que si la masa tiene un desplazamiento inicial  $u(0)$  y velocidad inicial  $\dot{u}(0)$ , en un tiempo cero, comenzará a vibrar libremente, y la estructura oscilará de un lado a otro sobre su posición de equilibrio inicial; el mismo desplazamiento máximo estará presente oscilación tras oscilación (Figura 31).

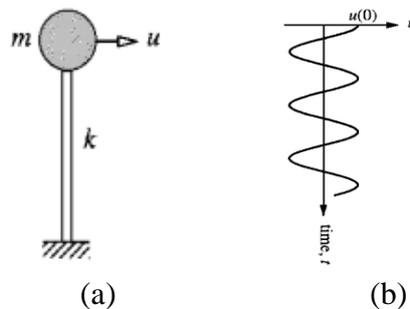


Figura 31. (a) Sistema idealizado; (b) vibración libre producida por un desplazamiento inicial (Fuente: Chopra A, 2007)

La frecuencia natural de un sistema con vibración libre se define como:

$$\omega_n = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad \text{Ec. (3.7.2)}$$

Por lo que la ecuación Ec. (3.6.17) puede escribirse como:

$$\ddot{u} + \omega_n^2 u = 0 \quad \text{Ec. (3.7.3)}$$

La Ec. (3.7.1), está sujeta a las condiciones iniciales  $u=u(0)$  y  $\dot{u} = \dot{u}(0)$  definidas en el instante en el que el movimiento empieza; por lo que la solución a esta ecuación diferencial homogénea se obtiene por métodos estandarizados:

$$u(t) = u(0)\cos\omega_n t + \frac{\dot{u}(0)}{\omega_n}\text{sen}\omega_n t \quad \text{Ec. (3.7.4)}$$

El movimiento de la masa durante un ciclo de vibración libre del sistema (Figura 32), se conoce como movimiento armónico simple y está descrito por la Ec. (3.6.20). El rango a-b-c-d-e de la curva desplazamiento-tiempo, describe un ciclo de vibración libre.

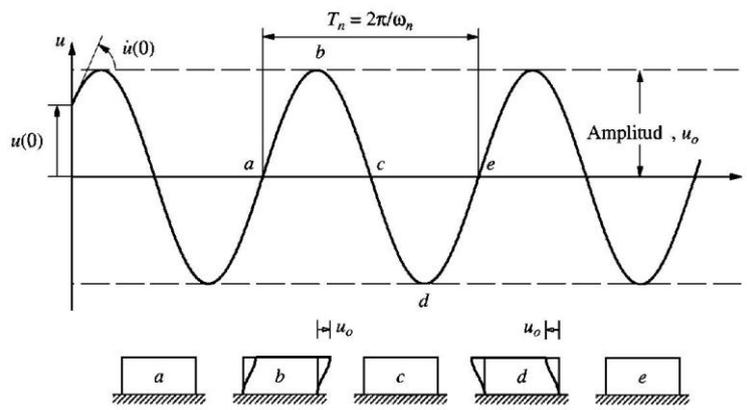


Figura 32. Sistema sometido a Vibración Libre sin amortiguamiento  
(Fuente: Chopra A, 2007)

Para un sistema no amortiguado, el tiempo requerido para completar un ciclo de vibración libre se denomina periodo natural de vibración, denotado como  $T_n$ , en segundos; está asociado a la frecuencia natural de vibración  $\omega_n$ , en radianes por segundo y se define como:

$$T_n = \frac{2\pi}{\omega_n} \quad \text{Ec. (3.7.5)}$$

La frecuencia cíclica natural de vibración  $f_n$ , es el número de ciclos que se repiten en un segundo de tiempo:

$$f_n = \frac{1}{T_n} \quad \text{Ec. (3.7.6)}$$

Las propiedades de vibración natural  $T_n$ ,  $f_n$ , y  $\omega_n$ , dependen de la masa y rigidez de la estructura.

### 3.7.2.- Vibración Libre con amortiguamiento viscoso

La ecuación de movimiento que rige a un sistema lineal amortiguado en vibración libre es:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = 0 \quad \text{Ec. (3.7.8)}$$

Los parámetros que determinan el movimiento del sistema son:  $c_{cr}$  (Coeficiente de amortiguamiento crítico) y  $\xi$  (Fracción o Relación de amortiguamiento crítico), los que se expresan como:

$$c_{cr} = 2m\omega_n = 2\sqrt{km} = \frac{2k}{\omega_n} \quad Ec. (3.7.9)$$

$$\xi = \frac{c}{c_{cr}} \quad Ec. (3.7.10)$$

La constante de amortiguamiento  $c$ , es una medida de la energía disipada en un ciclo de vibración libre o en un ciclo de vibración forzada armónica. El coeficiente de amortiguamiento crítico,  $c_{cr}$ , es un valor pequeño de  $c$ , que inhibe la oscilación completamente y representa la línea de división entre el movimiento oscilatorio y no oscilatorio.

Dividiendo la Ec. (3.7.8), para la masa, teniendo en cuenta que  $\omega_n = \sqrt{\frac{k}{m}}$  y las Ec. (3.7.9) y Ec. (3.7.10), se tiene que:

$$\frac{m\ddot{u}}{m} + \frac{c\dot{u}}{m} + \frac{ku}{m} = 0$$

$$\ddot{u} + \xi \frac{\frac{2k}{\omega_n}}{\frac{k}{\omega_n^2}} \dot{u} + \omega_n^2 u = 0$$

$$\ddot{u} + 2\xi\omega_n\dot{u} + \omega_n^2 u = 0 \quad Ec. (3.7.11)$$

### 3.7.2.1.- Tipos de movimiento

El movimiento  $u(t)$  producido por un desplazamiento inicial  $u(0)$  para tres valores de amortiguamiento  $\xi$ , se representa en el ejemplo de la Figura 33, por lo que existen tres tipos de sistemas:

- a.-) Sistema críticamente amortiguado:** Si  $c = c_{cr}$  o  $\xi = 1$ , el sistema regresa a su posición de equilibrio sin oscilar.
- b.-) Sistema sobreamortiguado:** Si  $c > c_{cr}$  o  $\xi > 1$ , el sistema no oscila pero retoma su posición de equilibrio, como cuando  $\xi = 1$ , pero lentamente.
- c.-) Sistema subamortiguado:** Si  $c < c_{cr}$  o  $\xi < 1$ , el sistema oscila sobre su posición de equilibrio con un decrecimiento progresivo de amplitud.

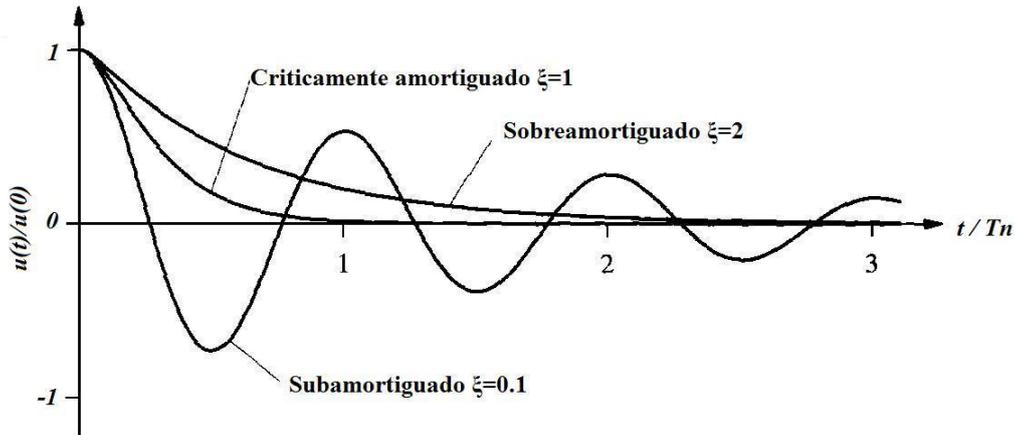


Figura 33. Sistemas de vibración libre: Críticamente amortiguado, Sobreamortiguado y subamortiguado. (Fuente: Chopra A, 2007)

Las estructuras usuales como edificios, puentes, embalses, plantas nucleares, etc., poseen una relación de amortiguamiento  $c < c_{cr}$  o  $\xi < 1$ , y típicamente  $\xi < 0.1$ , por lo que se consideran sistemas subamortiguados y por ello, se priorizará su análisis.

### 3.7.2.2.- Sistema Subamortiguado

En el caso de estos sistemas, donde  $c < c_{cr}$  o  $\xi < 1$ , la solución de la Ec. (3.7.11) sujeta a las condiciones iniciales  $u=u(0)$  y  $\dot{u} = \dot{u}(0)$ , es:

$$u(t) = e^{-\xi\omega_n t} \left[ u(0)\cos\omega_D t + \left( \frac{\dot{u}(0) + \xi\omega_n u(0)}{\omega_D} \right) \text{sen}\omega_D t \right] \quad \text{Ec. (3.7.12)}$$

Donde:

$$\omega_D = \omega_n \sqrt{1 - \xi^2}$$

La amplitud del sistema amortiguado decrece en forma exponencial, mientras que para un sistema no amortiguado es la misma en todos los ciclos de vibración (Figura 34); en donde las curvas envolventes  $\pm \rho e^{-\xi\omega_n t}$ , se expresan como:

$$\rho = \sqrt{[u(0)]^2 + \left[ \frac{\dot{u}(0) + \xi\omega_n u(0)}{\omega_D} \right]^2}$$

El valor del periodo natural de vibración amortiguado,  $T_D$ , es:

$$T_D = \frac{2\pi}{\omega_D} \quad \text{Ec. (3.7.13)}$$

El periodo  $T_D$  se relaciona con el periodo natural sin amortiguamiento, mediante la expresión:

$$T_D = \frac{T_n}{\sqrt{1 - \xi^2}} \quad \text{Ec. (3.7.14)}$$

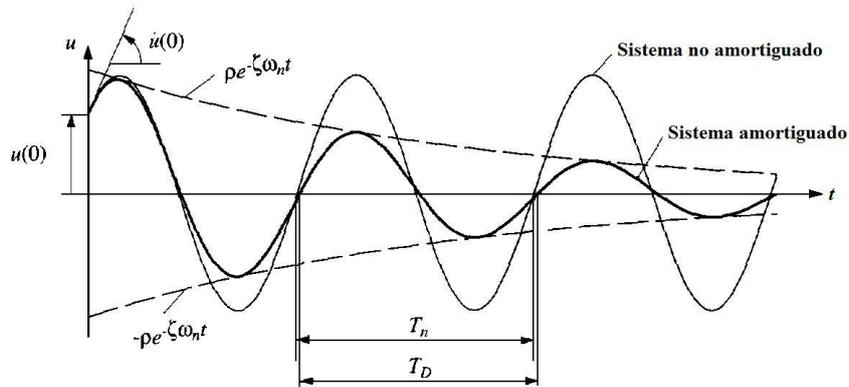


Figura 34. Efectos del amortiguamiento en Vibración Libre  
(Fuente: Chopra A, 2007)

Derivando la Ec. (3.7.12), se obtiene en la primera igualdad, la razón entre el desplazamiento en un tiempo  $t$ :

$$\frac{u(t)}{u(t+T_D)} = \exp(\xi \omega_n T_D) = \exp\left(\frac{2\pi\xi}{\sqrt{1-\xi^2}}\right) \quad \text{Ec. (3.7.15)}$$

Luego, en la segunda igualdad se obtiene utilizando la Ec. (3.7.13)  $T_D = \frac{2\pi}{\omega_D}$  y la Ec. (3.7.5)  $T_n = \frac{2\pi}{\omega_n}$ ; este resultado da la razón  $\frac{u_i}{u_{i+1}}$  de los puntos máximos sucesivos separados por el período  $T_D$ :

$$\frac{u_i}{u_{i+1}} = \exp\left(\frac{2\pi\xi}{\sqrt{1-\xi^2}}\right) \quad \text{Ec. (3.7.16)}$$

Por lo que el decremento logarítmico  $\delta$ , se expresa como:

$$\delta = \ln \frac{u_i}{u_{i+1}} = \frac{2\pi\xi}{\sqrt{1-\xi^2}} \quad \text{Ec. (3.7.17)}$$

Si  $\xi$  es pequeño, entonces  $\sqrt{1-\xi^2} \approx 1$  por lo que se tiene aproximadamente:  
 $\delta \approx 2\pi\xi$

### 3.8.- Vibración forzada - Respuesta a excitaciones armónicas

Cuando al sistema se le aplica fuerzas perturbadoras externas, el movimiento resultante es una *vibración forzada*.

El sistema es obligado a vibrar a la frecuencia de excitación, cuando es oscilatoria, ya sea periódica o no, como la de un sismo si ésta coincide con una de las frecuencias naturales del sistema se produce *resonancia*, en este estado se producen oscilaciones peligrosamente grandes; así la falla por resonancia de estructuras como puentes o edificios es una dramática posibilidad que debe tenerse muy en cuenta. Por este motivo el cálculo de las frecuencias naturales de vibración es de gran importancia en el diseño sísmico de estructuras.

### 3.8.1.-Vibracion armónica en sistemas no amortiguados

La ecuación que rige en el movimiento forzado para un sistema no amortiguado con carga armónica (Figura 35), se obtiene sustituyendo el valor de  $p(t)$  por  $p_o \text{sen}\omega t$  en la ecuación 3.7.1 que gobierna la vibración libre no amortiguada; en donde  $p_o$  es la amplitud (valor máximo de la carga) y  $\omega$  es la frecuencia de excitación, por lo que se tiene:

$$m\ddot{u} + ku = p_o \text{sen}\omega t \quad \text{Ec. (3.8.1)}$$

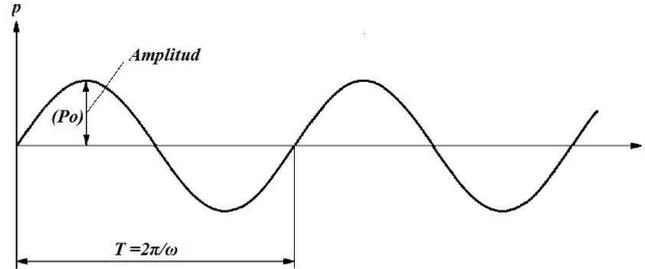


Figura 35. Carga armónica  
(Fuente: Chopra A, 2007).

La Ec.(3.8.1), presenta dos soluciones, particular  $u_p(t)$  y complementaria  $u_c(t)$ :

$$u_p(t) = \frac{p_o}{k} \left( \frac{1}{1 - \left(\frac{\omega}{\omega_n}\right)^2} \right) \text{sen}\omega t \quad \text{Ec. (3.8.2)}$$

$$u_c(t) = A \cos\omega_n t + B \text{sen}\omega_n t \quad \text{Ec. (3.8.3.1)}$$

Las constantes A y B, se determinan de acuerdo a las condiciones iniciales  $u(0)$  y  $\dot{u}(0)$ , por lo que:

$$u_c(t) = u_{(0)} \cos\omega_n t + \left[ \frac{\dot{u}_{(0)}}{\omega_n} - \frac{p_o}{k} \left( \frac{\frac{\omega}{\omega_n}}{1 - \left(\frac{\omega}{\omega_n}\right)^2} \right) \right] \text{sen}\omega_n t \quad \text{Ec. (3.8.3.2)}$$

Teniéndose como solución total, a la suma de las Ec. (3.8.2) y las Ec. (3.8.3.1) y (3.8.3.2):

$$u(t) = A \cos\omega_n t + B \text{sen}\omega_n t + \frac{p_o}{k} \left( \frac{1}{1 - \left(\frac{\omega}{\omega_n}\right)^2} \right) \text{sen}\omega t$$

$$u_c(t) = \left\{ u_{(0)} \cos\omega_n t + \left[ \frac{\dot{u}_{(0)}}{\omega_n} - \frac{p_o}{k} \left( \frac{\frac{\omega}{\omega_n}}{1 - \left(\frac{\omega}{\omega_n}\right)^2} \right) \right] \text{sen}\omega_n t \right\} + \left\{ \frac{p_o}{k} \left( \frac{1}{1 - \left(\frac{\omega}{\omega_n}\right)^2} \right) \text{sen}\omega t \right\} \quad \text{Ec. (3.8.4)}$$

La Ec. (3.8.4) presenta dos estados de vibración distintos:

**a.-Estado transitorio de vibración:** Depende de las condiciones iniciales  $u(0)$  y  $\dot{u}(0)$ , existe a pesar de que estos dos valores sean iguales a cero. El amortiguamiento, hace que la vibración libre decaiga en el tiempo. Los términos  $\cos\omega_n t$  y  $\text{sen}\omega_n t$  se emplean para la oscilación en frecuencia natural del sistema y representan a este estado.

**b.- Estado permanente de vibración:** está presente porque la fuerza aplicada es independiente de las condiciones iniciales del sistema. El término  $\text{sen}\omega t$ , se utiliza para la oscilación en frecuencia de excitación y representa a este estado.

En la figura 36, se ilustra un ejemplo en el que se grafica la Ec. (3.8.4), en donde se asignan los valores de:  $\frac{\omega}{\omega_n} = 0.2$ ,  $u(0)=0$  y  $\dot{u}(0) = \frac{\omega_n p_o}{k}$ , y se representan a la respuesta

total (línea continua) y a la respuesta del estado permanente (línea entrecortada); el término  $sen\omega t$ , simboliza la solución particular mostrada en la Ec. (3.8.2).  $(u_{st})_0$  es el máximo valor de la deformación estática, debido a la amplitud de fuerza.

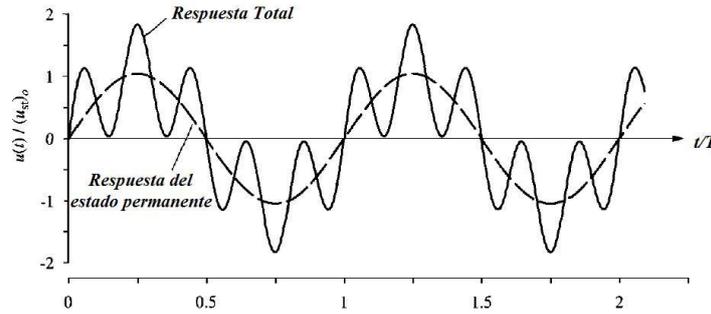


Figura 36. Respuesta para un sistema no amortiguado sometido a carga armónica:  $\omega/\omega_n=0.2$ ;  $u(0)=0$  y  $\dot{u}(0)=\omega_n p_0/k$   
(Fuente: Chopra A,2007)

La deformación estática en cada instante de tiempo, se obtiene al ignorar el efecto dinámico de la aceleración en la Ec. (3.8.5):

$$(u_{st})_t = \frac{p_0}{k} sen\omega t \text{ Ec. (3.8.5)}$$

Su valor máximo se expresa como:

$$(u_{st})_0 = \frac{p_0}{k} \text{ Ec. (3.8.6)}$$

Por lo que la respuesta dinámica del estado permanente es una oscilación sinusoidal en frecuencia de excitación, que se expresa como:

$$u(t) = (u_{st})_0 \left[ \frac{1}{1 - (\frac{\omega}{\omega_n})^2} \right] sen\omega t \text{ Ec. (3.8.7)}$$

El factor de deformación  $R_d$  es la relación de amplitud de deformación vibratoria  $u_o$  y la deformación estática  $(u_{st})_0$  debido a la fuerza  $p_0$ . En términos de la amplitud  $u_o$  y el ángulo de fase  $\phi$ , la Ec. (3.8.7) toma la siguiente forma:

$$u(t) = u_o sen(\omega t - \phi) = (u_{st})_0 R_d sen(\omega t - \phi) \text{ Ec. (3.8.8)}$$

Donde:

$$R_d = \frac{u_o}{(u_{st})_0} = \frac{1}{\left| 1 - (\frac{\omega}{\omega_n})^2 \right|}; \phi = 0 \text{ Si } \omega < \omega_n \text{ y } \phi = 180 \text{ Si } \omega > \omega_n$$

La frecuencia resonante, es la frecuencia de excitación para la cual  $R_d$  es máximo. En un sistema no amortiguado la frecuencia resonante es  $\omega_n$ , siendo  $R_d$  infinito para esta frecuencia y la deformación vibratoria crece indefinidamente, pero ésta se vuelve infinita sólo después de un tiempo infinito.

### 3.8.2.-Vibracion armónica en sistemas amortiguados

Al incluir el amortiguamiento viscoso en la ecuación diferencial que gobierna la respuesta de un sistema de un grado de libertad sometido a una excitación armónica, se tiene que:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = p_o sen\omega t \text{ Ec. (3.8.9)}$$

La Ec. (3.8.9) está sujeta a las condiciones iniciales:  $u=u(0)$  y  $\dot{u} = \dot{u}(0)$ , por lo que la solución particular de esta ecuación y que representa a la respuesta en estado permanente es:

$$u_p(t) = C \operatorname{sen} \omega t + D \operatorname{cos} \omega t \quad \text{Ec. (3.8.10)}$$

En donde:

$$C = \frac{p_0}{k} \left[ \frac{1 - \left(\frac{\omega}{\omega_n}\right)^2}{\left(1 - \left(\frac{\omega}{\omega_n}\right)^2\right)^2 + \left(2\xi\left(\frac{\omega}{\omega_n}\right)\right)^2} \right] \quad \text{Ec. (3.8.10a)}$$

$$D = \frac{p_0}{k} \left[ \frac{-2\xi\left(\frac{\omega}{\omega_n}\right)}{\left(1 - \left(\frac{\omega}{\omega_n}\right)^2\right)^2 + \left(2\xi\left(\frac{\omega}{\omega_n}\right)\right)^2} \right] \quad \text{Ec. (3.8.10b)}$$

La solución complementaria de la Ec. (3.8.9), es la respuesta a la vibración libre en estado temporal:

$$u_c(t) = e^{-\xi\omega_n t} (A \operatorname{cos} \omega_D t + B \operatorname{sen} \omega_D t) \quad \text{Ec. (3.8.11)}$$

Las constantes  $A$  y  $B$ , pueden determinarse en términos de las condiciones iniciales de desplazamiento  $u(0)$  y velocidad  $\dot{u}(0)$ , mediante procesos estandarizados.

Teniéndose que  $\omega_D = \omega_n \sqrt{1 - \xi^2}$ , la solución total de la Ec. (3.8.9) es:

$$u(t) = e^{-\xi\omega_n t} (A \operatorname{cos} \omega_D t + B \operatorname{sen} \omega_D t) + C \operatorname{sen} \omega t + D \operatorname{cos} \omega t \quad \text{Ec. (3.8.12)}$$

En la figura 37, se muestra un ejemplo en el que se grafica la Ec. (3.8.12), en donde se asignan los valores de:  $\frac{\omega}{\omega_n} = 0.2$ ,  $\xi = 0.05$ ,  $u(0)=0$  y  $\dot{u}(0) = \frac{\omega_n p_0}{k}$ , y se representa a la respuesta total (línea continua) y a la respuesta del estado permanente (línea entrecortada); la diferencia entre ambas es la respuesta transitoria, la cual decae exponencialmente con el tiempo en un valor que depende de  $\omega/\omega_n$  y  $\xi$ , quedando únicamente la respuesta forzada y es por esta razón que se la denomina respuesta del estado permanente.

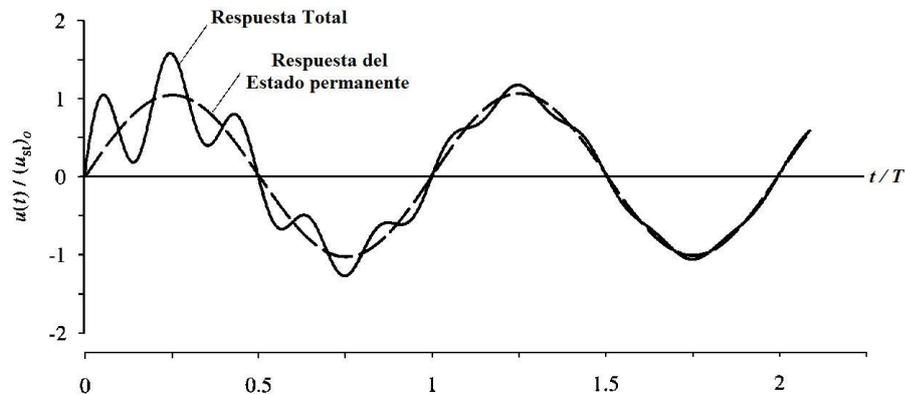


Figura 37. Respuesta para un sistema amortiguado sometido a carga armónica:  $\omega/\omega_n=0.2$ ,  $\xi = 0.05$ ,  $u(0)=0$  y  $\dot{u}(0)=\omega_n p_0/k$   
(Fuente: Chopra A, 2007)

### 3.8.3.-Deformación máxima y ángulo de fase

La deformación en estado permanente del sistema, producida por carga armónica, descrita en las Ec. (3.8.10), (3.8.10a) y (3.8.10b), puede escribirse de la siguiente manera:

$$u(t) = u_o \text{sen}(\omega t - \phi) = \frac{p_o}{k} R_d \text{sen}(\omega t - \phi) \quad \text{Ec. (3.8.13)}$$

En donde  $R_d$  es el factor de respuesta de deformación;  $u_o = \sqrt{C^2 + D^2}$  y  $\phi = \tan^{-1}(-D/C)$ , sustituyendo por  $C$  y  $D$ , se tiene:

$$R_d = \frac{u_o}{(u_{st})_o} = \frac{1}{\sqrt{\left(1 - \left(\frac{\omega}{\omega_n}\right)^2\right)^2 + \left(2\xi\left(\frac{\omega}{\omega_n}\right)\right)^2}} \quad \text{Ec. (3.8.14)}$$

$$\phi = \tan^{-1}\left(\frac{2\xi\left(\frac{\omega}{\omega_n}\right)}{1 - \left(\frac{\omega}{\omega_n}\right)^2}\right) \quad \text{Ec. (3.8.15)}$$

La Ec. (3.8.13), es graficada en la Figura 38 para tres valores de  $\omega/\omega_n$  y un valor asumido de  $\xi = 0.20$ , partir de las Ec. (3.8.14) y Ec. (3.8.15), los valores de  $R_d$  y  $\phi$  pueden ser calculados. La deformación estática (línea entrecortada) producida por  $p(t)$ , varía en el tiempo como fuerza aplicada, excepto por la constante  $k$ . El estado de movimiento permanente ocurre en el periodo  $T = 2\pi/\omega$ , pero con un tiempo aislado  $=\phi/2\pi$  llamado *ángulo de fase*.

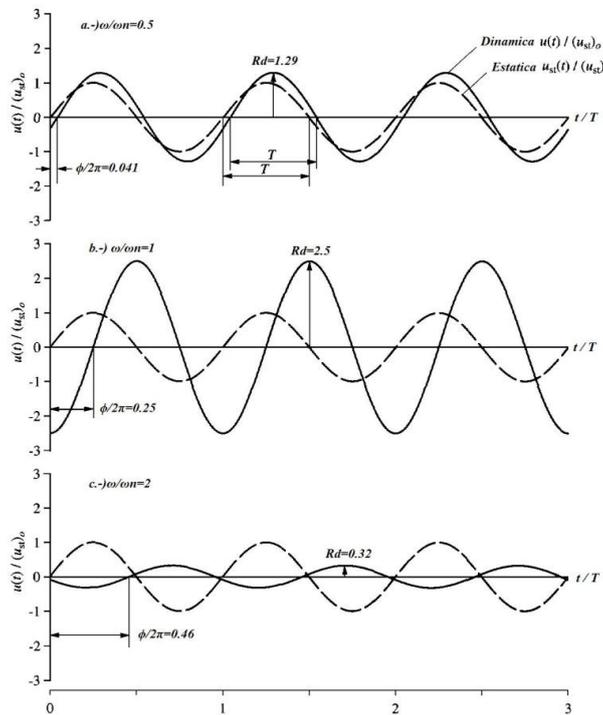


Figura 38. Respuesta en estado permanente de un sistema amortiguado  $\xi = 0.20$  para tres valores de  $\omega/\omega_n$ .

(Fuente: Chopra A, 2007)

$R_d$  es graficada en función de  $\omega/\omega_n$  en la Figura 39 para algunos valores de  $\xi$ , se observa que todas las curvas están por debajo de la curva correspondiente a  $\xi = 0$ . El amortiguamiento reduce  $R_d$  y por consiguiente la amplitud de deformación también reduce.

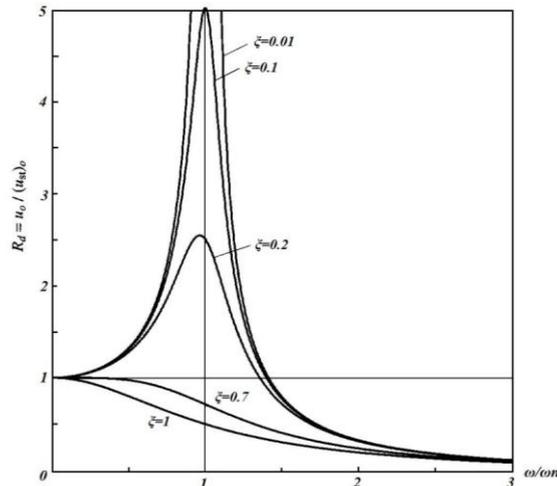


Figura 39. Factor de respuesta de deformación  $R_d$  de un sistema amortiguado sometido a una excitación armónica  
(Fuente: Chopra A, 2007)

### 3.8.4.-Factores De Respuesta Dinámica

Los factores de respuesta dinámica deformación(o desplazamiento), velocidad y aceleración definen la amplitud, el desplazamiento  $u(t)$  del estado de respuesta permanente Ec. (3.8.13), puede ser escrito de la siguiente forma:

$$\frac{u(t)}{p_o/k} = R_d \text{sen}(\omega t - \phi) \quad \text{Ec. (3.8.16)}$$

En donde se definió a  $R_d$  como el factor de respuesta de deformación que es el coeficiente entre la amplitud del desplazamiento de vibración  $u_o$  y la deformación estática  $(u_{st})_o$ . Derivando la Ec. (3.8.16), se obtiene la respuesta de la velocidad:

$$\frac{\dot{u}(t)}{p_o/\sqrt{km}} = R_v \text{cos}(\omega t - \phi) \quad \text{Ec. (3.8.17)}$$

El factor de respuesta de velocidad  $R_v$  se relaciona con  $R_d$ , mediante:

$$R_v = \frac{\omega}{\omega_n} R_d \quad \text{Ec. (3.8.18)}$$

Al derivar la Ec. (3.8.17), se obtiene la ecuación que define la respuesta de aceleración:

$$\frac{\ddot{u}(t)}{p_o/m} = -R_a \text{sen}(\omega t - \phi) \quad \text{Ec. (3.8.19)}$$

El factor de respuesta de aceleración  $R_a$  se relaciona con  $R_d$ , mediante:

$$R_a = \left(\frac{\omega}{\omega_n}\right)^2 R_d \quad \text{Ec. (3.8.20)}$$

En función de  $\omega/\omega_n$ , los tres factores de respuesta dinámica se relacionan de la siguiente manera:

$$\frac{R_a}{\omega/\omega_n} = R_v = \frac{\omega}{\omega_n} R_d \quad \text{Ec. (3.8.21)}$$

### 3.8.5.-Frecuencia y Respuesta Resonante

La Frecuencia Resonante se define como la frecuencia de excitación en la cual ocurre la amplitud máxima de respuesta. Las frecuencias resonantes pueden determinarse

estableciendo la primera derivada igual a cero de  $R_d, R_v$ , y  $R_a$  con respecto a  $\omega/\omega_n$  ; para  $\xi < 1/\sqrt{2}$ :

- Frecuencia Resonante de Desplazamiento:  $\omega = \omega_n\sqrt{1 - 2\xi^2}$
- Frecuencia Resonante de Velocidad:  $\omega = \omega_n$
- Frecuencia Resonante de Aceleración:  $\omega = \omega_n/\sqrt{1 - 2\xi^2}$

Para un sistema no amortiguado las tres frecuencias son iguales a  $\omega_n$ . Los tres factores de respuesta dinámica en sus respectivas frecuencias resonantes son:

$$\begin{aligned} R_d &= \frac{1}{2\xi\sqrt{1 - 2\xi^2}} \\ R_v &= \frac{1}{2\xi} \\ R_a &= \frac{1}{2\xi\sqrt{1 - 2\xi^2}} \end{aligned} \quad \text{Ec. (3.8.22)}$$

### 3.9.- Respuesta a carga impulsiva

Las cargas impulsivas, consisten en un pulso de corta duración y son de gran importancia en el diseño de estructuras. A diferencia de una carga de larga duración, el amortiguamiento tiene una pequeña influencia en la respuesta ante carga impulsiva y la respuesta máxima es alcanzada en un tiempo muy corto.

La respuesta de un sistema sujeto a carga impulsiva se determina en dos fases: la fase de vibración forzada, que abarca el tiempo de excitación, y la fase en vibración libre, que continúa al finalizar la acción de la carga impulsiva.

A continuación, la respuesta ante carga impulsiva se ilustra para tres casos:

#### 3.9.1.- Impulso de tipo Sinusoidal

Durante la fase I, en el intervalo  $0 \leq t \leq t_1$ , la estructura está sujeta a carga armónica, empezando desde el reposo y la respuesta no amortiguada, incluyendo desde el estado transitorio así como también el estado permanente, por lo que se da la siguiente ecuación:

$$u(t) = \frac{p_o}{k} \frac{1}{1 - \left(\frac{\omega}{\omega_n}\right)^2} \left( \text{sen}\omega t - \left(\frac{\omega}{\omega_n}\right) \text{sen}\omega_n t \right) \quad \text{Ec. (3.9.1)}$$

Durante la fase II, en el intervalo  $\bar{t} = t - t_1 \geq 0$ , la vibración libre depende del desplazamiento  $u(t_1)$  y de la velocidad  $\dot{u}(t_1)$  al final de la fase I, y puede ser expresado en términos de la Ec. (3.7.4):

$$u(t) = u(t_1)\cos\omega_n\bar{t} + \frac{\dot{u}(t_1)}{\omega_n}\sin\omega_n\bar{t} \quad \text{Ec. (3.9.2)}$$

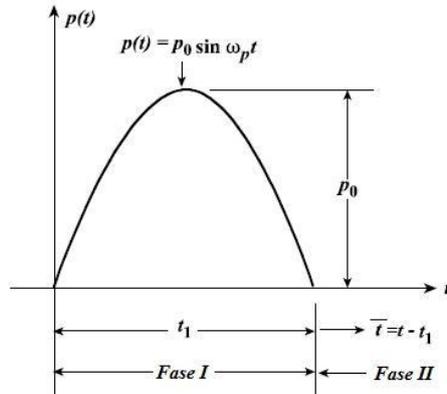


Figura 40. Impulso de la mitad de una onda sinusoidal  
(Fuente: Chen y Scawthorn, 2003).

El  $u_{max}$  producido por la carga impulsiva, puede ser obtenido usando cálculos diferenciales aproximados cuando el valor de  $u$  en el punto donde la primera derivada de  $u(t)$  en la Ec. (3.9.1), la velocidad  $\dot{u}(t)$ , es igual a cero.

$$\frac{du}{dt} = 0 = \frac{p_0}{k} = \omega \cos \omega t - \omega \cos \omega_n t \text{ Ec. (3.9.3)}$$

Si  $\omega t \leq \pi$ , la respuesta máxima ocurre mientras la carga impulsiva actúa, y se puede asumir que:

$$\cos \omega t = \cos \omega_n t; \omega t = 2\pi n \pm \omega_n t; n = 0 \pm 1, 2, 3 \dots \text{ Ec. (3.9.4)}$$

Para la condición de carga en la que la frecuencia de excitación  $\omega$  se aproxima a la frecuencia natural  $\omega_n$ , el tiempo en el cual la respuesta máxima ocurre adopta  $n=1$  utilizando el signo negativo, teniéndose que:

$$\omega t = \frac{2\pi}{1 + \frac{\omega}{\omega_n}} \text{ Ec. (3.9.5)}$$

Si la relación entre la frecuencia de excitación y la frecuencia natural del sistema, es  $\frac{\omega}{\omega_n} < 1$ , el  $u_{max}$  ocurrirá durante la fase I mientras la carga impulsiva está actuando.

