

© ***Derechos de autor:*** DARVY M. PICOITA 2011

Según la actual Ley de Propiedad Intelectual, Art. 5:

“el derecho de autor nace y se protege por el solo hecho de la creación de la obra, independientemente de su mérito, destino o modo de expresión... El reconocimiento de los derechos de autor y de los derechos conexos no está sometido a registro, depósito, ni al cumplimiento de formalidad alguna.” (Ecuador. Ley de Propiedad Intelectual, Art. 5)

DEDICATORIA

Dedico este trabajo a la comunidad de alumnos de Ingeniería Civil de la USFQ a los cuales acabo de dejar de ser parte, pero con la ilusión de que en ellos quede la responsabilidad de tomar este trabajo y ampliarlo cada vez más.

AGRADECIMIENTO

Mi sincero agradecimiento al Ingeniero Fabricio Yopez por su dirección, consejo y amistad durante mi trayecto como su alumno, así como a mis profesores de la carrera en la USFQ. A mi familia y personas queridas por ser mi motivación de mi constante superación y en especial a Dios por darme la claridad de pensamiento para tomar las oportunidades que no todo mundo las tiene.

RESUMEN

Este trabajo toma en cuenta la difícil situación del diseño y construcción frente a uno de los fenómenos de la naturaleza más destructivos actualmente, los terremotos, para introducir una nueva versión del espectro de respuesta a la aceleración sísmica. Para ellos se tomo los últimos estudios de diferentes países como Colombia y E.E.U.U para proponer un espectro de diseño capaz de que se asemeje a las condiciones especiales del Ecuador sin dejar de lado los últimos adelantos en estudio sísmico y diseño sismo resistente. Con esta información ponemos a prueba nuestra propuesta con modelos estructurales cuyos resultados nos darán una visión más directa del efecto del espectro propuesto en el diseño sismo resistente.

ABSTRACT

This paper considers the plight of the design and construction in front of one of the phenomena of nature's most destructive now, earthquakes, to introduce a new version of the spectrum of seismic acceleration response. For them take the latest research from countries like Colombia and the U.S. to offer a spectrum capable of resembling the special conditions of Ecuador without neglecting the latest advances in seismic and earthquake-resistant design. With this information, we test our proposed structural models whose results will give us a more direct effect of the proposed spectrum seismic resistant design.

TABLA DE CONTENIDO

1. CAPITULO 1: Antecedentes y Alcance	2
1.1. ANTECEDENTES.....	2
1.2. ALCANCE.....	3
2. CAPITULO 2: REVISIÓN DEL MARCO TEÓRICO.....	5
2.1. DESARROLLO HISTÓRICO DE LA INGENIERIA SISMICA.....	5
2.2. IMPACTOS GLOBALES DE LOS SISMOS.....	5
2.3. COMIENZO Y EVOLUCIÓN DE LA INGENIERÍA SÍSMICA (IS).....	6
2.3.1. En la India	8
2.3.2. EL CASO DE CHINA	9
2.3.3. EL SISMO DE SAN FRANCISCO DE 1906	9
2.3.4. EL SISMO DE MESSINA EN 1908	13
2.3.5. El Sismo de Avezzano	14
2.3.6. EL COMIENZO DE LA IS EN JAPÓN.....	15
2.3.7. Terremoto de San Juan en 1944 en el Desarrollo de La Ingeniería Sísmica en la Argentina.....	17
2.3.8. ASOCIACION DE INGENIERIA SISMICA DE COLOMBIA (AIS)	18
2.3.9. SOCIEDAD ECUATORIANA DE INGENIERIA SISMICA DEL ECUADOR (SEIS).....	26

2.4.	ESPECTRO DE RESPUESTA	27
2.4.1.	BREVE HISTORIA DE LOS ORIGENES DEL ESPECTRO DE RESPUESTA (ER).....	27
2.5.	CALCULO DE ESPECTRO DE RESPUESTA.....	29
2.6.	2. TIPOS DE ESPECTROS	30
2.6.1.	ESPECTROS DE RESPUESTA ELÁSTICA	32
2.6.2.	Espectros de diseño de aceleración	38
3.	CAPITULO 3.-Revision Y Comparación De Normas De Construcción Sismo-Resistente De Colombia, EE.UU. Y Ecuador (NSR-10, ASCE7-10, CEC- 01)	42
3.1.	Introducción	42
3.2.	CODIGO ECUATORIANO DE LA CONSTRUCCION 2001 (CEC-01) 42	
3.2.1.	Zonas sísmicas y factor de zona "Z"	43
3.2.2.	Perfiles de suelo.....	44
3.2.3.	Coeficientes S y Cm.....	46
3.2.4.	Coeficiente de importancia I.....	47
3.2.5.	Espectro de aceleraciones para el diseño.....	47
3.3.	CODIGO COLOMBIANO DE LA CONSTRUCCION 2020 (NSR-10)	49
3.3.1.	Zonas de amenaza sísmica	49
3.3.2.	Aceleraciones sísmicas del suelo A_a y A_v s.....	50
3.3.3.	Clasificación de los suelos	53

3.3.4.	Valores <i>F_a</i> y <i>F_v</i>	54
3.3.5.	Coeficiente de importancia.....	56
3.3.6.	Espectro de aceleración para el diseño	57
3.4.	Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures (ASCE 7-10)	58
3.4.1.	Valores de movimiento sísmico del suelo.	58
3.4.2.	Clasificación del suelo.....	62
3.4.3.	Coeficiente <i>F_a</i> y <i>F_v</i>	62
3.4.4.	Espectro de aceleración para el diseño	63
3.5.	Comparación de los espectros de aceleración para el diseño de los códigos CEC-01, NSR-10 y ASCE7-10.....	66
3.5.1.	Análisis de los perfiles de suelo entre CEC-01, NSR-10 y ASCE7-10.	67
3.5.2.	Análisis de la aceleración máxima del suelo en los códigos CEC-01, NSR-10 y ASCE7-10	69
3.5.3.	Factores <i>F_a</i> y <i>F_v</i>	73
3.5.4.	Espectros de aceleración CEC-01, NSR-10 y ASCE7-10.....	74
4.	CAPITULO 4: PROPUESTA USFQ Y SU COMPARACIÓN CON LOS CÓDIGOS DE REFERENCIA	88
4.1.	INTRODUCCION.....	88
4.2.	Alternativa “A” para la actualización del espectro de respuesta a la aceleración sísmica del CEC-01	89

4.3. Alternativa “B” para la actualización del espectro de respuesta a la aceleración sísmica del CEC-01	93
4.4. Propuesta USFQ para la actualización del espectro de respuesta a la aceleración sísmica del CEC-01	94
4.5. Comparación de espectros de la propuesta USFQ con CEC-01, NSR-10 y ASCE7-10	97
5. CAPITULO 5: COMPARACION DE LA PROPUESTA USFQ CON EL CODIGO PROPUESTO POR LA COMISION ENCARGADA DE ACTUALIZAR EL CAPITULO DE SISMO-RESISTENCIA.....	106
5.1. INTRODUCCIÓN.....	106
5.2. Espectro de respuesta a la aceleración sísmica por parte de la comisión	106
5.3. Comparación de espectros entre la propuesta USFQ y la propuesta de la comisión.....	108
6. CAPITULO 6. DISEÑO Y COMPARACIÓN DE EDIFICIOS USANDO LOS ESPECTROS PROPUESTOS POR USFQ, COMISIÓN Y CEC-01.....	115
6.1. Introducción.....	115
6.2. Metodología de diseño	115
6.2.1. Distribución física y especificaciones técnicas.....	115
6.2.2. Metodología de cálculo de fuerzas, modelación y diseño de hormigón armado de los edificios modelo usando el software ETABS v9.0	119
6.3. Resultados del diseño de los modelos de edificios de 5, 10 y 15 pisos con CEC-0, USFQ y COMISION.....	128

6.3.1.	Edificio 5 pisos	128
6.3.2.	Edificio 10 pisos.	129
6.3.3.	Edificio de 15 pisos	132
7.	CAPITULO 7: RESULTADOS Y CONCLUSIONES	135
7.1.	Introducción	135
7.2.	Derivas de piso y secciones de elementos estructurales del edificio modelo de 5 pisos.	135
7.3.	Derivas de piso y secciones de elementos estructurales del edificio modelo de 10 pisos.	140
7.4.	Derivas de piso y secciones de elementos estructurales del edificio modelo de 15 pisos.	144
7.5.	Conclusiones generales edificios modelos	147
7.6.	Recomendaciones.	148
8.	BIBLIOGRAFIA	151
9.	ANEXOS	154

LISTA DE ECUACIONES

ECUACIÓN 3-1 PARÁMETROS <i>SMS</i> Y <i>SM1</i> DE ACELERACIÓN PARA EL MÁXIMO SISMO CONSIDERADO	64
ECUACIÓN 3-2 PARÁMETRO <i>SDS</i> DE ACELERACIÓN PARA EL SISMO DE DISEÑO	64
ECUACIÓN 3-3 PARÁMETRO <i>SD1</i> DE ACELERACIÓN PARA EL SISMO DE DISEÑO	64
ECUACIÓN 3-4 CÁLCULO DE LA ACELERACIÓN EN PERIODOS MENORES A <i>T0</i> .	65
ECUACIÓN 3-5 CALCULO DE LA ACELERACIÓN PARA PERIODOS ENTRE <i>T0</i> Y <i>Ts</i>	66
ECUACIÓN 3-6 CALCULO DE ACELERACIÓN PARA PERIODOS MAYOR A <i>Sa</i>	66
ECUACIÓN 3-7 CALCULO DE LA ACELERACIÓN EQUIVALENTE EN FUNCIÓN DE Z70	
ECUACIÓN 4-1 ECUACIÓN PARA DETERMINAR LA ACELERACIÓN DE RESPUESTA PARA PERIODOS MENORES A <i>TC</i>	95
ECUACIÓN 4-2 ECUACIÓN PARA DETERMINAR LA ACELERACIÓN DE RESPUESTA PARA ENTRE <i>TC < T < TL</i>	95
ECUACIÓN 4-3 CÁLCULO DE LOS PERIODOS CORTOS <i>T0</i>	96
ECUACIÓN 4-4 CÁLCULO DE LOS PERIODOS INTERMEDIOS <i>TC</i>	96
ECUACIÓN 4-5 CÁLCULO DE LOS PERIODOS INTERMEDIOS <i>TL</i>	96
ECUACIÓN 4-6 ECUACIÓN PARA DETERMINAR LA ACELERACIÓN DE RESPUESTA PARA ENTRE <i>0 < T < T0</i>	96
ECUACIÓN 4-7 ECUACIÓN PARA DETERMINAR LA ACELERACIÓN DE RESPUESTA PARA ENTRE <i>0 < T < T0</i>	96
ECUACIÓN 6-1 CORTANTE BASAL CEC-01	120
ECUACIÓN 6-2 MÉTODO “1” PARA DETERMINAR APROXIMADAMENTE EL PERIODO DE EDIFICACIÓN.	121
6-3 ECUACIÓN FUERZA LATERAL CEC-01	121
ECUACIÓN 6-4 DERIVA MÁXIMA CEC-01	125

LISTA DE GRAFICAS

- GRÁFICA 3-1 ESPECTRO DE ACELERACIÓN CEC-01 PARA LOS SUELOS S1-S4 Y CADA ZONA Z (I-IV) 75
- GRÁFICA 3-2 ESPECTROS DE ACELERACIÓN NSR-10 PARA CADA PERFIL DE SUELO (A-E) Y LAS 4 REGIONES COMPATIBLES PARA CEC-01 76
- GRÁFICA 3-3 ESPECTROS DE ACELERACIÓN ASCE7-10 PARA CADA PERFIL DEL SUELO (A-E) Y ACELERACIONES COMPATIBLES A CEC-01 78
- GRÁFICA 3-4 ESPECTROS CEC-01, NSR-10 Y ASCE7-10 PARA PERFIL DEL SUELO S1 DE ACUERDO A LA TABLA 3-13 A) Z=0,4G B) Z=0,3G, C) Z=0,25G D) Z=0,15G 80
- GRÁFICA 3-5 ESPECTROS DE ACELERACIÓN PARA CEC-01, NSR-10 Y ASCE7-10 SEGÚN LA TABLA 3-13 PARA A) Z=0.4G, B) Z=0.3G C) Z=0.25G D) Z=0.15G 83
- GRÁFICA 3-6 ESPECTROS CEC-01, NSR-10 Y ASCE7-10 PARA UN PERFIL DEL SUELO S3 SEGÚN TABLA 3-13 PARA A) Z=0,4, B) Z=0,3, C) Z=0,25 Y D) Z=0,15 85
- GRÁFICA 4-1 PROPUESTA "A" DE ESPECTRO DE ACELERACIÓN PARA LA ACTUALIZACIÓN DEL CEC-01 95
- GRÁFICA 4-2 COMPARACIÓN DE ESPECTROS DE PROPUESTA USFQ Y CEC-01 DE S1 PARA A)Z=0.15, B) Z=0.25, C)Z=0.3, D) Z=0.4 98
- GRÁFICA 4-3COMPARACIÓN DE ESPECTROS DE PROPUESTA USFQ Y CEC-01 DE S2 PARA A)Z=0.15, B) Z=0.25, C)Z=0.3, D) Z=0.4 100
- GRÁFICA 4-4COMPARACIÓN DE ESPECTROS DE PROPUESTA USFQ Y CEC-01 DE S3 PARA A)Z=0.15, B) Z=0.25, C)Z=0.3, D) Z=0.4 102
- GRÁFICA 4-5COMPARACIÓN DE ESPECTROS DE PROPUESTA USFQ Y CEC-01 DE S4 PARA A)Z=0.15, B) Z=0.25, C)Z=0.3, D) Z=0.4 104
- GRÁFICA 5-1ESPECTRO DE RESPUESTA PROPUESTO POR LA COMISIÓN. 107
- GRÁFICA 5-2 COMPARACIÓN DE ESPECTROS DE PROPUESTA USFQ Y LA PROPUESTA DE LA COMISIÓN S1 PARA A)Z=0.15, B) Z=0.25, C)Z=0.3, D) Z=0.4 109

GRÁFICA 5-3 COMPARACIÓN DE ESPECTROS DE PROPUESTA USFQ Y LA PROPUESTA DE LA COMISIÓN S3 PARA A) Z=0.15, B) Z=0.25, C)Z=0.3, D) Z=0.4	113
GRÁFICA 7-1 DERIVAS DE PISOS EN EDIFICIOS DE 5 PISOS	135
GRÁFICA 7-2A) Y B) ACERO EN COLUMNAS EN EDIFICIOS DE 5 PISOS. C) Y D) HORMIGÓN EN COLUMNAS EN EDIFICIOS DE 5 PISOS	136
GRÁFICA 7-3 A) Y B) ACERO EN VIGAS EN EDIFICIOS DE 5 PISOS C) Y D) HORMIGON EN VIGAS EN EDIFICIOS DE 5 PISOS	138
GRÁFICA 7-4 DERIVAS DE PISOS EN EDIFICIOS DE 10 PISOS	140
GRÁFICA 7-5 A) Y B) ACERO EN COLUMNAS EN EDIFICIOS DE 10 PISOS C) Y D) HORMIGÓN EN COLUMNAS EN EDIFICIOS DE 10 PISOS	141
GRÁFICA 7-6 A) Y B) ACERO EN VIGAS EN EDIFICIOS DE 10 PISOS C) Y D) HORMIGÓN EN VIGAS EN EDIFICIOS DE 10 PISOS	142
GRÁFICA 7-7 DERIVAS DE PISOS EN EDIFICIOS DE 15 PISOS	144
GRÁFICA 7-8 ACERO EN COLUMNAS EN EDIFICIOS DE 15 PISOS C) Y D) HORMIGÓN EN COLUMNAS EN EDIFICIOS DE 15 PISOS	145
GRÁFICA 7-9 ACERO EN VIGAS EN EDIFICIOS DE 15 PISOS C) Y D) HORMIGÓN EN VIGAS EN EDIFICIOS DE 15 PISOS	146

LISTA DE TABLAS

TABLA 2-1 LISTA CRONOLÓGICA DE SISMOS CON MAS VICTIMAS REGISTRADOS 6	
TABLA 3-1 VALORES Z SEGÚN ZONA SÍSMICA COMO FRACCIÓN DE LA GRAVEDAD	44
TABLA 3-2 TIPOS DE PERFILES DE SUELO SEGÚN CEC-01	45
TABLA 3-3 COEFICIENTES DE SUELO S Y CM	47
TABLA 3-4 FACTOR DE IMPORTANCIA I DE ACUERDO A SU IMPORTANCIA EN CEC-01	47
TABLA 3-5 VALORES DE <i>A_a</i> Y <i>A_v</i> Y SU CLASIFICACIÓN COMO AMENAZA SÍSMICA	52
TABLA 3-6 CLASIFICACIÓN DE LOS PERFILES DE SUELOS SEGÚN NSR-10	54
TABLA 3-7 VALORES <i>F_a</i> PARA LA CLASIFICACIÓN DE SUELOS SEGÚN NSR-10	55
TABLA 3-8 <i>F_v</i> PARA LA CLASIFICACIÓN DE SUELOS SEGÚN NSR-10	55
TABLA 3-9 VALORES DE COEFICIENTE DE IMPORTANCIA SEGÚN NSR-10.	56
TABLA 3-10 CLASIFICACIÓN DEL SUELO SEGÚN ASCE7-10	62
TABLA 3-11 COEFICIENTE DE SITIO <i>F_a</i> SEGÚN ASCE7-10	63
TABLA 3-12 COEFICIENTE DE SITIO <i>F_v</i> SEGÚN ASCE7-10	63
TABLA 3-13 COMPARACION DE LOS SUELOS SEGUN SU PARAMETRO DE VELOCIDAD <i>V_s</i>	67
TABLA 3-14 COMPARACIÓN DE LOS PERFILES DE SUELO SEGÚN SU PARÁMETRO DE NUMERO DE GOLPES SPT <i>N</i>	69
TABLA 3-15 VALOR MEDIO DE <i>S₁</i> OBTENIDO DE LA USSGS	71
TABLA 3-16 VALORES DE LOS PARÁMETROS DE DISEÑO <i>S_s</i> Y <i>S₁</i> CORRESPONDIENTES A Z	72
TABLA 3-17 VALORES INTERPOLADOS DE <i>F_a</i> PARA LOS NUEVOS VALORES DE <i>F_a</i>	73
TABLA 3-18 VALORES INTERPOLADOS DE <i>F_v</i> PARA LOS NUEVOS VALORES DE <i>F_v</i>	74
TABLA 4-1 PROPUESTA "A" DE NUEVA CLASIFICACIÓN DE SUELOS EN ECUADOR	90
TABLA 4-2 NUEVA TABLA DE COEFICIENTES <i>F_a</i> PARA PROPUESTA "A".	92

TABLA 4-3 NUEVA TABLA DE COEFICIENTES F_v PARA PROPUESTA "A".	92
TABLA 4-4 TABLA DE COEFICIENTES F_a PARA PROPUESTA "B" PARA EL CEC-10.	94
TABLA 4-5 TABLA DE COEFICIENTES F_v PARA PROPUESTA "B" EL CEC-10.	94
TABLA 5-1 TIPO DE SUELO Y FACTORES DE SITIO FA (ZONA PERIODOS CORTOS)	107
TABLA 5-2 TIPO DE SUELO Y FACTORES DE SITIO FV (ZONA DE PERIODOS INTERMEDIOS)	108
TABLA 5-3 TIPO DE SUELO Y FACTORES DEL COMPORTAMIENTO INELÁSTICO DEL SUBSUELO FS (ZONA DE PERIODOS INTERMEDIOS)	108
TABLA 5-4 COMPARACIÓN DE ESPECTROS DE PROPUESTA USFQ Y LA PROPUESTA DE LA COMISIÓN S2 PARA A) Z=0.15, B) Z=0.25, C)Z=0.3, D) Z=0.4	111
TABLA 6-1 DATOS PARA EL CÁLCULO DEL CORTANTE BASAL CON CEC-01	120
TABLA 6-2 DATOS PARA EL CÁLCULO DEL CORTANTE BASAL CON CEC-01	127
TABLA 6-3 SECCIONES Y CUANTÍA DE LAS COLUMNAS EN EDIFICIO DE 5 PISOS	128
TABLA 6-4 SECCIONES Y CUANTÍA DE LAS VIGAS EN EDIFICIO DE 5 PISOS	129
TABLA 6-5 DERIVAS DE PISO EN EDIFICIO DE 5 PISOS	129
TABLA 6-6 SECCIONES Y CUANTÍA DE LAS COLUMNAS EN EDIFICIO DE 10 PISOS	129
TABLA 6-7 SECCIONES Y CUANTÍA DE LAS VIGAS EN EDIFICIO DE 10 PISOS	130
TABLA 6-8 DERIVA DE PISO PARA EL EDIFICIO DE 10 PISOS	131
TABLA 6-9 SECCIONES Y CUANTÍA DE LAS COLUMNAS EN EDIFICIO DE 15 PISOS	132
TABLA 6-10 SECCIONES Y CUANTÍA DE LAS VIGA EN EDIFICIO DE 15 PISOS	133
TABLA 6-11 DERIVAS DE PISO PARA EDIFICIO DE 15 PISOS	134
TABLA 7-1 TABLA DE COMPARACIÓN PORCENTUAL PARA A) VIGAS Y B) COLUMNAS PARA EL EDIFICIO DE 5 PISOS	139
TABLA 7-2 TABLA DE COMPARACIÓN PORCENTUAL PARA A) VIGAS Y B) COLUMNAS PARA EL EDIFICIO DE 10 PISOS	143
TABLA 7-3 TABLA DE COMPARACIÓN PORCENTUAL PARA A) VIGAS Y B) COLUMNAS PARA EL EDIFICIO DE 15 PISOS	146

CAPITULO 1: Antecedentes y Alcance

1.1. ANTECEDENTES

El desarrollo de la humanidad se ha dado gracias a la constante lucha por sobrevivir en un planeta viviente cuyos fenómenos naturales demarcan la calidad de vida en los distintos lugares y geografías. Maremotos, erupciones volcánicas y terremotos son los fenómenos con las que muchas sociedades aprendieron a vivir durante siglos y a partir de eso desarrollaron sus estudios para no ser más víctimas de su acción.

Uno de los fenómenos con mayor incertidumbre de ocurrencia son los terremotos. Los estudios de terremotos se remontan desde hace mucho tiempo atrás, a la época de las dinastías chinas hace 30 siglos, la antigua India y Japón, quienes manifestaron su interés en explicar estos fenómenos que en la antigüedad se los atribuía a figuras religiosas. De esta manera cada sociedad ha sabido prevenirse del efecto de los terremotos con lo cual nace la sismología como una ciencia encargada en estudiar los movimientos al interior de la Tierra.

La sismología estudia a fondo de cómo funciona nuestro planeta en su mismo interior a nivel de las placas tectónicas donde grandes cantidades de energía se liberan convirtiéndose en terremotos en la superficie terrestre. Dicho estudio empieza desde los orígenes de la tierra, su funcionamiento, y de sus componentes internos para de desarrollar los instrumentos capaces de medir los fenómenos que ocurren y tener una idea más clara de su origen y consecuencias, los cuales han sido los campos de acción de la sismología.

El objetivo de cada ciencia es proporcionar un amplio estudio capaz de mejorar la calidad de vida de su población involucrada. El objeto de la sismología se traduce en proporcionar los análisis de amenaza sísmica, los cuales nos permiten desarrollar las distintas herramientas como los mapas de riesgo o los espectros de respuesta y diseño que ayudan a sectores como la construcción para desarrollarse en función de los peligros de las zonas a intervenir.

El campo de la construcción debe estar atenta a la problemática de la sismicidad de una zona ya que de esta depende la calidad de infraestructuras que las sociedades dependen como son casas de salud, cuarteles, estaciones de servicio de agua potable y luz eléctrica, telecomunicaciones etc. El Ecuador está en una de las zonas más sísmicas del mundo delineada por el cinturón de fuego, en la cual mayor parte del año la actividad sísmica no cesa. El código actual de la construcción en el Ecuador es el Código de Práctica Ecuatoriano CPE INEM 5:2001 que de aquí en adelante lo llamaremos CEC-01 el cual rige toda la práctica de construcción y proporciona todos los requisitos generales para el diseño. Los ecuatorianos deben estar en constante alerta y permanente estudio del comportamiento sísmico local para la oportuna actualización de sus normas sismo resistente para que el día que llegue a darse un fenómeno de grandes magnitudes se pueda afrontarlas con los menores riesgos de pérdidas.

1.2. ALCANCE

El alcance de este trabajo de tesis es actualizar una de las herramientas más importantes del diseño estructural y sismo resistente como lo es el espectro de diseño. Utilizando los estudios más actuales y similares a la realidad ecuatoriana como son el código colombiano de la construcción 2010 (NSR-10) y las normas

de diseño de la asociación de ingenieros civiles de Estados Unidos del 2010 (ASCE7-10), propondremos un espectro de similares características adaptado estos a las demandas sísmicas del Ecuador.

CAPITULO 2: REVISIÓN DEL MARCO TEÓRICO

2.1. DESARROLLO HISTÓRICO DE LA INGENIERIA SISMICA

La Ingeniería Sísmica (IS) está basada en los resultados de estudios multidisciplinarios científicos donde la naturaleza del problema de los sismos, y particularmente de los peligros directos e indirectos que ellos podrían generar en el medio ambiente construido, se han enfatizado en general para los casos de sismos moderados y severos cada uno de ellos como el resultado de no solo un evento (sacudida) sino de multieventos (varias sacudidas) El objetivo de la Ingeniería Sísmica moderna (ISM) es el control de los Riesgos Sísmicos (RSs) a niveles que sean socialmente y económicamente aceptables (ASOCIACION DOMINICACA DE MITIGACION DE DESASTRES)..

2.2. IMPACTOS GLOBALES DE LOS SISMOS

Mundialmente los sismos han causado fatalidades y destrucción. La tendencia absoluta de las fatalidades no decrece, aunque si se considera que la población aumenta y un decrecimiento relativo está ocurriendo. Las pérdidas económicas van aumentadas.

Eventos sísmicos catastróficos que ocurrieron Antes del Siglo XX

- 1755: En Noviembre 1, El Sismo de Lisboa (M9)
- 1755: En Noviembre 18, El Sismo Cape Ann, MA (M7)
- 1783: En Febrero 4, El Sismo de Calabria
- 1811-1812: En Diciembre 12, 1811 (M8) hasta Febrero 7, 1812 (M8.7) Los Sismos de New Madrid, MMI 12)

- 1868: En Octubre 10, El Sismo de Hayward, CA (M6.8)
- 1886: En Septiembre 9, El Sismo de Charleston, SC (M7.7)

El sismo de Kobe (Japón) en 1995 con pérdidas inauditas (sin precedente) de más de \$120 billones (120 mil millones), puede ser considerado como un presagio de pérdidas más grandes si un sismo sacude Tokio, Los Ángeles, San Francisco u otras regiones urbanas grandes.(ASOCIACION DOMINICACA DE MITIGACION DE DESASTRES)

Tabla 2-1 Lista cronológica de sismos con mas victimas registrados

Table 1
Earthquake human and financial losses [2]

Country	Earthquake	Year	Loss (\$ bn)	GNP (\$ bn)	Loss (% GNP)
Nicaragua	Managua	1972	2.0	5.0	40.0
Guatemala	Guatemala city	1976	1.1	6.1	18.0
Romania	Bucharest	1977	0.8	26.7	3.0
Yugoslavia	Montenegro	1979	2.2	22.0	10.0
Italy	Campania	1980	45.0	661.8	6.8
Mexico	Mexico city	1985	5.0	166.7	3.0
Greece	Kalamata	1986	0.8	40.0	2.0
El Salvador	San Salvador	1986	1.5	4.8	31.0
USSR	Armenia	1988	17.0	566.7	3.0
Iran	Manjil	1990	7.2	100.0	7.2

Table 2
Approximate fatalities in high earthquake risk countries (1990–2000)

Country	Fatalities
China	600,000
Japan	180,000
Italy	130,000
Iran	120,000
Turkey	100,000

2.3. COMIENZO Y EVOLUCIÓN DE LA INGENIERÍA SÍSMICA (IS)

Ilustración 1 Tendencia de publicación de normas y códigos para construcción sismo resistente



La Ingeniería Sísmica (IS) es a la vez un tema muy viejo, y un tema muy nuevo, depende de cómo se lo considera (o define). Si la IS se la considera como solamente los esfuerzos conscientes realizados para mejorar la resistencia sísmica de las estructuras, entonces es un tema viejo como lo es certificado por la historia de unos 3000 años en China. Si por otro lado la IS es considerada como los resultados de esfuerzos científicos multidisciplinarios entonces ella es un tema relativamente nuevo y que se denominará como IS Moderna.(ASOCIACION DOMINICACA DE MITIGACION DE DESASTRES 1)

La IS Moderna (ISM) y su evolución en diferentes países se ha registrado con un énfasis en lo que desarrolló los EEUU. Se debe notar que es muy difícil establecer para cada país una fecha precisa en que la ISM comenzó. Como ocurre generalmente con el desarrollo de cualquier disciplina nueva, ISM ha tenido que luchar contra la inercia con que la sociedad actúa en su adopción. Para que un sismo significativo inicie (o haya iniciado) la ISM en un país existen tres prerequisites para que un sismo pueda ser identificado (o singularizado) como haber tenido un impacto histórico en la iniciación de la ISM.

1. El sismo fue muy dañino (siniestro).

2. El sismo ocurrió cuando la ingeniería (particularmente la ingeniería civil) junto con la sismología ingenieril, habían avanzado a niveles que permitían desarrollos mayores basados en esas dos disciplinas fundamentales.