Si  $\frac{\omega}{\omega_n} > 1$  y  $t > t_1$ , el  $u_{max}$  se presentará durante la vibración libre en la fase II y el factor de respuesta de desplazamiento se expresa mediante:

$$R_d = \frac{u_0}{p_0/k} = \frac{2 \frac{\omega}{\omega_n}}{1 - \left(\frac{\omega}{\omega_n}\right)^2} \cos \left( \frac{\pi}{2 \frac{\omega}{\omega_n}} \right) \text{ Ec. (3.9.6)}$$

### 3.9.2.- Impulso Rectangular

En el caso del impulso rectangular (Figura 41), la respuesta también está dividida en la fase de carga y la subsecuente fase de vibración libre. Por lo que la ecuación a resolverse, bajo las condiciones iniciales de reposo  $u(t) = 0$  y  $\dot{u}(t) = 0$ , es:

$$m\ddot{u} + ku = p(t) \text{ para } \begin{cases} p_0; 0 \leq t \leq t_1 \\ 0; \bar{t} = t - t_1 \geq 0 \end{cases} \text{ Ec. (3.9.7)}$$

En la fase I, cuando  $0 \leq t \leq t_1$  la carga permanece constante, la solución particular para la Ec. (3.9.7) es:

$$u_p = \frac{p_0}{k} \text{ Ec. (3.9.8)}$$

La solución general con la integración de constantes, satisface al resto de condiciones iniciales, por lo que se tiene:

$$u(t) = \frac{p_0}{k} (1 - \cos \omega t) \text{ Ec. (3.9.9)}$$

En la fase II cuando  $\bar{t} = t - t_1 \geq 0$ , la vibración libre también está dada por la Ec. (3.9.2):

$$u(t) = u(t_1) \cos \omega_n \bar{t} + \frac{\dot{u}(t_1)}{\omega_n} \text{sen} \omega_n \bar{t} \text{ Ec. (3.9.10)}$$

La respuesta máxima  $u_{max}$ , puede ser calculada utilizando las condiciones aproximadas para el caso de carga sinusoidal, y el factor de respuesta es:

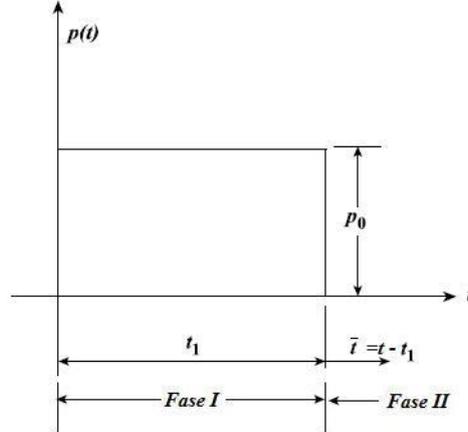


Figura 41. Impulso Rectangular  
(Fuente: Chen y Scawthorn, 2003).

La respuesta máxima  $u_{max}$ , puede ser calculada utilizando las condiciones aproximadas para el caso de carga sinusoidal, y el factor de respuesta es:

Para:

$$\frac{t_1}{T_n} \leq \frac{1}{2} \quad R_d = \frac{u_{max}}{p_0/k} = 2 \text{sen} \frac{\pi t_1}{T_n} \text{ Ec. (3.9.11)}$$

$$\frac{t_1}{T_n} > \frac{1}{2} \quad R_d = 2 \text{ Ec. (3.9.12)}$$

### 3.9.3.- Impulso Triangular

La respuesta ante un impulso triangular se muestra en la Figura 42 y es resuelta en dos pasos utilizando el mismo análisis para un impulso rectangular.

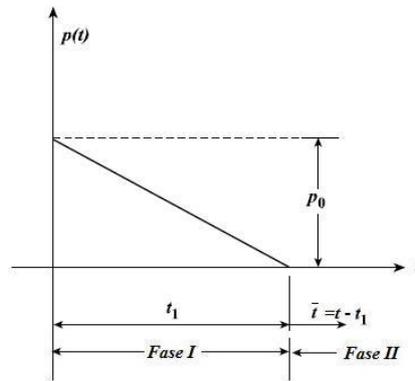


Figura 42. Impulso Triangular  
(Fuente: Chen y Scawthorn, 2003).

Para la fase I, el impulso triangular es  $p_o = \left(1 - \frac{t}{t_1}\right)$  y la solución particular para esta carga es:

$$u_p = \frac{p_o}{k} \left(1 - \frac{t}{t_1}\right) \text{ Ec. (3.9.13)}$$

Bajo las condiciones iniciales de reposo  $u(t) = 0$  y  $\dot{u}(t) = 0$ , la solución general es:

$$u(t) = \frac{p_o}{k} \left( \frac{\text{sen}\omega_n t}{\omega_n t_1} - \text{cos}\omega_n t - \frac{t}{t_1} + 1 \right) \text{ Ec. (3.9.13)}$$

Para la fase II, la Ec. (3.9.13) y su primera derivada al final de la fase I, donde  $(t = t_1)$ , da:

$$u(t_1) = \frac{p_o}{k} \left( \frac{\text{sen}\omega_n t_1}{\omega_n t_1} - \text{cos}\omega_n t_1 \right) \text{ Ec. (3.9.14)}$$

$$\dot{u}(t_1) = \frac{p_o \omega_n}{k} \left( \frac{\text{cos}\omega_n t_1}{\omega_n t_1} + \text{sen}\omega_n t_1 - \frac{1}{\omega_n t_1} \right) \text{ Ec. (3.9.15)}$$

La respuesta máxima se calcula nuevamente a partir de la condición de reposo en donde la velocidad es  $\dot{u}(t) = 0$ ; para una carga de duración corta  $\left(\frac{t_1}{T} < 0.4\right)$ , la respuesta máxima ocurre durante la fase II de vibración libre; al contrario de lo que ocurre durante el intervalo de carga de la fase I.

En la fase I, durante la aplicación de la carga, en el intervalo  $0 \leq t \leq t_1$ , con las condiciones iniciales de reposo, la solución general es:

$$u(t) = \frac{p_o}{k} \left( \frac{t}{t_1} - \frac{\text{sen}\omega_n t}{\omega_n t_1} \right) \text{ Ec. (3.9.16)}$$

Durante la aplicación de carga en la fase I, para  $\bar{t} = t - t_1 \geq 0$ , también es dada por la Ec. (3.9.2), en la que cual después de determinar los valores de  $u(t_1)$  y  $\dot{u}(t_1)$  al final de la fase I y sustituirlos, se obtiene:

$$u(t) = \frac{p_o}{k} \left[ \left(1 - \frac{\text{sen}\omega_n t_1}{\omega_n t_1}\right) \text{cos}\omega_n \bar{t} + \frac{(1 - \text{cos}\omega_n t_1)}{\omega_n t_1} \text{sen}\omega_n \bar{t} \right] \text{ Ec. (3.9.17)}$$

En la Figura 43 Se muestran los valores de la respuesta máxima  $R_d$  en función de  $t_1/T$  para los casos idealizados de carga impulsiva, mencionados anteriormente.

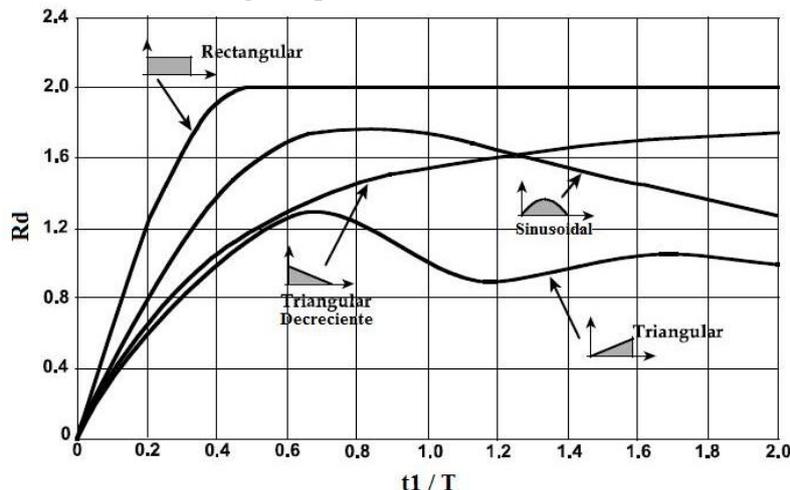


Figura 43. Respuesta máxima  $R_d$  en función de  $t_1/T$  para casos idealizados de carga impulsiva. (Fuente: Chen y Scawthorn, 2003).

### 3.10.- Instrumentos para medición de vibración y Acelerogramas

La medición de los movimientos de suelo durante un sismo, provee de información importante para la ingeniería sísmica, y los registros de los movimientos resultantes de una estructura permiten profundizar en cómo ellas responderán ante un terremoto.

El instrumento básico para registrar las tres componentes del movimiento de suelo (NS, EW y Vertical) durante un sismo es el acelerógrafo, el cual no trabaja continuamente pero es accionado por el movimiento de las primeras ondas del terremoto en llegar. Esto sucede debido a que, incluso en regiones altamente sísmicas como California y Japón, no suceden movimientos fuertes de suelo producidos por sismos que se registren por meses, incluso por años.

El elemento básico de un acelerógrafo, es un transductor, el cual es la forma más simple de un sistema de un grado de libertad (masa-resorte) y está montado dentro de un marco rígido atado a la superficie sobre la que el movimiento va a ser medido (Figura 44). Por lo que el transductor está caracterizado por su frecuencia natural  $f_n$  y una fracción de amortiguamiento viscoso  $\xi$ ; por lo general  $f_n=25$  Hz y  $\xi = 60\%$  para acelerógrafos analógicos modernos y  $f_n=50$  Hz y  $\xi = 70\%$  para acelerógrafos digitales modernos.

Estos parámetros permiten que el instrumento digital registre, sin una distorsión excesiva, las funciones aceleración-tiempo que contienen desde frecuencias muy bajas sobre 30 Hz; el instrumento analógico es preciso en un rango de frecuencia más estrecho, sobre los 15 Hz.

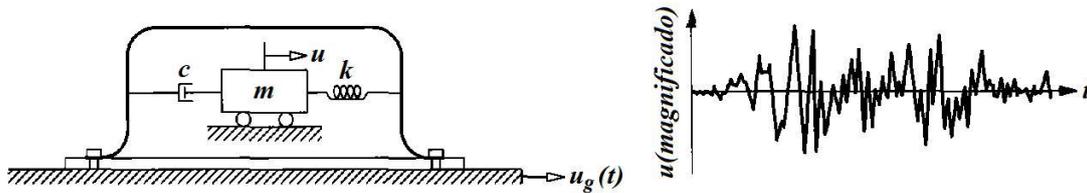


Figura 44. Esquema de un instrumento para medición de vibración y registro de un movimiento. (Fuente: Chopra A, 2007)

El movimiento a ser medido, generalmente varía arbitrariamente en el tiempo y puede incluir muchos componentes armónicos que cubren un amplio rango de frecuencias. El desplazamiento de la masa relativa del instrumento con respecto al movimiento del marco esta dado por:

$$u(t) = - \left[ \left( \frac{1}{\omega_n^2} \right) R_d \right] \ddot{u}_g \left( t - \frac{\phi}{\omega} \right) \text{ Ec. (3.10.1)}$$

En donde el desplazamiento registrado  $u(t)$  es la base de la aceleración, modificado por un factor  $-R_d/\omega_n^2$  y tomado con un ángulo de fase  $\phi/\omega$ .  $R_d$  y  $\phi$  varían con la frecuencia forzada  $\omega$ , mientras que  $\omega_n^2$  es una constante del instrumento, independiente del movimiento de la base.

El instrumento está diseñado para que  $R_d$  y  $\phi/\omega$ , sean en lo más posible, independientes de la frecuencia de excitación, por lo que cada componente armónico de la aceleración será registrado con el mismo factor de proporcionalidad y ángulo de fase. Entonces, incluso si el movimiento a ser registrado consiste en muchos componentes armónicos, el  $u(t)$  registrado tendrá la misma forma que el movimiento de la base con una constante de tiempo, que varía un poco, lo que usualmente no es importante.

La Figura 45, muestra una comparación de la aceleración real del suelo  $\ddot{u}_g = 0.1g \text{sen}(2\pi ft)$  y el desplazamiento relativo medido de  $R_d \ddot{u}_g(t - \phi/\omega)$  por un acelerógrafo con una  $f_n=50$  Hz y  $\xi = 70\%$ , exceptuando la constante del instrumento  $-1/\omega_n^2$ , en donde se observa que para las frecuencias  $f=20$  y  $10$  Hz, el movimiento medido tiene una amplitud aproximada, pero existe un error notable en una  $f=40$  Hz y la variación de fase, aunque no sea idéntica para las tres frecuencias, es similar.

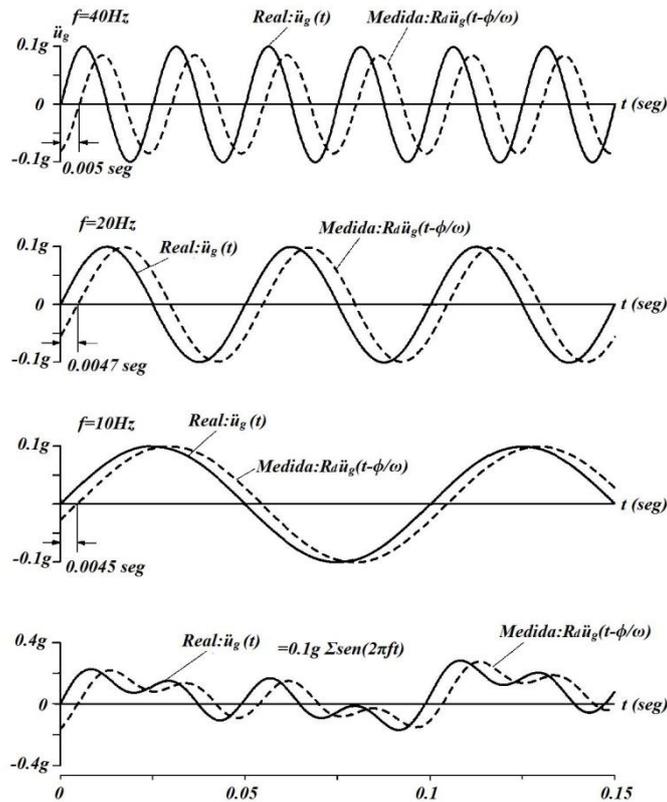


Figura 45. Comparación de la aceleración del suelo real y el movimiento medido (Fuente: Chopra A, 2007).

Si la aceleración del suelo es la suma de tres componentes armónicos, se observa que en la Figura 45, el movimiento registrado se asemeja en amplitud y forma a la aceleración real del suelo. La precisión del desplazamiento medido  $u(t)$  puede ser más exacta, especialmente en frecuencias más altas, calculando  $\ddot{u}_g(t - \phi/\omega)$  a partir de  $u(t)$  utilizando la Ec. (3.10.1) con  $R_d$  determinado por la Ec. (3.8.14) con las propiedades del instrumento ya conocidas  $\xi$  y  $\omega_n$ . Estas correcciones se repiten para cada componente armónico en  $u(t)$ , los mismos que se sintetizan para obtener  $\ddot{u}_g(t)$ , mediante cálculos computacionales, como la transformada discreta rápida de Fourier.

El primer acelerograma de un movimiento sísmico fue registrado durante el sismo de Long Beach en 1933, y desde entonces una serie de registros han sido obtenidos. Como es de suponer, la mayoría de esos registros son de pequeños movimientos y únicamente una pequeña fracción de ellos, tienen una aceleración de 20% g o superior. Más de la mitad provienen de California, entre los que se encuentran los sismos de: San Fernando del 9 de Febrero, 1971, Loma Prieta del 17 de Octubre, 1989, y el de Northridge del 17 de Enero, 1994 (Chopra A, 2007).

La aceleración del suelo está definida por valores numéricos en instantes de tiempo discretos, que deberían ser cercanos para describir precisamente la alta variación de la aceleración con respecto al tiempo. Por lo general, el intervalo de tiempo escogido es de 1/100 a 1/50 de segundo, requiriéndose de 1500 a 3000 ordenadas para describir el movimiento de suelo.

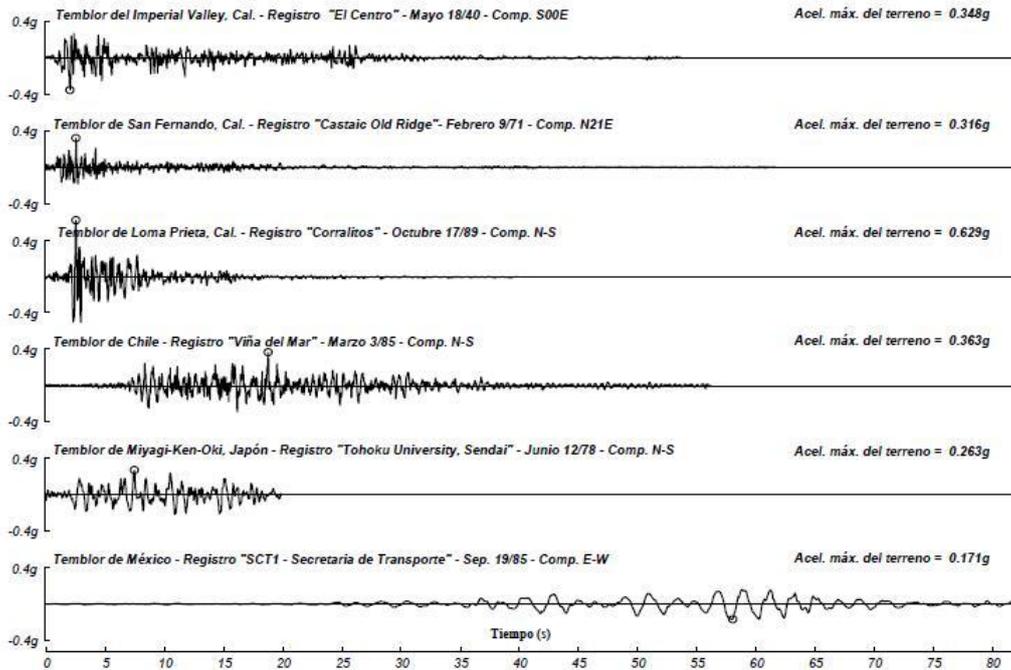


Figura 46. Acelerogramas de sismos  
(Fuente: García L, 2005)

### 3.11.- Espectro de Respuesta

Para que el comportamiento de las diferentes obras de infraestructura y edificaciones ante excitaciones sísmicas sea satisfactorio, se aplican principios de la teoría de la dinámica estructural, para efectuar un análisis numérico que permita determinar la respuesta de las estructuras ante el movimiento de suelo causado por excitaciones de origen sísmico, con información más precisa que la dada por parámetros como la escala de Mercalli Modificada (intensidad).

La importancia de los espectros en el diseño de estructuras radica en el hecho de que estos gráficos permiten conocer la compleja respuesta dinámica en términos de *los valores de respuesta máxima* ante un determinado movimiento, los mismos que son usualmente requeridos por el diseñador para el cálculo de estructuras. Sin embargo, los espectros de respuesta omiten información importante dado que los efectos del sismo sobre la estructura dependen no solo de la respuesta máxima sino también de la duración del movimiento y del número de ciclos con demanda significativa de desplazamientos.

La relación entre el movimiento de entrada y la respuesta de la estructura está fuertemente condicionada por la rigidez o flexibilidad de ésta (función de su altura) y por el contenido de frecuencias del movimiento, y sus amplitudes máximas. Ante una vibración sísmica el edificio oscila hacia un lado y hacia otro, describiendo un ciclo en el tiempo de su periodo natural. Los edificios altos se mueven más lentamente, y por tanto, tienen mayor periodo natural que las construcciones bajas. Un edificio de 10 pisos puede tardar, aproximadamente un segundo en describir un ciclo completo, por tanto, su periodo natural es  $T = 1$  s. Un edificio de 2 plantas, más rígido, empleará la quinta parte de tiempo que el anterior, y su periodo natural es de 0.2 s. Una aproximación aceptada es considerar que cada piso añade 1/10 s al periodo natural de la estructura (Benito B, et al, 1999).

Si el edificio fuera sacudido por oscilaciones regulares, su respuesta dependería de la relación entre la frecuencia de esas oscilaciones y la suya natural. Para frecuencias mucho menores que la propia del edificio, éste simplemente se mueve con el suelo y se deforma muy poco; a medida que la frecuencia del movimiento crece la deformación es mayor, y cuando ambas frecuencias son iguales la deformación del edificio alcanza una amplitud que puede ser mucho mayor que la del suelo: ambos han entrado en resonancia.

Los aspectos que más influyen en el contenido de frecuencias del movimiento son la distancia al epicentro y el tipo de suelo en el emplazamiento de registro. A medida que aumenta la distancia el movimiento presenta menores frecuencias; en campo lejano el contenido frecuencial es menor que en campo próximo. En cuanto al suelo, los suelos blandos tienen baja frecuencia propia, y tienden a amplificar las bajas frecuencias del movimiento, determinando también así la forma de los correspondientes espectros.

La respuesta de un edificio está fuertemente condicionada por la relación entre la frecuencia predominante del movimiento (en la base rocosa), la natural del suelo y la propia del edificio. Si todas ellas son del mismo orden la capacidad de daño aumenta notablemente (Coburn A, et al, 1992).

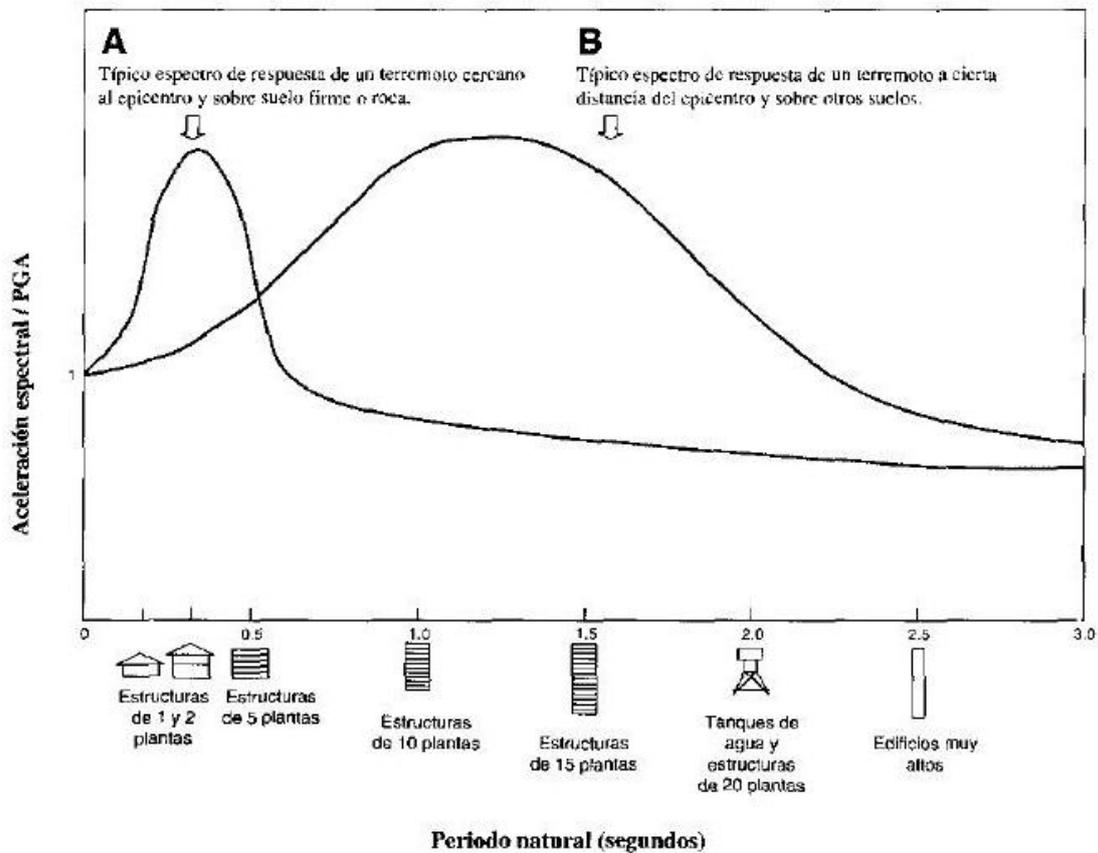


Figura 47. Espectros de respuesta típicos y tipos de edificaciones que pueden verse más afectadas (Fuente: Coburn et al., 1992)

La variación en el tiempo de la aceleración del suelo es el medio más útil para la definición del movimiento de suelo durante un terremoto. Al dividir para  $m$ , a la ecuación de equilibrio dinámico Ec.(3.6.16) que gobierna a un sistema de un grado de libertad lineal sometido a la aceleración del suelo  $\ddot{u}_g(t)$ , se obtiene:

$$\ddot{u} + 2\xi\omega_n\dot{u} + \omega_n^2u = -\ddot{u}_g(t) \quad \text{Ec.(3.11.1)}$$

Para una  $\ddot{u}_g(t)$  dada, la respuesta de desplazamiento  $u(t)$  del sistema depende únicamente de la frecuencia natural  $\omega_n$  o del periodo natural  $T_n$  del sistema y de su fracción de amortiguamiento  $\xi$ . Así, si dos sistemas poseen el mismo  $T_n$  y  $\xi$ , tendrán la misma respuesta de desplazamiento  $u(t)$ , a pesar de que uno de ellos sea más rígido o tenga mayor masa.

La solución de la ecuación de equilibrio dinámico o de movimiento permitirá determinar la variación en el tiempo del desplazamiento  $u(t)$ , velocidad  $\dot{u}(t)$  y aceleración  $\ddot{u}_g(t)$  para una gran cantidad de estructuras representadas por diferentes periodos de vibración  $T$  y factores de amortiguamiento. Para ello, es necesario utilizar cualquiera de los métodos numéricos anteriormente mencionados, ya que la aceleración del suelo durante un sismo varía irregularmente hasta el punto de que una solución analítica debe ser descartada.

El concepto de espectros comenzó en 1920, por Kyoji Suyehiro quien ideó un instrumento de medición formado por 6 péndulos con diferentes periodos de vibración, que registraban su respuesta ante un terremoto. En 1932, Maurice A. Biot, propuso formalmente la idea de espectros de respuesta elástica.

En 1934 Hugo Benioff introduce la definición de espectro de respuesta, mediante un artículo en el que proponía un instrumento similar al de Suyehiro, destinado a medir el desplazamiento registrado por diferentes péndulos con los cuales se podría determinar el valor máximo de respuesta y con ello construir una curva (lo que actualmente se conoce como espectro de desplazamiento elástico). George W. Housner, fue uno de los artífices en la difusión del concepto de espectro de respuesta, con un significado práctico de la caracterización de los movimientos del suelo y sus efectos en las estructuras, y en 1952 presentó el espectro de pseudovelocidades.

### 3.11.1.- Definición de espectro de respuesta

Un espectro de respuesta, es una grafica en la que se consideran las respuestas máximas de un conjunto de sistemas lineales de un grado de libertad SGDL o SDF, ya sean osciladores o estructuras, con diferentes periodos de vibración  $T_n$  e igual fracción de amortiguamiento  $\xi$ , ante a una acción sísmica similar, representada por un registro de aceleraciones  $\ddot{u}_g(t)$  contenidas en un acelerograma.

Así, pueden establecerse una variedad de espectros, dependiendo de la respuesta máxima a graficarse, como por ejemplo:

- $S_d$  Espectro de respuesta de desplazamiento:  $u_o(T_n, \xi) \equiv \max t |u(t, T_n, \xi)|$
- $S_v$  Espectro de respuesta de velocidad relativa:  $\dot{u}_o(T_n, \xi) \equiv \max t |\dot{u}(t, T_n, \xi)|$
- $S_a$  Espectro de respuesta de aceleración :  $\ddot{u}_o^t(T_n, \xi) \equiv \max t |\ddot{u}^t(t, T_n, \xi)|$
- $A_a$  Espectro de respuesta de aceleraciones absolutas :  
 $\ddot{u}_o^t + \ddot{u}_g(T_n, \xi) \equiv \max t |\ddot{u}^t + \ddot{u}_g(t, T_n, \xi)|$

Los espectros de respuesta, representan una definición usual del movimiento sísmico del suelo, para utilizar en el análisis de estructuras, su gran ventaja es que permiten una

descripción de las características más importantes de la respuesta, sin disponer de una historia temporal de la excitación (Moreno R, 2006).

El desplazamiento relativo de un sistema SGDL o SDF correspondiente a una sola componente de la aceleración del suelo  $\ddot{u}_g(t)$ , puede ser expresado en el dominio del tiempo mediante la *integral de Duhamel* para un sistema amortiguado, considerando que la carga efectiva o excitación dinámica dada en la Ec.(3.6.16) se produce por la aceleración del suelo, entonces  $p_{eff}(t) = -m\ddot{u}_g(t)$ , teniéndose que:

$$u(t) = \frac{1}{m\omega_D} \int_0^t -m\ddot{u}_g(\tau) e^{-\xi\omega_n(t-\tau)} \text{sen}[\omega_D(t-\tau)] d\tau \quad \text{Ec.(3.11.1.1)}$$

Derivando la Ec. (3.11.1.1):

$$\dot{u}(t) = -\xi\omega_n u(t) - \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) e^{-\xi\omega_n(t-\tau)} \text{cos}[\omega_D(t-\tau)] d\tau \quad \text{Ec.(3.11.1.2)}$$

Una ecuación para la aceleración  $\ddot{u}^t(t)$  de la masa puede obtenerse al derivar la Ec.(3.11.1.2) y sumando la aceleración del suelo  $\ddot{u}_g(t)$ . Sin embargo la ecuación de movimiento para el sistema, da una conveniente alternativa:

$$\ddot{u}^t(t) = -\omega_n^2 u(t) - 2\xi\omega_n \dot{u}(t) \quad \text{Ec.(3.11.1.3)}$$

### 3.11.2.- Espectro respuesta de desplazamiento

Cada sistema SDF tendrá una respuesta diferente, la cual puede representarse, a través de una historia de desplazamientos  $u(t)$ , siendo posible determinar las respuestas máximas de cada SDF en valor absoluto, en esta caso de  $u_o$ , y expresarlas en un gráfico en función del periodo natural de vibración  $T_n$  y para una determinada fracción de amortiguamiento  $\xi$ , para así obtener cada punto del espectro de deformación o desplazamiento. En la Figura 48, se observa un esquema de cálculo del espectro de respuesta para acelerogramas del sismo de El Centro y el del 9 de noviembre de 1974 en Perú:

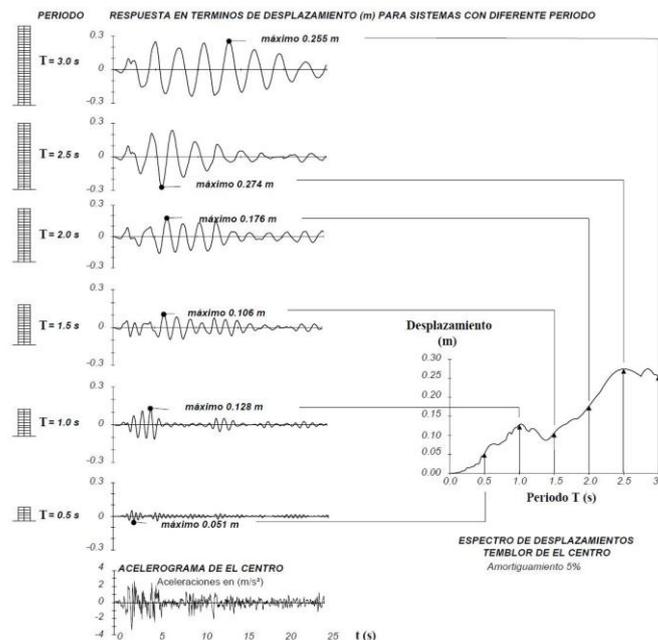


Figura 48. Cálculo del espectro de respuesta de desplazamiento dos sistemas SGDL o SDF del sismo de El Centro  
(Fuente: Garcia E, 2005)

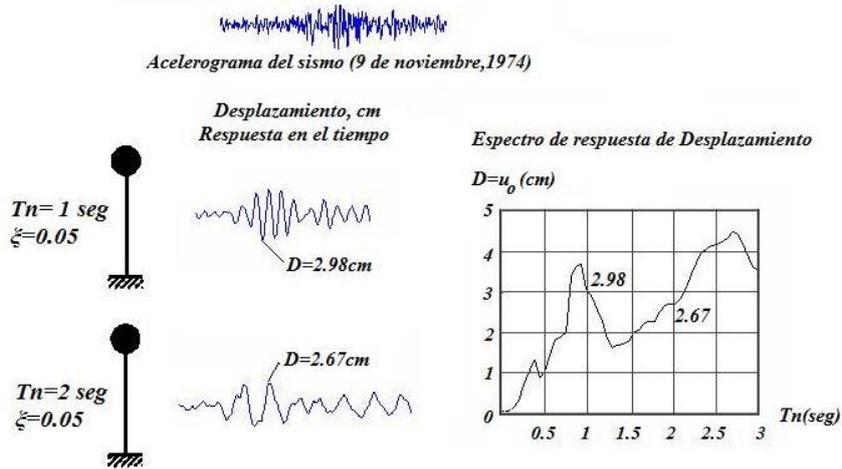


Figura 49. Respuesta de dos sistemas SGDL o SDF y cálculo del Espectro de desplazamiento (Fuente: Aguiar R, 2007).

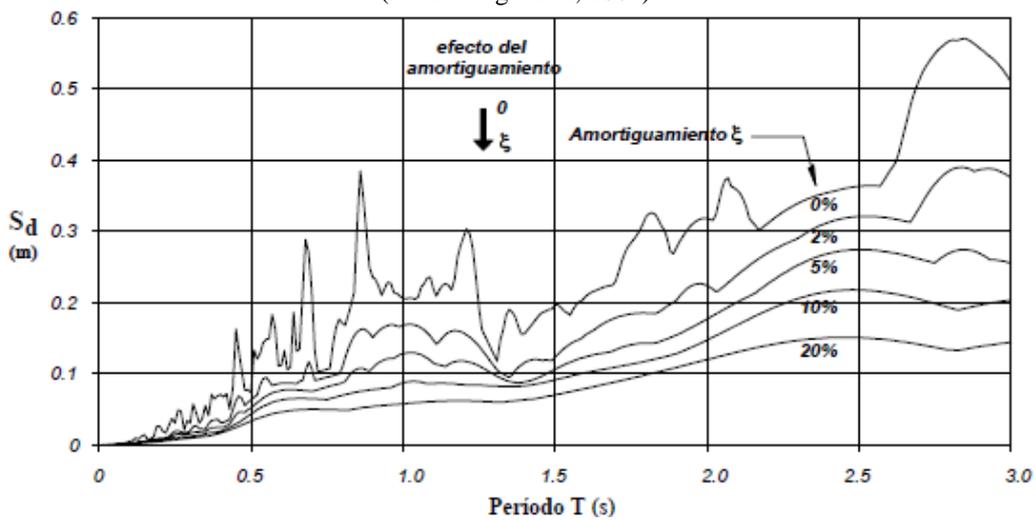


Figura 50. Espectro de respuesta de desplazamiento del sismo de El Centro (Fuente: García L, 2005).