3. El sismo aconteció cuando existía por lo menos una receptividad política mínima a la idea de leyes de construcciones sismos resistentes(ASOCIACION DOMINICACA DE MITIGACION DE DESASTRES). Como ejemplos tenemos:

- El sismo de San Francisco en 1906, para la IS en EEUU
- El sismo de Messina en 1908, para la IS en Italia
- El sismo de Kanto en 1923, para la IS en Japón
- El sismo de San Juan en 1944, para la IS en Argentina

2.3.1. En la India

El autor de la ingeniería moderna de terremotos en la India, SL Kumar, desarrolló la construcción antisísmica de mampostería de refuerzo metálico, cuya buena actuación en 1935 en el Terremoto en Quetta fue la causa directa de la adopción del primer código de construcción antisísmica de la India. Él desarrolló su sistema de marcos-más-pared con secciones raras en forma de rieles de ferrocarril, que le exigía el diseño con detalles personalizados. Él utiliza mampostería no reforzada a pesar de que escribió que era preferible hormigón armado ya que era demasiado caro construir así para un gran número de edificios, y su problema de ingeniería era conseguir un número de edificios resistentes a los terremotos. Él utilizó el hierro de los carriles ferroviarios, no los de acero más fuerte y entonces disponibles, porque los rieles de hierro obsoletos eran económicamente más factibles ya que eran proporcionados por el sistema

ferroviario para el que trabajó y así construir el mayor número necesario de viviendas. Los ingenieros estructurales pueden reconocer crédito a Kumar y sus alternativas de la década de 1930, sin embargo hoy en día los materiales sofisticados y tecnologías existen. Al igual que Kumar en la década de 1930, el ingeniero de hoy en día los diseña una estructura que se ajuste a un presupuesto y se pueda construir. Los materiales son a menudo seleccionados por razones económicas, no por consulta a las tablas de materiales y sus propiedades.(Consortium of Universities for Research in Earthquake Engineering 9-12)

2.3.2. EL CASO DE CHINA

En China, un país conocido por su constante record de de terremotos y moderna ingeniería sísmica se puede fijar la fecha para el origen de la ingeniería moderna de terremotos en ese país: 1954, que fue el año en que el Instituto de Ingeniería Mecánica fue fundada en Harbin, y el ingeniero, Dr. Liu Huixian (1914-1992), recibió el encargo de elaborar un mapa de zonificación sísmica para el enorme país. Después de la victoria comunista en 1949 de la Guerra Civil, la ciencia y la tecnología influenciaron la nación a lado y de gobierno similar al de China, la URSS. El código sísmico soviético tenía diversas disposiciones de ingeniería, pero fueron introducidos a un mapa de la zona sísmica de la URSS. Resolver el problema zonificación sísmica establece al Dr. Liu y otros colegas en el ámbito de la ingeniería sísmica en la China actual.(Consortium of Universities for Research in Earthquake Engineering)

2.3.3. EL SISMO DE SAN FRANCISCO DE 1906

Según la información de los archivos de la asociación Dominicana de Mitigación de Desastres los datos de San Francisco antes, durante y después del sismo de Abril 18 de 1906. $M = 8.3$, Fatalidades: 450 – 3000, Daños en Dólares EEUU: Excedieron \$524 millones. No fue hasta el sábado, Abril 20 en que los incendios fueron apagados. La quemadura había cubierto 490 manzanas (cuadras), 2831 acres (1145 hectáreas) en la ciudad. Oficialmente más de 450 vidas habían sido perdidas en la ciudad de San Francisco pero estimaciones contemporáneas indican que las fatalidades fueron más de 3000. Por lo menos la mitad de la población de la ciudad, más de 200.000 personas quedaron sin hogar. 28.188 edificios fueron destruidos. Las pérdidas de estas propiedades excedieron \$524 millones (dólares en 1906). Después del incendio docenas de firmas aseguradores contra incendios rehusaron a pagar las pérdidas por el incendio o insistieron en reducir el costo y pago alegando que el sismo había arruinado o destrozado los edificios. Para poder recaudar (cobrar) el seguro contra incendio muchos de los residentes de San Francisco insistieron que sus edificios no habían sido dañados por los movimientos sísmicos.

Aunque el sismo recibió una atención mundial y los daños fueron extensivos, el no sacudió y asustó suficientemente a los ingenieros como para motivarlos al desarrollo de la ingeniería sísmica. Aunque ellos aprendieron algunas lecciones la mayor parte de estas lecciones no fueron concernientes al diseño y desarrollo de construcción sismo resistente.

La mayoría de los ingenieros puntualizaron la necesidad de una mayor prevención de incendios y uso del concreto reforzado como material de edificación. Por lo tanto durante la década después del sismo de San Francisco

hubo pocos desarrollos en las áreas de ingeniería estructural y/o dinámica estructural cuando ellos se comparan con lo que se había logrado en ese tiempo en Japón e Italia.

Virtualmente hasta el año 1925 ningún progreso se notó con respecto al desarrollo y por lo tanto en introducir normas para el diseño sismo resistente en los códigos de edificación. El enfoque en EEUU al problema del diseño sismo resistente fue más cualitativo que cuantitativo, es decir que enfatizó los aspectos constructivos en vez de confiar en cálculos de fuerzas y tensiones. En vez de adoptar el método basado en el uso de un coeficiente sísmico que había sido desarrollado en Italia y Japón los ingenieros en California continuaron confiando en el reemplazo de los verdaderos efectos de los movimientos sísmicos por los efectos de los vientos los cuales fueron establecidos como mínimo en 15 psf (720 pascal o 73 k/m²). Sin embargo hubo algunos ingenieros que hicieron sugerencias que fueron más allá que las recomendaciones generales acerca de una protección contra incendios producido por sismo. Quizás el más expresivo de ellos fue Charles Derleth Jr. un profesor joven de ingeniería estructural en la Universidad de California en Berkeley. Derleth enfatizó repetidamente la importancia de materiales buenos; mano de obra de gran calidad; y diseño inteligente dando ejemplos específicos. Con respecto a investigación y educación hubo efectos muy significantes de largo alcance causados por este sismo. Uno de ellos fue en junio de 1906 que se formó (o constituyó) una Comisión Investigadora del Sismo. Esta Comisión preparó y publicó su informe (o reporte) en dos volúmenes. El volumen primero publicado en 1908, contiene sugerencias detalladas sobre la construcción de casas de madera y ocasionalmente de

consejos sobre cómo edificios podrían ser reforzados contra los sismos. El volumen segundo, publicado en 1910 contiene una discusión teórica del sismo de 1906 en la cual Hugo Fielding Reid presenta la teoría del rebote-elástico la cual ha probado ser de gran importancia en los estudios de los peligros inducidos por los movimientos sísmicos. Igualmente significativa, pero quizás no bien (o menos) reconocido es el hecho de que la reunión (o asamblea) del grupo que compiló el documento de la Comisión Investigadora (que se denominó como el Reporte Lawson, por ser el profesor Lawson el presidente del grupo) fue en efecto un mecanismo de reclutamiento por medio del cual varios individuos reconocidos como expertos en las áreas de geología y sismología dedicaron ellos mismos la mayoría de sus esfuerzos académicos y de investigaciones en el área nueva del problema de los sismos.

Como una consecuencia del sismo de 1906 la Asociación Estructural de San Francisco fue establecida en Junio de 1906 y la Sociedad Sismológica de América (SSA) fue establecida en Octubre de 1906. Las reuniones de la Asociación Estructural se dedicaron principalmente a la discusión de cómo mejorar la protección contra incendios, y su existencia terminó en Diciembre de 1906. La SSA un siglo después de su fundación es aún una institución prominente en las investigaciones de los diferentes aspectos del problema del sismo. Resumiendo, el sismo de 1906 estableció la credibilidad del estudio de los sismos en EEUU, haciendo de él un tema benemérito para un grupo pequeño pero productivo de científicos e ingenieros que dedicaron sus carreras primero en la universidad (academia) y después en la práctica. Generalmente por lo menos un sismo severo, es decir destructivo, tiene que ocurrir en un país antes de que la

ingeniería sísmica pueda echar raíces (o arraigarse) en tal país y desarrollarse. En EEUU ese sismo fue el de

1906 en el Norte de California. Desafortunadamente llevó varios años para poder observar el comienzo real de la Ingeniería Sísmica (IS) en California. El comienzo real de la IS en EEUU demandó primero, la ocurrencia de otros sismos en el mundo [1908 Messina (Italia) 1923 Kanto (Japón), 1925 Santa Bárbara (CA) y 1933 Long Beach (CA)]: y Después, conocer que es lo que se estaba haciendo en Italia y Japón con respecto a los problemas originados por los sismos en esos dos países.

2.3.4. EL SISMO DE MESSINA EN 1908

Según la información de los archivos de la asociación Dominicana de Mitigación de Desastres ocurrió el 28 de Diciembre de 1908 y su epicentro fue localizado en el Estrecho de Messina entre las ciudades de Reggio (Calabria) y Messina (Sicilia). Con una Magnitud de 7.5 devastó la ciudad de Messina causando de 70.000 a 120.000 fatalidades. De acuerdo con Freeman (1932) “El comienzo de estudio científico de la mecánica de la construcción sismo resistente ocurrió inmediatamente después de que más de 100.000 personas habían perdido sus vidas en el sismo Messina-Reggio del 28 de Diciembre de 1908.” “El estudio comenzó con el nombramiento de una Comisión notable que consistió de nueve ingenieros practicantes de gran experiencia y cinco profesores eminentes de ingeniería”. El reporte de la Comisión parece ser la primera recomendación ingenieril para el diseño sismo resistente de estructuras basada en el uso de un método estático equivalente. Dirigido por el profesor Modesto Panetti La Comisión desarrolló el método estático introduciendo el coeficiente sísmico (o la razón

sísmica) (“raporto sísmico”). La Comisión recomendó diseñar el primer piso de un edificio para una fuerza horizontal de $1/12$ del peso del edificio y en el caso de un edificio de tres pisos usar una fuerza horizontal de $1/8$ del peso del edificio arriba de cada uno de esos pisos. Un ingeniero que fue muy influyente (aunque él no fue un miembro de La Comisión) fue Arturo Danuso quien ha sido acreditado por el desarrollo de una de las primeras versiones del método de la respuesta espectral. Desafortunadamente la productividad en los estudios científicos que se observó en Italia como consecuencia del Sismo de Messina de 1908 duró relativamente pocos años a pesar de que en 1915 ocurrió otro sismo severo.

2.3.5. El Sismo de Avezzano

Según la información de los archivos de la asociación Dominicana de Mitigación de Desastres el Sismo de Avezzano del 13 de Enero de 1915 Magnitud = 7.5, Fatalidades: 29.908 Debido a que este sismo ocurrió cuando Italia estaba preocupada con las demandas de la Guerra Mundial I (1914 - 1918) las actividades en las investigaciones de los efectos de los sismos se suspendieron y por varias décadas hubo un silencio relativo en esta área de la ingeniería. Este silencio aumentó aún más como consecuencia de la Guerra Mundial II (1939 - 1945). Las actividades en la investigación y educación sobre los efectos de los sismos en Italia comenzaron de nuevo en la década de 1960. Lo que sucedió en Italia (lo cual también sucedió en EEUU y en otros países) es una ilustración del efecto sobre lo que actualmente llamamos Ingeniería Sísmica (IS), de sujetos completamente diferentes en historia, tal como la guerra. Sin embargo La Segunda Guerra tuvo también un efecto positivo con respecto a la investigación y educación en el área de la IS puesto que promovió y demandó investigaciones en

líneas de investigación relacionadas a lo que se necesitaba para mejorar la IS como fueron la dinámica estructural, inelasticidad, plasticidad y diseño límite. Los avances en estas áreas probaron ser de gran utilidad en la IS.

2.3.6. EL COMIENZO DE LA IS EN JAPÓN

Según la información de los archivos de la asociación Dominicana de Mitigación de Desastres la historia de los sismos en Japón demuestra que este país sufrió muchos sismos destructivos. El 10 de Febrero de 1792 ocurrió el Sismo Hizen el cuál coincidió con la erupción de Unzendake. Se estimó que más de 15.000 personas perdieron sus vidas. El 8 de Mayo de 1844 el Sismo Shinano-Echigo causó la muerte de más de 12.000 personas. En 1855 un sismo que fue denominado como Edo sacudió Tokio, causando muchos daños y fatalidades. El profesor Usami en 1988 afirmó que él personalmente considera que la práctica profesional de lo que en el siglo 20 se denominó como IS comenzó como consecuencia de este sismo. En 1880 ocurrió el Sismo Yokohama. Como consecuencia de los daños y fatalidades que causó este sismo, él motivó la formación de la “Sociedad Sismológica de Japón”, que fue mundialmente la primera sociedad sismológica. En 1891 un Sismo denominado como el “Sismo Mino-Owari” (o “Sismo No-bi”) trajo como consecuencia la formación del “Comité Imperial de Investigación de Sismos”. Este comité comenzó inmediatamente los estudios de los sismos y publicó sus resultados en reportes los cuales en 1923 en ocasión del Sismo de Kobe llegó al número 100. Se debe notar que los fundadores de Sismología fueron dos ingenieros: Robert Mallet (1810-1881) un ingeniero civil y John Milne (1850-1913) un ingeniero minero. Robert Mallet, después del gran “Sismo de Nápoles” en 1857, estableció la mayoría del

vocabulario básico de sismología, tal como Sismología, Hipocentro e Isosísmica. Housner en 1984 afirmó que Robert Mallet puede ser llamado el “Primer Ingeniero Sísmico”. En 1988 el Profesor Usami afirmó que “en 1914 Sano, un ingeniero Japonés desarrolló una teoría casi (quasi)-dinámica, (la cuál más tarde se conoció como el método del coeficiente sísmico) para el diseño sismo resistente de estructuras de madera, mampostería, concreto reforzado y acero. A pesar de la importancia de los estudios y desarrollos motivados por los anteriores sismos, el Sismo de Kanto en 1923 puede ser singularizado como el evento que originó el comienzo de la IS en Japón.

2.3.6.1. EL SISMO DE KANTO (JAPÓN) EN 1923

Según la información de los archivos de la asociación Dominicana de Mitigación de Desastres el 1 de Septiembre de 1923 a las 11:58am un sismo de Magnitud 8.3 sacudió mortalmente la región Kanto de Japón incluyendo las ciudades grandes de Tokio y Yokohama [17 millas (26 Km) al sur de Tokio]. Este sismo, con un epicentro localizado debajo de la Bahía Sagami y los incendios que ocurrieron causó daños que fueron evaluados en 2.800 millones de dólares EEUU. Las fatalidades fueron de 143.000 y los heridos se estimaron en 104.000. Aunque los mayores daños ocurrieron en las áreas urbanizadas de Yokohama y Tokio, la costa (o rivera) de la Bahía Sagami y parte de la península Boso fue dañada también severamente por el tsunami (maremoto) de 3 a 6m que se originó y por los efectos geológicos (con un levantamiento de la corteza de 2m) y geotécnicos es decir debido a las fallas del suelo.

El Gran Sismo de Kanto en 1923, precedió e introdujo y sirvió para el comienzo de una nueva era en los estudios de los efectos de los sismos que en el año 1949 fue denominado oficialmente como "Ingeniería Sísmica" ("Earthquake Engineering"). Este sismo contribuyó significativamente al progreso del diseño y construcción sismo resistente no solo en Japón pero mundialmente.

2.3.7. Terremoto de San Juan en 1944 en el Desarrollo de La Ingeniería Sísmica en la Argentina

La historia demuestra que en Argentina han ocurrido muchos terremotos, algunos desde tiempos anteriores a los de la conquista española. Como se ilustra en las dos diapositivas siguientes, la zona donde ocurren la mayoría de los terremotos se halla situada al oeste del meridiano 63° y al norte del paralelo 36 grados. Antes del Terremoto de San Juan en 1944 habían ocurrido varios terremotos, que destruyeron las ciudades de Mendoza (en los años 1782, 1861, 1894, 1903, 1907, 1920 y 1927) y de San Juan (1894). Sin embargo ninguno de ellos motivó la necesidad de un cambio en la reedificación de éstas ciudades. Se continuó construyendo usando los mismos materiales (es decir adobe con el mismo tipo de techo y detalles de las uniones) Además del sismo destructivo de la ciudad de San Juan en 1894, ocurrieron en la provincia de San Juan una gran cantidad de terremotos [en los años 1908 (3), 1909 (1), 1913 (1), 1916 (1), 1922 (3), 1923 (5), 1924 (6), 1925 (3), 1926(3), 1927(2), 1928(4), 1929(8), 1930(6), 1931(2), 1932(6), 1933(5), 1934(2), 1935(5).] que no produjeron daños de importancia. El terremoto de San Juan de 1944 estimuló:

El desarrollo de normas para el diseño y construcción sismo resistente que se incorporaron a los códigos de edificación que se implementaron rigurosamente en

la reedificación de la ciudad de San Juan; y –La investigación y enseñanza de la edificación sísmica en algunas de las universidades del país. Con respecto a las normas para el diseño sismo resistente ha existido un problema que me ha preocupado por muchos años y es el de que los coeficientes sísmico que se han establecido en las normas sísmicas de los códigos han sido basados (y aún continúan en muchos países) en el uso de mapas de zonificación sísmica cuya confiabilidad puede ser cuestionable.(ASOCIACION DOMINICANA DE MITIGACION DE DESASTRES)

2.3.8. ASOCIACION DE INGENIERIA SISMICA DE COLOMBIA (AIS)

A finales de los años 70 ya la AIS había aportado a la ingeniería del país, divulgando las principales normativas sismos resistentes disponibles a nivel internacional. En 1978, después de haber publicado el código de la SEAOC, publicó el código ATC-3-06 también por primer vez en el mundo en español, convirtiéndose en un documento de especial interés no sólo para la ingeniería colombiana sino para los países de América Latina en general.

Este documento, que diez años después se convertiría en la normativa adoptada como el código modelo para California (UBC-1988), fue conocido oportunamente en Colombia a través de decenas de conferencias que la AIS con la SCI promovieron, facilitando que posteriormente este primer documento se convirtiera en la base para el desarrollo del primer código de construcciones adoptado por ley en el país.

A principios de los años 80, la AIS publica su primera norma sísmica, conocida

como la Norma AIS-100-81, la cual adecuó de acuerdo con la práctica de la ingeniería nacional las recomendaciones ATC-3 antes mencionadas. Este documento, elaborado por el entonces recién conformado Comité AIS-100, fue adicionado y ajustado en 1983 (Norma AIS-100-83) en concertación con la SCI, que había sido requerida por Ministerio de Obras Públicas para realizar un documento técnico para normar de manera obligatoria la construcción sismo resistente en Colombia. Aprovechando las facultades extraordinarias que el Presidente de la República tenía para el efecto, como consecuencia de la legislación de excepción que se expidió con motivo del terremoto del 31 de marzo de 1983 en Popayán la AIS, en un trabajo de cooperación con la SCI, logró que mediante el Decreto-Ley 1400 de 1984 se expidiera el “Código Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes”, el cual dividió en dos la historia de la ingeniería colombiana debido a importante aporte que significó su aplicación para el ejercicio técnico y profesional de la ingeniería en el país.

No sin menor mérito la AIS de manera casi simultánea tuvo que realizar el “Estudio General de Riesgo Sísmico de Colombia” en 1983, para caracterizar la amenaza sísmica del territorio nacional y con el fin de contar con los valores de aceleración para el diseño sismo resistente que exigía la adopción de nueva normativa de construcción adoptada por la ley. Este trabajo se realizó en un tiempo récord con el apoyo de Planeación Nacional y el FONADE.

Durante los cuatro años siguientes a la expedición del código la AIS realizó en promedio cerca de veinte seminarios anuales de divulgación del código en las principales ciudades del país en conjunto con otras asociaciones regionales de la

SCI y universidades, lo cual le permitió detectar las inquietudes y dificultades de los ingenieros en la correcta interpretación y aplicación de la normativa. En consecuencia, la AIS tuvo la iniciativa de llevar a cabo los “Comentarios, Manuales de Diseño, Especificaciones de Construcción” que acompañaran el código. La publicación de este importante grupo de documentos técnicos fue financiada por el Fondo Nacional de Calamidades y la Dirección Nacional para la Prevención y Atención de Desastres de la Presidencia de la República, por lo cual a manera de contraprestación la AIS adicionalmente realizó los dos primeros “Análisis de Vulnerabilidad Sísmica Estructural de los Hospitales Universitario y Departamental de Caldas y del Valle del Cauca”; trabajos que permitieron impulsar una nueva política de reducción de riesgos no sólo a nivel de Colombia por parte del Ministerio de Salud, sino a nivel de América Latina a través de la Organización Panamericana de la Salud.

Debido a la falta de una normativa en el campo del diseño, construcción y mantenimiento de puentes y debido a que su composición de miembros se lo permitía, la AIS inició a principios de los años 90 un proyecto para la elaboración del “Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes”, el cual se amplió en general a todos los aspectos relativos a la construcción de puentes con motivo del apoyo que este proyecto obtuvo por parte del hoy Ministerio de Transporte y el Instituto Nacional de Vías. Dicho trabajo que convocó a un amplio número de expertos, incluso externos a la AIS, fue publicado en 1996.

La ocurrencia de importantes terremotos en el mundo, tales como los de México y Chile en 1985, El Salvador en 1986, Spitak en Rusia en 1987, San Francisco en

1989, Los Angeles 1994 y Kobe en 1995 hicieron que la ingeniería sísmica mundial se desarrollara notablemente después de las disposiciones expedidas hasta 1984. Por otra parte, el país logró significativos avances en el conocimiento sísmico de su territorio, debido a nuevos estudios y particularmente por la puesta en marcha de la Red Sismológica Nacional vía satélite. Lo anterior aunado a la ocurrencia de sismos recientes en el país como el del Atrato Medio (Murindó) en 1992, Páez en 1994, Tauramena y Calima (Pereira) en 1995 entre otros, llevó a la necesidad de tener que actualizar y complementar la normativa sísmica del país para tratar de cubrir las deficiencias tecnológicas detectadas. Un estudio significativamente depurado para caracterizar con mayor detalle el peligro sísmico en el país, utilizando la nueva información sismo-tectónica se llevó cabo por parte del Comité AIS-300. Este trabajo, denominado “Estudio General de Amenaza Sísmica de Colombia”, fue realizado en forma interinstitucional con la Universidad de los Andes y el Ingeominas y es un aporte de muy alto nivel al conocimiento del territorio nacional, razón por la cual se le otorgó el Premio Lorenzo Codazzi 1997 de la SCI.

De manera simultánea y teniendo en cuenta lo anterior, la AIS con el apoyo de la Dirección Nacional para la Prevención y Atención de Desastres y el Fondo Nacional de Calamidades llevó a cabo un nuevo proceso de discusión pública de la normativa sísmica incorporando los avances y resultados de los más recientes desarrollos tecnológicos, actualizando las disposiciones existentes e incluyendo nuevos temas que antes no habían sido tratados. Este trabajo, que corresponde a los documentos que la AIS ha elaborado bajo el nombre “Normas Colombianas Sismorresistentes” AIS-100-97, se convirtieron en la Ley 400 de 1997 y sus

decretos reglamentarios que en coordinación con la SCI la AIS promovió a través del Ministerio del Interior y el Ministerio de Desarrollo Económico. Siendo estos documentos un producto técnico de la ingeniería nacional de notable incidencia social para la reducción del riesgo sísmico de las edificaciones fue, igualmente, galardonado con mención de honor del Premio Diódoro Sanchez 1997 de la SCI.

En conjunto con la SCI, la AIS ha apoyado la gestión para la realización de las “Jornadas Estructurales” aportando a estos eventos un realce especial al promover la realización de dos eventos internacionales de significativa importancia para la región: el “VI Seminario Latino Americano de Ingeniería Sismorresistente” y el “Primer Congreso Panamericano de Mampostería Estructural en Zonas Sísmicas”. Igualmente la AIS apoyo a la SCI y la Dirección Nacional para la Prevención y Atención de Desastres en la realización de un evento considerado notable a nivel internacional como fue el “Seminario Internacional sobre Desastres Sísmicos en Grandes Ciudades”, debido a su enfoque innovador multidisciplinario.

Aparte de otros eventos especiales realizados en conjunto con la SCI, como el “Foro sobre el Código Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes” realizado en 1988 y el “Foro sobre la Microzonificación Sísmica de Bogotá” realizado en 1999, la AIS ha respaldado a otras entidades como el Instituto Nacional de Vías, el Ingeominas, el ICPC, ICONTEC, ASOCRETO, ACIES, la Dirección de Prevención y Atención de Emergencias DPAE de Bogotá, la Reaseguradora de Colombia, entre otras, a las cuales las ha acompañado en la organización y realización de importantes eventos en los cuales se han

presentado los avances del país en la materia.

El papel de la AIS como secretaria de la Comisión Permanente del Código Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes, en la cual se atendieron innumerables consultas técnicas de todo el país y en la Comisión Asesora de Riesgo Sísmico y Volcánico del Sistema Nacional para la Prevención y Atención de Desastres, le ha dado el mayor reconocimiento de seriedad y responsabilidad con las actividades de carácter técnico y científico del país. Igualmente, por su reconocida idoneidad se le ha solicitado su apoyo y colaboración para la evaluación de daños causados por terremotos o por acciones terroristas en varias ocasiones, lo que ha realizado de manera decidida y en forma desinteresada. Su asesoría en los Concejos y administraciones de Bogotá, Armenia y Pereira ha contribuido a la adopción de sus microzonificaciones sísmicas y sus respectivos reglamentos de construcción de carácter local y su colaboración a nivel de los entes territoriales y las universidades ha permitido llevar a cabo aportes técnicos importantes como en el caso de microzonificación sísmica de las ciudades antes mencionadas.

En 1998 la AIS logró impulsar a nivel internacional la creación del subcomité SC 5, Simplified Design Standard for Concrete Structures al interior del comité ISO/TC 71 de la International Organization for Standardization ISO, dándole a Colombia el privilegio a través del INCONTEC de ser el país que ejercerá su secretaria técnica, con el fin de realizar una norma simplificada sobre estructuras de concreto para zonas menos desarrolladas. Este logro internacional de la ingeniería colombiana es un reconocimiento a sus esfuerzos, resultado de la

permanente presencia de miembros de la AIS como expositores en los seminarios internacionales y mundiales más importantes. Como un homenaje a los 20 años de la AIS el reconocido profesor George Housner, considerado uno de los padres de la ingeniería sísmica mundial, publicó en la revista Earthquake Engineering News una semblanza y un reconocimiento a la AIS por su trabajo continuo y ejemplar en un país en desarrollo que ha demostrado ampliamente un alto interés en el tema

A partir de 1997 y una vez que tuvo debidamente discutida y en consenso el proyecto de actualización de la normativa sismo resistente, la AIS inició un arduo pero exitoso trabajo de promoción con el Gobierno Nacional y el Congreso de la República para la formulación, seguimiento y aprobación del proyecto de ley requerido para la actualización de la normativa existente. Este trabajo se materializó en la expedición de las “Normas de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR-98” Ley 400 de 1997 y sus decretos reglamentarios 33 de 1998, 34 de 1999 y 2809 de 2000. Desde su expedición de la nueva legislación la AIS inicio su divulgación mediante seminarios de actualización profesional con innumerables universidades de todo el país y ha entregado a la ingeniería nacional cerca de 6,000 normas, favoreciendo en particular a los estudiantes de ingeniería. Desde entonces, también, la AIS ha venido ejerciendo la Secretaría Permanente de la Comisión Asesora del Régimen de Construcciones Sismorresistentes, en compañía de la SCI, la SCA, la ACIES, Ingeominas, los Ministerios de Transporte y Desarrollo Económico, entre otros, realizando desde su instalación en 1998 hasta la fecha 11 reuniones, en la cuales se han tratado los ajustes tecnológicos de la normativa y las consultas técnicas de la ingeniería

nacional. Esta actividad ha sido de especial significado debido al dinamismo con que la normativa se ha actualizado.

Con motivo del terremoto del Eje Cafetero en 1999, la AIS coordinó la evaluación de daños en las edificaciones en Pereira y en Armenia, con sus propios recursos, como entidad técnica de respaldo del Ministerio de Desarrollo Económico, del Sistema Nacional para la Prevención y Atención de Desastres y del Fondo para la Reconstrucción y Desarrollo Social del Eje Cafetero FOREC. Un aporte especialmente oportuno con motivo del terremoto, logrado con el apoyo de la US-AID, fue la coordinación de la ejecución del estudio de Microzonificación Sísmica de la ciudad de Armenia para fines de su reconstrucción. Otro aporte, considerado de especial impacto, fue la realización con apoyo del FOREC del estudio detallado del comportamiento estructural de viviendas de bahareque de guadua encementado, con el fin de contar con una normativa al respecto. Para este propósito la AIS dirigió y coordinó con la Universidad Nacional de Medellín y Manizales estudios a escala natural de edificaciones con esta tecnología, en los laboratorios de estructuras, y de conexiones de guadua. Basada en estos estudios la AIS realizó el “Manual de Construcción de Viviendas de Bahareque Encementado”; trabajo ha sido altamente reconocido a nivel internacional por no existir trabajos previos similares. También, en coordinación con la Universidad de los Andes realizó el “Manual para la Construcción, Reparación y Rehabilitación de Viviendas de Mampostería” con el fin de facilitar a los técnicos constructores, oficiales de construcción y neófitos la posibilidad de construir o reparar casas vulnerables o dañadas por sismo. Este trabajo, ha sido destacado por su calidad a nivel internacional y está siendo utilizado actualmente en El Salvador y en la India

con motivo de los terremotos ocurridos a principios del presente año.