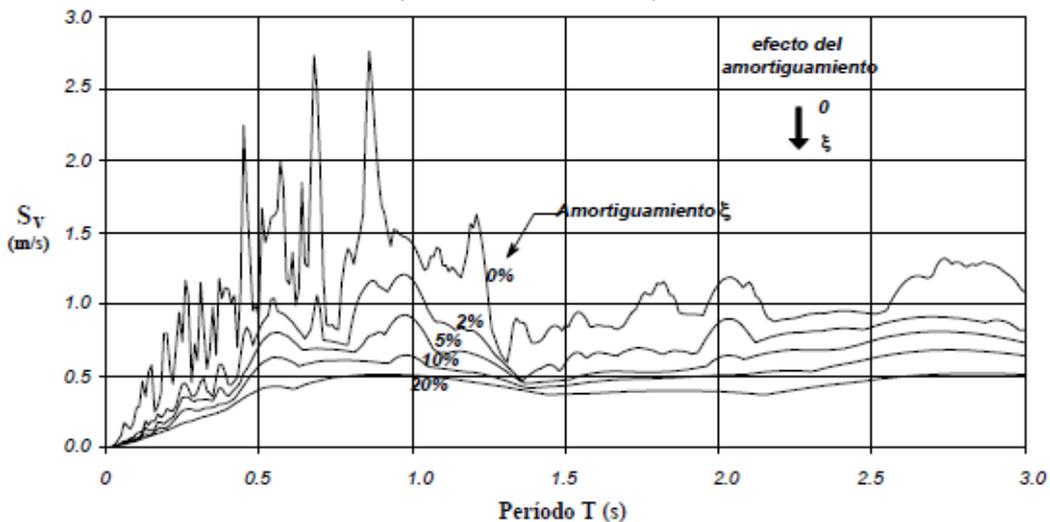


Figura 51. Espectro de respuesta de velocidad del sismo de El Centro (Fuente: García L, 2005)

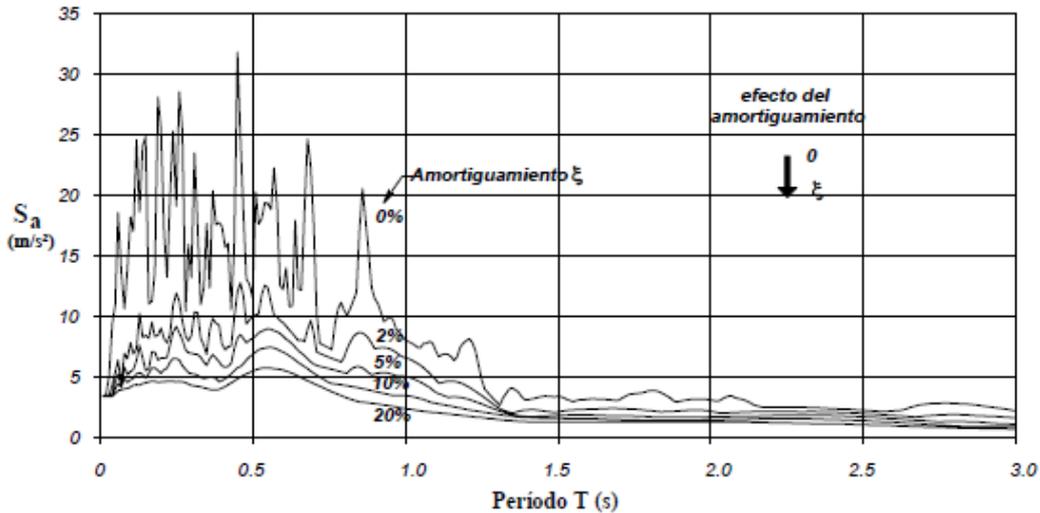


Figura 52. Espectro de respuesta de aceleración del sismo de El Centro (Fuente: García L, 2005).

### 3.11.3.- Espectro de respuesta de pseudovelocidad y pseudoaceleración

Si se considera un valor de velocidad  $V$  para un sistema SGDL o SDF con una frecuencia natural  $\omega_n$ , asociada a su deformación máxima  $D \equiv u_o$  producida por un movimiento sísmico, se tiene que:

$$V = \omega_n D = \frac{2\pi}{T_n} D \quad \text{Ec.(3.11.2)}$$

Tomando en cuenta que la definición de energía de deformación se expresa como:

$$E_{S_o} = \frac{k u_o^2}{2} \quad \text{Ec.(3.11.3)}$$

Reemplazando la Ec.(3.11.2) en la Ec.(3.11.3), se observa que la velocidad  $V$  se relaciona con el valor máximo de energía de deformación  $E_{S_o}$ , almacenada en el sistema durante el sismo, mediante la ecuación:

$$E_{S_o} = \frac{k u_o^2}{2} = \frac{k D^2}{2} = \frac{k \left(\frac{V}{\omega_n}\right)^2}{2} = \frac{m V^2}{2} \quad \text{Ec.(3.11.4)}$$

En donde el término  $m V^2 / 2$  representa a la *energía cinética* de la masa estructural  $m$  con una velocidad  $V$ , llamada *pseudovelocidad máxima relativa*. El prefijo “*seudo*” es utilizado porque  $V$  no es igual a la velocidad máxima  $\dot{u}_o$ , aunque posea las unidades correctas.

La pseudovelocidad máxima  $V$  para un sistema con un  $T_n$  puede determinarse con la Ec.(3.11.2) y el desplazamiento máximo  $D$  del mismo sistema, se obtiene de su correspondiente espectro de respuesta.

El espectro de respuesta de pseudovelocidad, es una gráfica de  $V$  en función del periodo natural  $T_n$  o de la frecuencia natural de vibración  $f_n$  del sistema.

Al considerar un valor de aceleración  $A$  para un sistema SGDL o SDF con una frecuencia natural  $\omega_n$ , asociada a su deformación máxima  $D \equiv u_o$  producida por un movimiento sísmico, se tiene que:

$$A = \omega_n^2 D = \left(\frac{2\pi}{T_n}\right)^2 D \quad \text{Ec.(3.11.5)}$$

El valor de  $A$  posee unidades de aceleración y está relacionado con el valor máximo o del cortante basal  $V_{bo}$  o de la fuerza estática equivalente máxima  $f_{so}$ , mediante la expresión:

$$V_{bo} = f_{so} = mA = \frac{A}{g} W \quad \text{Ec.(3.11.6)}$$

En donde  $W$  es el peso de la estructura y  $g$  es la aceleración gravitacional.  $A/g$  puede interpretarse como un coeficiente de cortante basal o fuerza lateral, que es utilizado en las normativas o códigos de construcción, para representar al coeficiente que se multiplica al peso de la estructura para obtener el cortante basal.

El valor de  $A$ , generalmente es distinto a la aceleración máxima del sistema  $\ddot{u}_0^t$ , por lo que  $A$  se denomina *seudoaceleración máxima*, para evitar una confusión con  $\ddot{u}_0^t$ .

El espectro de respuesta de pseudoaceleración, es una gráfica de  $A$  en función del periodo natural  $T_n$  o de la frecuencia natural  $f_n$  de vibración del sistema.

### 3.11.4.- Espectro de respuesta de aceleración y pseudoaceleración

Estas formas espectrales de aceleración ( $\ddot{u}_0^t$ ) y pseudoaceleración ( $A$ ), son idénticas para sistemas con amortiguamiento  $\xi = 0$ , evidenciándose esto a partir de la Ec.(3.11.1.3):

$$\ddot{u}^t(t) = -\omega_n^2 u(t) \quad \text{Ec.(3.11.1.7)}$$

Si  $A = \omega_n^2 D = \ddot{u}^t(t) = \omega_n^2 u_0 = \ddot{u}_0^t$ , se aprecia que los valores máximos son iguales.

Con amortiguamiento la Ec.(3.11.1.7), no es válida todo el tiempo, únicamente lo es en los instantes cuando  $\dot{u}(t) = 0$ , particularmente cuando  $u(t)$  alcanza su mayor valor en  $u_0$ ; en ese instante  $-\omega_n^2 u$  representa la verdadera aceleración de la masa.

La Ec.(3.11.1.3) sugiere que las diferencias entre ( $\ddot{u}_0^t$ ) y  $A$ , aumentan como los incrementos de amortiguamiento. En la Figura t los espectros de aceleración y pseudoaceleración para el sismo de El Centro, se grafican para un  $\xi = 10\%$  y la relación  $A/\ddot{u}_0^t$  es presentada para tres valores de amortiguamiento.

La diferencia entre los dos espectros es pequeña para periodos cortos y es algo significativa únicamente para periodos largos con altos valores de amortiguamiento.

Así para un amplio rango de condiciones la pseudoaceleración puede aproximarse a la aceleración real.

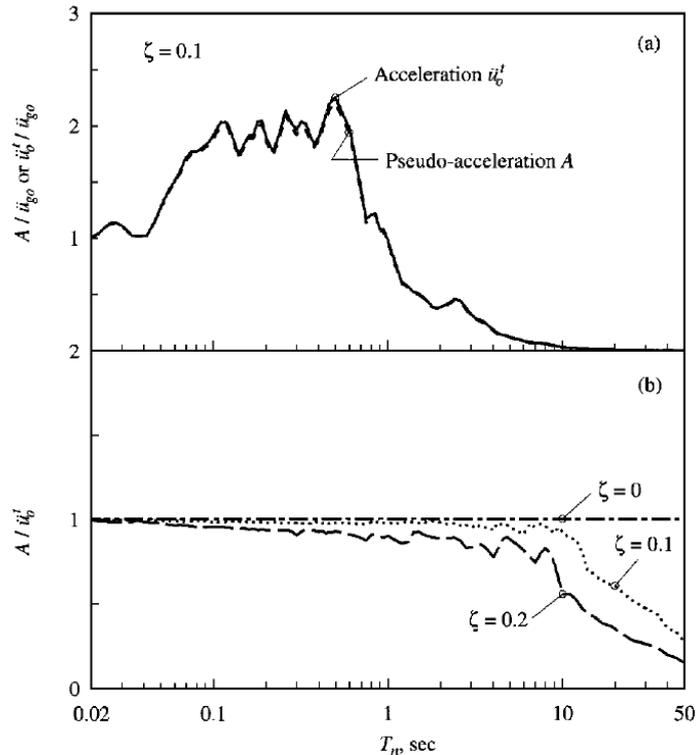


Figura 53. Comparación entre los espectros de pseudoaceleración y aceleración un  $\xi = 0\%$ ,  $\xi = 10\%$  y  $\xi = 20\%$   
(Fuente: Chopra A, 2007).

### 3.11.5.- Construcción del espectro de respuesta

El espectro de respuesta para una componente de movimiento  $\ddot{u}_g(t)$ , puede desarrollarse mediante el siguiente procedimiento:

- Numéricamente, definir la aceleración del suelo  $\ddot{u}_g(t)$ , por lo general las ordenadas del movimiento se definen cada 0.02 segundos.
- Seleccionar el periodo natural de vibración  $T_n$  y la fracción de amortiguamiento  $\xi$  del sistema SDF.
- Calcular el desplazamiento  $u(t)$ , de este sistema SDF, producido por la aceleración del suelo  $\ddot{u}_g(t)$ , por cualquier método numérico de los anteriormente expuestos, que resuelva la ecuación de equilibrio dinámico.
- Determinar  $u_0$ , el mayor valor de  $u(t)$ .
- Las ordenadas espectrales son  $D = u_0$ ,  $V = \left(\frac{2\pi}{T_n}\right) D$  y  $A = \left(\frac{2\pi}{T_n}\right)^2 D$ .
- Repetir los pasos b y e para un intervalo de  $T_n$  y  $\xi$  que cubra todos los posibles sistemas de interés en ingeniería
- Presentar los resultados de los paso b y f gráficamente para generas tres espectros separadamente o combinadamente.

### 3.12.- Espectros de Diseño

Los espectros, son una herramienta de gran utilidad en el diseño de construcciones sismorresistentes debido a que el ingeniero estructural puede estimar el valor máximo de la respuesta en términos de aceleración, velocidad o desplazamiento, sin necesidad de evaluar la historia temporal completa. Sin embargo, en el diseño de estructuras no pueden utilizarse espectros de respuesta ya que ellos se obtienen para un sismo dado. Las curvas espectrales para diseño deben considerar el efecto de varios sismos, es decir representando la sismicidad propia de cada región.

Para el análisis sísmico de estructuras utilizando modelos dinámicos se proporcionan espectros de diseño. Estos espectros son envolventes de los espectros de respuesta obtenidos para varios sismos en una cierta región y se deben calcular analizando con herramientas estadísticas la información disponible de manera que tiendan a garantizar una probabilidad reducida de excedencia.

Existen varias metodologías, basadas en procedimientos estadísticos, para obtener los Espectros de Diseño. Usualmente se considera el valor promedio más la desviación estándar de los espectros de respuesta de varios sismos representativos. Si los valores de los espectros de respuesta son similares, la desviación estándar es baja y la curva espectral se asemeja al promedio. Por el contrario, si los valores presentan diferencias significativas, la desviación estándar es alta y la curva espectral se acerca al valor máximo, o incluso puede superarlo; de modo que se tienen en cuenta la mayor o menor dispersión de datos y se conduce a resultados confiables.

A los efectos del diseño, resulta conveniente que las curvas espectrales se *suavicen* con líneas envolventes para evitar los valles o variaciones bruscas que surgen de las formas complejas que presentan los espectros de respuesta. Es por ello que los espectros de diseño que definen los códigos están formados por una serie de líneas o curvas, las cuales pueden expresarse mediante ecuaciones simples.

Los espectros de diseño de aceleración suelen presentar una rama lineal creciente (con origen en el valor de la aceleración máxima del terreno, y que en algunos casos se omite), luego una zona de aceleración constante o plafón, con un valor 2 a 3 veces superior a la aceleración máxima del terreno y finalmente una o más curvas decrecientes. Se suelen proporcionar espectros para cuando menos dos tipos de suelo: compresible y firme. El espectro correspondiente al suelo compresible se define con las tres ramas y los períodos que limitan la rama horizontal suelen ser mayores que para suelo firme.

Es deseable que los registros sísmicos con los cuales se vayan a obtener los espectros de diseño tengan una aceleración máxima de suelo considerable, por lo menos que sean mayores al 10% de la aceleración de la gravedad. En la mayor parte de países de Latinoamérica no se cuenta con una cantidad suficiente de eventos fuertes por lo que han trabajado con sismos de aceleraciones pequeñas normalizados a aceleraciones grandes, este procedimiento no es correcto pero ante la ausencia de registros fuertes no queda otra opción. Una vez definido el espectro de diseño, las normas estipulan el cálculo de las fuerzas sísmicas estáticas equivalentes a utilizar para determinar la respuesta estructural (Aguiar R, 2007).

### 3.12.1.-Determinación de las ordenadas del espectro elástico de diseño

Las ordenadas del Espectro Elástico de Diseño,  $S_e$ , se obtienen aplicando los factores de amplificación  $\phi_e$  a los valores estimados del movimiento del suelo  $Y$ , tal que:

$$S_e = \phi_e \cdot Y \text{ Ec. 3.16.6.1}$$

En donde  $Y$  representa la aceleración, velocidad o desplazamientos máximos, esperados en un determinado período de retorno para un sitio dado, según la región espectral de que se trate. Si se desea un mayor grado de seguridad en el valor de  $S_e$ ,  $\phi_e$  puede reemplazarse por:

$$\phi_e + \delta\sigma_e \text{ Ec. 3.16.6.2}$$

Asumiendo que la amplificación de la respuesta tiene distribución normal, el uso de  $\delta = 1$  significa que dado  $Y$ , la probabilidad de que la respuesta sea menor que el valor  $(\phi_e + \delta\sigma_e) \cdot Y$ , es de un 84.1%. Análogamente, el uso de  $\delta = 2$ , está asociado a una probabilidad de 97.7% (Riddell R, 1993).

Es necesario resaltar la importancia de la elección del movimiento de diseño, pues según sea éste, se obtendrán valores más o menos conservadores del espectro de diseño. Se hace pues necesario, para efectos normativos, definir el movimiento de diseño a partir de la determinación del período de retorno y el nivel de confianza, así como el amortiguamiento y los factores de amplificación a utilizarse en la elaboración del espectro (Meneses J, 1986).

### 3.12.2.-Espectro de respuesta para diseño NEC-2011

Es un espectro de tipo elástico para una fracción de amortiguamiento respecto al crítico del 5% con fines de diseño para representar los efectos dinámicos del sismo de diseño.

Este espectro de diseño puede representarse mediante un espectro de respuesta basado en las condiciones geológicas, tectónicas, sismológicas y del tipo de suelo asociadas con el sitio de emplazamiento de la estructura, o bien puede ser un espectro construido según los requerimientos especificados en la NEC 2011. (NEC-11, "Peligro Sísmico y Requisitos de Diseño Sismo Resistente, Cap. 2, numeral 2.1.8, pág. 5).

#### -Sismo de Diseño

La NEC-2011, considera como sismo de diseño a un terremoto que tiene una probabilidad del 10% de ser excedido en 50 años, equivalente a un periodo de retorno de 475 años, determinado bien a partir de un análisis de la peligrosidad sísmica del sitio de emplazamiento de la estructura, o a partir de un mapa de la peligrosidad sísmica del sitio de emplazamiento de la estructura, o a partir de un mapa de peligro sísmico, tal como el proporcionado por esta normativa.

Para representar este terremoto, puede utilizarse un grupo de acelerogramas que presenten propiedades dinámicas representativas de las características tectónicas, geológicas y geotectónicas del sitio, conforme lo establece esta norma.

Los efectos dinámicos del sismo de diseño pueden representarse mediante un espectro de respuesta para diseño, como el proporcionado en esta norma. (NEC-11, “Peligro Sísmico y Requisitos de Diseño Sismo Resistente, Cap. 2, numeral 2.1.23, pág. 8).

### 3.12.3.- Espectro elástico de diseño en aceleraciones NEC-2011

El espectro de respuesta elástico de aceleraciones de la NEC-2011, considera el factor de zona sísmica *Z*, el tipo de suelo del sitio de emplazamiento de la estructura y los valores de los coeficientes de amplificación de suelo, y esta expresado como fracción de la aceleración de la gravedad *S<sub>a</sub>*.

Los valores de los coeficientes *F<sub>a</sub>* y *F<sub>d</sub>*, amplifican las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones y de desplazamientos para diseño en roca, respectivamente, tomando en cuenta los efectos de sitio. Los valores del coeficiente *F<sub>s</sub>*, consideran el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del periodo del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de a excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo para los espectros de aceleraciones y desplazamientos. (Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-2011 “Peligro Sísmico y Requisitos de Diseño Sismo Resistente, Cap. 2, numeral 2.5.4.8, pág. 41)

**Tabla 8. Tipo de Suelo y Factores de sitio *F<sub>a</sub>***

Tipo de perfil del subsuelo	Zona Sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	Valor <i>Z</i> (Aceleración esperada en roca, g)	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	≥0.5
<b>A</b>		0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
<b>B</b>		1	1	1	1	1	1
<b>C</b>		1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
<b>D</b>		1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.15
<b>E</b>		1.8	1.5	1.4	1.28	1.15	1.05
<b>F</b>		ver nota					

Fuente: NEC-2011, “Peligro Sísmico y Requisitos de Diseño Sismo Resistente”, Cap. 2

**Tabla 9. Tipo de Suelo y Factores de sitio *F<sub>d</sub>***

Tipo de perfil del subsuelo	Zona Sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	Valor <i>Z</i> (Aceleración esperada en roca, g)	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	≥0.5
<b>A</b>		0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
<b>B</b>		1	1	1	1	1	1
<b>C</b>		1.6	1.5	1.4	1.35	1.3	1.25
<b>D</b>		1.9	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
<b>E</b>		2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
<b>F</b>		ver nota					

Fuente: NEC-2011, “Peligro Sísmico y Requisitos de Diseño Sismo Resistente”, Cap. 2

**Tabla 10. Tipo de Suelo y Factores de comportamiento inelástico del subsuelo  $F_s$**

Tipo de perfil del subsuelo	Zona Sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	Valor Z (Aceleración esperada en roca, g)	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	$\geq 0.5$
<b>A</b>		0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
<b>B</b>		0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
<b>C</b>		1	1.1	1.2	1.25	1.3	1.45
<b>D</b>		1.2	1.25	1.3	1.4	1.5	1.65
<b>E</b>		1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
<b>F</b>		ver nota					

Fuente: NEC-2011, “Peligro Sísmico y Requisitos de Diseño Sismo Resistente”, Cap. 2

Nota: Para los suelos de tipo F no se proporcionan valores de  $F_a$ ,  $F_d$  y  $F_s$ , debido a que requieren de un estudio especial conforme lo estipula la NEC-2011, sección 2.5.4.9 (Requisitos para los estudios de respuesta Dinámica para los suelos de tipo F y estudios de microzonificación sísmica).

Si de estudios de microzonificación sísmica realizados para una región determinada del país se establecen valores de  $F_a$ ,  $F_d$ ,  $F_s$  y  $S_a$  diferentes a los establecidos en la NEC-11, se podrán utilizar los valores de los mencionados estudios, prevaleciendo los de la normativa como requisito mínimo.

La forma del espectro de diseño elástico de la NEC-2011, que obedece a una fracción de amortiguamiento respecto al crítico del 5% (0.05), está definida por las siguientes ecuaciones, válidas para periodos de vibración estructural T:

$$0 \leq T \leq T_c \quad S_a = \eta Z F_a$$

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

Donde:

$r=1$ , para los tipos de suelo A B o C;  $r=1.5$ , para el tipo de suelo D o E.  
 $\eta$ = Valor de la relación de amplificación espectral en roca  $\frac{S_a}{Z}$ , varía dependiendo de la región del Ecuador, tomando los valores de:  $\eta = 1.8$  (provincias de la Costa)  $\eta = 2.48$  (provincias de la Sierra),  $\eta = 2.6$  (provincias del Oriente).

\*Los valores  $\eta$ , se definieron a partir de un análisis de las ordenadas de los espectros de peligro uniforme en roca para el 10% de probabilidad de excedencia en 50 años (periodo de retorno de 475 años) y normalizándolos para el valor de Z.

Z= Aceleración máxima del terreno.

Los límites para el periodo de vibración  $T_c$  y  $T_L$  se obtienen de:

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

$T_L = 2.4Fv$  (Periodo para definir espectro de respuestas en desplazamientos,  $T_L \leq 4\text{seg}$  para suelos tipo D y E).

Para análisis dinámico y únicamente para evaluar la respuesta de los modos de vibración diferentes al modo fundamental, el valor de  $S_a$  debe evaluarse mediante la siguiente expresión:

$$S_a = Z F_a \left( 1 + (\eta - 1) \frac{T}{T_o} \right) \text{ para } T \leq T_o; T_o = 0.10 F_s \frac{F_d}{F_a}$$

Debido a la imposibilidad de utilizar la ductilidad para disminuir la ordenada espectral elástica para períodos cortos con fines de diseño, y únicamente para el análisis sísmico estático y para el análisis sísmico dinámico del modo fundamental de vibración, se eliminó el ramal izquierdo de ascenso de los espectros elásticos de respuesta típicos y se estableció que la meseta máxima llegue hasta valores de periodos de vibración cercanos a cero (NEC-2011).

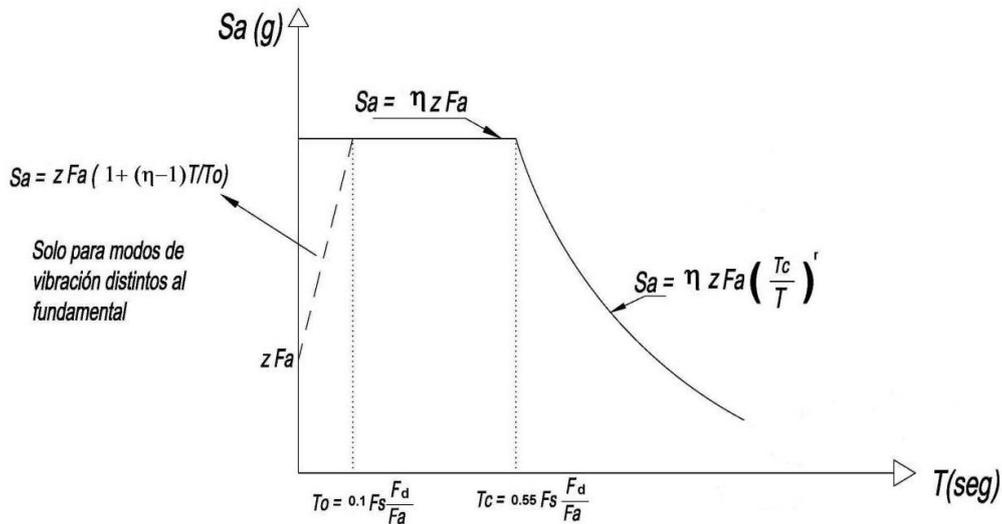


Figura 54. Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño (Fuente: NEC-2011).

La NEC-2011, utilizó los siguientes criterios para la realización del espectro presentado anteriormente:

- a) Estudio de las formas espectrales elásticas de los sismos ecuatorianos registrados en la Red Nacional de Acelerógrafos, especialmente en roca y suelo firme.
- b) Simulación estocástica de acelerogramas artificiales y estudio de formas espectrales: A partir de los registros de aceleración reales disponibles, y de la información sismológica del sismo real y del sismo mayor a simular (caída de esfuerzos, momento sísmico), se simularon registros artificiales mediante procesos estocásticos y funciones de Green. La simulación de varias familias de registros permitió estudiar la forma espectral de sismos mayores (Yépez F. et al 2000).
- c) Estudio de las formas espectrales elásticas de las normativas del ASCE 7-10 de Estados Unidos, y de la NSR-10 de Colombia.

### 3.12.4.- Espectro Elástico del CEC 2000

Al igual que en la mayoría de ciudades del territorio ecuatoriano, durante el transcurso de los últimos años se ha utilizado el Espectro sísmico elástico de la anterior normativa CEC-2000, que representa el sismo de diseño, que se muestra en la figura 55:

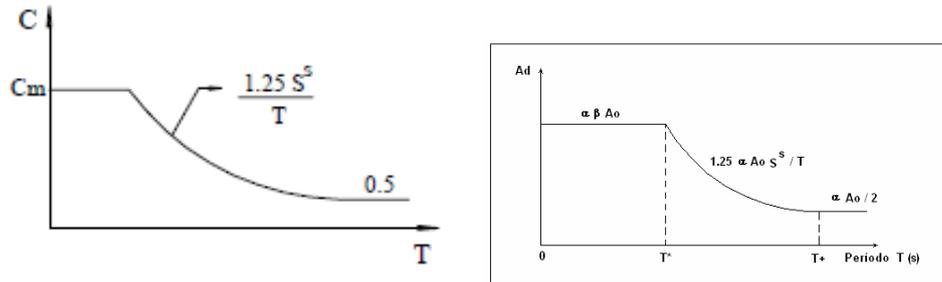


Figura 55. Espectro sísmico elástico del CEC  
(Fuente: Código Ecuatoriano de la Construcción CEC-2000 y Aguiar R, 2007)

El Código Ecuatoriano de la Construcción CEC-2000 considera cuatro zonas sísmicas que van desde 0.15g. , en la región oriental, hasta la zona cuatro que tiene un valor  $A_0=0.4$  g., en parte de la costa y de la sierra. (Aguiar R, 2007). En la figura anterior, se presenta la forma del espectro de diseño elástico del CEC-2000 que está definido por las siguientes ecuaciones:

$$\begin{aligned}
 T < T^* & \quad A_d = \alpha \beta A_o \\
 T^* < T < T^+ & \quad A_d = \frac{1.25 \alpha A_o S^5}{T} \\
 T > T^+ & \quad A_d = \frac{\alpha A_o}{2}
 \end{aligned}$$

Donde  $\alpha$  es el coeficiente de importancia de la estructura;  $\beta$ ,  $T^*$ ,  $T^+$ ,  $S$  parámetros que están definidos en la tabla 2 y que dependen del perfil de suelo.  $A_0$  es la aceleración máxima del suelo y está definido en el mapa de peligrosidad sísmica del Ecuador.  $T$  es el período de vibración de la estructura.

El valor de  $A_0$  del CEC-2000 fue obtenido para un período de retorno de 475 años con una probabilidad de excedencia del 10%. Si se considera  $\alpha = 1$ , se mantiene la probabilidad de excedencia, este valor se recomienda para viviendas y oficinas. Si se considera  $\alpha = 1.5$  la probabilidad de excedencia está alrededor de 2% cantidad muy baja considerando el período de retorno. Si  $\alpha = 1.25$  la probabilidad de excedencia está alrededor del 5%. (Aguiar, 2007)

Tabla 11. Parámetros que definen el espectro elástico del CEC-2000

Perfil de suelo	$T^*$ (s)	$T^+$ (s)	$\beta$	$S$
S1	0.50	2.50	2.5	1.0
S2	0.52	3.11	3.0	1.2
S3	0.82	4.59	2.8	1.5
S4	2.00	10.00	2.5	2.0

(Fuente: Código Ecuatoriano de la Construcción CEC-2000 y Aguiar R, 2007)

$A_0$  es la aceleración del suelo en roca, ahora por efecto del tipo de suelo la aceleración del suelo vale  $S A_0$ , donde  $S$  es el factor de amplificación por efecto del tipo de suelo.

Los valores de  $S$  indicados en la tabla 10 son los recomendados por el Uniform Building Code UBC-97.

Según el numeral CPE INEN Parte 1:2001 4.14.1.2 del Código Ecuatoriano de la construcción, para el establecimiento del espectro mencionado y de sus límites, se consideraron los siguientes criterios:

a) Estudio de las formas espectrales elásticas de los sismos ecuatorianos registrados en la Red Nacional de Acelerógrafos, especialmente en roca y suelo firme.

b) Simulación estocástica de acelerogramas artificiales y estudio de formas espectrales: A partir de los registros de aceleración reales disponibles, y de la información sismológica del sismo real y del sismo mayor a simular (caída de esfuerzos, momento sísmico), se simularon registros artificiales mediante procesos estocásticos y funciones de Green. La simulación de varias familias de registros permitió estudiar la forma espectral de sismos mayores.

c) Estudio de las formas espectrales elásticas de las normativas del UBC 94 y 97, de Colombia 1998 y del Perú 1997.

d) Revisión de los estudios clásicos de Seed & Idris y de Seed, Ugas y Lysmer, que han servido para la definición de buena parte de los espectros de los códigos en el mundo, estudiándose las frecuencias de corte del espectro y los valores máximos de la meseta dependiendo del tipo de suelo.

A partir de toda esta información, se estableció la forma espectral. El término  $S^s$ , aunque no ha sido utilizado por código alguno anteriormente sino únicamente por éste, se estableció a partir del ajuste matemático a la envolvente de todos los criterios analizados en los literales anteriores. Tanto  $S$  como su exponente tienen el mismo valor.

Por otro lado el valor de los límites superior  $C_m$  e inferior se establecieron de similar manera, considerando los valores respectivos del UBC-97 para todos los tipos de suelo similares a los del presente código, y para aceleraciones en roca o suelo firme de entre 0.3g y 0.4g.

Igualmente, debido a la imposibilidad de utilizar la ductilidad para disminuir la ordenada espectral elástica para períodos cortos con fines de diseño, y por criterios de practicidad, se eliminó el ramal izquierdo de ascenso de los espectros elásticos de respuesta típicos y se estableció que la meseta máxima llegue hasta valores de períodos de vibración cercanos a cero.

## **4. METODOLOGÍA**

### **4.1.-Tipo de estudio**

La investigación que se llevo a cabo para efectuar el presente proyecto de graduación fue del tipo aplicada, por la utilización de conceptos y teorías para el desarrollo de los espectros de diseño.

De acuerdo a la obtención de datos, fue de carácter documental, ya que existe se tomaron las mediciones de vibración ambiental dadas en el estudio local de microzonificación.

Conforme al número de investigadores a realizarla, es individual.

### **4.2.-Población Muestra**

La población de este estudio, estará conformada por mediciones de vibración ambiental en 173 puntos instrumentados que constan en el mapa de zonificación sísmica para la ciudad de Riobamba, obtenidos a partir del estudio de Zonificación sísmica realizado en la ciudad de Riobamba

- Norte – Sur (NS)
- Este- Oeste (EW)
- Vertical

La muestra, estará representada por los acelerogramas horizontales, que se emplearán para la obtención de los respectivos espectros de respuesta, a partir de los que se generará el espectro de diseño elástico con un valor de  $\xi=0.05$ .

### 4.3.- Operacionalización de variables

Variable Independiente: MEDICIONES DE VIBRACION AMBIENTAL				
Conceptualización	Dimensiones	Indicadores	Ítems	Técnicas e Instrumentos
Registros de Vibraciones aleatorias presentes en las capas superficiales, obtenidos de un estudio de microzonificación sísmica que caracteriza las respuestas de los suelos.	1.-Registros de Vibraciones	1.1.-Número de registros	1.1.1.-Cuántos registros de los obtenidos, se procesarán?	Observación directa-Registro de Datos Estudio Preliminar
			1.1.2.-De los registros disponibles, cuáles se utilizarán y cuáles no se tomaran en cuenta para la generación de acelerogramas?	Observación directa-Registro de Datos Estudio Preliminar
		1.2.-Acelerogramas	1.2.1 Cual es la Aceleración Máxima en roca que se puede obtener de los acelerogramas generados del procesamiento de registros de vibración ambiental del estudio?	Observación directa-Registro de Datos Estudio Preliminar
	1.2.2 Mediante el programa DEGTRA A4 se obtendrán los espectros de respuesta mediante los acelerogramas generados?		Observación directa-Bibliografía	
	2.-Microzonificación sísmica	2.1.-Tipo de suelo	2.1.1.- Según la clasificación de suelos del CEC 2000 y de la NEC-11, que tipos de suelo son los que existen en la ciudad de Riobamba?	Observación directa-Registro de Datos Estudio Preliminar
		2.2-Periodos fundamentales del suelo	2.2.1.- Cuáles son los periodos fundamentales en cada tipo de suelo de la ciudad de Riobamba?	Observación directa-Registro de Datos Estudio Preliminar
Variable Dependiente: ESPECTRO DE DISEÑO ELASTICO				
Conceptualización	Dimensiones	Indicadores	Ítems	Técnicas e Instrumentos
Envolturas de los Espectros de Respuesta Elásticos que permiten estimar los valores de respuestas máximas ante acciones sísmicas, requeridas para el diseño de estructuras	1.-Espectro de Respuesta	1.1.-Amortiguamiento	1.1.1.-Cuál es el porcentaje de amortiguamiento que se empleará para la construcción del espectro de respuesta según las normativas locales?	Observación directa-Bibliografía
			1.2.1.- La normalización y escalamiento de los espectros se realizará acorde con la aceleración máxima establecida en la NEC-11?	Observación directa-Bibliografía
		1.3.-Sismo de Análisis	1.3.1.- La probabilidad de excedencia y los periodos de retorno consideradas para los espectros de respuesta, se guiarán en los niveles de sismo establecidos por en la NEC-11?	Observación directa-Bibliografía
	2.- Respuestas Máximas	2.1.-Aceleración Máxima	2.1.1 La aceleración máxima obtenida fue sobreestimada o subestimada, con respecto a la establecida por el NEC-11?	Observación directa-Cuaderno de notas
		2.2.-Contenido Frecuencial y Periodos de vibración	2.2.1 Cuál es Contenido Frecuencial y periodos de vibración que se puede obtener de los registros y espectros generados?	Observación directa-Cuaderno de notas

Elaborado por: Samantha Mora, 2012.

#### 4.4.- Procedimientos

##### 4.4.1.-Zonificación sísmica de los suelos de Riobamba

El estudio de Zonificación sísmica, contiene mediciones de vibración ambiental de los suelos de la ciudad de Riobamba, para la evaluación de efectos de sitio mediante la Técnica de Nakamura, para el análisis dinámico del subsuelo, el cual permite conocer la respuesta o comportamiento de este frente a las ondas sísmicas, mediante 173 puntos instrumentados distribuidos por toda la ciudad de Riobamba en forma de malla con módulos de aproximadamente 400 metros (Barahona, 2002). Estos registros de microtrepidaciones serán utilizados en este proyecto.

Al ser el suelo una estructura muy rígida, y su amplitud de frecuencia de vibración es muy pequeña, la aplicación de la Transformada rápida de Fourier (Fast Fourier Transform FFT) y de la técnica de Nakamura en las señales registradas, permitió obtener sus frecuencias predominantes y el período fundamental.

Para la Zonificación sísmica de los suelos de Riobamba (Barahona, 2002), se utilizaron los equipos de la caseta de instrumentación que la Universidad Católica Santiago de Guayaquil mantiene en la Base Naval de Salinas, y se detalla a continuación:

- Sismógrafo digital: IDS-3602 A
- Geófono: Mark Products L-4D
- Computadora portátil

Para clasificar el suelo de Riobamba se consideró como base la normativa del CEC-2000, y según los períodos instrumentados, se distinguen dos zonas (I y II) en las que predominan los tipos de suelo S2 y S3.