La AIS ha publicado cerca de 60 boletines técnicos y unas 25 publicaciones especiales, lo que le ha permitido una permanencia importante en la divulgación del avance del conocimiento y de las realizaciones de la ingeniería nacional. Sin duda, como sociedad correspondiente la AIS ha logrado apoyar, acompañar y respaldar las acciones de la SCI en el propósito de conseguir el cumplimiento de sus nobles ideales, en relación con el desarrollo de la ingeniería del país y con el fin último de mejorar la calidad de vida de los colombianos.(AIS)

2.3.9. SOCIEDAD ECUATORIANA DE INGENIERIA SISMICA DEL ECUADOR (SEIS)

El 20 de Junio de 1979, con ocasión de la celebración del Seminario de Ingeniería Sismo Resistente llevado a cabo en el Instituto de Investigaciones y Estudios Avanzados de la Facultad de Ciencias Matemáticas y Físicas de la Universidad de Guayaquil, se constituyó la Sociedad Ecuatoriana de Ingeniería Sísmica (SEIS).

Esta iniciativa no tuvo el seguimiento apropiado y no se logró el registro nacional de la Sociedad. Sin embargo, es de mencionar que el Estatuto planteado en esa ocasión no seguía los lineamientos generales de los de la IAEE, requisito indispensable para conformar la Organización Nacional a ser reconocida por la IAEE. Con el fin de que el Ecuador, país sujeto a un importante peligro sísmico, no quede aislado de la comunidad científica dedicada a la investigación de este importante fenómeno natural que tantas vidas humanas ha cegado y tanto daño ha producido en la infraestructura pública y privada, un grupo de profesionales

dedicados académicamente y profesionalmente a esta actividad han decidido retomar la iniciativa de Junio de 1979 y proceder a constituir la Sociedad Ecuatoriana de Ingeniería Sísmica. (SEIS). (SOCIEDAD ECUATORIANA DE INGENIERIA SISMICA)

2.4. ESPECTRO DE RESPUESTA

2.4.1. BREVE HISTORIA DE LOS ORIGENES DEL ESPECTRO DE RESPUESTA (ER)

Los primeros pasos prácticos, que inició la ingeniería a trabajar en el diseño de estructuras resistentes a los terremotos, acompañaron la introducción del coeficiente sísmico (Shindo en Japón, y rapporto Sísmico en Italia, por ejemplo), y comenzaron a aparecer después de los terremotos destructivos en San Francisco, California, en 1906, Messina, Reggio, Italia, en 1908, y Tokio, Japón, en 1923. El primer código de diseño sísmico se introdujo en Japón en 1924 tras el terremoto de 1923. En California, el trabajo sobre el código desarrollo se inició en 1920, pero no fue después del terremoto de Long Beach en 1933 que la Ley de Campo se aprobó definitivamente en 1934. Una carga estática, por lo general igual de 5 a 10 por ciento del peso del edificio, se aplicó en posición horizontal para simular la acción de un terremoto. No se requería análisis dinámico.

En 1900, en la mayoría de universidades se tenían planes de estudio de ingeniería que no incluían matemáticas avanzadas y la mecánica era muy esencial para la enseñanza de análisis de la respuesta dinámica de estructuras. A. Ruge, el primer profesor de la ingeniería sismología en Instituto Tecnológico de Massachusetts, dijo que "la tendencia natural del ingeniero de diseño promedio es de vomitar en sus manos ante la idea de hacer un análisis dinámico en todo .. "

refiriéndose a la falta de matemáticas avanzadas en las carreras ingenieriles y poca profundidad a la mecánica de materiales. En 1929, en la Universidad de Michigan, en Ann Arbor, se organizaron las primeras conferencias en la Escuela de Verano de la Mecánica, por S. Timoshenko. En el sur de California, los estudios de los terremotos, y la investigación en la mecánica teórica, se ampliaron significativamente cuando R. Millikan, se convirtió en el primer presidente de Caltech, en 1921. Millikan completó su doctorado estudios en Física, en la Columbia Universidad, en 1895, y siguiendo la recomendación de su asesor M. Pupin y pasó un año en Alemania. Esta visita a Europa parece haber influido en muchas de las decisiones posteriores de Millikan, mientras que la contratación del líder en la facultad de Caltech dos décadas después. En 1921 H.O. Millikan Wood fue invitado a formar parte del Comité de Sismología como asesor. El trabajo en ese comité y el interés de Millikan en los terremotos también fueron significativos para varios acontecimientos posteriores. En 1926 C. Richter, y en 1930 B. Gutenberg se unió al laboratorio de sismología. En el área de la mecánica aplicada, Millikan invitó Theodor von Karman, y en 1930 Von Karman se convirtió en el primer director del Laboratorio de Aeronáutica Guggenheim. Fue la visión de Millikan y su capacidad de anticipar el futuro evolución, que reunió a los principales expertos en un lugar común de trabajo, el ambiente creando hizo que la primera formulación teórica de la concepto del método de espectro de respuesta sea posible.

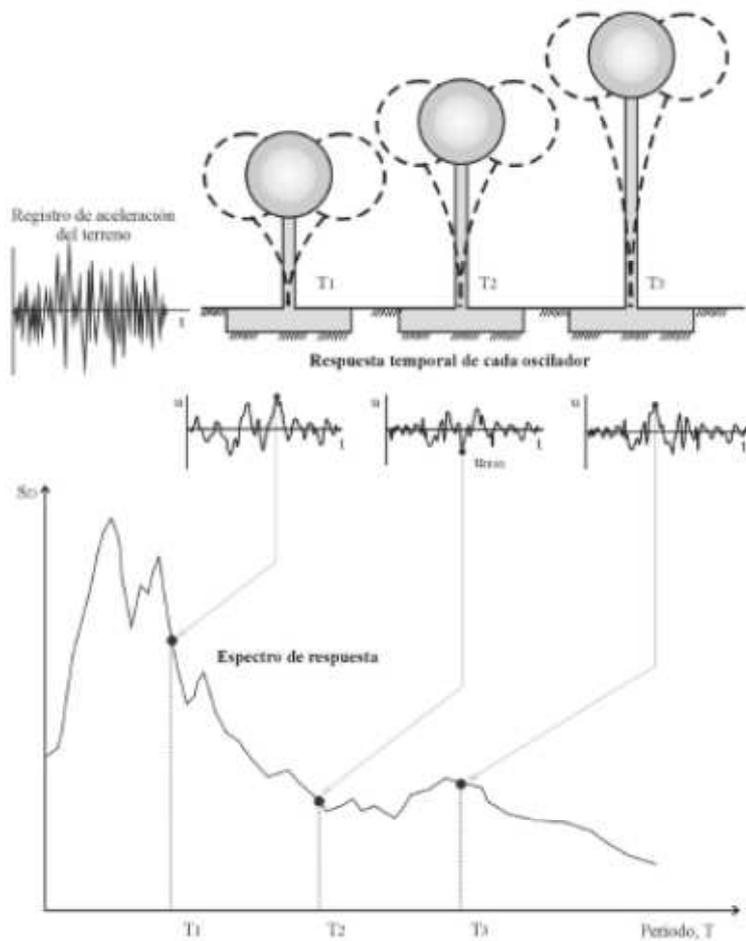
La formulación del concepto del método del Espectro de Respuesta (ER) fue en 1932. Desde 1932 el ER se ha convertido en la herramienta esencial y el marco teórico central para la Ingeniería Sísmica. La formulación matemática de la ER apareció por primera vez en la tesis doctoral de MA Biot (1905-1985) en 1932, y

en dos de sus papeles (Biot 1933, 1934). Biot defendió su doctorado con una tesis en Caltech, en junio de 1932, y presentó una conferencia sobre el método para la Sociedad Sismológica en la reunión de los Estados Unidos, que se celebró en Caltech, en Pasadena, también en junio de 1932. Theodore von Karman, asesor de Biot, fue clave en la orientación de su alumno, y en la promoción de sus logros. Después del método de solución se formuló, Biot y von Karman buscado un óptimo diseño de la estrategia. Un debate en el momento de si un edificio debe ser diseñado con un primer piso suave, o debe ser rígida en toda su altura, para resistir mejor fuerzas sísmicas. (U.S GEOLOGICAL SURVEY)

2.5. *CALCULO DE ESPECTRO DE RESPUESTA*

La importancia de los espectros en el diseño de estructuras radica en el hecho de que estos gráficos condensan la compleja respuesta dinámica en un parámetro clave: los valores de respuesta máxima, que son usualmente los requeridos por el diseñador para el cálculo de estructuras. Debemos aclarar, sin embargo, que los espectros de respuesta omiten información importante dado que los efectos del terremoto 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 realización de un espectro de respuesta requiere de la ejecución de numerosos cálculos, dado que es necesario resolver la ecuación de equilibrio dinámico para determinar la historia (variación en el tiempo) de desplazamientos, velocidad y aceleraciones para una gran cantidad de estructuras con diferentes periodos de vibración, T , y factores de amortiguamiento.



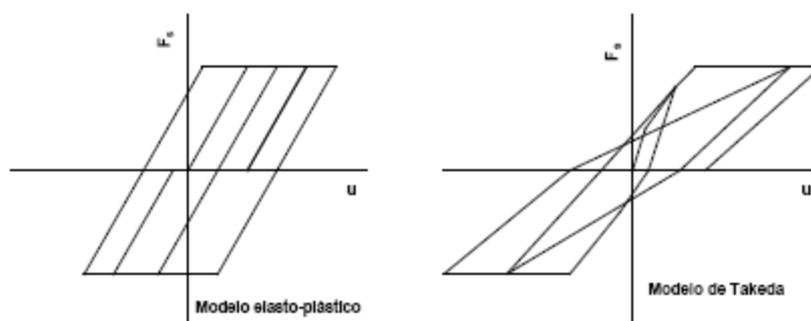
2.6. 2. TIPOS DE ESPECTROS

Como mencionamos anteriormente, el concepto de espectro ha ganado una amplia aceptación como herramienta de la dinámica estructural. Es por ello que se han desarrollado varios tipos de espectros, los cuales presentan características diferentes y se utilizan con distintos objetivos. En particular analizaremos tres de los espectros más comunes:

Espectros de respuesta elástica: representan parámetros de respuesta máxima para un terremoto determinado y usualmente incluyen varias curvas que consideran distintos factores de amortiguamiento. Se utilizan fundamentalmente para estudiar las características del terremoto y su efecto sobre las estructuras.

Las curvas de los espectros de respuesta presentan variaciones bruscas, con numerosos picos y valles, que resultan de la complejidad del registro de aceleraciones del terremoto.

Espectros de respuesta inelástica: son similares a los anteriores pero en este caso se supone que el oscilador de un grado de libertad exhibe comportamiento no-lineal, es decir que la estructura puede experimentar deformaciones en rango plástico por acción del terremoto. Este tipo de espectros son muy importantes en el diseño sismorresistente, dado que por razones prácticas y económicas la mayoría de las construcciones se diseñan bajo la hipótesis que incursionarán en campo plástico. Como ejemplo, podemos mencionar los espectros de ductilidad (recordemos que ductilidad de desplazamientos es la relación entre el desplazamiento máximo que experimenta la estructura y el desplazamiento de fluencia). Estos espectros representan la ductilidad requerida por un terremoto dado en función del periodo de vibración de la estructura y se grafican usualmente para distintos niveles de resistencia. También, se construyen espectros de aceleración, desplazamiento de fluencia o desplazamiento último de sistemas inelásticos, en donde se consideran distintos niveles de ductilidad o distintos tipos de comportamiento histerético de la estructura, como se indica en la Figura.



Espectros de diseño: las construcciones no pueden diseñarse para resistir un terremoto en particular en una zona dada, puesto que el próximo terremoto probablemente presentará características diferentes. Por lo tanto, los espectros de respuesta elástica o inelástica, descritos previamente, no pueden utilizarse para el diseño sismo resistente. Por esta razón, el diseño o verificación de las construcciones sismo resistentes se realiza a partir de espectros que son suavizados (no tienen variaciones bruscas) y que consideran el efecto de varios terremotos, es decir que representan una envolvente de los espectros de respuesta de los terremotos típicos de una zona. Los espectros de diseño se obtienen generalmente mediante procedimientos estadísticos, cuya descripción detallada escapa al alcance de este trabajo. Es muy importante que distingamos entre espectros de respuesta, que se obtienen para un terremoto dado, y espectros de diseño, los cuales se aplican al cálculo y verificación de estructuras y representan la sismicidad probable del lugar. (Goytia y Villanueva)

2.6.1. ESPECTROS DE RESPUESTA ELÁSTICA

En esta sección desarrollaremos con mayor profundidad el concepto de espectro de respuesta elástica y analizaremos la metodología utilizada para su evaluación, la cual se fundamenta en conceptos fundamentales de la dinámica estructural.

2.6.1.1. Procedimiento de cálculo

Para calcular un espectro de respuesta elástica es necesario determinar la respuesta de numerosos osciladores simples, con distintos periodos de vibración, T , considerando la aceleración del terreno, $\ddot{u}_g(t)$, originada por un terremoto determinado. La forma más simple y eficiente para realizar estos cálculos es, en

general, aplicar la integral de Duhamel2 para el caso de una carga efectiva $P_{ef}(t)=-m\ddot{u}_g(t)$, de modo que desplazamiento relativo es igual a:

$$u(t) = \frac{1}{m \omega_D} \int_0^t -m \ddot{u}_g(\tau) \operatorname{sen} \omega_D (t - \tau) e^{-\xi \omega (t-\tau)} d\tau$$

Para las construcciones usuales (con factores de amortiguamiento ξ entre 2 y 10 %), la diferencia entre la frecuencia amortiguada y la frecuencia propia del sistema $\omega = \frac{2\pi}{T}$ es despreciable (error menor del 0.5%). Por lo tanto, la Ecuación 1 puede expresarse como:

$$u(t) = \frac{1}{\omega} \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) \operatorname{sen} \omega (t - \tau) e^{-\xi \omega (t-\tau)} d\tau$$

(eliminando el signo negativo que no afecta los valores máximos de la respuesta). Dado que la función $\ddot{u}_g(t)$ no puede expresarse mediante una ecuación matemática, sino que se trabaja con el registro de aceleración digitalizado, resulta más conveniente para la resolver numéricamente la integral de Duhamel mediante la siguiente expresión:

$$u(t) = \frac{\operatorname{sen} \omega t}{\omega e^{\xi \omega t}} \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) e^{\xi \omega \tau} \cos \omega \tau d\tau - \frac{\cos \omega t}{\omega e^{\xi \omega t}} \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) e^{\xi \omega \tau} \operatorname{sen} \omega \tau d\tau$$

Esta ecuación se obtiene a partir de la Ecuación 2a aplicando transformaciones trigonométricas correspondientes al seno de la diferencia y separando la función exponencial. Como ya mencionamos la resolución de la

Ecuación 2b se realiza en forma numérica, para lo cual es necesario adoptar un intervalo de integración (normalmente $t = 0.01$ a 0.05 s) y en cada instante t se evalúan las integrales correspondientes.

Para determinar la velocidad podemos derivar la Ecuación 2a, aplicando el Teorema de Leibnitz, y obtenemos:

$$\dot{u}(t) = \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) \cos \omega(t - \tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} d\tau - \xi \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) \sin \omega(t - \tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} d\tau$$

Otra forma, más conveniente desde el punto de vista práctico, es obtener la velocidad derivando numéricamente la función de desplazamiento obtenida previamente con la Ecuación. Este procedimiento conduce a resultados correctos si se adopta un intervalo de tiempo para la derivación suficientemente pequeño.