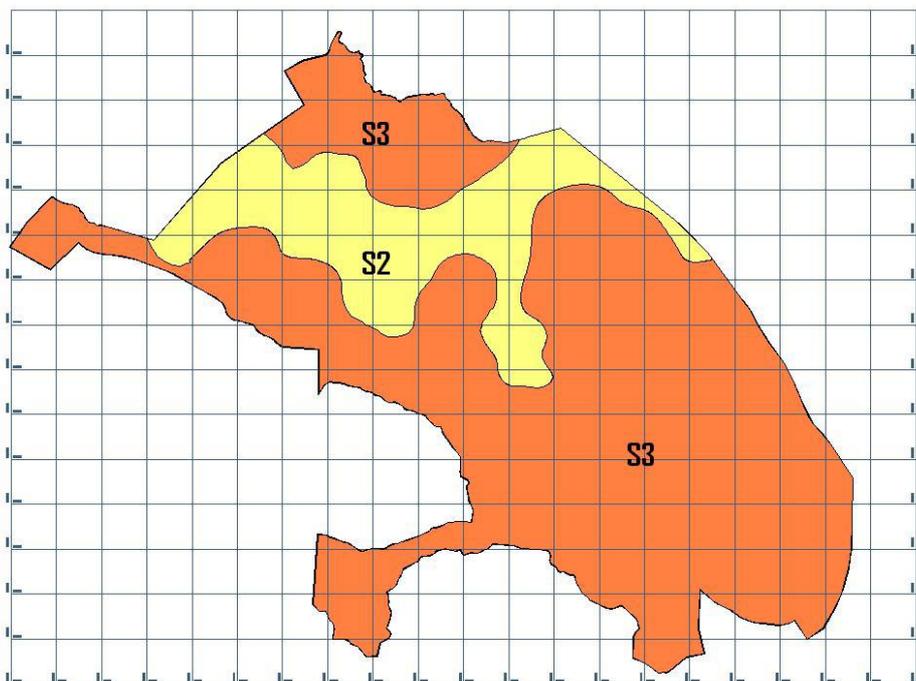


Figura 56. Mapa de Zonificación Sísmica de los suelos de Riobamba  
(Fuente: Barahona, 2002).

**1.- Recopilación de datos:** A partir del estudio de Zonificación Sísmica de los suelos de Riobamba, se recopiló toda la información y datos, del registro de cada uno de los 173 puntos instrumentados, que incluyen acelerogramas en dirección NS, EW y vertical en archivos ASCII.

**2.- Obtención de espectros de Respuesta:** Con los acelerogramas obtenidos de los canales NS y EW de los 173 puntos instrumentados con vibración ambiental; se obtuvo los espectros de respuesta de aceleración absoluta. El proceso de cálculo de los espectros de Respuesta se realizó en el programa DEGTRA4 (Ordaz M, 2005)

**3.- Normalización de los espectros de respuesta:** A cada uno de estos registros se los normalizará a **392 gals (0.4g)**, de tal manera que se multiplicarán por un factor tal que la aceleración máxima sea la indicada.

**4.- Obtención del espectro de diseño:** Una vez que se obtienen, los espectros de respuesta de cada uno, posteriormente se aplican las estadísticas con las que se determinará el espectro de diseño

## 4.5 Procesamiento y análisis

### 4.5.1.-Procesamiento de señales

Cada uno de los 173 puntos instrumentados, poseen registros de medición de vibración ambiental de suelos, y contienen las señales en tres canales:

- El canal 1 (channel 1); representa la componente vertical.
- El canal 2 (channel 2); representa la componente horizontal en dirección norte-sur (NS).
- El canal 3 (channel 3); representa la componente horizontal en dirección este-oeste (EW).

En los canales 1, 2 y 3, se incluyen acelerogramas en la dirección que representan: vertical, NS, y EW en archivos ASCII, en los que viene información adjunta sobre algunos detalles de la toma de registros, como la ubicación, fecha y duración de la medición.

Cada canal está compuesto por 37500 valores distribuidos en 3750 filas y 10 columnas, con un tiempo de duración de la medición de 150 segundos, Por lo que el valor de  $DT=37500/150=0.004$  segundos.





En este caso los acelerogramas NS y EW se ingresan en archivos ASCII, con un valor de intervalo de tiempo  $DT=0.004$ , que corresponde a los registros. Así se puede observar el acelerograma en cuestión.

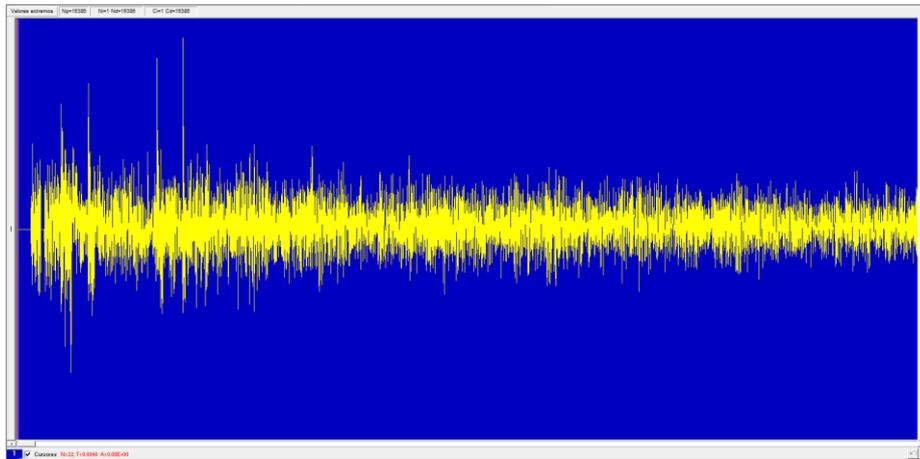


Figura 61. Acelerograma de vibración ambiental. (P001E canal 3-componente EW)  
(Elaborado por: Samantha Mora, 2012)

Para el cálculo de los espectros de respuesta elástica, se utilizan los siguientes parámetros:

- NT: Número de periodos para los que se calcula espectro
- Tmin: Periodo inicial del espectro
- Tmax: Periodo final del espectro
- Csi: Amortiguamiento, expresado como porcentaje del crítico. El programa admite sistemas subamortiguados, críticamente amortiguados y sobreamortiguados (Ordaz M, 2005).

Debe seleccionarse también el tipo de espectro deseado, el programa DEGTRA A4 permite calcular los siguientes espectros:

- Seudoaceleración
- Desplazamiento relativo
- Aceleración absoluta
- Velocidad relativa
- Energía de entrada (por unidad de masa)

Para este proyecto, se seleccionó la opción de Aceleración Absoluta con una fracción de amortiguamiento igual a  $Csi=5\%$  (0.005). Se leerán 50 puntos (NT), en un rango de  $0.01 < T < 3 \text{seg}$ .

Figura 62. Parámetros de ingreso para generar espectros de respuesta  
(Elaborado por: Samantha Mora, 2012)

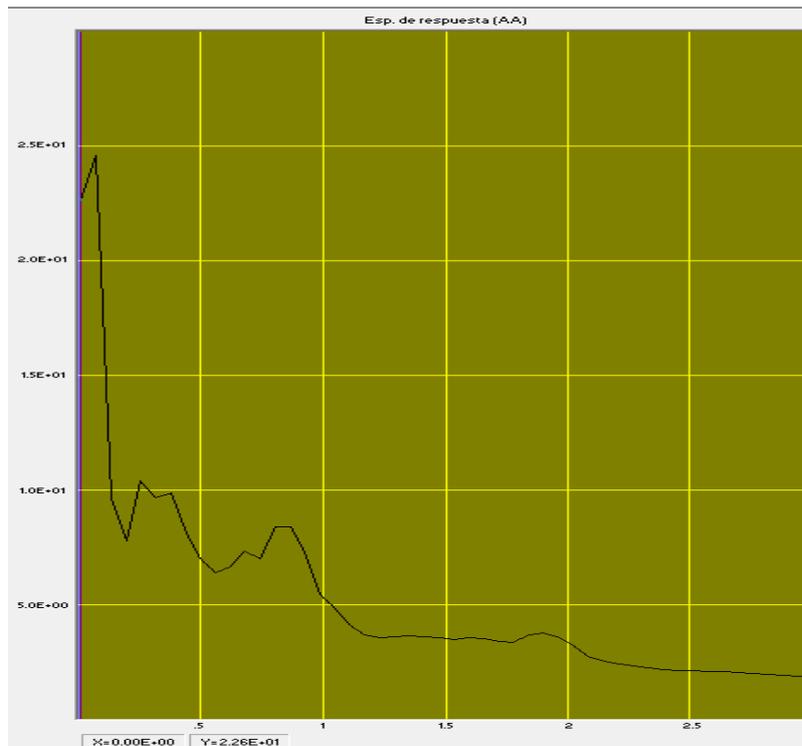


Figura 63. Espectro de Respuesta de Aceleración Absoluta (P001E canal 3-componente EW)  
(Elaborado por: Samantha Mora, 2012)

El programa DEGTRA A4, calcula el espectro de respuesta mediante el método de las ocho constantes que da solución a la ecuación de equilibrio dinámico (Cap. 3.6.6 numeral d1: “Métodos basados en la interpolación de la excitación”) para NT periodos equiespaciados entre Tmin y Tmax.

#### 4.5.3.- Normalización de los espectros de respuesta

Una vez generados los 519 espectros de respuesta de aceleración absoluta, cada uno fue normalizado a **391.196 gals (0.4g)** que es el valor de la aceleración sísmica esperada en roca (PGA) para la ciudad según el mapa de Zonificación del Ecuador NEC-11 para un periodo de retorno de 475 años y una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años, de tal manera que las ordenadas se multiplican por un factor tal que la aceleración

máxima sea la indicada, cumpliendo con los requisitos mínimos de la normativa vigente.

#### 4.5.3.1.-Proceso de normalización de los espectros de respuesta

Para un valor de la gravedad  $g= 9.7799 \text{ m/s}^2$  correspondiente a Riobamba, el valor de 0.4g corresponde a una aceleración de 391.196 gals ( $\text{cm/ s}^2$ ).

Para obtener el factor de normalización, se tomo la primera ordenada de cada espectro ( $A1$ ), y el valor de la aceleración corresponda a la máxima esperada (0.4g o 391.196 gals). Cada ordenada fue multiplicada por dicho factor, que está definido por:

$$f(\text{normalizacion}) = \frac{A1}{PGA}$$

#### 4.5.4.- Obtención del espectro de diseño

Una vez obtenidos, los espectros de respuesta normalizados, se aplicaron métodos estadísticos para determinar el espectro de diseño. Se consideró el valor medio, y medio más una desviación estándar.

Las ordenadas de los espectros de respuesta medio y medio más una desviación estándar obtenidos de las Zonas I y II, se multiplicaron por los coeficientes de amplificación  $F_a$  (Tabla 7) para la zona V considerando los perfiles de subsuelo tipo D y E, respectivamente, establecidos en la NEC-11, que prevalecen como requisito mínimo.

La probabilidad del 50% de no excedencia representa el valor medio de las ordenadas espectrales, y el 84.1% representa el valor de la media más una desviación estándar asumiendo una distribución de probabilidad log-normal para las ordenadas espectrales.

Los periodos de los espectros de respuesta obtenidos a partir de mediciones de vibración ambiental representan valores muy bajos, por lo que fue necesario aplicar un factor de corrección (Tabla 12 y 13), calculado a partir de la relación entre la desviación estándar de los periodos fundamentales  $T1$ , procedentes del estudio de zonificación (Anexo B), y el periodo que registre la mayor aceleración en el espectro de vibración ambiental.

**Tabla 12. Factor de corrección para  $T \geq T_1$  (Componente EW)**

Zona	T1 (s)	T'(s)	f=T1/T'
I	0.92061	0.07102	12.96257
II	1.36476	0.07102	19.21645

(Elaborado por: Samantha Mora, 2012)

**Tabla 13. Factor de corrección para  $T \geq T_1$  (Componente NS)**

Zona	T1 (s)	T'(s)	f=T1/T'
I	0.80669	0.0710204	11.3585674
II	1.13451	0.0710204	15.9744242

(Elaborado por: Samantha Mora, 2012)

**T1**= En el caso de la zona I T1=desviación estándar de los Periodos Fundamentales. En el caso de la zona II T1= media + desviación estándar de los Periodos Fundamentales.

**T'**= Periodo de mayor aceleración en el espectro de vibración ambiental.

**f**= Factor de corrección

El factor de corrección f, permite normalizar los valores de los periodos del espectro de respuesta de tal manera que la aceleración máxima corresponda alrededor del periodo fundamental T1.

Esta corrección en los periodos, es válida para establecer la línea de tendencia que siguen los diferentes puntos del espectro de respuesta a partir del intervalo  $T \geq T_1$ , y permitirá determinar la ecuación que gobierna el segundo tramo de la curva descendente del espectro de diseño. El primer tramo estará dado por una recta que nace desde la ordenada de aceleración máxima.

#### 4.5.5.-Cálculo de la línea de tendencia en Microsoft Excel versión 2007

Mediante la opción “Agregar Línea de Tendencia” del menú “Gráfico”, sobre el conjunto de datos que conforman los espectros de respuesta, se hizo factible realizar un análisis de regresión, útil para predecir valores futuros a partir de valores reales, por lo que se debió buscar la línea de tendencia más adecuada para el conjunto de datos con un valor de  $R^2$  sea igual o se aproxime a uno, Microsoft Excel permite escoger la tendencia más fiable, entre las siguientes opciones:

**Tabla 14. Líneas de Tendencia disponibles en Microsoft Excel 2007.**

Línea de Tendencia	Ecuación
Exponencial	$y = ce^{bx}$ ; c y b son constantes, e es la base del logaritmo natural.
Lineal	$y = mx + b$ ; m es la pendiente y b es la intersección
Logarítmica	$y = c \ln x + b$ ; c y b son constantes, y ln es la función logarítmica natural.
Polinómica	$y = b + c_1x + c_2x^2 + c_3x^3 + \dots + c_6x^6$ ; b y $c_1 \dots c_6$ son constantes
Potencial	$y = cx^b$ ; c y b son constantes. (ajuste de mínimos cuadrados)
Media Móvil	$\bar{F}_t = \frac{A_t + A_{t+1} + \dots + A_{t+n+1}}{n}$
$R^2 = 1 - \frac{SSE}{SST}; SSE = \sum (Y_i - \hat{Y}_j)^2; SST = \left( \sum (Y_j^2) \right) - \frac{(\sum Y_j)^2}{n}$	

Fuente: Microsoft Excel 2007 Help

## 5. RESULTADOS

Mediante los acelerogramas de mediciones de vibración ambiental, en 173 puntos instrumentados, procedentes del estudio de Zonificación de suelos de la ciudad.

Se calcularon 346 espectros de respuesta de tipo elástico de aceleraciones absolutas para una fracción de amortiguamiento respecto al crítico del 5%, en dirección NS y EW mediante el programa DEGTRA A4.

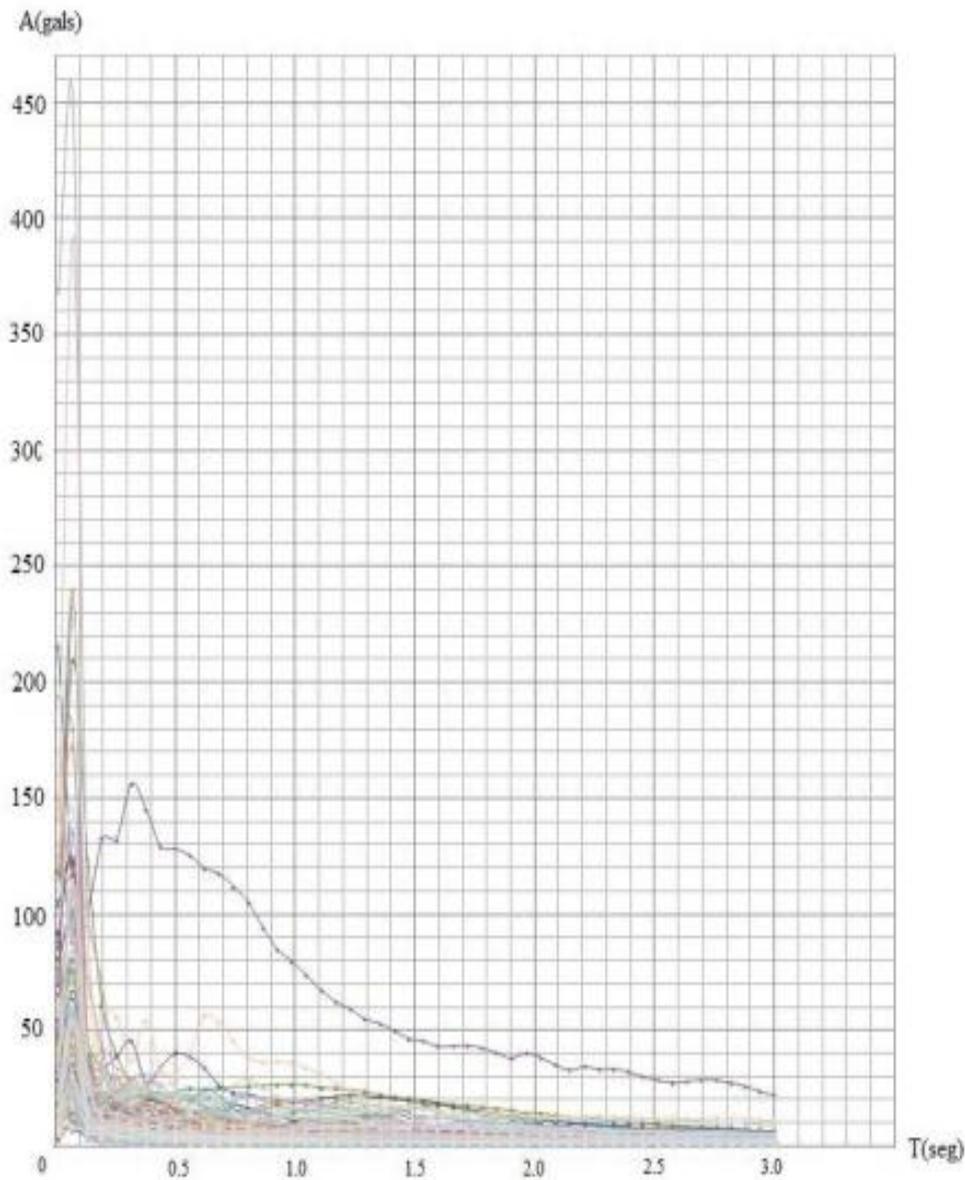


Figura 64. Espectros de Respuesta de aceleración absoluta  $\xi=0.05$ , componente NS, obtenidos en DEGTRA A4.

(Elaborado por: Samantha Mora, 2012)

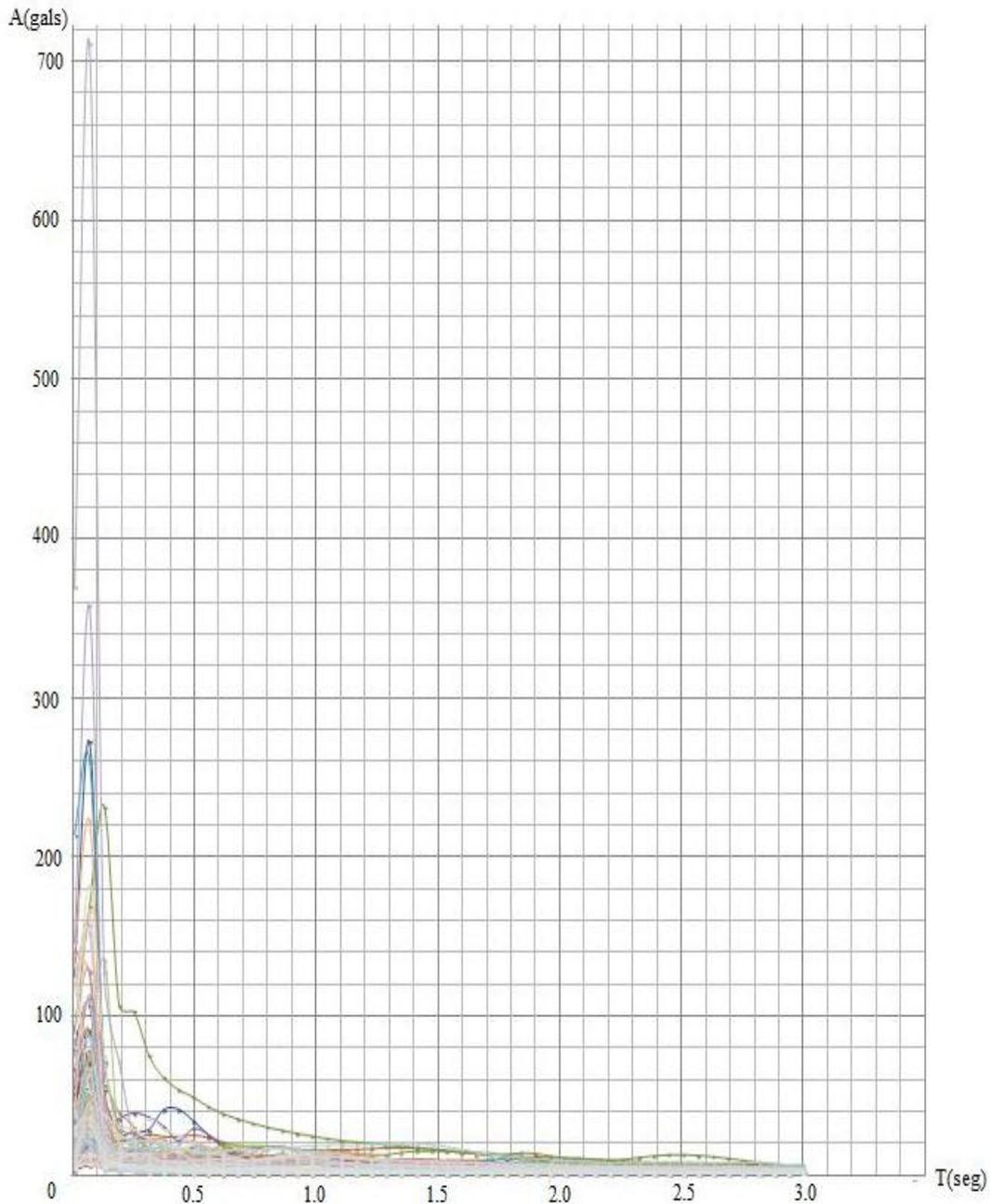


Figura 65. Espectros de Respuesta de aceleración absoluta  $\xi=0.05$ , componente EW, obtenidos en DEGTRA A4.  
(Elaborado por: Samantha Mora, 2012)

Cada espectro fue normalizado a una aceleración máxima de 0.4g para la ciudad de Riobamba, determinada para un periodo de retorno de 475 años y una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años. Para calcular los espectros medio ( $p=0.50$ ) y medio más una desviación estándar ( $p=0.84$ ), dentro del conjunto de espectros de respuesta normalizados, se descartaron aquellos que presentaban valores desfasados, para obtener una menor dispersión. En el caso de la componente EW, se desecharon los puntos P039 y P119, mientras que para la componente NS fueron los puntos P040 y P141.

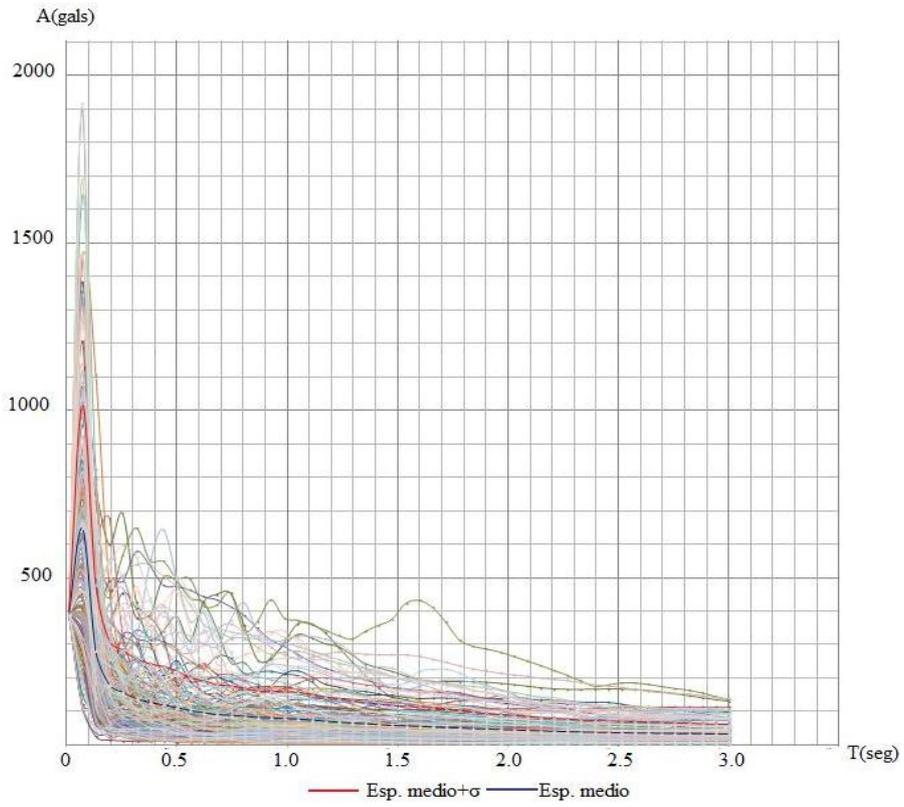


Figura 66. Espectros de Respuesta normalizados, componente NS.  
(Elaborado por: Samantha Mora, 2012)

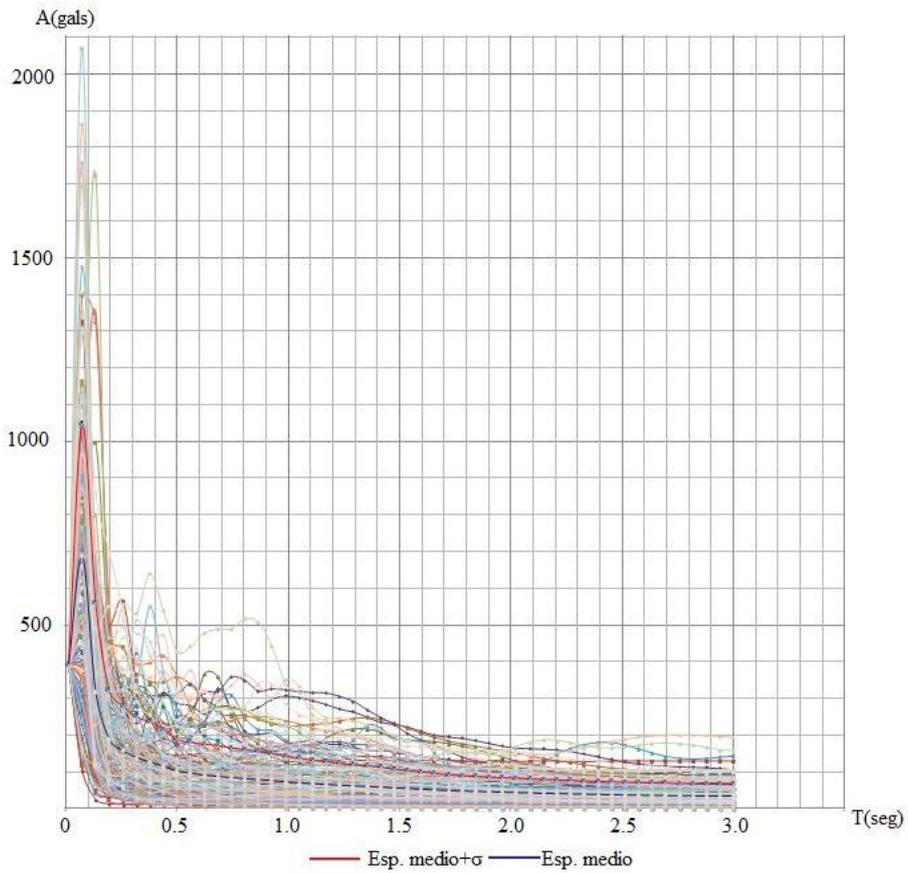


Figura 67. Espectros de Respuesta normalizados, componente EW.  
(Elaborado por: Samantha Mora, 2012)

Una vez obtenidos los espectros medio y medio más una desviación estándar, se procedió a aplicar el procedimiento de corrección en los periodos, obteniéndose:

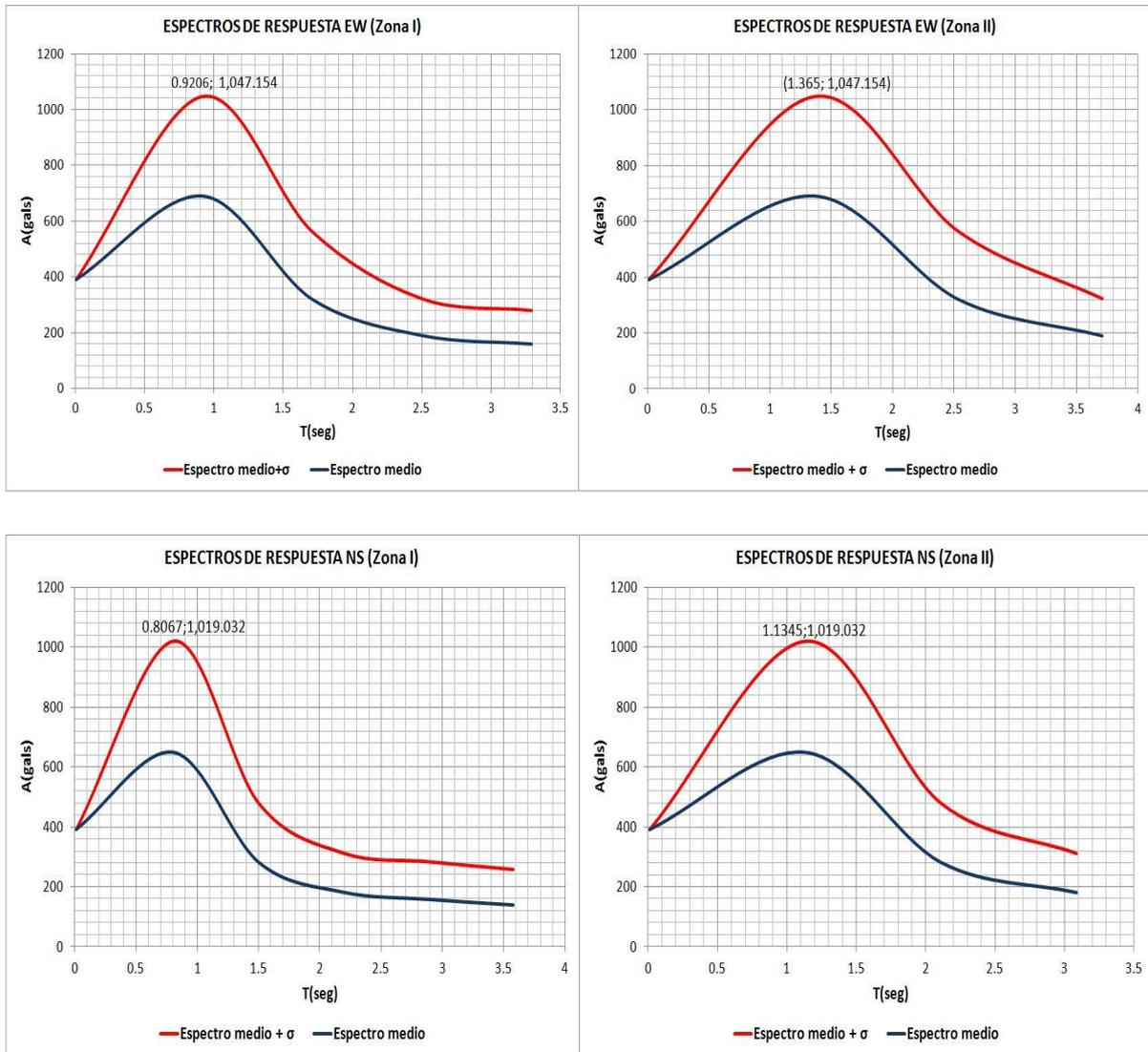


Figura 68. Espectros de Respuesta corregidos  
(Elaborado por: Samantha Mora, 2012)

Una vez corregidos los espectros de respuesta, las líneas de tendencia que siguieron los puntos de los diferentes espectros, fueron de tipo potencial cuya ecuación determinará el tramo de la curva de caída del espectro de diseño en el intervalo  $T > T_1$  (Zona I  $T_1 = 0.806$ seg (NS)  $T_1 = 0.920$  seg (EW); Zona II=  $T_1 = 1.134$ seg (NS)  $T_1 = 1.364$ seg (EW) ).

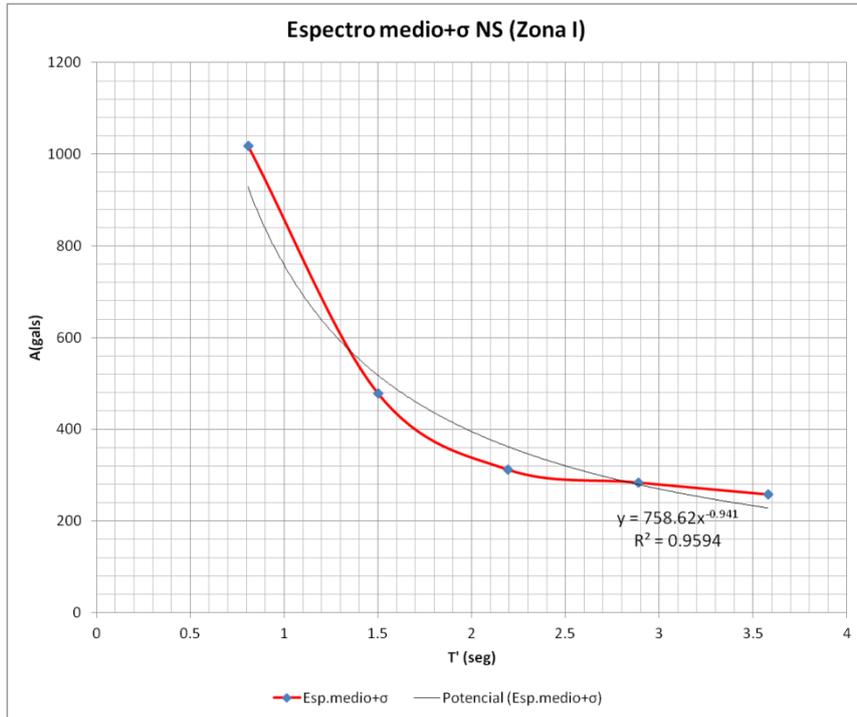


Figura 69. Línea de tendencia intervalo T>T1 del espectro de respuesta NS (Zona I)  
 (Elaborado por: Samantha Mora, 2012)

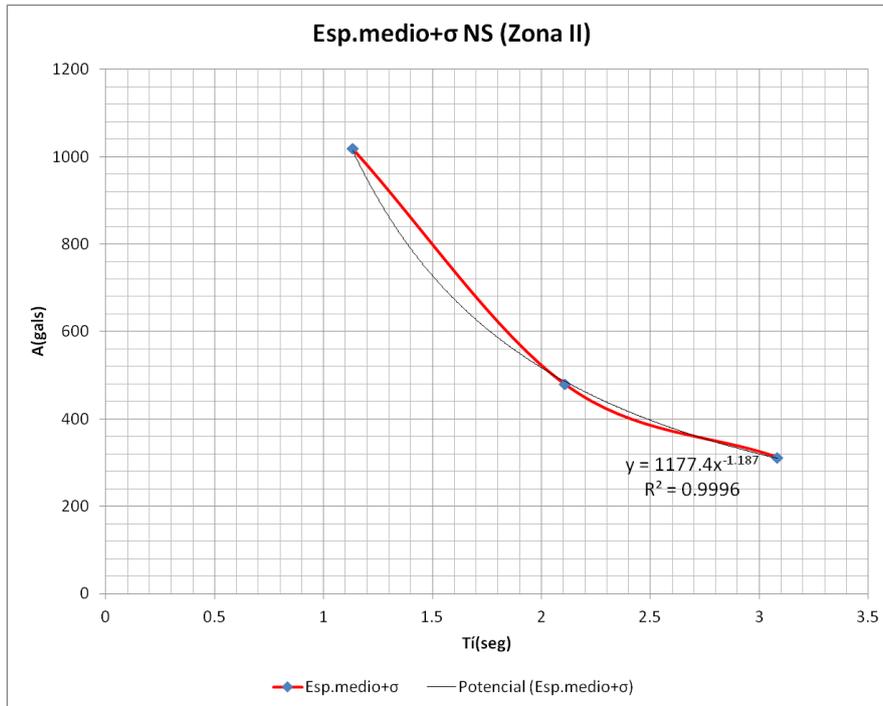


Figura 70. Línea de tendencia intervalo T>T1 del espectro de respuesta NS (Zona II)  
 (Elaborado por: Samantha Mora, 2012)

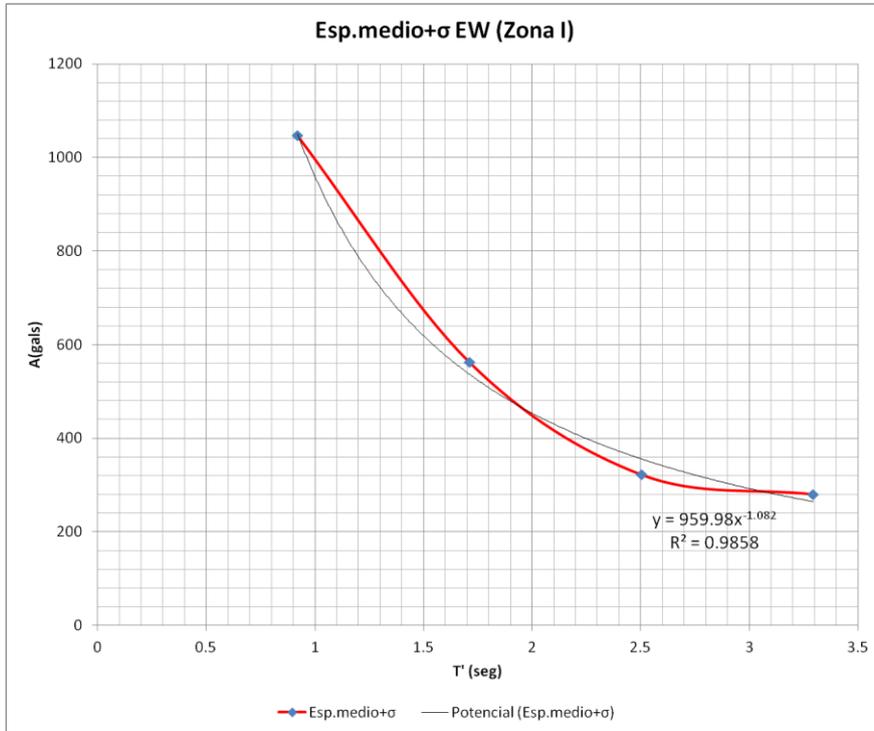


Figura 71. Línea de tendencia intervalo  $T > T1$  del espectro de respuesta EW (Zona I)  
 (Elaborado por: Samantha Mora, 2012)

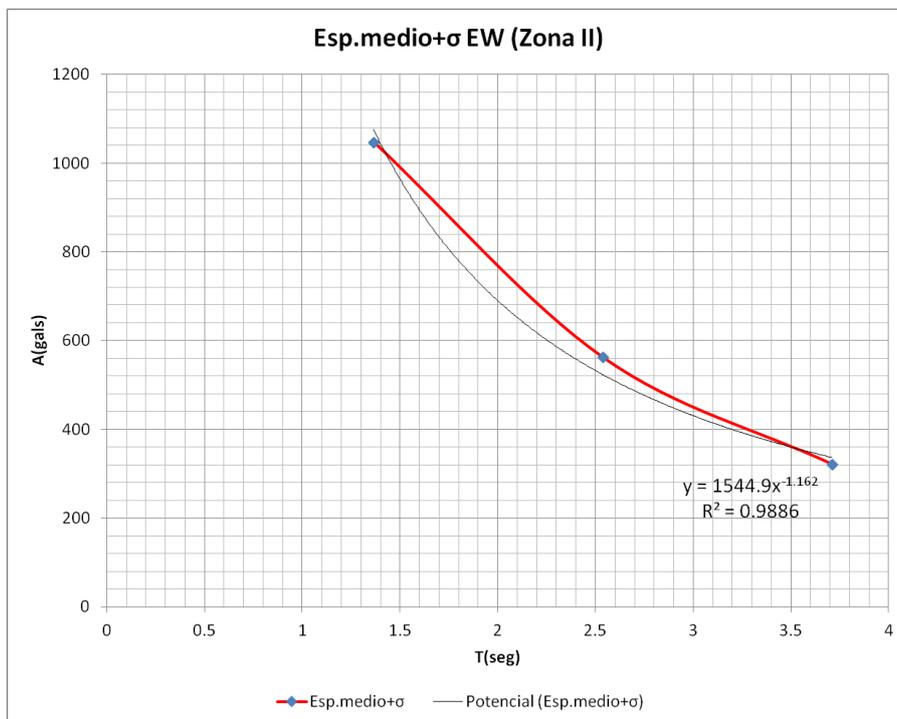


Figura 72. Línea de tendencia intervalo  $T > T1$  del espectro de respuesta EW (Zona II)  
 (Elaborado por: Samantha Mora, 2012)

Pueden apreciarse en todos los cuatro espectros que los valores de  $R^2$  son cercanos al valor de uno, lo que indica que el ajuste de la línea de tendencia escogida es adecuado.

Por razones de seguridad, para las dos zonas en estudio, se consideraron más desfavorables los espectros de respuesta de la componente EW con respecto a los de la componente NS, para establecer el espectro de diseño final.

El espectro de diseño obtenido a partir de la media más una desviación estándar, presenta dos tramos, cuyos intervalos están definidos por el periodo  $T^*$  que se calcula mediante:

1. Zona I:  $T^* = 1.110 / F_a$
2. Zona II:  $T^* = 1.598 / F_a$

La recta que conforma el primer tramo del espectro de diseño para las dos zonas I y II, en el intervalo  $0 \leq T \leq T^*$ , está establecida por:

$$A = f \cdot F_a \cdot PGA$$

Donde:

$$f = \frac{Aa(gals)}{PGA(gals)} = 2.676 ; Aa = \text{Máxima Aceleración espectral.}$$

$F_a$  = coeficiente de amplificación (NEC-11).

$PGA$  = Aceleración máxima esperada (en porcentaje de la gravedad = 0.4g; en  $gals = 391.196 \text{ cm/s}^2$ ).

$T$  = Periodo estructural

La curva de caída del espectro en el intervalo  $T \geq T^*$ , se define mediante la ecuación:

1. Zona I:  $A = 959.98 T^{-1.082} \cdot F_a^*$
2. Zona II:  $A = 1544.9 T^{-1.162} \cdot F_a^*$

\*Nota: Para expresar estos valores en porcentaje de la gravedad, se los deberá dividir para  $g = 977.99 \text{ cm/s}^2$

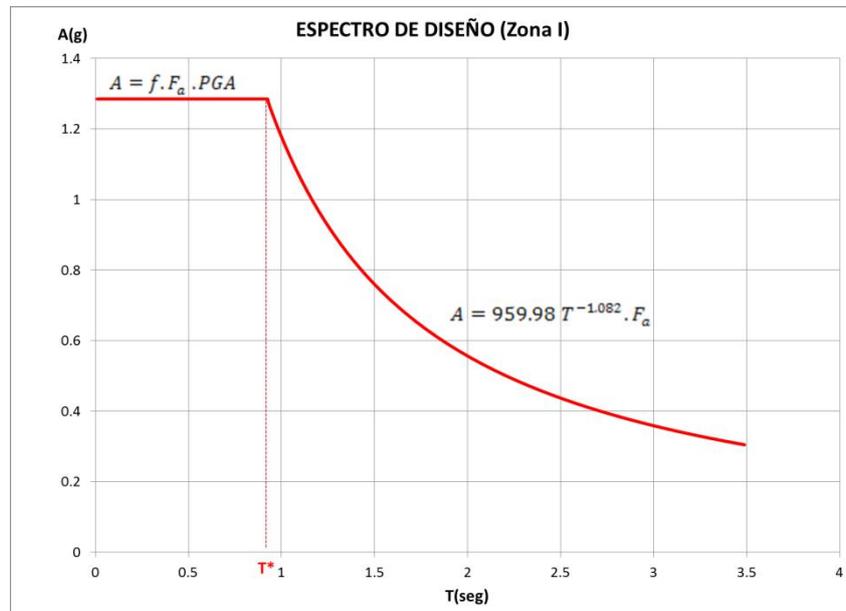


Figura 73. Espectro de Diseño calculado para Zona I  
(Elaborado por: Samantha Mora, 2012)

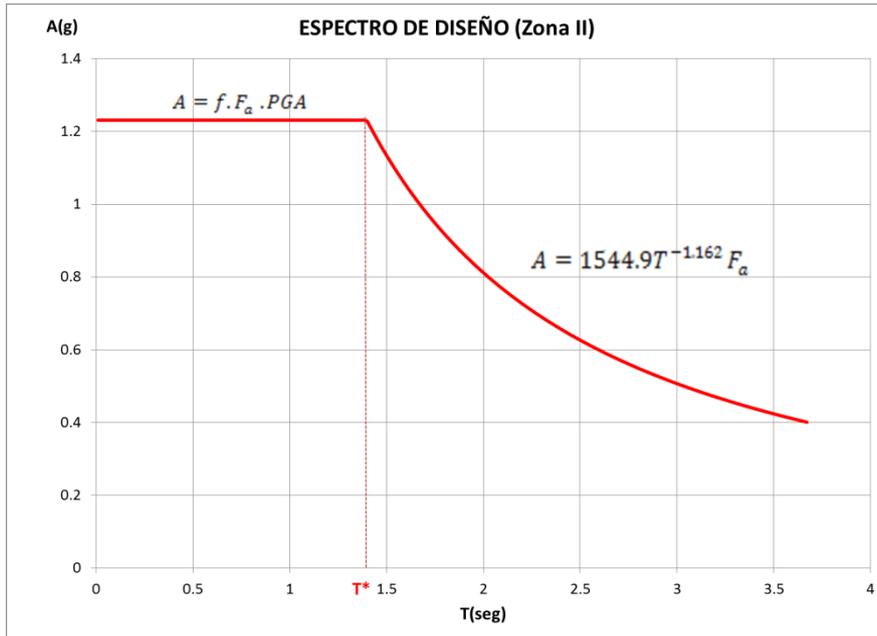


Figura 74. Espectro de Diseño calculado para Zona II.  
(Elaborado por: Samantha Mora, 2012)

Se efectuó una comparación conjunta con las formas espectrales de las zonas I y II con las dadas por la normativa vigente NEC-11 para los tipos de suelo C, D y E (zona sísmica V) y por el CEC-2000 para los perfiles de suelo S2, S3 y S4 (zona sísmica IV) (Figura 75 y 76, Tabla 15), que se han utilizado durante los últimos 10 años en la ciudad de Riobamba.

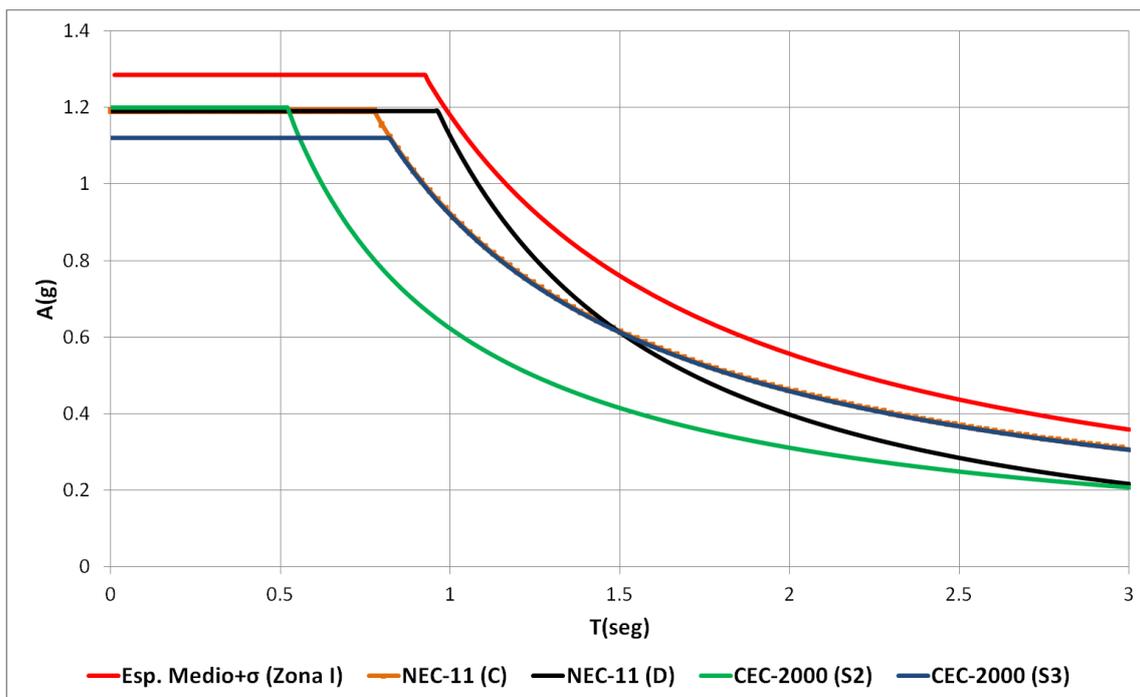


Figura 75. Comparación entre los Espectros de Diseño Zona I, NEC-11 (Suelo C y D) y CEC-2000 (S2 y S3)  
(Elaborado por: Samantha Mora, 2012)

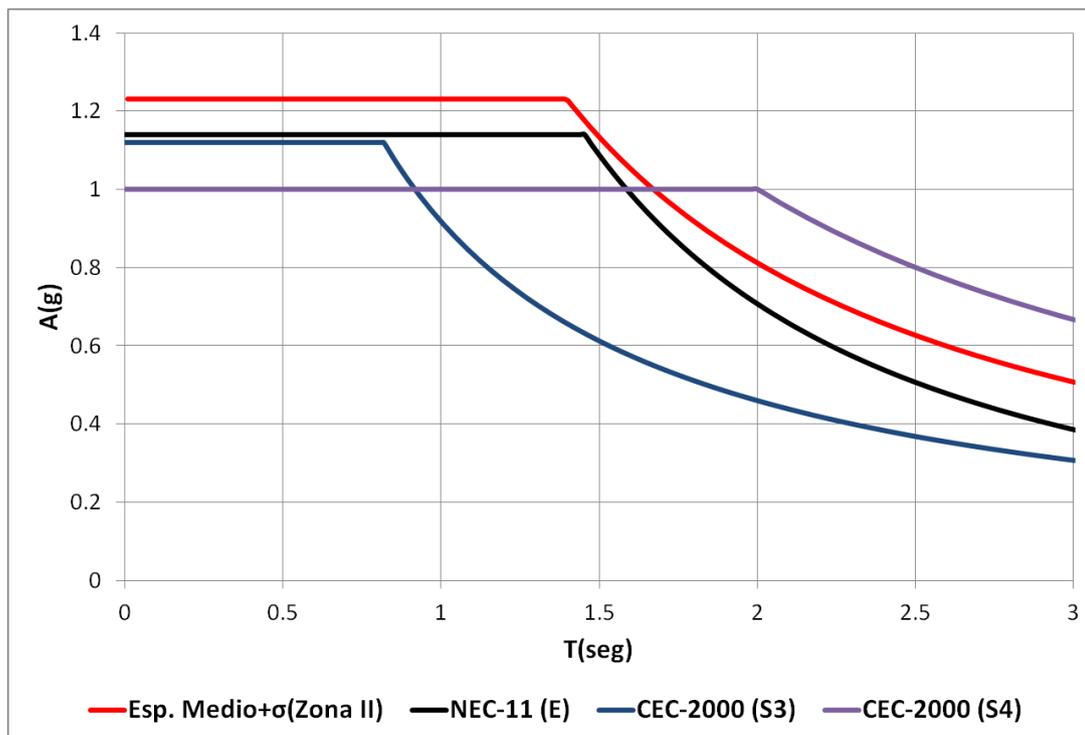


Figura 76. Comparación entre los Espectros de Diseño Zona II, NEC-11 (Suelo E) y CEC-2000 (S3 y S4)  
(Elaborado por: Samantha Mora, 2012)

**Tabla 15. Valores de T\*, T=3seg y A(g) obtenidos de espectros de diseño.**

ESPECTRO	T*(seg)	A(g)	T(seg)	A(g)	Observaciones
Esp. Medio+σ(Zona I)	0.9253	1.2848	3.0000	0.3588	
Esp. Medio+σ(Zona II)	1.3894	1.2313	3.0000	0.5068	
NEC-11 (C)	0.7746	1.1904	3.0000	0.3094	Para Zona V
NEC-11 (D)	0.9625	1.1904	3.0000	0.2189	Para Zona V
NEC-11 (E)	1.4539	1.1408	3.0000	0.3885	Para Zona V
CEC-2000(S2)	0.5200	1.2000	3.0000	0.2087	Para Zona IV
CEC-2000(S3)	0.8200	1.1200	3.0000	0.3093	Para Zona IV
CEC-2000(S4)	2.0000	1.0000	3.0000	0.6756	Para Zona IV

(Elaborado por: Samantha Mora, 2012)

## 6. DISCUSIÓN

Tras varias investigaciones llevadas a cabo sobre el uso de microtrepidaciones durante los últimos años y en distintas partes del mundo, se las considera como sustitutas ideales de señales del suelo por sismos, ante la ausencia de sismos reales, para evaluar efectos de sitio y predecir las características de movimientos fuertes, ya que el período predominante de un movimiento sísmico está muy relacionado con el período más frecuente de las microtrepidaciones. Aunque se requiere de un afinamiento y confirmación en los resultados obtenidos, mediante el uso de registros de sismos reales, tomados con instrumentos localizados en el sitio.

Los espectros de respuesta calculados con un  $\xi=0.05$  y generados mediante microtrepidaciones, en el programa DEGTRA A4, conservan una forma similar a la de los espectros procedentes de datos sísmicos. Las ordenadas de los espectros generados (media y media más una desviación estándar), arrojan importantes valores de aceleración, que después de la normalización, los valores medios llegan a 0.70 g, incluso los más altos alcanzan los 1.76g (1721 gals), que son rangos de aceleraciones comparables con sismos reales, por lo que estos espectros de respuesta pueden ser efectivos al momento de construir un espectro de diseño.

Según estudios realizados, el registro de microtrepidaciones en superficie permite obtener el periodo de resonancia que se obtiene con el sismo. En el presente proyecto, un inconveniente que presentaban los registros de vibración ambiental, es el de que las mayores aceleraciones se daban en valores de periodos muy cortos, por lo que se tuvo que efectuar una corrección buscando un factor que en cierta forma “normalice” el periodo de mayores ordenadas al periodo fundamental obtenido por la Técnica de Nakamura (Barahona D, 2002) o relación H/V, que es muy efectiva para determinar las frecuencias predominantes del sitio.

Se pudo observar que el periodo fundamental T1, para la Zona I, calculado por la Técnica de Nakamura (media más una desviación estándar) guarda similitud con el periodo propuesto por el espectro de la NEC-11 para un suelo tipo D y con el espectro para suelo S3 del CEC-2000. Lo mismo ocurre con el periodo fundamental T1, para la Zona II (media más dos desviaciones estándar) se aproxima al periodo del espectro para suelo tipo E de la NEC-11.

Este proceso de corrección en los periodos fue efectivo, por lo que se obtuvo un espectro de respuesta útil para calcular el espectro de diseño definitivo y con sus intervalos de T definidos a partir del periodo fundamental; para definir los intervalos de T que gobiernan la recta y la curva de caída calculada por la ecuación de la línea de tendencia.

Las formas espectrales obtenidas a partir de mediciones de vibración ambiental para las zonas I y II del presente estudio, una vez normalizadas y multiplicadas por el factor de amplificación  $F_a$  de la NEC-11, que fue tomado por ser un requisito mínimo que impone la normativa al no haber estudios que lo determinaran previamente, se asemejan a los espectros de diseño establecidos en la normativa vigente para los tipos de suelo D y E, respectivamente, superándolos en un valor de 0.09 g.

Los periodos  $T^*$ , que definen los intervalos de la recta y curva de caída, del espectro calculado para la zona I, se aproximan notablemente a los periodos  $T^*$  de los espectros para suelo tipo C y D (NEC-11) y S3 (CEC-2000). En el caso del espectro para la zona II, se acerca al periodo  $T^*$  del espectro para un perfil tipo E (NEC-11), como se observa en la Tabla 15.

Los resultados conseguidos, mediante el espectro de diseño local obtenido por vibración ambiental, pueden realizar importantes contribuciones a las normas de diseño sismorresistentes que rigen en la ciudad, incluso para mejorar estudios de peligrosidad sísmica local, ya que se lograría hacer una aproximación a una amenaza sísmica real.

Además, la NEC-11, determina que si de estudios de microzonificación sísmica realizados para una región determinada del país, se establecen valores de aceleración  $S_a$  diferentes a los establecidos en la normativa, se podrán utilizar los valores de los mencionados estudios, como es el caso de los hallados en este proyecto, prevaleciendo los de la NEC-11 como requisito mínimo.

## 7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### 7.1 Conclusiones

-Las mediciones de vibración ambiental o microtemores, al permitir la evaluación de la respuesta dinámica de los suelos, pueden ser utilizadas como un parámetro para mejorar distintas herramientas que cuantifican la amenaza sísmica como es el caso de espectros de diseño.

-Las formas espectrales obtenidas a partir de vibración ambiental, mediante métodos estadísticos, al asemejarse y aproximarse a las presentadas por espectros de diseño elásticos impuestos en normativas vigentes para la ciudad de Riobamba, pueden ser utilizadas como espectros de diseño local confiables, con sus respectivas afinaciones y validaciones con registros sísmicos.

-En el caso de este estudio y bajo las condiciones de la ciudad de Riobamba, se comprobó que con un proceso de normalización a espectros de respuesta obtenidos mediante vibración ambiental, tanto en periodos como en aceleraciones, se puede llegar a estimar un espectro de respuesta cercano al de un generado por registros sísmicos, esto basado en los periodos fundamentales calculados.

-El periodo fundamental  $T_1$  de cada zona de la ciudad, constituyó el punto de partida para determinar el periodo  $T^*$ , que indica cuales son los intervalos definitivos que delimitan a cada uno de los tramos que conforman el espectro de diseño calculado.

### 7.2 Recomendaciones

- Realizar un plan de instrumentación local, con el fin de obtener mayor cantidad de registros sísmicos y de vibración ambiental, para afinar los modelos establecidos en actuales y futuros estudios de peligrosidad sísmica, para llegar a cuantificar una real y confiable valoración de la amenaza sísmica.

- Validar los resultados logrados en este estudio, con datos de registros sísmicos reales locales o sismogramas artificiales, para afinar las formas espectrales obtenidas con sus periodos, para detectar verdaderas aproximaciones con la realidad, depurando los modelos calculados; y obtener factores de amplificación locales, propios de la ciudad.

- Mediante la teoría de vibraciones aleatorias y el uso de espectros de Fourier, con los registros de vibración ambiental disponibles, plantear otra alternativa de cálculo de efectos de sitio y espectros de diseño.

- Obtener el espectro de diseño inelástico a partir del espectro obtenido en este estudio, mediante parámetros establecidos en la NEC-11 (Norma Ecuatoriana de Construcción

2011), para poder verificar la incidencia del mismo en el diseño de estructuras que están o serán construidas en la ciudad.

- Efectuar análisis y diseños sismorresistentes en edificaciones ante la acción del espectro de diseño local obtenido mediante vibración ambiental y comparar los resultados con los espectros de normativas vigentes, para determinar cuanto afecta el incremento de aceleración que propone el espectro de este estudio, en aspectos económicos y constructivos.

- Ante el crecimiento y expansión de la ciudad de Riobamba, actualizar la información sísmica y urbana disponible (mapas de microzonificación sísmica, catastros urbanos, etc) acorde con las normativas vigentes para obtener una visión exacta de todos los nuevos puntos de la ciudad, de los que por ahora sus efectos de sitio se desconocen, y así realizar una cuantificación de peligrosidad sísmica más detallada, sin descuidar a ningún sector.

## **8. PROPUESTA**

### **8.1 Título de la propuesta**

**“EVALUACION DEL USO DE ESPECTROS GENERADOS A PARTIR DE MEDICIONES DE VIBRACION AMBIENTAL EN EL DISEÑO DE EDIFICACIONES APORTICADAS DE CONCRETO REFORZADO”.**

### **8.2 Introducción**

Una vez obtenido el Espectro de Diseño de tipo elástico de aceleraciones, con una fracción de amortiguamiento  $\xi=0.05$ , mediante mediciones de vibración ambiental (microtrepidaciones o microtremores) para Riobamba, es importante, establecer en qué medida es factible y confiable su utilización, ya que puede ser una opción que complemente a las normativas vigentes.

De esta manera, la ciudad podría contar con un espectro de diseño que cuantifique a una amenaza sísmica local más aproximada a la realidad, ante la carencia de registros de sismos instrumentados superiores al 10% de la gravedad, ideales para ello.

Al confirmar su validez, se podrá determinar su aplicación práctica para el diseño sismorresistente de estructuras, basado en aceleraciones espectrales; simulando a las fuerzas sísmicas que podrían actuar durante su vida útil.

Las edificaciones de concreto reforzado aporticadas son mayoritarias en la ciudad, y continúan siendo utilizadas con frecuencia en la construcción de viviendas, al igual que en obras de infraestructura general, por lo que este estudio se enfocará en analizar la amenaza sísmica a la que eventualmente estarían sometidas y en qué grado las afectaría, mediante una herramienta indispensable para estos fines como lo es un espectro de diseño local, que no permitiría calcular ni un sobredimensionamiento ni un subdimensionamiento de la estructura.

De la misma manera, los espectros de diseño establecidos en la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-11, servirán como parámetros que permitan validar y comprobar la efectividad del espectro propuesto en el diseño de edificaciones.

### 8.3 Objetivos

#### 8.3.1 Objetivo general

-Implementar el uso de Espectros de Diseño de tipo elástico de aceleraciones ( $\xi=0.05$ ) a partir de mediciones de vibración ambiental en el diseño de edificaciones aporticadas de concreto reforzado, conformados por vigas y columnas.

#### 8.3.2 Objetivos Específicos

- Determinar el Espectro de diseño inelástico a partir del espectro elástico generado por vibración ambiental, mediante parámetros de la NEC-11.
- Modelar una tipología general de edificaciones de concreto reforzado predominantes en la ciudad de Riobamba.
- Realizar un análisis modal espectral en las edificaciones, utilizando los espectros de diseño a partir vibración ambiental, CEC-2000 y de la NEC-11.
- Comparar los resultados arrojados, enfocados a derivas de piso, por las formas espectrales generadas a partir de vibración ambiental y las expuestas en la normativa NEC-11.

### 8.4 Fundamentación Científico –Técnica

#### 8.4.1 Espectro Inelástico

Es importante tener en cuenta que si se diseña un edificio para el espectro elástico no se espera ningún daño en la estructura pero resultará muy costosa ya que las fuerzas sísmicas serán muy altas. En cambio si se diseña para el espectro inelástico se espera daño en la estructura pero no costará tanto la edificación ya que se ha diseñado para menores fuerzas sísmicas (Aguiar R, 2006).

Un espectro inelástico se obtiene dividiendo las ordenadas del espectro elástico para el valor  $R\phi_P\phi_E$ .

Donde:

$R$  es el factor de reducción de las fuerzas sísmicas debido a comportamiento inelástico,  $\phi_P$  y  $\phi_E$  son factores que penalizan las irregularidades tanto en planta como en elevación, de la edificación.

#### 8.4.2 Coeficientes de configuración estructural establecidos en la NEC-11

El propósito de los coeficientes de configuración estructural es penalizar al diseño de estructuras irregulares, tanto en planta como en elevación, debido a que la presencia de dichas irregularidades usualmente causa un comportamiento deficiente ante la ocurrencia de un sismo.

### 8.4.3 Coeficiente de configuración estructural en planta $\phi_P$

El coeficiente  $\phi_P$  se estimara a partir del análisis de las características de regularidad e irregularidad en las plantas en la estructura, descritas en la Tabla 16. Se utilizara la expresión:

$$\phi_P = \phi_{PA} \cdot \phi_{PB}$$

En donde:

$\phi_{PA}$ : El mínimo valor  $\phi_{PI}$  de cada piso  $i$  de la estructura de la tabla, para las irregularidades tipo 1, 2 y/o 3.

$\phi_{PB}$ : El mínimo valor  $\phi_{PI}$  de cada piso  $i$  de la estructura de la tabla, para las irregularidades tipo 4.

**Tabla 16. Coeficientes de irregularidad en planta**

<b>IRREGULARIDAD PENALIZADA EN PLANTA</b>	
<p><b>Tipo 1 - Irregularidad torsional</b>  <math>\phi_N=0.9</math>  <math>\Delta &gt; 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}</math></p> <p>Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.</p>	
<p><b>Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas</b> <math>\phi_N=0.9</math>  <math>A &gt; 0.15B</math> y <math>C &gt; 0.15D</math></p> <p>La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.</p>	
<p><b>Tipo 3 - Discontinuidades en el sistema de piso</b>  <math>\phi_N=0.9</math>                      a) <math>C \times D &gt; 0.5A \times B</math>                      b) <math>[C \times D + C \times E] &gt; 0.5A \times B</math></p> <p>La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.</p>	
<p><b>Tipo 4 - Ejes estructurales no paralelos</b>  <math>\phi_N=0.9</math></p> <p>La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

Fuente: NEC-11(“Peligro Sísmico y Requisitos de Diseño Sismo Resistente” CAPITULO2-52)

### 8.4.4 Coeficiente de configuración estructural en elevación $\phi_E$

El coeficiente  $\phi_E$  se estimará a partir del análisis de las características de regularidad e irregularidad en las plantas en la estructura, descritas en la Tabla 17. Se utilizará la expresión:

$$\phi_E = \phi_{EA} \cdot \phi_{EB}$$

En donde:

$\phi_{EA}$ : El mínimo valor  $\phi_{EI}$  de cada piso  $i$  de la estructura de la tabla, para las irregularidades tipo 1.

$\phi_{EB}$ : El mínimo valor  $\phi_{EI}$  de cada piso  $i$  de la estructura de la tabla, para las irregularidades tipo 2 y/o 3.

Cuando una estructura no contempla ninguno de los tipos de irregularidades descritos en la Tabla 16, en ninguno de sus niveles,  $\phi_E$  tomara el valor de 1 y se le considerara como regular en elevación.

**Tabla 17. Coeficientes de irregularidad en elevación**

<i>IRREGULARIDAD PENALIZADA EN ELEVACIÓN</i>	
<p><b>Tipo 1 - Piso flexible</b>  <math>\phi_E=0.9</math>                      Rigidez <math>K_i &lt; 0.70</math> Rigidez <math>K_0</math>  <math>Rigidez &lt; 0.80 \frac{(K_o + K_{i-1} + K_i)}{3}</math></p> <p>La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.</p>	
<p><b>Tipo 2 - Distribución de masa</b>  <math>\phi_E=0.9</math>  <math>m_o &gt; 1.50 m_E</math> ó  <math>m_o &gt; 1.50 m_C</math></p> <p>La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1.5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.</p>	
<p><b>Tipo 3 - Irregularidad geométrica</b>  <math>\phi_E=0.9</math>  <math>a &gt; 1.3 b</math></p> <p>La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.</p>	
<p><small>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</small></p>	

Fuente: NEC-11(“Peligro Sísmico y Requisitos de Diseño Sismo Resistente” CAPITULO2-53)

### 8.4.5 Factor de reducción de resistencia sísmica R

El factor R implica una fuerte reducción de las fuerzas sísmicas de diseño, para que las estructuras y sus conexiones se diseñen para desarrollar un mecanismo de falla previsible y con adecuada ductilidad, donde el daño se concentre en secciones especialmente detalladas para funcionar como rótulas plásticas, permitiendo disminuir

la ordenada elástica espectral, para obtener un adecuado comportamiento inelástico durante el sismo de diseño, proveyendo así la adecuada ductilidad y disipación de energía suficientes que impidan el colapso de la estructura ante eventos sísmicos severos.

Los factores de reducción de resistencia  $R$  dependen de muchas variables, como del tipo de estructura, tipo de suelo, periodo de vibración considerado y de los factores de ductilidad, sobrerresistencia, redundancia y amortiguamiento de una estructura en condiciones límite, la NEC-11 lo ha simplificado a un parámetro constante dependiente únicamente de la tipología estructural.

La NEC-11, establece que el diseñador seleccionará el sistema estructural a utilizarse para la edificación, de entre 2 grupos, los sistemas estructurales dúctiles y los sistemas estructurales de ductilidad limitada, de la Tabla 18, junto con el valor de reducción de resistencia sísmica  $R$  correspondiente.

Debe tomarse el menor de los valores de  $R$  para los casos en los cuales el sistema resistente estructural resulte en una combinación de varios sistemas como los descritos.

**Tabla 18. Coeficiente de reducción de respuesta estructural  $R$**

<b>Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural <math>R</math>, Sistemas Estructurales Dúctiles</b>	
<b>Sistemas Duales</b>	
Pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras, sean de hormigón o acero laminado en caliente.	7
Pórticos de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	7
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	7
Pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	6
<b>Pórticos resistentes a momentos</b>	
Pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	6
Pórticos espaciales sismo-resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	6
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	6
<b>Otros sistemas estructurales para edificaciones</b>	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos espaciales sismo-resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5
<b>Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural <math>R</math>, Sistemas Estructurales de Ductilidad Limitada</b>	
<b>Pórticos resistentes a momento</b>	
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en el capítulo 4, limitados a 2 pisos	3
Estructuras de acero conformado en frío, aluminio, madera, limitados a 2 pisos	3
<b>Muros estructurales portantes</b>	
Mampostería no reforzada, limitada a un piso	1
Mampostería reforzada, limitada a 2 pisos	3
Mampostería confinada, limitada a 2 pisos	3
Muros de hormigón armado, limitados a 4 pisos	3

Fuente: NEC-11 “Peligo Sísmico y Requisitos de Diseño Sismo Resistente” CAPÍTULO 2-57

### 8.4.6 Tipo de uso, destino e importancia de la estructura Coeficiente I (NEC-11)

La estructura a construirse se clasificará en una de las categorías que se establecen en la Tabla 19, y se adoptara el correspondiente factor de importancia *I*.

El propósito del factor I es incrementar la demanda sísmica de diseño para estructuras, que por sus características de utilización o de importancia deben permanecer operativas o sufrir menores danos durante y después de la ocurrencia del sismo de diseño.

**Tabla 19. Tipo de uso, destino e importancia de la estructura**

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

Fuente: NEC-11("Peligro Sísmico y Requisitos de Diseño Sismo Resistente" CAPITULO2-49)

### 8.4.7 Carga sísmica reactiva *W*

La carga sísmica *W* representa la carga reactiva por sismo y es igual a la carga muerta total de la estructura más un 25% de la carga viva de piso. En el caso de estructuras de bodegas o de almacenaje, *W* se calcula como la carga muerta más un 50% de la carga viva de piso.

### 8.4.8 Cortante basal de diseño

El cortante basal total de diseño *V*, a nivel de cargas últimas, que será aplicado a una estructura en una dirección especificada, se determinara mediante las expresiones:

$$V = \frac{IS_a}{R\phi_P\phi_E}W$$

En donde:

*I*: Factor de importancia

*W*: Carga reactiva.

*S<sub>a</sub>*: Aceleración espectral correspondiente al espectro de respuesta elástico para diseño

*R*: Factor de reducción de respuesta Estructural

$\phi_P\phi_E$ : Factores de configuración estructural en planta y en elevación

### 8.4.9 Periodo de vibración T

El periodo de vibración de la estructura, para cada dirección principal, será estimado a partir de uno de los siguientes métodos, en los que se realizará una estimación inicial razonable del periodo estructural que permite el cálculo de las fuerzas sísmicas a aplicar y realizar el dimensionamiento de la estructura.