Finalmente, para calcular la historia de aceleraciones podemos derivar la última Ecuación. Sin embargo, siguiendo este procedimiento obtendremos la aceleración relativa $\ddot{u}(t)$, dado que $u(t)$ es el desplazamiento relativo⁴. Debemos recalcar, que a los efectos del diseño sismo resistente, nos interesa determinar la fuerza de inercia actuante sobre la masa vibratoria que se relaciona con la aceleración total. Por esta razón, resulta más conveniente determinar la aceleración total, $\ddot{u}_T(t)$, a partir de la ecuación de equilibrio dinámico para sistemas de un grado de libertad sometidos a la acción sísmica.

$$m \ddot{u}^T(t) + c \dot{u}(t) + k u(t) = 0 \rightarrow \ddot{u}^T(t) + 2\xi \omega \dot{u}(t) + \omega^2 u(t) = 0$$

y despejando de esta ecuación obtenemos:

$$\ddot{u}^T(t) = - [2\xi \omega \dot{u}(t) + \omega^2 u(t)]$$

Las Ecuaciones anteriores nos permiten determinar historia de desplazamiento relativo, velocidad relativa y aceleración total para cada periodo T. Una vez que se hemos determinado la variación en el tiempo de los parámetros de respuesta elástica, buscamos los valores máximos (en valor absoluto) y determinamos las ordenadas de los espectros de desplazamiento relativo, SD, de velocidad relativa, SV, y de aceleración total, SA:

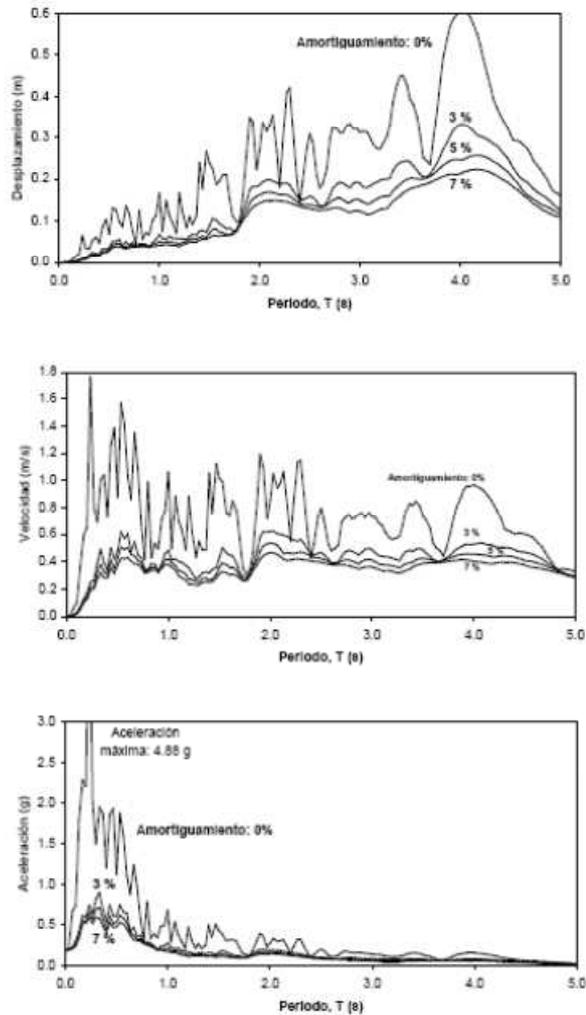
$$S_D = \max |u(t)|$$

$$S_V = \max |\dot{u}(t)|$$

$$S_A = \max |\ddot{u}^T(t)|$$

Para construir un espectro completo repetimos el procedimiento indicado para estructuras con distintos periodos T; normalmente los espectros se grafican considerando un rango de periodos de vibración que varía entre 0 y 3.0 o 5.0 segundos, que comprende la mayoría de las construcciones comunes. Las curvas se construyen para valores constantes del factor de amortiguamiento ξ , por ejemplo, 0, 2 y 5%.

La siguiente presenta algunos los espectros de respuesta para el registro del terremoto de Cauce, San Juan, de 1977, los cuales fueron determinados para diferentes valores de amortiguamiento (Goytia y Villanueva). En estos gráficos se incluyen curvas espectrales para el caso de amortiguamiento nulo, el cual no tiene aplicación práctica, pero sirve para mostrar la significativa influencia en la respuesta de este parámetro. Podemos observar que el amortiguamiento tiene un efecto benéfico sobre la respuesta estructural dado que reduce los valores de desplazamiento, velocidad y aceleración máxima. Esto se debe a que por acción del amortiguamiento se disipa energía, generalmente en forma de calor y sonido, disminuyendo así la vibración de la estructura.



La observación de esta Figura muestra también que, en cierto rango de periodos, se produce una amplificación del movimiento del suelo. Para el terremoto de Cauce, 1997, los valores máximo de movimiento del suelo fueron: aceleración = 0.193g, velocidad = 0.203 m/s y desplazamiento = 0.186 m. Es decir que la estructura vibra y experimenta aceleraciones, velocidades y desplazamientos que pueden ser significativamente mayores que los correspondientes al movimiento del suelo. Si analizamos, por ejemplo, el espectro de aceleraciones vemos que una estructura con un amortiguamiento del 5% y un periodo de vibración de 0.5s experimentarán una aceleración máxima de 0.53g si fuera sometida a ese terremoto(Goytia y Villanueva). Una estructura similar, pero

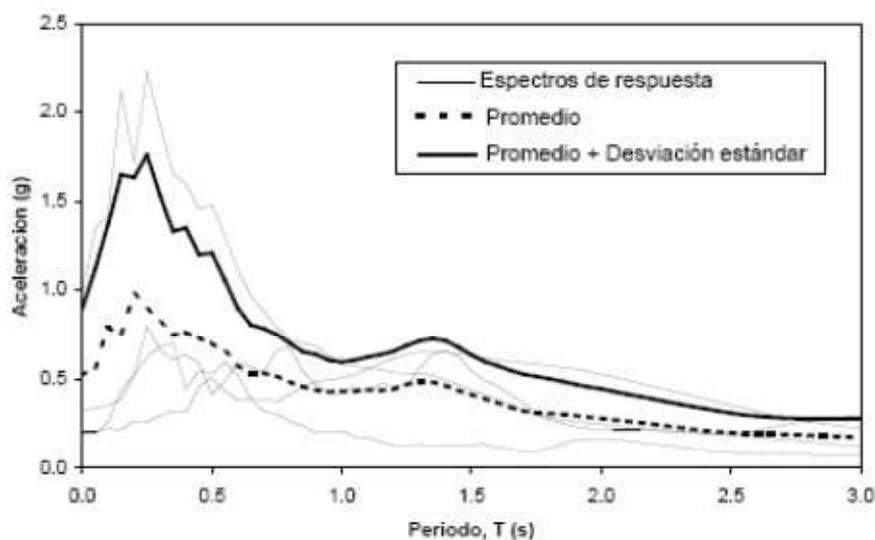
con un periodo de 4.0 s será sometida una aceleración máxima de 0.06g, un valor significativamente menor. Esto indica claramente que la acción sísmica sobre la construcción depende no solo de las características del terremoto sino también de las propiedades estructurales. Estos aspectos se ponen en evidencia, por ejemplo, en el caso de edificios con aisladores sísmicos, con los cuales se logra aumentar significativamente el periodo de vibración de la construcción, “alejando” a la misma de la zona de aceleraciones espectrales elevadas.

2.6.2. Espectros de diseño de aceleración

Hemos descrito en forma general los espectros de diseño y ahora analizaremos en mayor detalle este concepto. Los espectros son una herramienta de gran utilidad en el diseño de construcciones sismo resistentes debido a que el ingeniero estructural puede estimar el valor máximo de la respuesta (usualmente en términos de aceleración) sin necesidad de evaluar la historia temporal completa. Sin embargo, en el diseño de estructuras no pueden utilizarse los espectros de respuesta ya que ellos se obtienen para un terremoto dado. Las curvas espectrales para diseño deben considerar el efecto de varios terremotos, es decir deben ser representativos de la sismicidad propia de cada región.

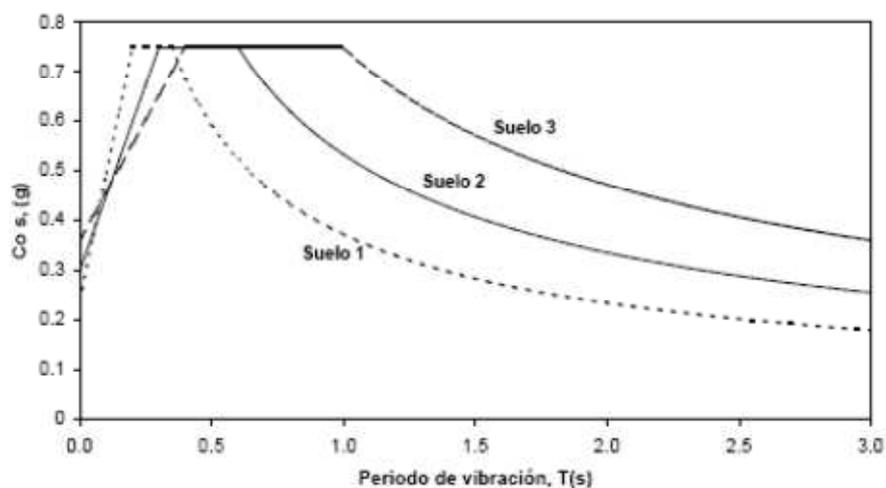
Se ha desarrollado varias metodologías, basadas en procedimientos estadísticos, para obtener los espectros de diseño. El procedimiento más usual es considerar el valor promedio más la desviación estándar de los espectros de respuesta de varios terremotos representativos. Si los valores de los espectros 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 este procedimiento tiene en cuenta la mayor o menor dispersión de los datos y conduce a resultados confiables. En la siguiente Figura se presenta el espectro promedio y promedio más la desviación estándar construido a partir de los cuatro espectros de respuesta de la Figura. Puede observarse claramente que la definición del espectro de diseño a partir de valores promedio conduce a resultados poco seguros en la mayoría de los casos para los datos considerados. Este es un simple ejemplo didáctico dado que los cuatro terremotos considerados corresponden a regiones y fuentes sísmicas totalmente diferentes (Goytia y Villanueva).



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 aceleración máxima del terreno, ver Sección 3.3), 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.



Los espectros de diseño definidos en la figura corresponden a un estado límite último y definen acciones sísmicas en rango elástico. Como los códigos de diseño sísmo resistente admiten el comportamiento en rango no lineal como mecanismo de disipación de energía, los valores de aceleración espectral deben disminuirse mediante un factor de reducción, R , que depende principalmente de la ductilidad del sistema estructural y del periodo de vibración. Los fundamentos en los que se basa el cálculo de estos factores de reducción, como así también su evaluación práctica según un código determinado son aspectos de gran importancia, pero escapan a los alcances de este trabajo. En la determinación del valor final de aceleración espectral de acuerdo al código intervienen otros aspectos, como el

factor de destino. Es por ello que no pueden compararse directamente los valores obtenidos de la Figura anterior para los dos códigos vigentes en nuestro medio, dado que una comparación de ese tipo debe realizarse teniendo en cuenta todos los aspectos intervinientes (factores de reducción, de destino, tipo de suelo, etc) (Goytia y Villanueva).

CAPITULO 3.-Revision Y Comparación De Normas De Construcción Sismo-Resistente De Colombia, EE.UU. Y Ecuador (NSR-10, ASCE7-10, CEC-01)

3.1. Introducción

En el presente capítulo analizaremos los espectros de respuesta para el diseño de estructuras en Ecuador redactado en El código de Práctica Ecuatoriano CPE INEM 5 editado en el 2001 llamándolo de aquí en adelante como CEC-01 y lo pondremos a comparación con los espectros de respuesta del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente o también llamado NSR-10 y el Minimum Design Loads for Building and Other Structures (Cargas mínimas para el diseño de edificaciones y otras estructuras) conocido como ASCE7-10; los cuales son los estudios con las realidades más cercanas y más actuales respectivamente. La metodología para comparar será el de tomar cada espectro de respuesta y ponerlos lado a lado para determinar cuanta es la aceleración tienen en ventaja o desventaja cada uno. Para ello tenemos que estar conscientes que se debe tomar parámetros iguales para una comparación adecuada, por eso revisaremos cada uno de los parámetros para determinar su equivalencia mutua. Los parámetros a revisar son: los coeficientes de zonas de sísmicas y sus parámetros de amplificación de acuerdo al suelo; la geología local y su clasificación; y los coeficientes de importancia de acuerdo a la ocupación de las estructuras.

3.2. CODIGO ECUATORIANO DE LA CONSTRUCCION 2001 (CEC-01)

3.2.1. Zonas sísmicas y factor de zona "Z"

La normativa ecuatoriana vigente establece zonas sísmicas de acuerdo a estudios realizados por geólogos e institutos académicos relacionados con la ciencia. Las zonas sísmicas en CEC-01 están presentadas en un mapa donde muestra al Ecuador continental e insular dividido en regiones con diferentes realidades sísmicas. Este mapa obedece a estudios de peligrosidad sísmica realizados a nivel nacional tomando en cuenta las 53 fuentes sismo genéticas en 10 provincias sismo tectónicas, la evaluación de los 22 000 sismos locales como eventos sísmicos en el Ecuador (M_w 3.9 - 8.8), bases de datos de microsismos del Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional bajo las metodologías de la Ley de Young para las fuentes de subducción y de Katayama /74 para las fuentes de falla continental bajo una desviación estándar $\sigma=0.80$ (DR.-ING YEPEZ, ING.FERNANDEZ y ING. MSc DIAZ)

El mapa del CEC-01 es consecuente con el hecho de que la fuente de toda la energía sísmica en el Ecuador es el efecto de subducción de la Placa de Nazca dentro de la Placa Sudamericana. Además la modelación de la ocurrencia de los sismos se realizó como un proceso de Poisson, obteniéndose un mapa de iso-aceleración para periodos de retorno de 475 años (10% de excedencia en 50 años).