#### -Método 1

Para estructuras de edificación, el valor de T puede determinarse de manera aproximada mediante la expresión:

$$T = C_t h_n^\alpha$$

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

Tabla 20. Coeficientes  $C_t$  y  $\alpha$

Estructura	$C_t$	$\alpha$
Estructuras de acero sin arriostramientos	0.072	0.80
Estructuras de acero con arriostramientos	0.073	0.75
Pórticos espaciales de hormigón armado sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras.	0.047	0.9
Pórticos espaciales de hormigón armado con muros estructurales o diagonales rigidizadoras.	0.049	0.75
Estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0.049	0.75

Fuente: NEC-11 "Peligro Sísmico y Requisitos de Diseño Sismo Resistente" CAPÍTULO 2-55

#### -Método 2

El periodo fundamental T puede ser calculado, utilizando las propiedades estructurales y las características de deformación de los elementos resistentes, en un análisis apropiado y adecuadamente sustentado. Este requisito puede ser cumplido mediante la utilización de la siguiente expresión, aplicada en cada dirección principal de la estructura o por medio de un análisis modal:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n w_i \delta_i^2}{g \sum_{i=1}^n f_i \delta_i}}$$

Donde:

$f_i$ = Representa cualquier distribución aproximada de las fuerzas laterales en el piso i, de acuerdo con los principios descritos más adelante, o cualquiera otra distribución racional.

$\delta_i$ = Deflexión elástica del piso i, calculada utilizando las fuerzas laterales  $f_i$ .

El valor de T calculado según el método 2 no debe ser mayor en un 30% al valor de T calculado con el Método 1.

### 8.4.10 Análisis Modal Espectral

Es un método de Análisis dinámico en el que a partir la superposición de los diferentes modos de vibración se calcula la respuesta dinámica de la estructura, en donde la

respuesta máxima de cada modo se obtiene mediante la ordenada de un espectro, correspondiente a su periodo de vibración. (Vasco P, 2003).

El espectro de diseño es una grafica que expresa las características de los movimientos sísmicos, en términos de sus respuestas máximas (aceleración, velocidad o desplazamiento) en función de un periodo de vibración dado.

Este método es el que más se utiliza para el análisis sísmico de estructuras.

**-Procedimiento de Cálculo para Análisis sísmico en el plano:**

- a. Encontrar la matriz de rigidez lateral del pórtico  $\overline{KL}$ .
- b. Determinar la matriz de masas del edificio  $\overline{M}$ .
- c. Resolver el problema de vectores  $\phi$  y valores propios  $\lambda$ :  $[\overline{KL} - \lambda\overline{M}]\phi = \overline{0}$ .
- d. Determinar frecuencias  $W_n = \sqrt{\lambda}$  y períodos de vibración  $T = \frac{2\pi}{W_n}$ .

e. Con cada período entrar al espectro inelástico y determinar la aceleración espectral  $Ad$ .

f. Cálculo de los factores de participación modal i

$$\gamma_i = \frac{\overline{\phi}_i^t \cdot \overline{M} \cdot \overline{J}_x}{\overline{\phi}_i \cdot \overline{M} \cdot \overline{\phi}_i}; \overline{J}_x = 1$$

g. En donde:  $\overline{\phi}_i$ : Vector propio de modo i;  $\overline{J}$ : Vector identidad para análisis plano.

h. Los factores de participación modal se consideran en valor absoluto y significan que tanto contribuye el modo en la respuesta.

i. Cálculo de los desplazamientos máximos modales.

$$\overline{q}_i = \gamma_i \cdot Ad_i \cdot \left(\frac{T_i}{2\pi}\right)^2 \cdot \overline{\phi}_i$$

j. Determinación de las fuerzas máximas modales.

$$F_i = \gamma_i \cdot Ad_i \cdot \overline{M} \cdot \overline{\phi}_i$$

k. Cálculo de los cortantes de piso.

$$V = \sum F_i$$

l. Aplicación de criterios de combinación modal.

m. Determinación de las fuerzas estáticas equivalentes por sismo.

n. Fuerzas laterales por torsión accidental de planta.

### 8.4.11 Control de la deriva de piso (NEC-11)

#### 8.4.11.1 Definición de Deriva de piso

Es el desplazamiento lateral relativo de un piso con respecto al piso consecutivo, medido en dos puntos ubicados en la misma línea vertical de la estructura.

Es ampliamente reconocido que el daño estructural se correlaciona mejor con el desplazamiento que con la resistencia lateral desarrollada. Excesivas deformaciones han ocasionado ingentes pérdidas por daños a elementos estructurales y no estructurales. El diseñador debe comprobar que su estructura presentará deformaciones inelásticas controlables, mejorando substancialmente el diseño conceptual. Por lo tanto, los límites a las derivas de entrepiso inelásticas máximas,  $\Delta_M$ , se presentan en la Tabla 21, los cuales deben satisfacerse en todas las columnas del edificio.

**Tabla 21. Valores de  $\Delta_M$  máximos, expresados como fracción de la altura de piso**

<b>Estructuras</b>	<b><math>\Delta_M</math> máxima</b>
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.020
De mampostería	0.010

Fuente: NEC-11 "Peligro Sísmico y Requisitos de Diseño Sismo Resistente" CAPÍTULO 2-47

### 8.5 Descripción de la propuesta

En esta propuesta, se procederá a evaluar el uso de espectros de diseño generados a partir de mediciones de vibración ambiental, para determinar su confiabilidad y grado de validez al momento de caracterizar las acción sísmica a la que se sometería la ciudad de Riobamba, si llegan a aplicarse en métodos de cálculo para diseño sismorresistente.

#### 8.5.1 Obtención del espectro inelástico a partir del espectro generado mediante vibración ambiental

El espectro inelástico, se obtiene dividiendo las ordenadas del generado a partir del espectro elástico obtenido por vibración ambiental en este caso, para los valores de  $R\phi_P\phi_E$ , que serán tomados de la normativa NEC-11 (Tablas 16, 17 y 18) y son los que se indican a continuación:

- $R=7$
- $\phi_P=1$
- $\phi_E=1$

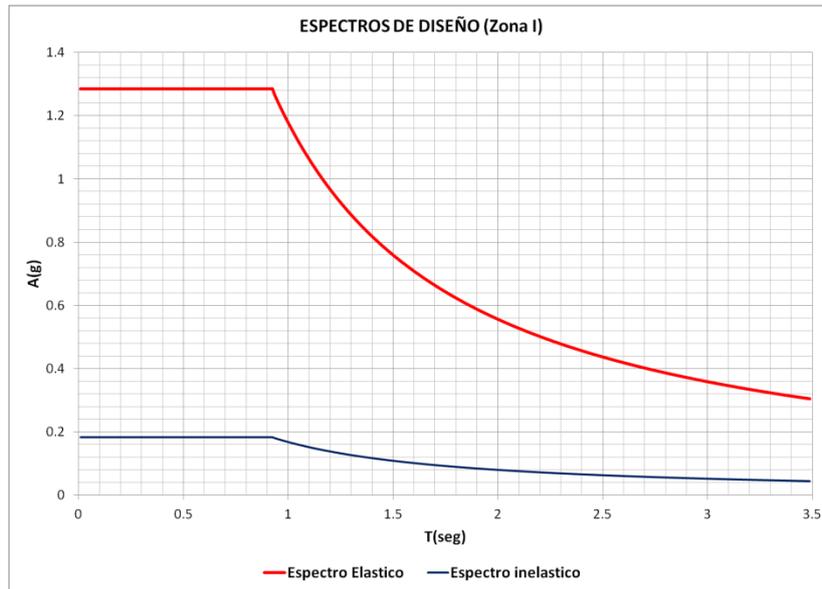


Figura 77. Espectros de Diseño obtenidos por vibración ambiental (Zona I)  
(Elaborado por: Samantha Mora, 2012)

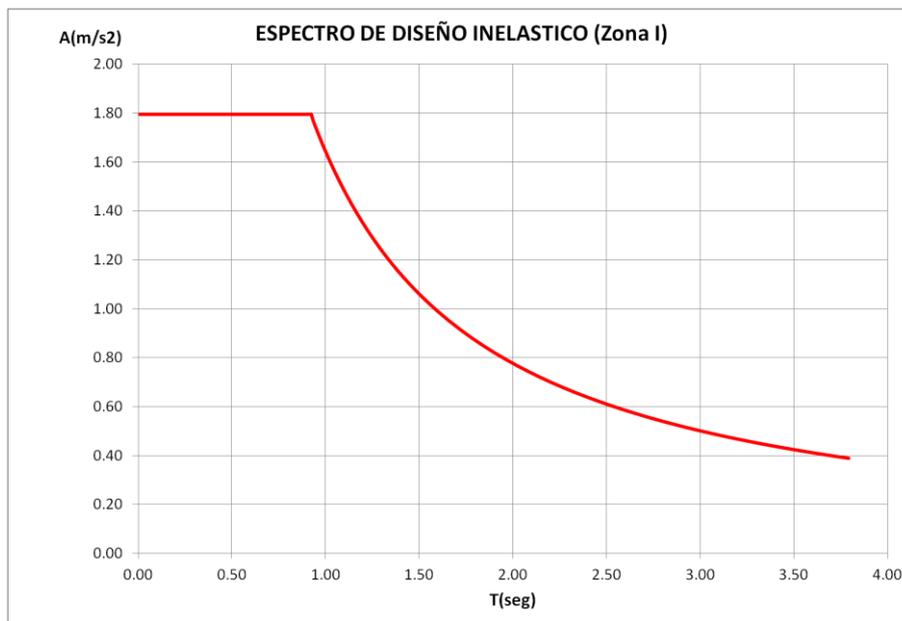


Figura 78. Espectro de Diseño Inelástico obtenido por vibración ambiental (Zona I)  
(Elaborado por: Samantha Mora, 2012)

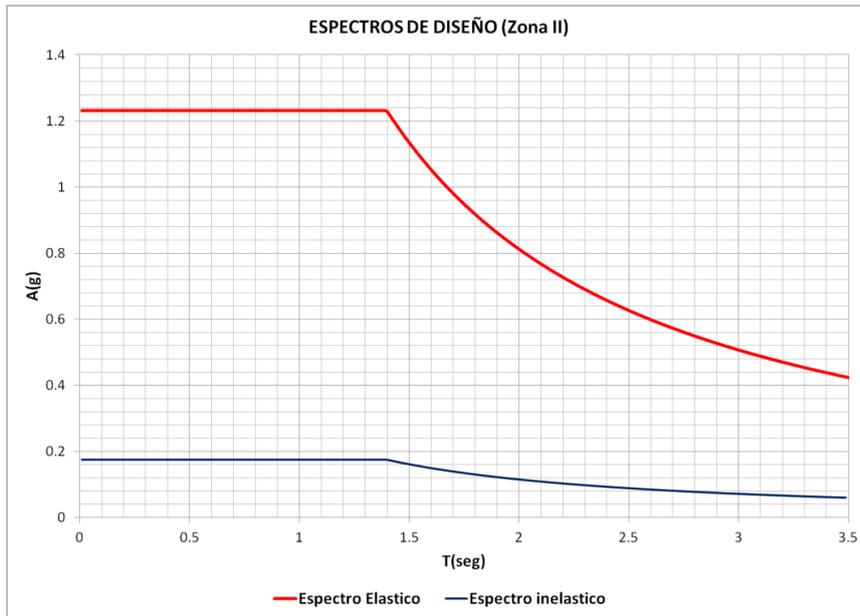


Figura 79. Espectros de Diseño obtenidos por vibración ambiental (Zona II)  
(Elaborado por: Samantha Mora, 2012)

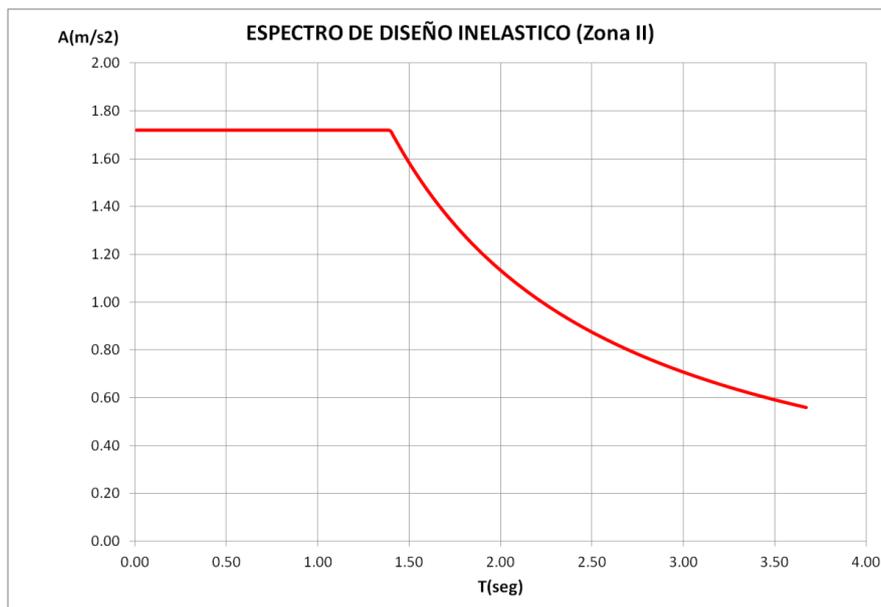


Figura 80. Espectro de Diseño Inelástico obtenido por vibración ambiental (Zona II)  
(Elaborado por: Samantha Mora, 2012)

### 8.5.2 Modelación de edificaciones aporticadas mediante el uso de software (ETABS v 9.0.0)

A partir de un proyecto arquitectónico destinado a vivienda que puede representar a los grupos más utilizados y proyectados en la ciudad (Figuras 87,92 y 93), se definieron dos tipologías de edificaciones aporticadas, de concreto reforzado, para efectuar dos tipos de modelación, para emplear métodos de diseño como el análisis modal espectral que utiliza datos tomados de un espectro de diseño de aceleraciones, aplicando así de forma práctica el espectro generado mediante mediciones de vibración ambiental.

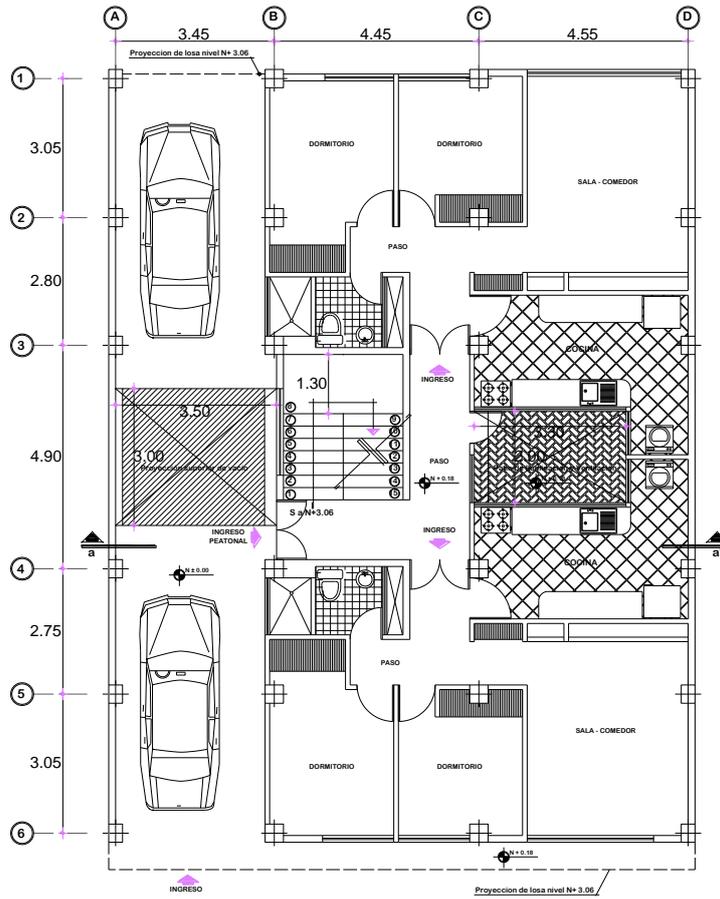


Figura 81. Planta Arquitectónica N+0.18m  
(Elaborado por: Samantha Mora, 2012)

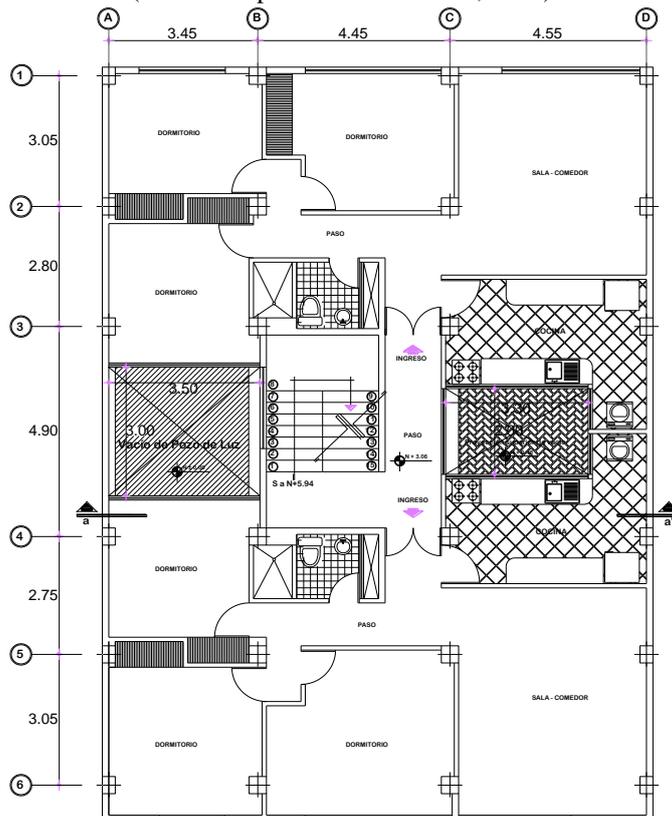


Figura 82. Planta Arquitectónica N+3.06m, N+5.94m, N+8.82m  
(Elaborado por: Samantha Mora, 2012)

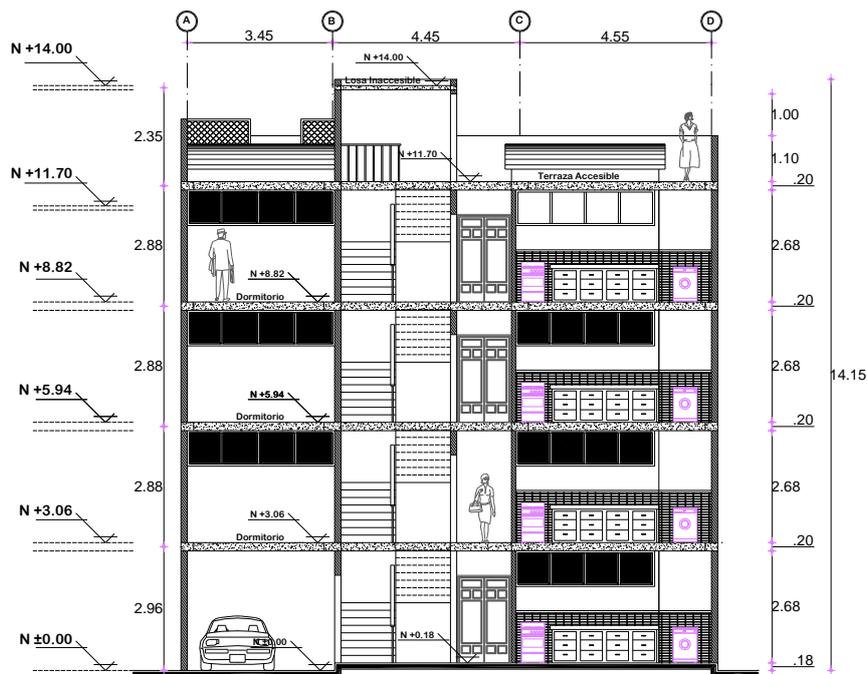


Figura 83. Corte A-A' de plantas arquitectónicas.  
(Elaborado por: Samantha Mora, 2012)

### 8.5.2.1 Modelo Generalizado

Esta muestra se modeló únicamente considerando elementos prismáticos (vigas y columnas) y elementos tipo membrana (losas), ingresando al programa ETABS v.9.0.0 la geometría dada del proyecto arquitectónico, además los materiales, secciones calculadas a partir de un predimensionamiento y cargas obtenidas mediante la evaluación previa (Anexo C), como se indica en las siguientes figuras:

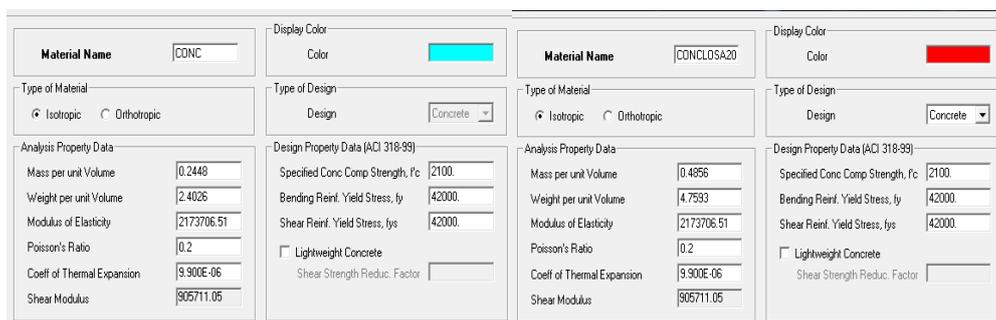


Figura 84. Datos de propiedades de materiales en Ton/m<sup>2</sup>  
(Elaborado por: Samantha Mora, 2012)

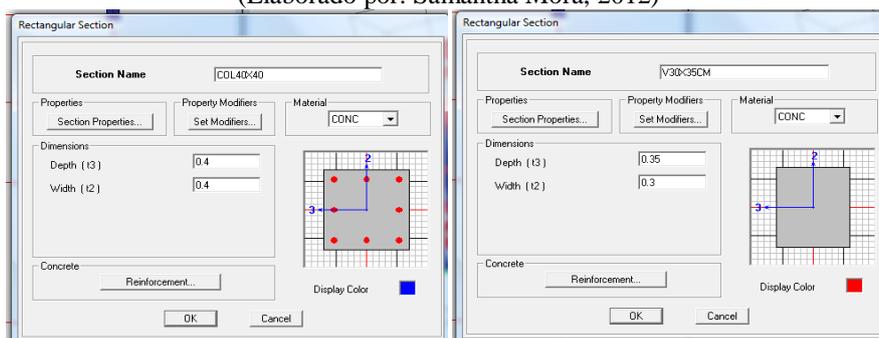


Figura 85. Propiedades de secciones (columnas y vigas) en m<sup>2</sup>  
(Elaborado por: Samantha Mora, 2012)

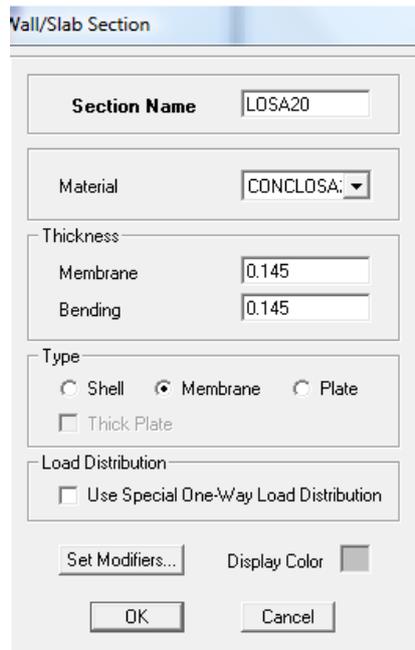


Figura 86. Propiedades de elementos tipo membrana (losas) en m  
(Elaborado por: Samantha Mora, 2012)

Datos de Carga ingresados:

-Carga Muerta (Ton/m <sup>2</sup> ):	0.6901
-Carga Viva (Ton/m <sup>2</sup> ):	0.200
-Peso por unidad de volumen (Ton/m <sup>3</sup> )	4.759
-Masa por peso	0.485

Este modelo generalizado representa a una estructura idealizada, regular en planta y en elevación, sin vanos ni voladizos.

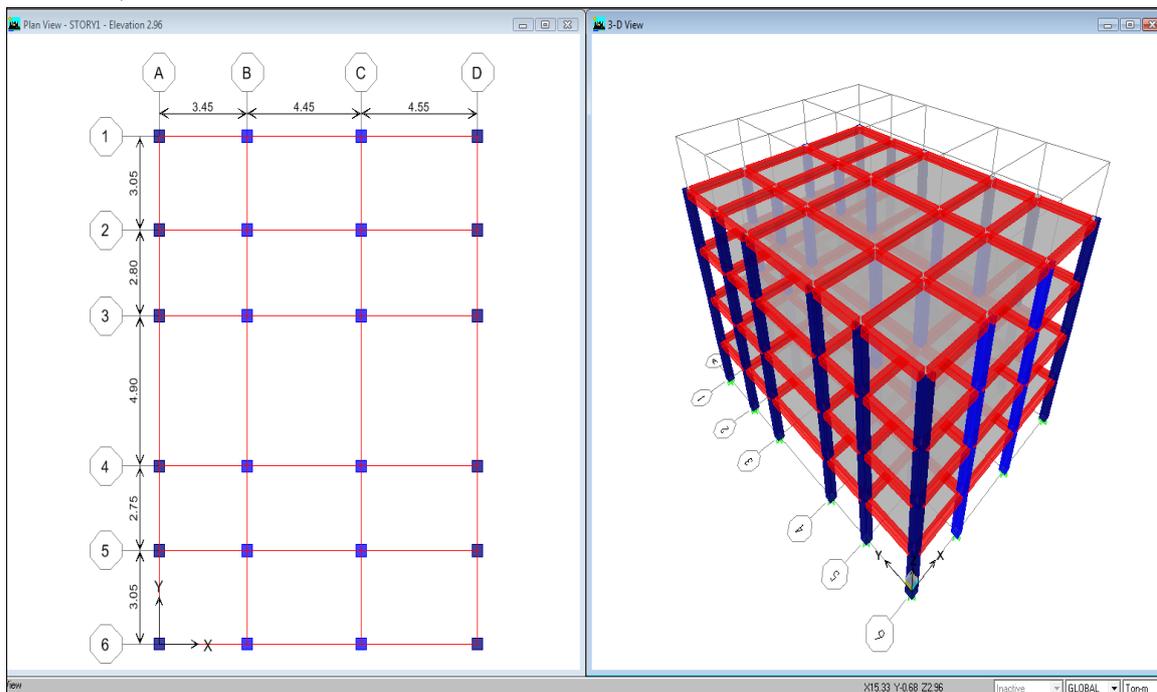


Figura 87. Geometría del modelo generalizado en ETABS v 9.0.0  
(Elaborado por: Samantha Mora, 2012)

### 8.5.2.2 Modelo Aplicado de una estructura real

Esta muestra se modeló considerando elementos prismáticos (vigas, columnas y nervios) y elementos tipo membrana (losas nervadas y gradas), ingresando al programa ETABS v.9.0.0 la geometría dada del proyecto arquitectónico, además los materiales, secciones calculadas a partir de un predimensionamiento y cargas obtenidas mediante la evaluación previa (Anexo C), como se indica en las siguientes figuras:

<b>Material Name</b> CONC	Display Color Color
Type of Material <input checked="" type="radio"/> Isotropic <input type="radio"/> Orthotropic	Type of Design Design Concrete
Analysis Property Data Mass per unit Volume: 0.2448 Weight per unit Volume: 2.4026 Modulus of Elasticity: 2173706.51 Poisson's Ratio: 0.2 Coeff of Thermal Expansion: 9.900E-06 Shear Modulus: 905711.05	Design Property Data (ACI 318-99) Specified Conc Comp Strength, f <sub>c</sub> : 2100. Bending Reinf. Yield Stress, f <sub>y</sub> : 42000. Shear Reinf. Yield Stress, f <sub>ys</sub> : 42000. <input type="checkbox"/> Lightweight Concrete Shear Strength Reduc. Factor:

<b>Material Name</b> CONCLOSA2	Display Color Color	<b>Material Name</b> CONCLOSA1	Display Color Color
Type of Material <input checked="" type="radio"/> Isotropic <input type="radio"/> Orthotropic	Type of Design Design Concrete	Type of Material <input checked="" type="radio"/> Isotropic <input type="radio"/> Orthotropic	Type of Design Design Concrete
Analysis Property Data Mass per unit Volume: 0.4856 Weight per unit Volume: 4.7593 Modulus of Elasticity: 2173706.51 Poisson's Ratio: 0.2 Coeff of Thermal Expansion: 9.900E-06 Shear Modulus: 905711.05	Design Property Data (ACI 318-99) Specified Conc Comp Strength, f <sub>c</sub> : 2100. Bending Reinf. Yield Stress, f <sub>y</sub> : 42000. Shear Reinf. Yield Stress, f <sub>ys</sub> : 42000. <input type="checkbox"/> Lightweight Concrete Shear Strength Reduc. Factor:	Analysis Property Data Mass per unit Volume: 0.391 Weight per unit Volume: 3.8317 Modulus of Elasticity: 2173706.51 Poisson's Ratio: 0.2 Coeff of Thermal Expansion: 9.900E-06 Shear Modulus: 905711.05	Design Property Data (ACI 318-99) Specified Conc Comp Strength, f <sub>c</sub> : 2100. Bending Reinf. Yield Stress, f <sub>y</sub> : 42000. Shear Reinf. Yield Stress, f <sub>ys</sub> : 42000. <input type="checkbox"/> Lightweight Concrete Shear Strength Reduc. Factor:

<b>Material Name</b> CONCESC1	Display Color Color	<b>Material Name</b> CONCESC2	Display Color Color
Type of Material <input checked="" type="radio"/> Isotropic <input type="radio"/> Orthotropic	Type of Design Design Concrete	Type of Material <input checked="" type="radio"/> Isotropic <input type="radio"/> Orthotropic	Type of Design Design Concrete
Analysis Property Data Mass per unit Volume: 0.477 Weight per unit Volume: 4.675 Modulus of Elasticity: 2173706.51 Poisson's Ratio: 0.2 Coeff of Thermal Expansion: 9.900E-06 Shear Modulus: 905711.05	Design Property Data (ACI 318-99) Specified Conc Comp Strength, f <sub>c</sub> : 2100. Bending Reinf. Yield Stress, f <sub>y</sub> : 42000. Shear Reinf. Yield Stress, f <sub>ys</sub> : 42000. <input type="checkbox"/> Lightweight Concrete Shear Strength Reduc. Factor:	Analysis Property Data Mass per unit Volume: 0.477 Weight per unit Volume: 4.675 Modulus of Elasticity: 2173706.51 Poisson's Ratio: 0.2 Coeff of Thermal Expansion: 9.900E-06 Shear Modulus: 905711.05	Design Property Data (ACI 318-99) Specified Conc Comp Strength, f <sub>c</sub> : 2100. Bending Reinf. Yield Stress, f <sub>y</sub> : 42000. Shear Reinf. Yield Stress, f <sub>ys</sub> : 42000. <input type="checkbox"/> Lightweight Concrete Shear Strength Reduc. Factor:

Figura 88. Datos de propiedades de materiales en Ton/m<sup>2</sup>  
(Elaborado por: Samantha Mora, 2012)

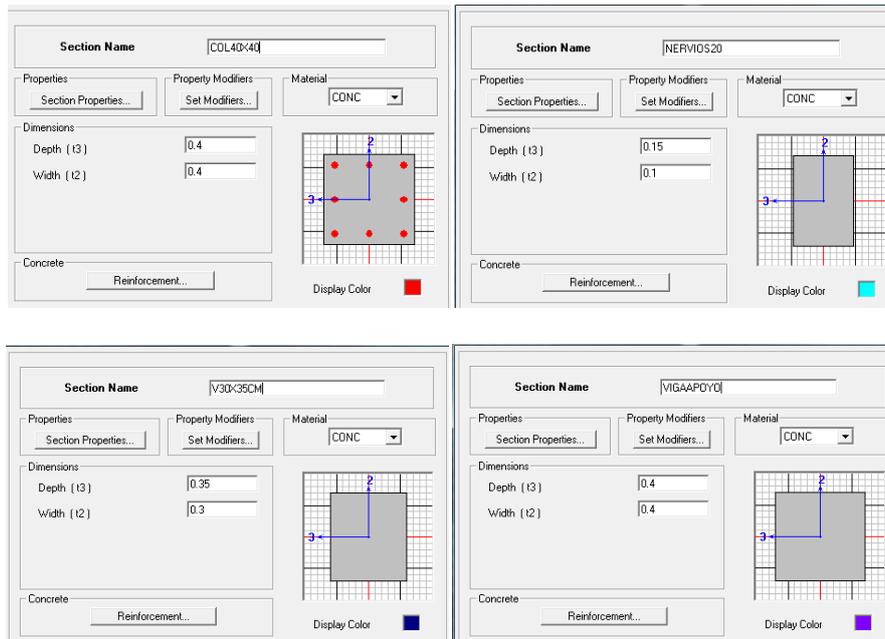


Figura 89. Propiedades de secciones (columnas, nervios y vigas) en m2  
(Elaborado por: Samantha Mora, 2012)

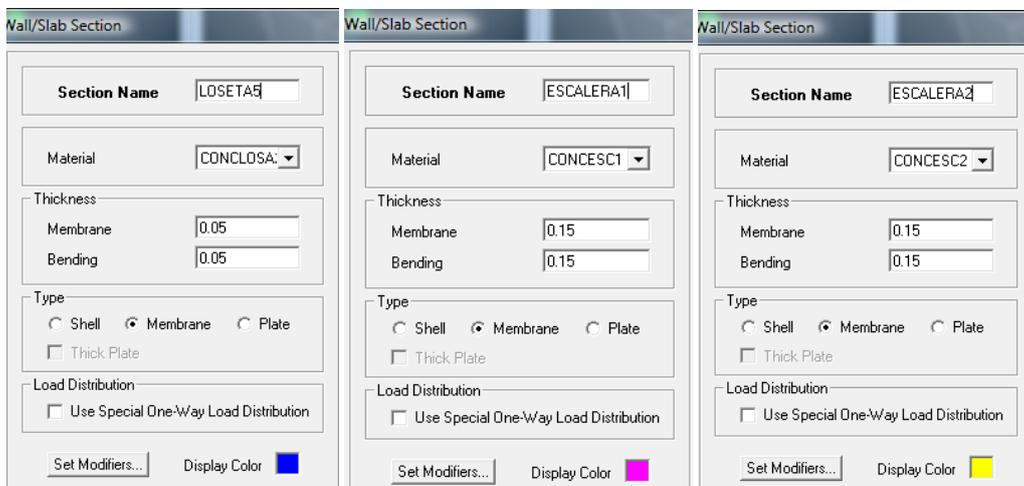


Figura 90. Propiedades de elementos tipo membrana (losas y gradas) en m  
(Elaborado por: Samantha Mora, 2012)

Datos de Carga ingresados:

-Carga Muerta (Ton/m <sup>2</sup> )	0.6901
-Carga Viva (Ton/m <sup>2</sup> )	0.200
-Peso por unidad de volumen (Ton/m <sup>3</sup> )	4.759
-Masa por peso	0.485

Datos de Carga ingresados (Losa inaccesible):

-Carga Muerta (Ton/m <sup>2</sup> )	0.555
-Carga Viva (Ton/m <sup>2</sup> )	0.100
-Peso por unidad de volumen (Ton/m <sup>3</sup> )	3.831
-Masa por peso	0.390

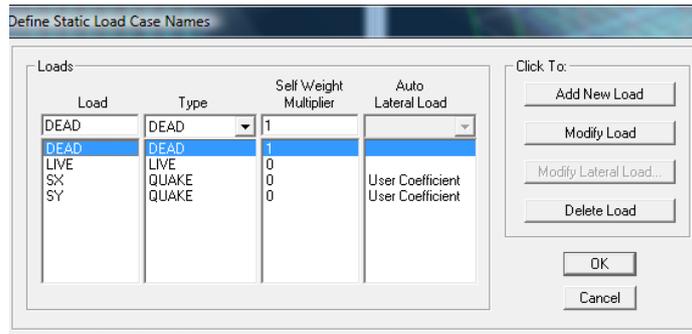


Figura 91. Definición de casos de carga  
(Elaborado por: Samantha Mora, 2012)

Este modelo aplicado de una estructura real representa a una edificación común, regular en planta, con la presencia de vanos, voladizos, gradas y cubregrada.

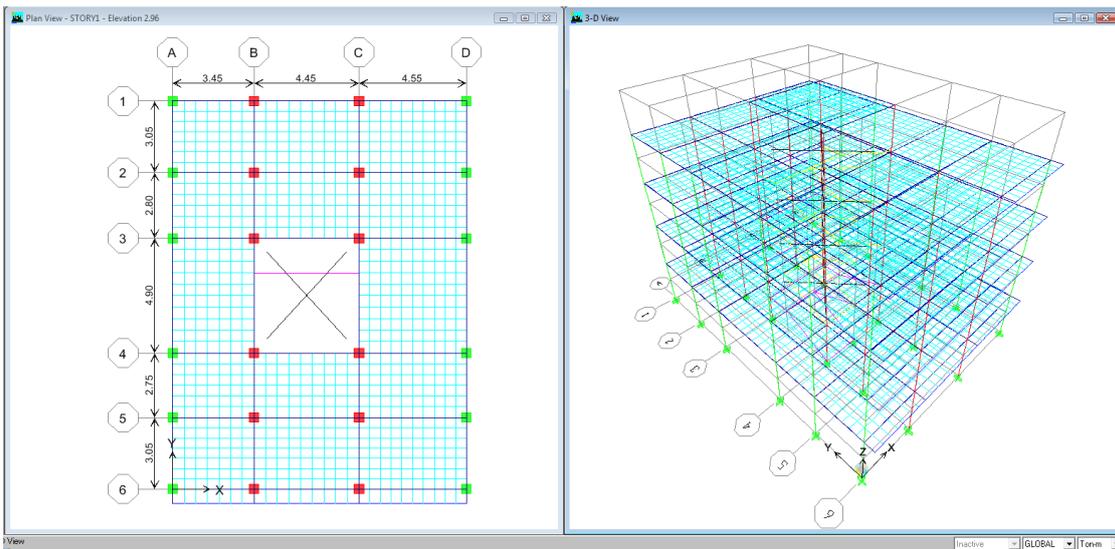


Figura 92. Geometría del modelo aplicado de una estructura real en ETABS v 9.0.0  
(Elaborado por: Samantha Mora, 2012)

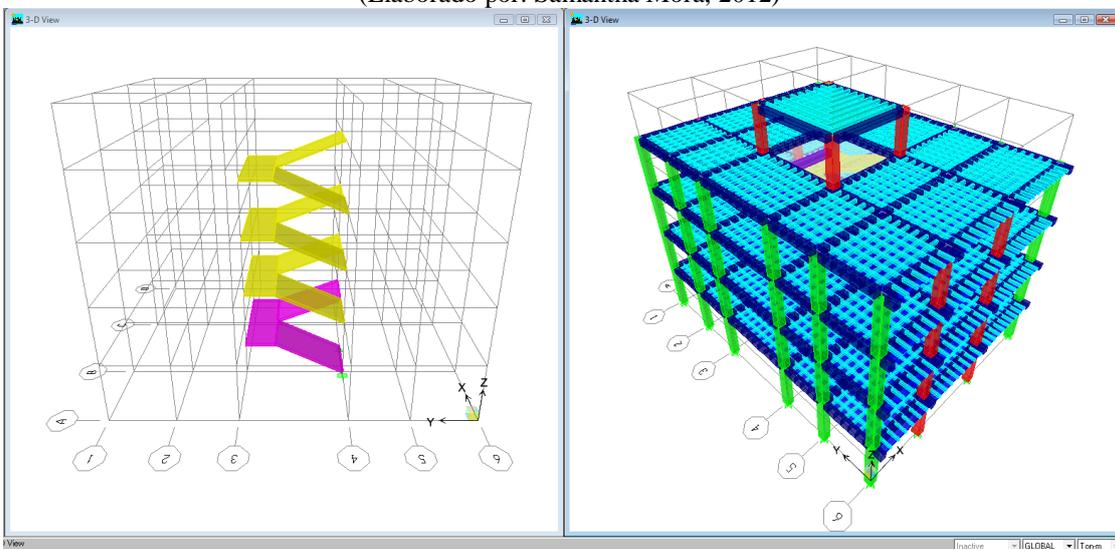


Figura 93. Modelación de gradas y modelo aplicado de una estructura real en ETABS v 9.0.0  
(Elaborado por: Samantha Mora, 2012)

Una vez ingresados los dos modelos, en ETABS v.9.0.0, se recurrió a emplear las formas espectrales de la normativa NEC-11(para tipos de suelo C, D y E) y CEC-2000 (perfil de suelo S3), cuyos resultados se enfocan al análisis de derivas de piso, que sirven como parámetros de comparación y validación para los que se generen con el espectro a partir de vibración ambiental, determinando tanto su grado de confiabilidad como evaluando su posible utilización para fines de análisis y diseño sismorresistente.

### 8.5.3 Procedimiento de modelación y cálculo mediante el uso de software (ETABS v 9.0.0)

1.- Definir el espectro de diseño inelástico a utilizarse, cuyas ordenadas y abscisas pueden ser exportadas a programas de análisis estructural, como ETABS, seleccionando la opción “Response Spectrum Functions”. Dentro de ella activar: “Add Spectrum from File” y en “Browse”, escoger el archivo de extensión .txt que contenga el espectro a ingresar, seleccionar las opciones “Period vs Value” y “Display Graph” para visualizarlo en forma gráfica.

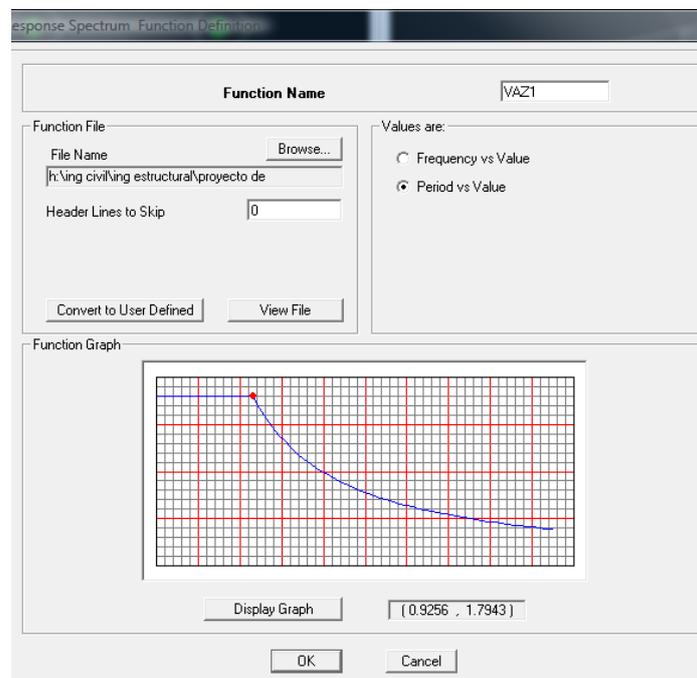


Figura 94. Definición de las funciones de Espectro de Respuesta en ETABS v.9.0.0 (Elaborado por: Samantha Mora, 2012)

2.- Seleccionar la opción “Response Spectrum Cases” desde el menú en “Define”, para definir los espectros a ingresarse con sus respectivas componentes. Escribir el nombre de la componente a ingresar en “Spectrum Case Name” y determinar el tipo de combinación modal y direccional a efectuarse (CQC y SRSS, de preferencia respectivamente), un amortiguamiento igual a 0.005 (para edificaciones de concreto reforzado).

3.- En la misma ventana, definir las direcciones en donde se aplicará el sismo en la opción: “Input Response Spectra”, considerando que el sentido de el sismo será en los sentidos horizontales, X y Y en ETABS, por lo que se seleccionan las direcciones U1 y

U2 respectivamente, con un factor de escala de 1 por lo que se está trabajando con un espectro de diseño.

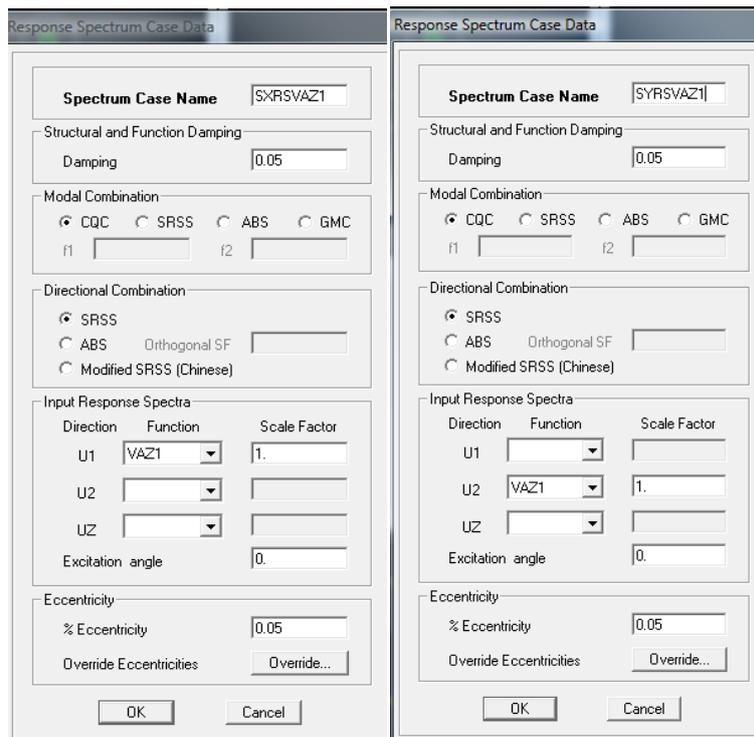


Figura 95. Definición de las direcciones del Espectro de Respuesta en ETABS v.9.0.0  
(Elaborado por: Samantha Mora, 2012)

4.- Mediante la opción “Analyze/ Run Analysis” ejecutar el análisis.

5.- Revisar los diagramas de acciones internas (Axial, cortante y momento) y los valores de derivas de piso (DRIFTS) en este caso para fines de diseño.

Este procedimiento se efectuó con la utilización de los espectros inelásticos de diseño definidos por:

- CEC-2000 (Tipo de Suelo S3)
- NEC-11(Tipo de Suelo C)
- NEC-11(Tipo de Suelo D)
- NEC-11(Tipo de Suelo E)
- Vibración ambiental para Zona I (VAZ1)
- Vibración ambiental para Zona II (VAZ2)

### 8.5.4 Resultados

Tras analizar el primer modelo generalizado de una estructura aporricada de concreto reforzado, regular en planta y en elevación, sin vanos existentes, y realizando el análisis modal espectral mediante ETABS v.9.0.0 sometiéndola a la acción sísmica definida por los espectros dados por el CEC-2000 (perfil de suelo S3), NEC-11(para tipos de suelo C, D y E) y por vibración ambiental, se obtuvieron las siguientes derivas de piso:

**Tabla 22. Derivas de piso obtenidas del análisis espectral (Espectro de Diseño CEC-2000 Suelo S3)**

Story	Item	Load	Point	X	Y	Z	DriftX	DriftY
STORY4	Max Drift X	SXRSCEC2000	24	7.9	16.55	11.6	0.001818	
STORY4	Max Drift Y	SXRSCEC2000	12	12.45	16.55	11.6		0.000133
STORY4	Max Drift X	SYRSCEC2000	19	7.9	0	11.6	0.000349	
STORY4	Max Drift Y	SYRSCEC2000	11	12.45	13.5	11.6		0.001457
STORY3	Max Drift X	SXRSCEC2000	24	7.9	16.55	8.72	0.00274	
STORY3	Max Drift Y	SXRSCEC2000	12	12.45	16.55	8.72		0.000213
STORY3	Max Drift X	SYRSCEC2000	19	7.9	0	8.72	0.000551	
STORY3	Max Drift Y	SYRSCEC2000	12	12.45	16.55	8.72		0.002301
STORY2	Max Drift X	SXRSCEC2000	24	7.9	16.55	5.84	0.003141	
STORY2	Max Drift Y	SXRSCEC2000	12	12.45	16.55	5.84		0.000257
STORY2	Max Drift X	SYRSCEC2000	19	7.9	0	5.84	0.000655	
STORY2	Max Drift Y	SYRSCEC2000	12	12.45	16.55	5.84		0.002725
STORY1	Max Drift X	SXRSCEC2000	24	7.9	16.55	2.96	0.001934	
STORY1	Max Drift Y	SXRSCEC2000	12	12.45	16.55	2.96		0.000169
STORY1	Max Drift X	SYRSCEC2000	19	7.9	0	2.96	0.000424	
STORY1	Max Drift Y	SYRSCEC2000	12	12.45	16.55	2.96		0.001774

(Elaborado por: Samantha Mora, 2012)

**Tabla 23. Derivas de piso obtenidas del análisis espectral (Espectro de Diseño NEC-11 Suelo C)**

Story	Item	Load	Point	X	Y	Z	DriftX	DriftY
STORY4	Max Drift X	SXRSNECC	24	7.9	16.55	11.6	0.002613	
STORY4	Max Drift Y	SXRSNECC	7	12.45	0	11.6		0.000193
STORY4	Max Drift X	SYRSNECC	19	7.9	0	11.6	0.00053	
STORY4	Max Drift Y	SYRSNECC	12	12.45	16.55	11.6		0.002213
STORY3	Max Drift X	SXRSNECC	24	7.9	16.55	8.72	0.003932	
STORY3	Max Drift Y	SXRSNECC	7	12.45	0	8.72		0.000307
STORY3	Max Drift X	SYRSNECC	19	7.9	0	8.72	0.000836	
STORY3	Max Drift Y	SYRSNECC	12	12.45	16.55	8.72		0.003494
STORY2	Max Drift X	SXRSNECC	24	7.9	16.55	5.84	0.004508	
STORY2	Max Drift Y	SXRSNECC	12	12.45	16.55	5.84		0.000372
STORY2	Max Drift X	SYRSNECC	19	7.9	0	5.84	0.000995	
STORY2	Max Drift Y	SYRSNECC	12	12.45	16.55	5.84		0.004139
STORY1	Max Drift X	SXRSNECC	24	7.9	16.55	2.96	0.002779	
STORY1	Max Drift Y	SXRSNECC	12	12.45	16.55	2.96		0.000246
STORY1	Max Drift X	SYRSNECC	19	7.9	0	2.96	0.000645	
STORY1	Max Drift Y	SYRSNECC	12	12.45	16.55	2.96		0.002695

(Elaborado por: Samantha Mora, 2012)

**Tabla 24. Derivas de piso obtenidas del análisis espectral (Espectro de Diseño NEC-11 Suelo D)**

Story	Item	Load	Point	X	Y	Z	DriftX	DriftY
STORY4	Max Drift X	SXRSNECD	24	7.9	16.55	11.6	0.002842	
STORY4	Max Drift Y	SXRSNECD	12	12.45	16.55	11.6		0.000208
STORY4	Max Drift X	SYRSNECD	19	7.9	0	11.6	0.00053	
STORY4	Max Drift Y	SYRSNECD	12	12.45	16.55	11.6		0.002213
STORY3	Max Drift X	SXRSNECD	24	7.9	16.55	8.72	0.004287	
STORY3	Max Drift Y	SXRSNECD	7	12.45	0	8.72		0.000331
STORY3	Max Drift X	SYRSNECD	19	7.9	0	8.72	0.000836	
STORY3	Max Drift Y	SYRSNECD	12	12.45	16.55	8.72		0.003494
STORY2	Max Drift X	SXRSNECD	24	7.9	16.55	5.84	0.004914	
STORY2	Max Drift Y	SXRSNECD	12	12.45	16.55	5.84		0.0004
STORY2	Max Drift X	SYRSNECD	19	7.9	0	5.84	0.000995	
STORY2	Max Drift Y	SYRSNECD	12	12.45	16.55	5.84		0.004139
STORY1	Max Drift X	SXRSNECD	24	7.9	16.55	2.96	0.003025	
STORY1	Max Drift Y	SXRSNECD	12	12.45	16.55	2.96		0.000263
STORY1	Max Drift X	SYRSNECD	19	7.9	0	2.96	0.000645	
STORY1	Max Drift Y	SYRSNECD	12	12.45	16.55	2.96		0.002695

(Elaborado por: Samantha Mora, 2012)

**Tabla 25. Derivas de piso obtenidas del análisis espectral (Espectro de Diseño NEC-11 Suelo E)**

Story	Item	Load	Point	X	Y	Z	DriftX	DriftY
STORY4	Max Drift X	SXRSNECE	24	7.9	16.55	11.6	0.002723	
STORY4	Max Drift Y	SXRSNECE	7	12.45	0	11.6		0.0002
STORY4	Max Drift X	SYRSNECE	19	7.9	0	11.6	0.000508	
STORY4	Max Drift Y	SYRSNECE	12	12.45	16.55	11.6		0.002121
STORY3	Max Drift X	SXRSNECE	24	7.9	16.55	8.72	0.004108	
STORY3	Max Drift Y	SXRSNECE	7	12.45	0	8.72		0.000318
STORY3	Max Drift X	SYRSNECE	19	7.9	0	8.72	0.000802	
STORY3	Max Drift Y	SYRSNECE	12	12.45	16.55	8.72		0.003349
STORY2	Max Drift X	SXRSNECE	24	7.9	16.55	5.84	0.00471	
STORY2	Max Drift Y	SXRSNECE	12	12.45	16.55	5.84		0.000383
STORY2	Max Drift X	SYRSNECE	19	7.9	0	5.84	0.000954	
STORY2	Max Drift Y	SYRSNECE	12	12.45	16.55	5.84		0.003967
STORY1	Max Drift X	SXRSNECE	24	7.9	16.55	2.96	0.002899	
STORY1	Max Drift Y	SXRSNECE	12	12.45	16.55	2.96		0.000252
STORY1	Max Drift X	SYRSNECE	19	7.9	0	2.96	0.000618	
STORY1	Max Drift Y	SYRSNECE	11	12.45	13.5	2.96		0.002582

(Elaborado por: Samantha Mora, 2012)

**Tabla 26. Derivas de piso obtenidas del análisis espectral (Espectro de Diseño Vibración Ambiental Zona I)**

Story	Item	Load	Point	X	Y	Z	DriftX	DriftY
STORY4	Max Drift X	SXRSVAZ1	24	7.9	16.55	11.6	0.003067	
STORY4	Max Drift Y	SXRSVAZ1	12	12.45	16.55	11.6		0.000225
STORY4	Max Drift X	SYRSVAZ1	19	7.9	0	11.6	0.000573	
STORY4	Max Drift Y	SYRSVAZ1	12	12.45	16.55	11.6		0.002389
STORY3	Max Drift X	SXRSVAZ1	24	7.9	16.55	8.72	0.004627	
STORY3	Max Drift Y	SXRSVAZ1	12	12.45	16.55	8.72		0.000358
STORY3	Max Drift X	SYRSVAZ1	19	7.9	0	8.72	0.000903	
STORY3	Max Drift Y	SYRSVAZ1	11	12.45	13.5	8.72		0.003771
STORY2	Max Drift X	SXRSVAZ1	24	7.9	16.55	5.84	0.005305	
STORY2	Max Drift Y	SXRSVAZ1	11	12.45	13.5	5.84		0.000432
STORY2	Max Drift X	SYRSVAZ1	19	7.9	0	5.84	0.001074	
STORY2	Max Drift Y	SYRSVAZ1	12	12.45	16.55	5.84		0.004468
STORY1	Max Drift X	SXRSVAZ1	24	7.9	16.55	2.96	0.003265	
STORY1	Max Drift Y	SXRSVAZ1	12	12.45	16.55	2.96		0.000284
STORY1	Max Drift X	SYRSVAZ1	19	7.9	0	2.96	0.000696	
STORY1	Max Drift Y	SYRSVAZ1	11	12.45	13.5	2.96		0.002909

(Elaborado por: Samantha Mora, 2012)

**Tabla 27. Derivas de piso obtenidas del análisis espectral (Espectro de Diseño Vibración Ambiental Zona II)**

Story	Item	Load	Point	X	Y	Z	DriftX	DriftY
STORY4	Max Drift X	SXRSVAZ2	24	7.9	16.55	11.6	0.00294	
STORY4	Max Drift Y	SXRSVAZ2	12	12.45	16.55	11.6		0.000215
STORY4	Max Drift X	SYRSVAZ2	19	7.9	0	11.6	0.000549	
STORY4	Max Drift Y	SYRSVAZ2	12	12.45	16.55	11.6		0.002289
STORY3	Max Drift X	SXRSVAZ2	24	7.9	16.55	8.72	0.004434	
STORY3	Max Drift Y	SXRSVAZ2	12	12.45	16.55	8.72		0.000343
STORY3	Max Drift X	SYRSVAZ2	19	7.9	0	8.72	0.000865	
STORY3	Max Drift Y	SYRSVAZ2	12	12.45	16.55	8.72		0.003614
STORY2	Max Drift X	SXRSVAZ2	24	7.9	16.55	5.84	0.005084	
STORY2	Max Drift Y	SXRSVAZ2	12	12.45	16.55	5.84		0.000414
STORY2	Max Drift X	SYRSVAZ2	19	7.9	0	5.84	0.001029	
STORY2	Max Drift Y	SYRSVAZ2	12	12.45	16.55	5.84		0.004282
STORY1	Max Drift X	SXRSVAZ2	24	7.9	16.55	2.96	0.003129	
STORY1	Max Drift Y	SXRSVAZ2	12	12.45	16.55	2.96		0.000272
STORY1	Max Drift X	SYRSVAZ2	19	7.9	0	2.96	0.000667	
STORY1	Max Drift Y	SYRSVAZ2	12	12.45	16.55	2.96		0.002787

(Elaborado por: Samantha Mora, 2012)

Según la normativa NEC-11, la deriva de piso para pórticos de hormigón armado sin muros de corte, debe ser menor a:

$$\Delta M = \frac{0.02}{7} = 0.00285$$

Se pudo apreciar en la obtención de las derivas de piso a partir de los diferentes espectros (Tabla 28), que los valores obtenidos por los espectros generados por vibración ambiental, son relativamente mayores a los calculados por las otras formas espectrales normadas, aproximándose a los obtenidos por las formas espectrales del NEC-11. Cabe recalcar que el espectro CEC-2000, que ha sido el utilizado en los últimos diez años, calcula el menor valor de las derivas de piso, subestimándose este valor a comparación de lo obtenido por la instrumentación con vibración ambiental, incluso con lo propuesto por la nueva normativa NEC-11,

**Tabla 28. Comparación de derivas máximas de piso obtenidas de diferentes espectros**

Espectro	Deriva máxima de piso
VAZ2	0.004282
VAZ1	0.004468
NEC-11 E	0.003967
NEC-11 D	0.004139
NEC-11 C	0.004139
CEC-2000	0.002725

(Elaborado por: Samantha Mora, 2012)

Tras analizar el segundo modelo aplicado de una estructura real aporticada de concreto reforzado, regular en planta y en elevación, incluyendo gradas, y realizando el análisis modal espectral mediante ETABS v.9.0.0 sometiénola a la acción sísmica definida por los espectros dados por el CEC-2000 (perfil de suelo S3), NEC-11(para tipos de suelo C, D y E) y por vibración ambiental, se obtuvieron las siguientes derivas de piso:

**Tabla 29. Derivas de piso obtenidas del análisis espectral (Espectro de Diseño CEC-2000 Suelo S3)**

Story	Item	Load	Point	X	Y	Z	DriftX	DriftY
STORY5	Max Drift X	SXRSCEC2000	84	7.406	10.7	13.95	0.000634	
STORY5	Max Drift Y	SXRSCEC2000	197	3.45	6.29	13.95		0.000162
STORY5	Max Drift X	SYRSCEC2000	107	7.406	5.8	13.95	0.000061	
STORY5	Max Drift Y	SYRSCEC2000	248	7.9	6.29	13.95		0.000704
STORY4	Max Drift X	SXRSCEC2000	70	11.995	16.55	11.6	0.000775	
STORY4	Max Drift Y	SXRSCEC2000	184	0	2.179	11.6		0.00036
STORY4	Max Drift X	SYRSCEC2000	1039	11.995	-0.6	11.6	0.00022	
STORY4	Max Drift Y	SYRSCEC2000	1080-2	7.9	9.2	10.26		0.00123
STORY3	Max Drift X	SXRSCEC2000	70	11.995	16.55	8.72	0.001142	
STORY3	Max Drift Y	SXRSCEC2000	1012	0	-0.6	8.72		0.000559
STORY3	Max Drift X	SYRSCEC2000	1039	11.995	-0.6	8.72	0.000354	
STORY3	Max Drift Y	SYRSCEC2000	1015	12.45	-0.6	8.72		0.001651
STORY2	Max Drift X	SXRSCEC2000	70	11.995	16.55	5.84	0.001358	
STORY2	Max Drift Y	SXRSCEC2000	1012	0	-0.6	5.84		0.000659
STORY2	Max Drift X	SYRSCEC2000	1039	11.995	-0.6	5.84	0.000439	
STORY2	Max Drift Y	SYRSCEC2000	1015	12.45	-0.6	5.84		0.001933
STORY1	Max Drift X	SXRSCEC2000	24	7.9	16.55	2.96	0.000918	
STORY1	Max Drift Y	SXRSCEC2000	6	0	0	2.96		0.000428
STORY1	Max Drift X	SYRSCEC2000	19	7.9	0	2.96	0.000287	
STORY1	Max Drift Y	SYRSCEC2000	12	12.45	16.55	2.96		0.001258

(Elaborado por: Samantha Mora, 2012)

**Tabla 30. Derivas de piso obtenidas del análisis espectral (Espectro de Diseño NEC-11 Suelo C)**

Story	Item	Load	Point	X	Y	Z	DriftX	DriftY
STORY5	Max Drift X	SXRSNECC	84	7.406	10.7	13.95	0.000963	
STORY5	Max Drift Y	SXRSNECC	197	3.45	6.29	13.95		0.000246
STORY5	Max Drift X	SYRSNECC	107	7.406	5.8	13.95	0.000092	
STORY5	Max Drift Y	SYRSNECC	256	7.9	10.21	13.95		0.001069
STORY4	Max Drift X	SXRSNECC	70	11.995	16.55	11.6	0.001177	
STORY4	Max Drift Y	SXRSNECC	184	0	2.179	11.6		0.000547
STORY4	Max Drift X	SYRSNECC	1039	11.995	-0.6	11.6	0.000333	
STORY4	Max Drift Y	SYRSNECC	1080-2	7.9	9.2	10.26		0.001867
STORY3	Max Drift X	SXRSNECC	70	11.995	16.55	8.72	0.001735	
STORY3	Max Drift Y	SXRSNECC	1012	0	-0.6	8.72		0.000848
STORY3	Max Drift X	SYRSNECC	1039	11.995	-0.6	8.72	0.000537	
STORY3	Max Drift Y	SYRSNECC	296	12.45	15.243	8.72		0.002507
STORY2	Max Drift X	SXRSNECC	70	11.995	16.55	5.84	0.002063	
STORY2	Max Drift Y	SXRSNECC	1012	0	-0.6	5.84		0.001001
STORY2	Max Drift X	SYRSNECC	1039	11.995	-0.6	5.84	0.000668	
STORY2	Max Drift Y	SYRSNECC	1015	12.45	-0.6	5.84		0.002936
STORY1	Max Drift X	SXRSNECC	24	7.9	16.55	2.96	0.001394	
STORY1	Max Drift Y	SXRSNECC	6	0	0	2.96		0.00065
STORY1	Max Drift X	SYRSNECC	19	7.9	0	2.96	0.000436	
STORY1	Max Drift Y	SYRSNECC	12	12.45	16.55	2.96		0.001911

(Elaborado por: Samantha Mora, 2012)

**Tabla 31. Derivas de piso obtenidas del análisis espectral (Espectro de Diseño NEC-11 Suelo D)**

Story	Item	Load	Point	X	Y	Z	DriftX	DriftY
STORY5	Max Drift X	SXRSNECD	84	7.406	10.7	13.95	0.000963	
STORY5	Max Drift Y	SXRSNECD	197	3.45	6.29	13.95		0.000246
STORY5	Max Drift X	SYRSNECD	107	7.406	5.8	13.95	0.000092	
STORY5	Max Drift Y	SYRSNECD	256	7.9	10.21	13.95		0.001069
STORY4	Max Drift X	SXRSNECD	70	11.995	16.55	11.6	0.001177	
STORY4	Max Drift Y	SXRSNECD	184	0	2.179	11.6		0.000547
STORY4	Max Drift X	SYRSNECD	1039	11.995	-0.6	11.6	0.000333	
STORY4	Max Drift Y	SYRSNECD	1080-2	7.9	9.2	10.26		0.001867
STORY3	Max Drift X	SXRSNECD	70	11.995	16.55	8.72	0.001735	
STORY3	Max Drift Y	SXRSNECD	1012	0	-0.6	8.72		0.000848
STORY3	Max Drift X	SYRSNECD	1039	11.995	-0.6	8.72	0.000537	
STORY3	Max Drift Y	SYRSNECD	296	12.45	15.243	8.72		0.002507
STORY2	Max Drift X	SXRSNECD	70	11.995	16.55	5.84	0.002063	
STORY2	Max Drift Y	SXRSNECD	1012	0	-0.6	5.84		0.001001
STORY2	Max Drift X	SYRSNECD	1039	11.995	-0.6	5.84	0.000668	
STORY2	Max Drift Y	SYRSNECD	1015	12.45	-0.6	5.84		0.002936
STORY1	Max Drift X	SXRSNECD	24	7.9	16.55	2.96	0.001394	
STORY1	Max Drift Y	SXRSNECD	6	0	0	2.96		0.00065
STORY1	Max Drift X	SYRSNECD	19	7.9	0	2.96	0.000436	
STORY1	Max Drift Y	SYRSNECD	12	12.45	16.55	2.96		0.001911

(Elaborado por: Samantha Mora, 2012)

**Tabla 32. Derivas de piso obtenidas del análisis espectral (Espectro de Diseño NEC-11 Suelo E)**

Story	Item	Load	Point	X	Y	Z	DriftX	DriftY
STORY5	Max Drift X	SXRSNECE	84	7.406	10.7	13.95	0.000923	
STORY5	Max Drift Y	SXRSNECE	205	3.45	8.25	13.95		0.000236
STORY5	Max Drift X	SYRSNECE	107	7.406	5.8	13.95	0.000089	
STORY5	Max Drift Y	SYRSNECE	256	7.9	10.21	13.95		0.001024
STORY4	Max Drift X	SXRSNECE	70	11.995	16.55	11.6	0.001128	
STORY4	Max Drift Y	SXRSNECE	184	0	2.179	11.6		0.000524
STORY4	Max Drift X	SYRSNECE	1039	11.995	-0.6	11.6	0.00032	
STORY4	Max Drift Y	SYRSNECE	1080-2	7.9	9.2	10.26		0.00179
STORY3	Max Drift X	SXRSNECE	70	11.995	16.55	8.72	0.001663	
STORY3	Max Drift Y	SXRSNECE	1012	0	-0.6	8.72		0.000813
STORY3	Max Drift X	SYRSNECE	1039	11.995	-0.6	8.72	0.000515	
STORY3	Max Drift Y	SYRSNECE	278	12.45	5.342	8.72		0.002403
STORY2	Max Drift X	SXRSNECE	70	11.995	16.55	5.84	0.001977	
STORY2	Max Drift Y	SXRSNECE	186	0	2.614	5.84		0.000959
STORY2	Max Drift X	SYRSNECE	1039	11.995	-0.6	5.84	0.00064	
STORY2	Max Drift Y	SYRSNECE	1015	12.45	-0.6	5.84		0.002814
STORY1	Max Drift X	SXRSNECE	24	7.9	16.55	2.96	0.001336	
STORY1	Max Drift Y	SXRSNECE	6	0	0	2.96		0.000623
STORY1	Max Drift X	SYRSNECE	19	7.9	0	2.96	0.000418	
STORY1	Max Drift Y	SYRSNECE	12	12.45	16.55	2.96		0.001832

(Elaborado por: Samantha Mora, 2012)

**Tabla 33. Derivas de piso obtenidas del análisis espectral (Espectro de Diseño Vibración Ambiental Zona I)**

Story	Item	Load	Point	X	Y	Z	DriftX	DriftY
STORY5	Max Drift X	SXRSVAZ1	84	7.406	10.7	13.95	0.00104	
STORY5	Max Drift Y	SXRSVAZ1	205	3.45	8.25	13.95		0.000266
STORY5	Max Drift X	SYRSVAZ1	107	7.406	5.8	13.95	0.0001	
STORY5	Max Drift Y	SYRSVAZ1	256	7.9	10.21	13.95		0.001153
STORY4	Max Drift X	SXRSVAZ1	70	11.995	16.55	11.6	0.001271	
STORY4	Max Drift Y	SXRSVAZ1	184	0	2.179	11.6		0.00059
STORY4	Max Drift X	SYRSVAZ1	1039	11.995	-0.6	11.6	0.00036	
STORY4	Max Drift Y	SYRSVAZ1	1080-2	7.9	9.2	10.26		0.002016
STORY3	Max Drift X	SXRSVAZ1	70	11.995	16.55	8.72	0.001873	
STORY3	Max Drift Y	SXRSVAZ1	1012	0	-0.6	8.72		0.000916
STORY3	Max Drift X	SYRSVAZ1	1039	11.995	-0.6	8.72	0.00058	
STORY3	Max Drift Y	SYRSVAZ1	1015	12.45	-0.6	8.72		0.002706
STORY2	Max Drift X	SXRSVAZ1	70	11.995	16.55	5.84	0.002226	
STORY2	Max Drift Y	SXRSVAZ1	1012	0	-0.6	5.84		0.001081
STORY2	Max Drift X	SYRSVAZ1	1039	11.995	-0.6	5.84	0.00072	
STORY2	Max Drift Y	SYRSVAZ1	1015	12.45	-0.6	5.84		0.003169
STORY1	Max Drift X	SXRSVAZ1	24	7.9	16.55	2.96	0.001505	
STORY1	Max Drift Y	SXRSVAZ1	6	0	0	2.96		0.000701
STORY1	Max Drift X	SYRSVAZ1	19	7.9	0	2.96	0.000471	
STORY1	Max Drift Y	SYRSVAZ1	12	12.45	16.55	2.96		0.002063

(Elaborado por: Samantha Mora, 2012)

**Tabla 34. Derivas de piso obtenidas del análisis espectral (Espectro de Diseño Vibración Ambiental Zona II)**

Story	Item	Load	Point	X	Y	Z	DriftX	DriftY
STORY5	Max Drift X	SXRSVAZ2	84	7.406	10.7	13.95	0.000997	
STORY5	Max Drift Y	SXRSVAZ2	205	3.45	8.25	13.95		0.000255
STORY5	Max Drift X	SYRSVAZ2	107	7.406	5.8	13.95	0.000096	
STORY5	Max Drift Y	SYRSVAZ2	256	7.9	10.21	13.95		0.001105
STORY4	Max Drift X	SXRSVAZ2	70	11.995	16.55	11.6	0.001218	
STORY4	Max Drift Y	SXRSVAZ2	184	0	2.179	11.6		0.000565
STORY4	Max Drift X	SYRSVAZ2	1039	11.995	-0.6	11.6	0.000345	
STORY4	Max Drift Y	SYRSVAZ2	1080-2	7.9	9.2	10.26		0.001932
STORY3	Max Drift X	SXRSVAZ2	70	11.995	16.55	8.72	0.001795	
STORY3	Max Drift Y	SXRSVAZ2	1012	0	-0.6	8.72		0.000878
STORY3	Max Drift X	SYRSVAZ2	1039	11.995	-0.6	8.72	0.000555	
STORY3	Max Drift Y	SYRSVAZ2	295	12.45	14.807	8.72		0.002593
STORY2	Max Drift X	SXRSVAZ2	70	11.995	16.55	5.84	0.002133	
STORY2	Max Drift Y	SXRSVAZ2	1012	0	-0.6	5.84		0.001036
STORY2	Max Drift X	SYRSVAZ2	1039	11.995	-0.6	5.84	0.00069	
STORY2	Max Drift Y	SYRSVAZ2	1015	12.45	-0.6	5.84		0.003037
STORY1	Max Drift X	SXRSVAZ2	24	7.9	16.55	2.96	0.001442	
STORY1	Max Drift Y	SXRSVAZ2	6	0	0	2.96		0.000672
STORY1	Max Drift X	SYRSVAZ2	19	7.9	0	2.96	0.000451	
STORY1	Max Drift Y	SYRSVAZ2	12	12.45	16.55	2.96		0.001977

(Elaborado por: Samantha Mora, 2012)

Con la presencia de gradas disminuyeron sustancialmente el valor de las derivas de piso. Se pudo apreciar, al igual que en el modelo anterior, en la obtención de las derivas de piso a partir de los diferentes espectros (Tabla 35), que los valores obtenidos por los espectros generados por vibración ambiental, son relativamente mayores a los calculados por las otras formas espectrales normadas. El espectro CEC-2000 calcula el menor valor de las derivas de piso, subestimándose este valor a comparación de lo obtenido por la instrumentación con vibración ambiental, incluso con lo propuesto por la nueva normativa NEC-11.