Según

la

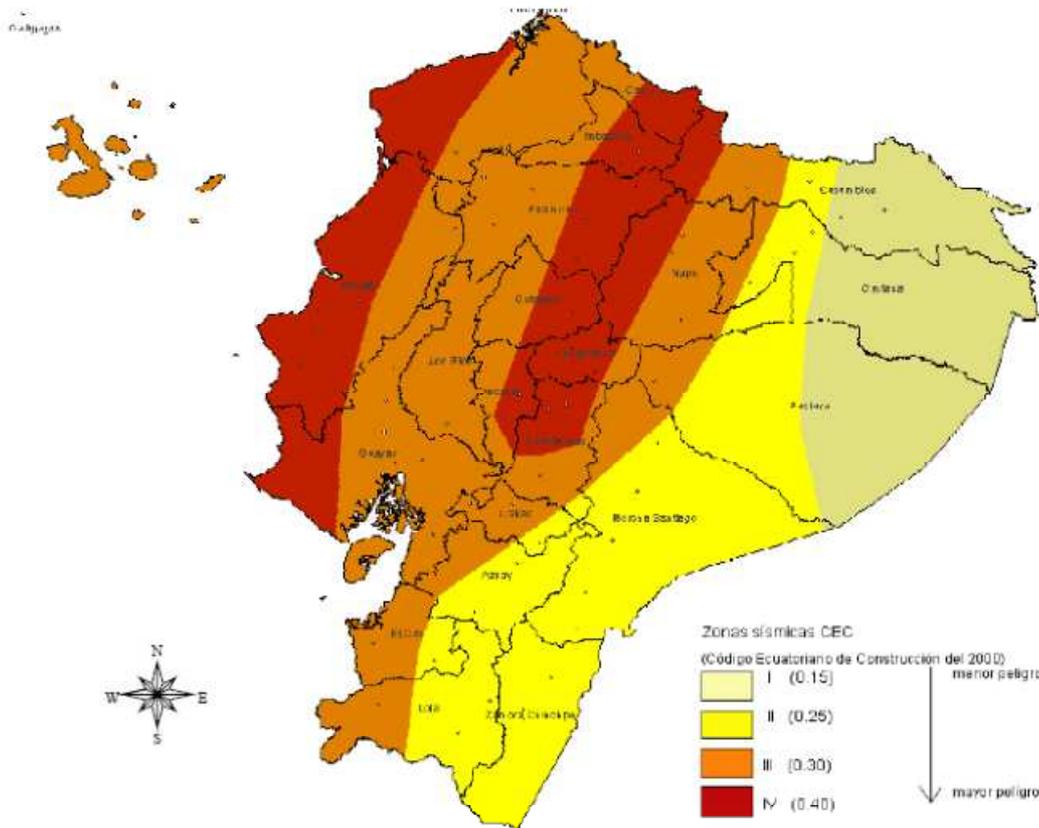


Figura 3.2-1 Mapa de zonificación sísmica del Ecuador según el CEC-01 observamos tanto al Ecuador continental como el territorio insular dividido por 4 regiones coloreadas según su peligrosidad sísmica. Los colores más ligeros son de menor peligro y entre mas atenuación se incrementa la peligrosidad. El CEC-01 clasifica en cuatro regiones al Ecuador (I, II, III, IV) a las cuales se les asigna un factor de aceleración máxima del suelo en roca esperada para el sismo de diseño “Z” descrito en la siguiente tabla.

Tabla 3-1 valores Z según zona sísmica
como fracción de la gravedad

ZONAS	I	II	III	IV
Z=	0.15	0.25	0.30	0.40

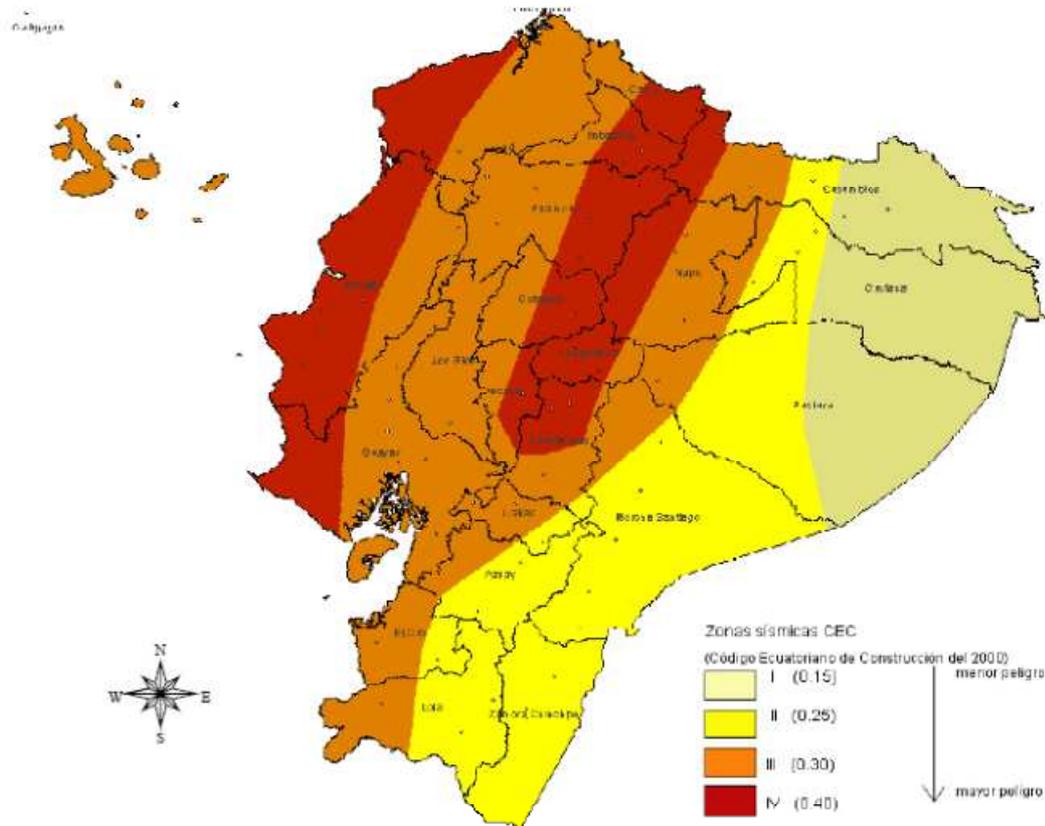


Figura 3.2-1 Mapa de zonificación sísmica del Ecuador según el CEC-01

3.2.2. Perfiles de suelo

CEC-01 clasificó a los distintos perfiles de suelo donde las estructuras podrían asentarse según los siguientes criterios:

- Velocidad de ondas de corte V_s (m/s)
- Resistencia al corte no drenada S_u (KPa)

- Numero de golpes SPT N
- Espesor del suelos (m)

De acuerdo a la geología local tenemos 4 clasificaciones gracias a los criterios anteriores resumidos en la siguiente tabla.

Tabla 3-2 Tipos de perfiles de suelo según CEC-01

CRITERIOS					
PERFIL	V_s (m/s)	S_u (KPa)	N	Espesor (m)	Descripción
S1	>750	≥ 500	>50	<20	T fundamental < 0.2; gravas arenosas, limosas o arcillosas, arenas densas y secas.
S2	≤ 750 ≥ 200	≤ 500 ≥ 25	≤ 50 ≥ 10		$0.2 \leq T \text{ fundamental} \leq 0.6$
*S3	<200	<25	4-10	>20 blandos >40 sueltos	T fundamental > 0.6, suelos cohesivos Blandos o suelos granulares sueltos
	200-400	25-50	10-30	>25 Semi-blandos >45 Semi-denso	Suelos Cohesivos Semi-blandos ó Suelos granulares Semi-densos

	400-750	50-100	10-30	>40 Duros >45 Semi-denso	Suelos Cohesivos Duros ó Suelos granulares Semi-densos
	>750	100-200	>30	>60 Muy duros >100 Densos	Suelos Cohesivos muy duros o suelos granulares densos
S4	Suelos con alto potencial de licuefacción, colapsables y sensitivos. Turbas, lodos y suelos orgánicos. Rellenos colocados sin control. Arcillas y limos de alta plasticidad (IP>75). Arcillas suaves y medio duras con espesor mayor a 30m				

3.2.3. Coeficientes S y Cm

El coeficiente S y Cm fueron concebidos a través de los estudios e investigación de la base de datos de eventos sísmicos significativos presentados para respaldar la propuesta para la reforma del código del 78. Estos coeficientes estadísticos son los que de la mejor manera modelan la relación de la aceleración del suelo por región y su estrato local. Es decir son los requisitos mínimos para tomar en el lugar de edificación según su geología característica, y no substituirán estudios más detallados (INSTITUTO ECUATORIANO DE NORMALIZACION). De acuerdo al tipo de suelo estos son:

Tabla 3-3 coeficientes de suelo S y Cm

Perfil tipo	Descripción	S	Cm
S1	Roca o suelo firme	1.0	2.5
S2	Suelos intermedios	1.2	3.0
S3	Suelos blandos y estrato profundos	1.5	2.8
S4	Condiciones especiales de suelo	2.0*	2.5

(*) Este valor debe tomarse como mínimo, y no substituye los estudios de detalles necesarios para construir sobre este tipo de suelos

3.2.4. Coeficiente de importancia I

El coeficiente de importancia se presenta como la mejor forma de incrementar la resistencia de las estructuras esenciales que después de cualquier fenómeno sísmico, deben estar totalmente funcionales para el estado de alerta.

Tabla 3-4 factor de importancia I de acuerdo a su importancia en CEC-01

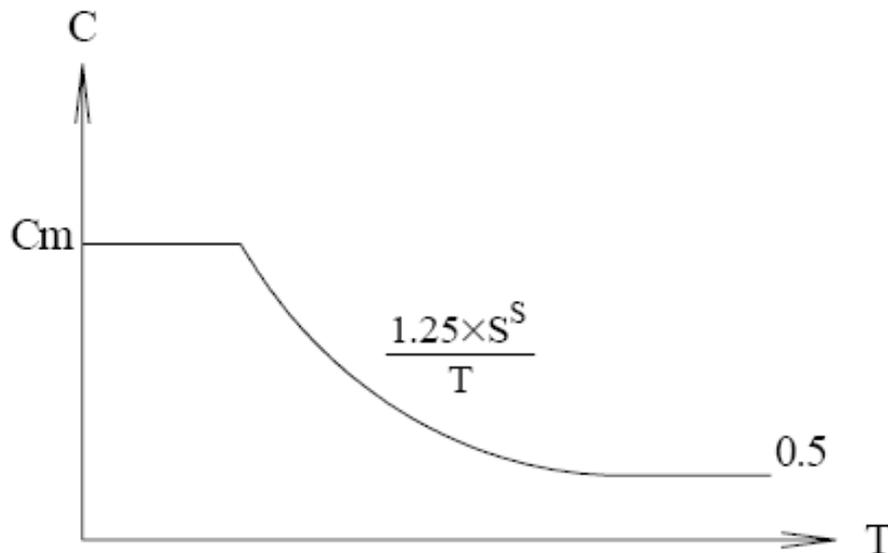
Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Factor I
1. Instalaciones Esenciales y / o peligrosas	Hospitales, Clínicas, Centros de Salud o de emergencia sanitaria. Estaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipo de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósitos de agua u otras sustancias anti-incendios. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
2. Estructuras de ocupación especial	Escuelas y centros de educación que albergan más de 300 personas. Todas las estructuras que albergan más de 5000 personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente.	1.3
3. Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores.	1.0

3.2.5. Espectro de aceleraciones para el diseño.

El espectro de aceleraciones para el diseño de CEC-01 tiene mucha relación con el establecido en el UBC-97 ya que a partir de este y del modelaje de los eventos sísmicos importantes provistos por el comité de actualización anterior del 2000 se encontró el nuevo espectro de aceleraciones dispuesto en el CEC-01. Este espectro de aceleraciones es de diseño elástico y se lo puede utilizar tanto para el cálculo estático como para el dinámico.

En el espectro de respuesta de CEC-01 podemos diferenciar 3 zonas importantes que caracterizan a los espectros. Para periodos cortos tenemos en CEC-01 una plataforma superior que obedece a la máxima aceleración de respuesta. Esta meseta esta normada para ser igual a C_m , el cual es correspondiente al tipo de perfil de suelo como vemos en la Tabla 3-3. Para periodos más largos, se tiene el termino S^S dentro de la formula. Este término es inédito en comparación a lo que veremos en los otros espectros y se ajusta como una envolvente matemática de los eventos sísmicos locales registrados en la base de datos. Con el mismo criterio se dio el factor 1.25 que está dentro de la formula. Por último se establecen un límite inferior para el espectro de 0.5g con los cuales evita que se subestime la aceleración y los desplazamientos en estructuras de grandes periodos.

Figura 3.2-2 Espectro sísmico elástico CEC-01



3.3. CODIGO COLOMBIANO DE LA CONSTRUCCION 2020 (NSR-10)

El Código Colombiano De La Construcción 2010 (NSR-10) fue introducido a la comunidad colombiana en abril del 2010 y entró en vigencia desde Diciembre del 2010 reemplazando a la normativa vigente que data de 1998 (NSR-98). NSR-10 tomo en cuenta normas internacionales como FEMA 450-2006 y el International Building Code (IBC-2009), los cuales bajo la dirección de la Comisión Asesora Permanente del Régimen de Construcciones Sismo Resistentes dieron la forma de las actualizaciones del código colombiano.(COMISION ASESORA PERMANENTE PARA EL REGIMEN DE CONSTRUCCIONES SISMO-RESISTENTES)

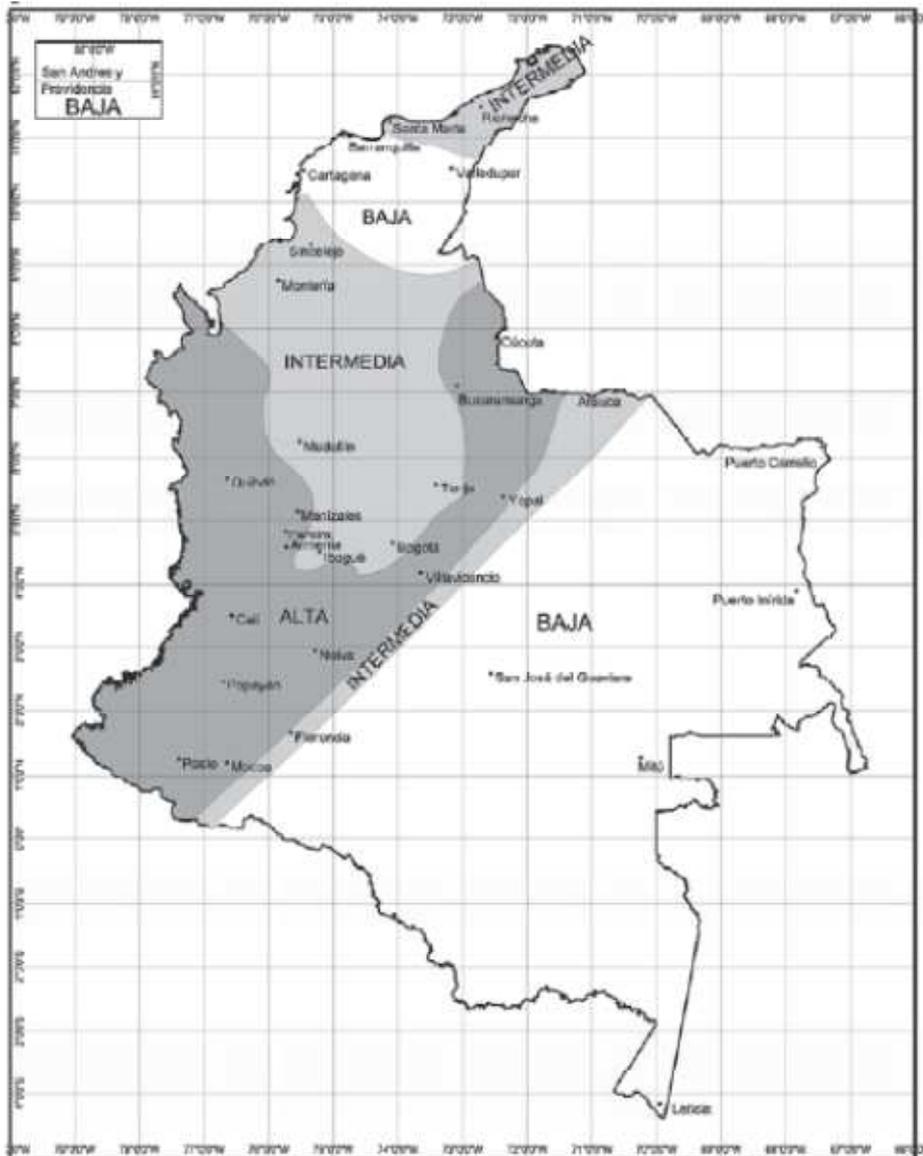
3.3.1. Zonas de amenaza sísmica

Las zonas sísmicas colombianas han sido representadas en un mapa de regiones donde, según su aceleración de los suelos sísmica, se han clasificado a las regiones en 3 zonas que son:

- Zona de amenaza sísmica baja
- Zona de amenaza sísmica intermedia
- Zona de amenaza sísmica alta.