**Tabla 35. Comparación de derivas de piso obtenidas de diferentes espectros**

Espectro	Deriva Máxima de piso
VAZ2	0.003037
VAZ1	0.003169
NEC-11 E	0.002814
NEC-11 D	0.002936
NEC-11 C	0.002936
CEC-2000	0.001933

(Elaborado por: Samantha Mora, 2012)

Tras realizar el análisis modal espectral en los dos tipos de modelaciones, se ratifica que los espectros generados por vibración ambiental al tener mayores aceleraciones arrojan altos valores de derivas de piso, por lo que en estos ejemplos se plantearía un nuevo diseño más conservador, y a la vez estas derivas son cercanas a las obtenidas por las formas espectrales de la normativa vigente NEC-11, por lo que los espectros de este estudio podrían ser utilizados para caracterizar las fuerzas sísmicas locales, en ausencia de espectros generados por registros sísmicos reales instrumentados.

## 8.6 Diseño Organizacional

La estructura orgánica y funcional para la ejecución de este proyecto propuesto, se basa en el siguiente diseño organizacional:



Figura 96. Diseño Organizacional de la propuesta  
(Elaborado por: Samantha Mora, 2012)

### 8.7 Monitoreo y Evaluación de la propuesta

Al evaluar el uso de espectros de vibración ambiental para el diseño sismorresistente de estructuras aporricadas de concreto reforzado, se deberá difundir el uso de los mismos para el diseño local, para que forme parte de un código local que complemente las vigentes normativas y ordenanzas, a través de la Universidad Nacional de Chimborazo, el Vicerrectorado de Investigación y Postgrado, el Instituto de Ciencia Investigación, Tecnología y Saberes (ICITS) y entes reguladores como el Departamento de Planificación del Ilustre Municipio de Riobamba. Al validar el espectro de vibración ambiental para su uso en el diseño sismorresistente de estructuras aporricadas de concreto reforzado, se podrá contar con una herramienta de uso local que permitirá mejorar estudios de peligrosidad sísmica y normativas locales, incluso su uso podría ser difundido en edificaciones con otros sistemas estructurales.

Para suplir la falta de información instrumentada que puede darse, de preferencia se buscará trabajar conjuntamente con los registros tomados por redes de monitoreo sísmico de instituciones afines, para conseguir una base de datos suficiente que permita buscar los eventos sísmicos ideales para hallar espectros de respuesta y diseño, de preferencia los de magnitudes superiores a  $M_w=4$ , para lo que se deberá:

- Recolectar información sobre registros sísmicos locales existentes y construir una base de datos útil para estudios de peligrosidad sísmica, mediante un plan de instrumentación local.
- Elaborar un espectro de diseño sísmico basado en registros reales que valide y afine a la forma espectral generada por vibración ambiental.

La utilización de registros sísmicos instrumentados en la ciudad, será importante, ya que el espectro que se obtenga a partir de estos datos, será el primer parámetro que permitirá validar, y hasta cierto punto corregir algunas ordenadas y periodos del espectro de aceleración a partir de vibración ambiental, para así poder examinar el grado de confiabilidad que esté generando. Conjuntamente, se compararán con los resultados obtenidos mediante la NEC-11, que constituyen el requisito mínimo con el que deben cumplir las edificaciones sismorresistentes.

## 9. BIBLIOGRAFÍA

1. AGUIAR Roberto (2008), “Análisis Sísmico de Edificios”, Segunda Edición, CEINCE, Escuela Politécnica del Ejercito, Quito-Ecuador.
2. AGUIAR Roberto, (2006), “Dinámica de Estructuras con Matlab”, Segunda Edición, CEINCE, Escuela Politécnica del Ejercito, Quito-Ecuador.
3. ARROBA VIERA Luisa, (2004), “Diseño sísmico basado en desempeño de edificios de hormigón armado”, Tesis, Universidad Técnica de Ambato, Ambato-Ecuador.
4. BARAHONA Diego, (2002), “Zonificación de los Suelos de Riobamba”, Tesis Ing. Civil, Escuela Politécnica del Ejercito, Quito-Ecuador.
5. BENITO Belén, CABAÑAS Luis, (1999), “Caracterización del movimiento de suelo en Ingeniería Sísmica”, Física de la Tierra Cap. 11, pág. 49-79, Universidad Politécnica de Madrid, Madrid-España.
6. CHEN Wai-Fah, SCAWTHORN Charles (2003), “Earthquake Engineering Handbook”. CRC-PRESS, EEUU.
7. CHOPRA Anil, (2007), “Dynamics of Structures”, Tercera Edición, EEUU, Prentice Hall, New-Jersey, EEUU.
8. CHUNGA Kervin, MICHETTI Alessandro, GORSHKOV Alexander, PANZA Giuliano, SOLOVIEV Alexander. (2010), “Caracterización de fuentes sísmicas en el Ecuador: aplicación del método de zonación morfo-estructural para identificar nudos sismogénicos en la región costera y cadenas montañosas de los Andes septentrionales”, CIPAT-ESPOL, Guayaquil-Ecuador..
9. CLOUGH Ray, PENZIEN Joseph (2007), “Dynamics of structures”, Tercera Edición, Computers and Structures.Inc, Berkeley, CA, EEUU.
10. COBURN A, SPENCE R, (1992). “Site selection and seismic hazard assessment. Earthquake Protection”, PP. 187-213, EEUU.
11. CÓDIGO DE PRACTICA ECUATORIANO CPE INEN Parte 1:2001, Quito Ecuador.
12. DÍAZ SCHMIDT Víctor (2010), “Avances para estudios del riesgo sísmico a escala regional y local: aplicación a América Central y a la Bahía de Cádiz”.
13. EGUEZ Arturo, ALVARADO Alexandra, YEPES Hugo, DART Richard, MACHETTE Michael, “Mapa de Fallas y Pliegues Cuaternarias de Ecuador y Regiones Oceánicas Adyacentes de Riobamba (Database and Map of Quaternary faults and folds of Ecuador and its offshore regions)”, IGEPN-USGS, 2003.

14. ELGAMAL Ahmed (2010), "Single degree of freedom (SDOF) and Response Spectrum".
15. GARCÍA Luis, FIERRO Eduardo (2005), "Notas de Dinámica Estructural", Universidad de los Andes, Bogotá, Colombia.
16. GIRALDO, V., ALFARO, A.J., PUJADES, L.G., CANAS, J.A. (1999). "Estimación de efectos locales con movimientos Sísmicos y Microtemblores", Monografías CIMNE IS-38. 77pp. Barcelona. España.
17. HAYS W, (1989), "Aspectos fundamentales de la geología y la sismología para la microzonación sísmica".
18. HERNÁNDEZ RUIZ Gustavo (2007), "Análisis comparativo de los espectros de diseño y de los acelerogramas reales. Aplicación a España y Europa", Tesina UPC.
19. IGEPN, "Origen de los sismos en el Ecuador", 2012 <http://www.igepn.edu.ec/index.php/sismos/origen.html>
20. INGEOMINAS (2002), "Estimación del Ts en el área metropolitana de Bucaramanga". Colombia.
21. INGEOMINAS (2005), "Estudio de microzonificación sísmica Santiago de Cali", Colombia.
22. KANAI Kiyoshi, TANAKA Teiji. (1961). "On microtremors". VIII, Bull. Earthquake. Research Institute Tokyo Univ., 39, 97-114. Tokio- Japón.
23. LAVENU Alain, Neotectónica de Los Andes entre 1°N y 47°S (Ecuador, Bolivia y Chile), Revista de la Asociación Geológica Argentina 61 (4): 504-524 (2006).
24. LERMO Javier, CHAVEZ GARCIA Francisco, (1994). "Are microtremors useful in Site Reponse Evaluation". Bulletin of the Seismological Society of America. Vol 84, No. 5, pp. 1350-1364.
25. MENESES Loja Jorge, ALVA Hurtado Jorge (1986). "Determinación del espectro elástico de diseño y coeficiente sísmico para Lima". Ponencia presentada en el VI Congreso Nacional de Ingeniería Civil, Cajamarca, 8-14 Septiembre.
26. NAEIM, Farzad, (2007). "The Seismic Design Handbook". Segunda Edición. Seismic Design Resources from ICC (International Code Council), Los Ángeles, California, EEUU.
27. NAKAMURA Yutaka, (1989). "A method for dynamic characteristics stimation of sub subsurface using microtremor on the ground suerface. Quarterly Report of Railway Technical Research Institute, 30-I."

28. NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCION, NEC-11, (2011). “Peligro Sísmico y Requisitos de Diseño Sismo Resistente, Cap. 2”, Quito-Ecuador.
29. ORDAZ Mario, CASTELLANOS Francisco, ZAPATA Arabella (2005), “Manual de uso del programa DEGTRA A4”, Instituto de Ingeniería de la Universidad Autónoma de México. México DF.
30. RIDDELL Rafael (1993), “Derivación de Espectros de diseño sísmicos”. Memorias del VIII Seminario Latinoamericano de Ingeniería Sismorresistente y Primeras Jornadas Andinas de Ingeniería Estructural. 5-8 Julio, Mérida-Venezuela.
31. SEO, K. (1995). “A joint research on Microtremor Measurements in Kushiro City Related to the 1993 Kushiro-Oki (Hokkaido, Japan) Earthquake, Report of the Research Group on Microtremor Joint Measurements Related to the 1993 Kushiro-Oki (Hokkaido, Japan) Earthquake.” Proc. 5th International Conference Seismic Zonation, Vol. III, Pag 2271-2278.
32. SEISMIC RESEARCH CENTRE, University of the West Indies y Servicio Sismológico de Chile. “Escala de Intensidad de los fenómenos sísmicos”. Chile-EUU.
33. SOCIEDAD MEXICANA DE INGENIERÍA SÍSMICA (SMIS), 2000, “Tipos de Onda”, Mexico. <http://www.smis.org.mx/htm/sm4.htm>
34. TOULKERIDIS, T., 2009: Volcanic Galapagos Volcánico. Universidad San Francisco de Quito, Ecuador, 360pp
35. VASCO, Patricio (2003), “Guía para el Análisis y Diseño Estructural de Edificios de Hormigón Armado”, Centro de Investigaciones Científicas, Universidad Técnica de Ambato, Ambato-Ecuador.
36. YAURI Sheila (2006), “Microtremores”, Compendio de Trabajos de Investigación CNDG-Biblioteca. Instituto Geofísico del Perú. Arequipa – Perú.

## 10. APÉNDICES Y ANEXOS

### -Anexo A

CODIGO EN MATLAB (ARCHIVO.m) PARA LA SEPARACION DE LOS TRES CANALES (NS, EW Y VERTICAL) DE LAS 173 SEÑALES DE MEDICIONES DE VIBRACION AMBIENTAL.

```
fid1=fopen('P173V.txt','w');
fid2=fopen('P173N.txt','w');
fid3=fopen('P173E.txt','w');
M=dlmread('P173P.txt');
k=0;
for i=1:3750
    for j=1:10
        k=j
        kk=9
        fprintf(fid1,'%e',M(i,j));
        if (k<=kk)
            fprintf(fid1,'\t');
        else
            fprintf(fid1,'\r\n');
        end
    end
end
for i=3751:7500
    for j=1:10
        k=j
        kk=9
        fprintf(fid2,'%e',M(i,j));
        if (k<=kk)
            fprintf(fid2,'\t');
        else
            fprintf(fid2,'\r\n');
        end
    end
end
for i=7501:11250
    for j=1:10
        k=j
        kk=9
        fprintf(fid3,'%e',M(i,j));
        if (k<=kk)
            fprintf(fid3,'\t');
        else
            fprintf(fid3,'\r\n');
        end
    end
end
fclose(fid1);
fclose(fid2);
fclose(fid3);
```

**-Anexo B**

**Periodos predominantes de Riobamba obtenidos a partir de la Técnica de Nakamura, (Fuente: Zonificación de los Suelos de Riobamba, Barahona D,2002)**

PUNTO	NS/V	EW/V	PERIODO (seg)	
	FRECUENCIA(Hz)	FRECUENCIA(Hz)	NS	EW
P001	11.2495	11.2495	0.08889284	0.08889284
P002	24.2004	24.2004	0.04132163	0.04132163
P003	4.8485	4.8485	0.20624936	0.20624936
P004	24.6277	22.1062	0.04060468	0.04523618
P005	21.0495	23.4489	0.04750707	0.04264592
P006	0.7172	23.1323	1.39431121	0.0432296
P007	11.467	11.467	0.08720677	0.08720677
P008	7.9002	24.2805	0.12657907	0.04118531
P009	21.3661	21.3661	0.04680311	0.04680311
P010	23.7846	7.3242	0.04204401	0.13653368
P011	4.6043	22.3846	0.21718828	0.04467357
P012	4.3831	0.2823	0.22814903	3.54233085
P013	6.4697	20.2751	0.15456667	0.04932158
P014	1.8272	19.7601	0.54728546	0.05060703
P015	8.4038	0.2327	0.11899379	4.2973786
P016	7.412	7.412	0.13491635	0.13491635
P017	24.3187	0.6027	0.04112062	1.65920027
P018	16.0217	23.7885	0.06241535	0.04203712
P019	9.9335	15.9607	0.10066945	0.06265389
P020	0.3891	0.3891	2.57003341	2.57003341
P021	7.2517	7.2517	0.1378987	0.1378987
P022	21.1296	21.1296	0.04732697	0.04732697
P023	4.2572	4.2572	0.23489618	0.23489618
P024	23.5138	0.782	0.04252822	1.27877238
P025	5.9128	4.261	0.16912461	0.23468669
P026	1.0834	1.3733	0.92302012	0.72817301
P027	1.7891	1.7891	0.55894025	0.55894025
P028	6.0768	6.0768	0.16456029	0.16456029
P029	12.2768	0.4311	0.08145445	2.31964741
P030	3.1433	1.7624	0.31813699	0.56740808
P031	21.9345	22.1214	0.04559028	0.0452051
P032	19.8936	19.8936	0.05026742	0.05026742
P033	13.8168	0.8583	0.07237566	1.16509379
P034	20.4582	20.4582	0.04888016	0.04888016
P035	17.5629	14.6599	0.0569382	0.06821329
P036	2.7885	22.9912	0.35861574	0.0434949
P037	13.4163	14.0953	0.0745362	0.07094563
P038	7.0953	4.9515	0.14093837	0.201959

PUNTO	NS/V	EW/V	PERIODO (seg)	
	FRECUENCIA(Hz)	FRECUENCIA(Hz)	NS	EW
P039	19.9394	0.3662	0.05015196	2.73074823
P040	0.3967	19.6915	2.52079657	0.05078333
P041	8.4	8.4	0.11904762	0.11904762
P042	2.8419	22.0146	0.35187727	0.0454244
P043	3.6507	12.8822	0.27392007	0.07762649
P044	21.9383	21.9383	0.04558238	0.04558238
P045	24.2043	21.6598	0.04131497	0.04616848
P046	22.1405	22.1405	0.0451661	0.0451661
P047	6.9618	0.988	0.14364101	1.01214575
P048	6.7139	6.7139	0.14894473	0.14894473
P049	21.2555	9.4261	0.04704665	0.10608841
P050	4.3259	0.576	0.23116577	1.73611111
P051	10.1204	10.1204	0.09881032	0.09881032
P052	24.4446	0.2823	0.04090883	3.54233085
P053	0.7591	0.7591	1.31734949	1.31734949
P054	2.2736	20.8435	0.4398311	0.04797659
P055	10.8147	24.8756	0.09246674	0.04020004
P056	2.3651	20.462	0.4228151	0.04887108
P057	15.3809	15.3809	0.0650157	0.0650157
P058	22.6593	22.6593	0.04413199	0.04413199
P059	0.2975	0.2975	3.36134454	3.36134454
P060	6.1569	6.1569	0.1624194	0.1624194
P061	14.7324	19.6037	0.0678776	0.05101078
P062	19.001	12.4016	0.05262881	0.08063476
P063	6.4354	6.4354	0.1553905	0.1553905
P064	9.4948	11.5585	0.10532081	0.08651642
P065	20.0615	20.0615	0.04984672	0.04984672
P066	5.1308	6.1035	0.19490138	0.16384042
P067	12.7182	12.7182	0.07862748	0.07862748
P068	21.4424	21.4424	0.04663657	0.04663657
P069	24.5895	24.5895	0.04066776	0.04066776
P070	6.0387	24.8451	0.16559856	0.04024939
P071	0.1678	0.1678	5.95947557	5.95947557
P072	0.5112	0.5112	1.95618153	1.95618153
P073	20.847	4.2572	0.04796853	0.23489618
P074	23.4375	4.7951	0.04266667	0.20854622
P075	17.3264	6.8626	0.05771539	0.14571737
P076	24.5323	20.6718	0.04076259	0.04837508
P077	17.3378	20.3552	0.05767744	0.0491275
P078	3.17	1.4229	0.31545741	0.70279008
P079	21.9955	21.9955	0.04546384	0.04546384
P080	22.2015	22.2015	0.045042	0.045042
P081	9.1248	9.1248	0.10959144	0.10959144

PUNTO	NS/V	EW/V	PERIODO (seg)	
	FRECUENCIA(Hz)	FRECUENCIA(Hz)	NS	EW
P082	0.2289	1.4076	4.36871997	0.7104291
P083	9.964	13.9732	0.1003613	0.07156557
P084	15.3427	8.2893	0.06517758	0.12063745
P085	0.3319	0.3319	3.01295571	3.01295571
P086	24.971	0.3967	0.04004645	2.52079657
P087	16.4909	22.6784	0.0606395	0.04409482
P088	23.3612	23.3612	0.04280602	0.04280602
P089	9.3307	9.3307	0.1071731	0.1071731
P090	21.8544	21.8544	0.04575738	0.04575738
P091	21.5073	21.5073	0.04649584	0.04649584
P092	24.1737	12.043	0.04136727	0.08303579
P093	16.4719	21.5988	0.06070945	0.04629887
P094	24.704	0.6866	0.04047927	1.45645208
P095	20.7405	20.7405	0.04821485	0.04821485
P096	5.3825	5.3825	0.18578727	0.18578727
P097	22.9797	22.9797	0.04351667	0.04351667
P098	18.383	18.383	0.05439809	0.05439809
P099	5.0926	5.0926	0.19636335	0.19636335
P100	14.1907	14.1907	0.07046869	0.07046869
P101	20.4887	20.4887	0.04880739	0.04880739
P102	16.3612	1.049	0.06112021	0.95328885
P103	24.8413	8.0528	0.04025554	0.12418041
P104	12.764	10.2653	0.07834535	0.09741557
P105	2.7847	2.7847	0.35910511	0.35910511
P106	20.0691	23.4871	0.04982784	0.04257656
P107	24.0288	1.6403	0.04161673	0.60964458
P108	15.6631	0.7782	0.06384432	1.28501671
P109	20.0729	20.0729	0.04981841	0.04981841
P110	6.3057	4.8637	0.15858668	0.20560479
P111	20.7329	15.1253	0.04823252	0.06611439
P112	24.2882	24.2882	0.04117226	0.04117226
P113	10.4256	2.0485	0.09591774	0.48816207
P114	7.225	21.3242	0.1384083	0.04689508
P115	24.334	0.9499	0.04109476	1.05274239
P116	8.7128	9.4147	0.11477367	0.10621687
P117	21.1334	24.1089	0.04731846	0.04147846
P118	23.8953	23.8953	0.04184923	0.04184923
P119	9.6016	9.6016	0.10414931	0.10414931
P120	16.3383	16.3383	0.06120588	0.06120588
P121	13.6757	14.7743	0.0731224	0.0676851
P122	16.3918	0.2937	0.06100611	3.40483487
P123	8.9264	8.9264	0.11202725	0.11202725
P124	22.0146	19.0926	0.0454244	0.05237631

PUNTO	NS/V	EW/V	PERIODO (seg)	
	FRECUENCIA(Hz)	FRECUENCIA(Hz)	NS	EW
P125	19.7334	13.0692	0.0506755	0.07651578
P126	24.3416	20.2217	0.04108193	0.04945183
P127	20.6375	6.2485	0.04845548	0.16003841
P128	14.3394	14.3394	0.06973792	0.06973792
P129	8.9188	23.8342	0.11212271	0.04195652
P130	0.4196	0.4196	2.38322212	2.38322212
P131	2.2545	21.9879	0.44355733	0.04547956
P132	13.7901	13.7901	0.07251579	0.07251579
P133	11.2648	11.2648	0.0887721	0.0887721
P134	5.6763	5.6763	0.1761711	0.1761711
P135	11.4059	19.5885	0.08767392	0.05105036
P136	13.0959	21.1258	0.07635978	0.04733549
P137	22.2473	13.5612	0.04494927	0.07373979
P138	14.8239	14.8239	0.06745863	0.06745863
P139	18.6577	18.6577	0.05359717	0.05359717
P140	3.2806	13.6833	0.30482229	0.07308179
P141	19.5732	19.5732	0.05109027	0.05109027
P142	20.7291	20.7291	0.04824136	0.04824136
P143	0.3891	0.3891	2.57003341	2.57003341
P144	8.1711	9.1324	0.12238254	0.10950024
P145	0.2823	7.5455	3.54233085	0.13252932
P146	13.7291	24.0707	0.07283799	0.04154428
P147	13.073	12.7449	0.07649354	0.07846276
P148	24.8642	24.8642	0.04021847	0.04021847
P149	24.6811	9.1019	0.04051683	0.10986717
P150	23.4718	23.4718	0.04260432	0.04260432
P151	21.2708	21.2402	0.04701281	0.04708054
P152	24.25	21.946	0.04123711	0.04556639
P153	9.2812	22.7966	0.10774469	0.04386619
P154	21.4806	21.4806	0.04655363	0.04655363
P155	0.5379	0.5379	1.85908161	1.85908161
P156	9.5406	22.9034	0.10481521	0.04366164
P157	5.3558	17.1127	0.18671347	0.05843613
P158	17.8833	17.8833	0.05591809	0.05591809
P159	23.1705	23.1705	0.04315833	0.04315833
P160	4.6692	4.6692	0.21416945	0.21416945
P161	16.0904	21.0342	0.06214886	0.04754162
P162	22.8538	13.1454	0.0437564	0.07607224
P163	6.1951	13.9618	0.16141789	0.071624
P164	7.885	20.1912	0.12682308	0.04952653
P165	0.6523	0.7629	1.53303695	1.31078778
P166	10.8032	20.8206	0.09256517	0.04802936
P167	23.7999	23.7999	0.04201698	0.04201698

PUNTO	NS/V	EW/V	PERIODO (seg)	
	FRECUENCIA(Hz)	FRECUENCIA(Hz)	NS	EW
P168	2.5444	2.5444	0.39301997	0.39301997
P169	11.7187	11.7187	0.0853337	0.0853337
P170	6.6833	11.6081	0.14962668	0.08614674
P171	23.2468	4.1351	0.04301667	0.24183212
P172	2.6779	2.6779	0.37342694	0.37342694
P173	23.9181	23.9181	0.04180934	0.04180934

<b>Media(seg)</b>	0.32782039	0.44415163
<b><math>\sigma</math> (seg)</b>	0.80668929	0.92060714
<b>Media+<math>\sigma</math>(seg)</b>	1.13450968	1.36475876
<b>Moda(seg)</b>	2.57003341	3.54233085

## -Anexo C

### PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS

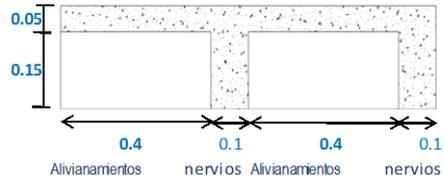
#### LOSA SOBRE VIGAS

##### MATERIALES

f'c= 21 MPa  
f'y= 420 MPa

<b>PREDIMENSIONAMIENTO: LOSA</b>	
$h = \frac{\ln(800 + \frac{f'y}{1.5})}{36000}$	
Luz mayor:	ln = 4.9 m
h=	147.00 mm
Considerar h:	0.147 m
losa maciza	0.2 m

Carpeta(m):  
Espesor (m)  
Aliv(h):



Anchos:

Alivamientos nervios Alivamientos nervios

#### INERCIAS

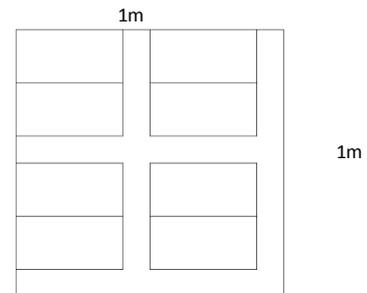
Figura	bi	hi	Ai	yi	yi*Ai	di	loi	Ai*di^2
1	0.2	0.15	0.03	0.075	0.00225	0.0625	0.00005625	0.000117188
2	1	0.05	0.05	0.175	0.00875	-0.0375	0.0000104	0.0000703

I= 0.000254167 HEQ= 0.145 m

#### EVALUACION PREVIA DE CARGAS

##### CARGA MUERTA:

NERVIOS:		0.1296	T/m2
CARPETA COMPRESION(5CM)		0.12	T/m2
ALIVIANAMIENTOS:		0.096	T/m2
MAMPOSTERIAS			
LADRILLO		0.2	T/m2
INSTALACIONES		0.01	T/m2
ACABADOS			
(PISO CERAMICA)		0.02	T/m2
MACILLADO+		0.095	T/m2
ENLUCIDO		0.0195	T/m2
CM=		0.6901	T/m2
MAS ELEMENTOS:		0%	
CM+%		0.6901	T/m2



##### Losa Inaccesible:

CARGA MUERTA:	
CM(sin acabados)=	0.5556
MAS ELEMENTOS:	0%
CM+%	0.5556 T/m2

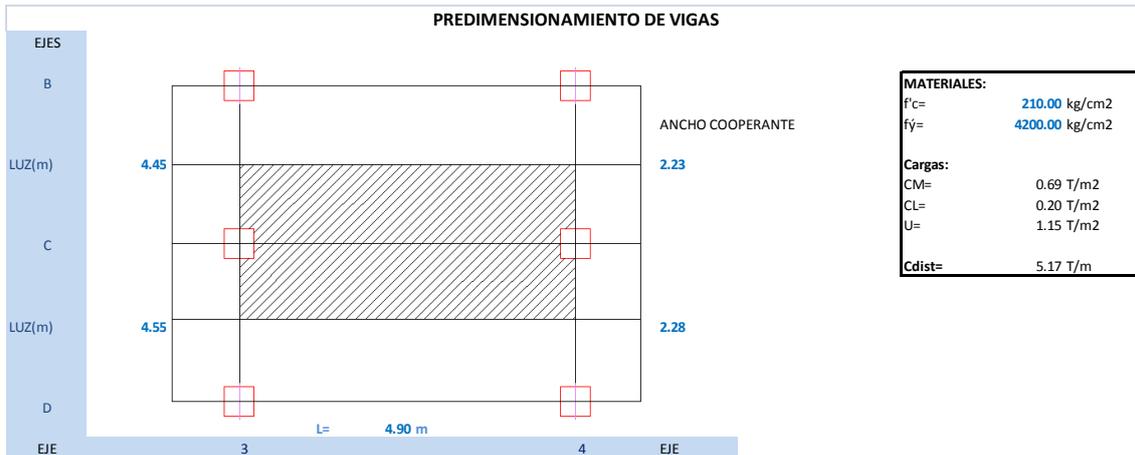
##### Losa Inaccesible:

CARGA VIVA:	
CV=	0.1 T/m2

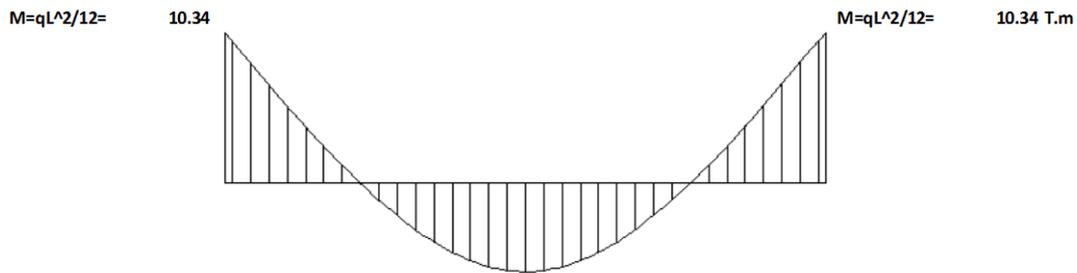
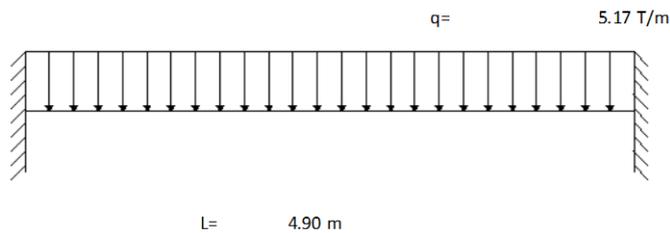
CARGA VIVA:	
Tipo de Ocupacion:	Vivienda
CV=	0.2 T/m2

CM 0.6901 T/m2  
Weight per  
Volume 4.75931034 CM/e  
Mass per Weight 0.48564391 W/g

CM 0.5556 T/m2  
Weight per  
Volume 3.83172414 CM/e  
Mass per Weight 0.39099226 W/g



#### MODELO MATEMATICO



$$\rho b = 0.85\beta_1 \left( \frac{0.003}{\frac{f_y}{E_s} + 0.003} \right) \left( \frac{f_c}{f_y} \right) \quad \rho b = 0.022 \quad \rho_{max} = 0.5\rho b = 0.011$$

Con:

$M_u = 10.34 \text{ T.m}$

b(cm)	d(cm)	h(cm)	
25.00	34.01	40.00	cm
30.00	31.05	35.00	cm
35.00	28.75	35.00	cm
40.00	26.89	30.00	cm

$$d = \sqrt{\frac{2M_u}{\phi\beta_1f'_c \left[ 1 - \left( 1 - \frac{\rho f_y}{\beta_1 f'_c} \right) \right] b}}$$

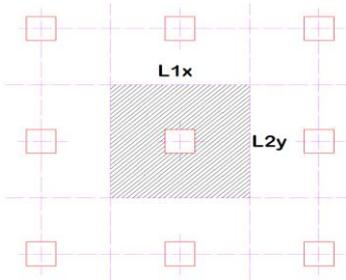
VIGA:	CONTROLES	
	21.3.1.3	21.3.1.4
b(cm)	30.00 <b>OK</b>	<b>OK</b>
h(cm)	35.00	
d(cm)	30.00	
rec(cm)	5.00	
Apoyo(cm)	40.00	

CONTROLES ACI 318-05 CPE PARTE 2

21.3.1.3  $b \geq 0.3h$  y 250 mm.

21.3.1.4  $b \leq$  ancho del elemento de apoyo + más una distancia a cada lado del elemento de apoyo  $\leq 3/4h$

PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS



<b>MATERIALES:</b>	
f'c=	210.00 kg/cm <sup>2</sup>
f'y=	4200.00 kg/cm <sup>2</sup>
<b>Cargas:</b>	
CM=	0.69 T/m <sup>2</sup>
CL=	0.20 T/m <sup>2</sup>
Cserv	0.89 T/m <sup>2</sup>
<b>Cargas: (Losa Inaccesible)</b>	
CM=	0.56 T/m <sup>2</sup>
CL=	0.10 T/m <sup>2</sup>
Cserv	0.66 T/m <sup>2</sup>

COLUMNA	CM	CV	L1(X)	L2(Y)	A	#PISOS	P	Ag=20P	b(cm)=(Ag*0.5)	h(cm)=(Ag*0.5)	b=h	Basumidas	H asumidas
A1	0.690	0.20	1.725	1.525	2.630625	4	9.366077	187.32155	13.68654613	13.68654613	30	30	40
A2	0.690	0.20	1.725	2.925	5.045625	4	17.96444	359.28887	18.95491664	18.95491664	30	30	40
A3	0.690	0.20	1.725	3.85	6.64125	4	23.64551	472.91013	21.74649696	21.74649696	30	30	40
A4	0.690	0.20	1.725	3.825	6.598125	4	23.49196	469.83929	21.67577646	21.67577646	30	30	40
A5	0.690	0.20	1.725	2.9	5.0025	4	17.8109	356.21802	18.8737389	18.8737389	30	30	40
A6	0.690	0.20	1.725	2.125	3.665625	4	13.05109	261.02183	16.15616987	16.15616987	30	30	40
B1	0.690	0.20	3.95	1.525	6.02375	4	21.44696	428.93919	20.71084716	20.71084716	30	40	40
B2	0.690	0.20	3.95	2.925	11.55375	4	41.13597	822.71943	28.68308613	28.68308613	30	40	40
B3	0.690	0.20	3.95	3.85	15.2075	5	67.68098	1353.6196	36.79156935	36.79156935	40	40	40
B4	0.690	0.20	3.95	3.825	15.10875	5	67.24149	1344.8298	36.67192165	36.67192165	40	40	40
B5	0.690	0.20	3.95	2.9	11.455	4	40.78438	815.68764	28.5602458	28.5602458	30	40	40
B6	0.690	0.20	3.95	2.125	8.39375	4	29.88511	597.70215	24.44794777	24.44794777	30	40	40
C1	0.690	0.20	4.5	1.525	6.8625	4	24.43325	488.6649	22.10576622	22.10576622	30	40	40
C2	0.690	0.20	4.5	2.925	13.1625	4	46.86377	937.2753	30.61495223	30.61495223	35	40	40
C3	0.690	0.20	4.5	3.85	17.325	5	77.10491	1542.0983	39.26955882	39.26955882	40	40	40
C4	0.690	0.20	4.5	3.825	17.2125	5	76.60423	1532.0846	39.1418526	39.1418526	40	40	40
C5	0.690	0.20	4.5	2.9	13.05	4	46.46322	929.2644	30.48383834	30.48383834	35	40	40
C6	0.690	0.20	4.5	2.125	9.5625	4	34.04633	680.9265	26.0945684	26.0945684	30	40	40
D1	0.690	0.20	2.275	1.525	3.469375	4	12.35236	247.04726	15.71773696	15.71773696	30	30	40
D2	0.690	0.20	2.275	2.925	6.654375	4	23.69224	473.84474	21.76797499	21.76797499	30	30	40
D3	0.690	0.20	2.275	3.85	8.75875	4	31.18465	623.69307	24.97384772	24.97384772	30	30	40
D4	0.690	0.20	2.275	3.825	8.701875	4	30.98216	619.64312	24.89263174	24.89263174	30	30	40
D5	0.690	0.20	2.275	2.9	6.5975	4	23.48974	469.79478	21.67474983	21.67474983	30	30	40
D6	0.690	0.20	2.275	2.125	4.834375	4	17.21231	344.24618	18.55387224	18.55387224	30	30	40

COLUMNA	b	h	CONTROLES	
			21.4.1.1	21.4.1.2
A1	30	40	ok	ok
A2	30	40	ok	ok
A3	30	40	ok	ok
A4	30	40	ok	ok
A5	30	40	ok	ok
A6	30	40	ok	ok
B1	40	40	ok	ok
B2	40	40	ok	ok
B3	40	40	ok	ok
B4	40	40	ok	ok
B5	40	40	ok	ok
B6	40	40	ok	ok
C1	40	40	ok	ok
C2	40	40	ok	ok
C3	40	40	ok	ok
C4	40	40	ok	ok
C5	40	40	ok	ok
C6	40	40	ok	ok
D1	30	40	ok	ok
D2	30	40	ok	ok
D3	30	40	ok	ok
D4	30	40	ok	ok
D5	30	40	ok	ok
D6	30	40	ok	ok

CONTROLES ACI 318-05 CPE PARTE 2			
21.4.1.1	La dimensión menor de la sección transversal	>=30cm	
21.4.1.2	La relacion entre la sección transversal y la dimensión	perpendicular	>= 0.4.