Dichas zonas se mostraran en la Ilustración 2

Ilustración 2 zonas de amenaza sísmica colombianas (NSR-10)



3.3.2. Aceleraciones sísmicas del suelo A_a y A_v s

Al igual que en el código ecuatoriano, NSR-10 define las aceleraciones pico o máximas efectivas representadas por el parámetro A_a representada para una probabilidad de sismo el 10% de excedencia en 50 años. Además, y en diferencia a los coeficientes “Z” descritos en 3.2.1 , A_a solo define la aceleración máxima de sismos con periodos de vibración de alrededor de 0,1 y 0,5 segundos. Para sismos con periodos de vibración mayores a 0,5 los ingenieros colombianos establecieron A_v , el cual caracteriza los sismos fuertes ocurridos a distancias

moderadas. Estos coeficientes son resultados del estudio de 33 100 eventos colombianos con magnitud Richter de 9 del territorio colombiano continental. Estos valores están presentes en mapas para cada valor divididos en 10 regiones.

Figura 3.3-1 Mapa del territorio colombiano para valores A_a

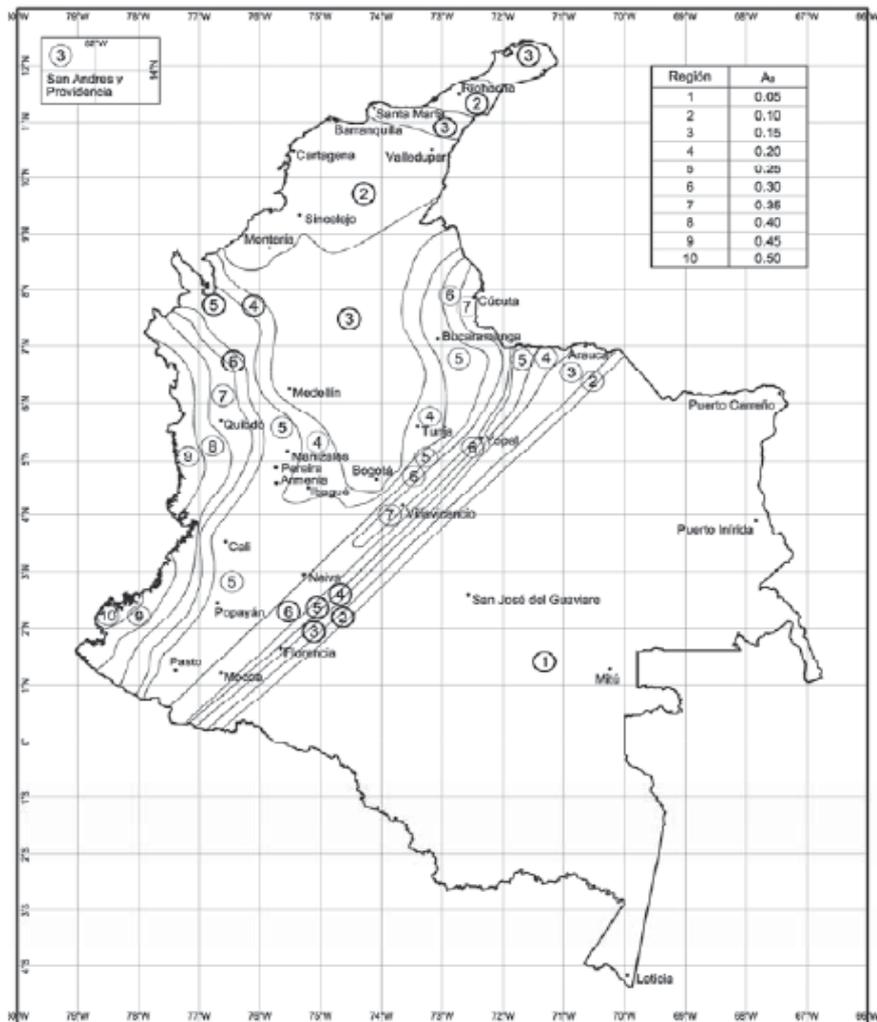
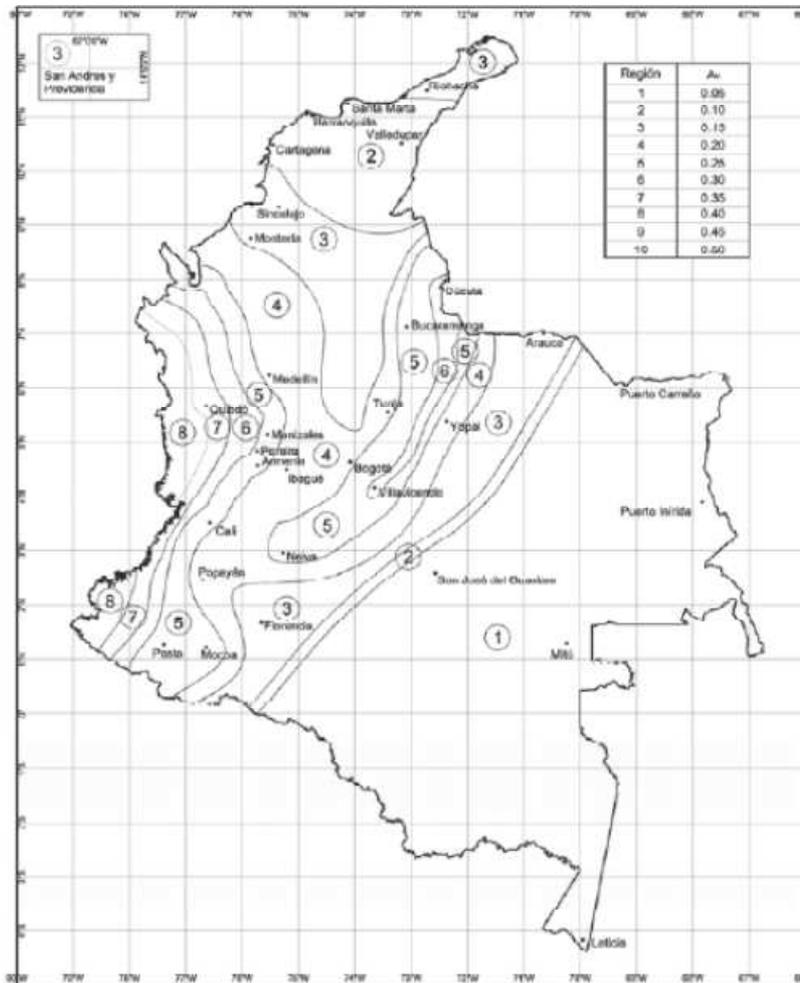


Figura 3.3-2 Mapa del territorio colombiano para valores A_v



La definición de A_a y A_v es de principal importancia para la definición de Las regiones de amenaza sísmica que se vieron en la Ilustración 2

Ilustración 2 zonas de amenaza sísmica colombianas (NSR-10)

y que obedece a la Tabla 3-5

3.3.3. Clasificación de los suelos

Los suelos colombianos se clasifican bajo los mismos parámetros de comparación que se hizo CEC-01 y de la mayoría de códigos de construcción como son la velocidad media de onda de corte V_s , la resistencia a media al corte no drenado S_u y los números de golpes de SPT N .

Tabla 3-6 Clasificación de los perfiles de suelos según NSR-10

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$\bar{v}_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	1500 m/s > $\bar{v}_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	760 m/s > $\bar{v}_s \geq 360$ m/s
	perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$\bar{N} \geq 50$, o $\bar{s}_u \geq 100$ kPa (≈ 1 kgf/cm ²)
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	360 m/s > $\bar{v}_s \geq 180$ m/s
	perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > \bar{N} \geq 15$, o 100 kPa (≈ 1 kgf/cm ²) > $\bar{s}_u \geq 50$ kPa (≈ 0.5 kgf/cm ²)
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	180 m/s > \bar{v}_s
	perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ 50 kPa (≈ 0.50 kgf/cm ²) > \bar{s}_u
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista de acuerdo con el procedimiento de A.2.10. Se contemplan las siguientes subclases: F_1 — Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como: suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc. F_2 — Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas ($H > 3$ m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas). F_3 — Arcillas de muy alta plasticidad ($H > 7.5$ m con Índice de Plasticidad $IP > 75$) F_4 — Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda ($H > 36$ m)	

La Tabla 3-6 nos muestra 6 clasificaciones de tipo de suelos, que ha diferencia con la normativa ecuatoriana tiene 2 clasificaciones mas. NSR-10 tiene como primer perfil de suelo una roca extremadamente dura que CEC-01 no contempla. En la clasificación C y D se toman las referencias de clasificación que en conjunto toma el CEC-01 para definir el tipo de suelo S2. Tanto las normativas CEC-01 y NSR-10 contienen un perfil de suelo indeterminado (CEC-01 “S4” y NSR-10 “F”) que está definido por sus composición, clasificación del suelo e índice de plasticidad (IP).

3.3.4. Valores F_a y F_v .

La introducción de valores F_a y F_v son parte de la actualización que tuvo el código de construcción NSR en su edición 2020. Los valores de F_a y F_v en la normativa colombiana representan el valor de amplificación de la ordenada del

espectro para tener en cuenta los efectos de sitio según su aceleración. Para F_a estos son los valores de la aceleración A_a correspondientes a periodos cortos del orden de T_0 ; y en F_v son los valores correspondientes a las aceleraciones A_v con periodos intermedios del orden de 1 segundo. Cabe recalcar que ni F_a ni F_v consideran los efectos de ladera los cuales vendrán de estudios particulares por los responsables de la construcción.

Tabla 3-7 Valores F_a para la clasificación de suelos según NSR-10

Tipo de Perfil	Intensidad de los movimientos sísmicos				
	$A_a \leq 0.1$	$A_a = 0.2$	$A_a = 0.3$	$A_a = 0.4$	$A_a \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	véase nota	véase nota	véase nota	Véase nota	véase nota

Tabla 3-8 F_v para la clasificación de suelos según NSR-10

Tipo de Perfil	Intensidad de los movimientos sísmicos				
	$A_v \leq 0.1$	$A_v = 0.2$	$A_v = 0.3$	$A_v = 0.4$	$A_v \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F	véase nota	véase nota	véase nota	Véase nota	véase nota

Como vemos en la Tabla 3-7 y Tabla 3-8 cada perfil de suelo tiene sus propios coeficientes de amplificación excepto el perfil F que se adapta a las condiciones especiales determinados por estudios especializados.

3.3.5. Coeficiente de importancia.

Los coeficientes de importancia en NSR-10 difieren en muy poco con los ecuatorianos. En primer lugar NSR-10 presente 4 clasificaciones de estructuras según su importancia y no 3 como en el CEC-01. Dichas clasificaciones guardan las mismas descripciones entre los dos códigos.

Tabla 3-9 Valores de coeficiente de importancia según NSR-10.

Grupo de Uso	Coeficiente de Importancia, I
IV	1.50
III	1.25
II	1.10
I	1.00

La descripción de la clasificación es:

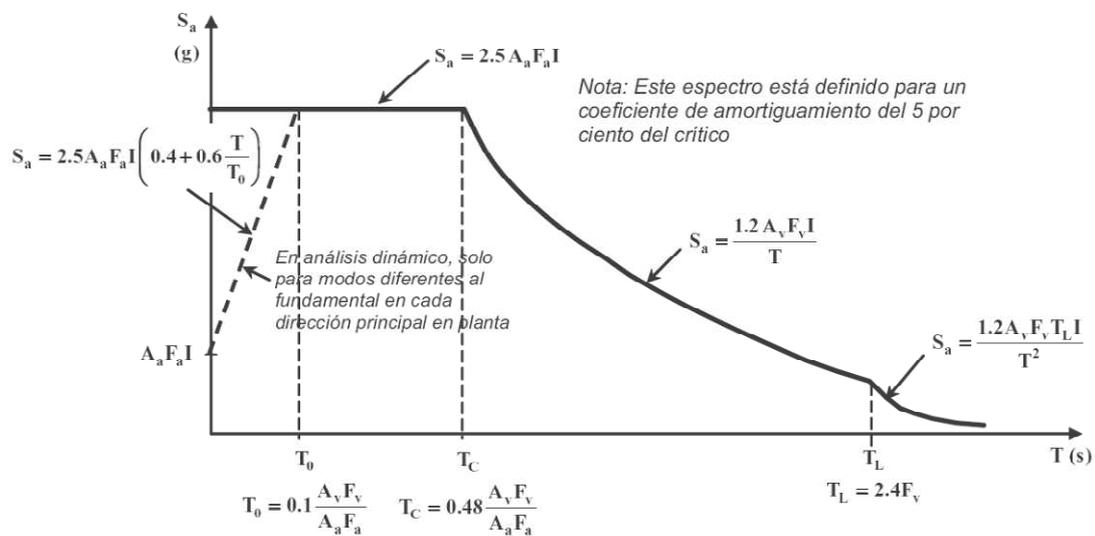
- Grupo IV Edificaciones indispensables: Hospitales y centros de salud con servicios de cirugía y emergencia. Edificaciones de medios de transporte como aeropuertos, estaciones de tren y sistemas masivos de transporte. Refugios, centrales de servicios públicos (agua y luz) y centros de acopio de explosivos o toxicas.
- Grupo III edificaciones de atención a la comunidad: Estación de policía, bomberos y centros de emergencia. Guarderías, colegios y universidades. Administración municipal, nacional e instituciones financieras.
- Grupo II Estructuras de ocupación especial. Edificaciones que resguardan a más de 200 personas en un mismo salón, almacenes comerciales de más de 500 m^2 por pis. Edificación de trabajo con más de 3000 personas, edificios gubernamentales.

- Grupo I Estructura de ocupación normal: Todas las edificaciones no cubiertas en los anteriores grupos.

3.3.6. Espectro de aceleración para el diseño

El espectro de aceleraciones del NSR-10 esta expresada como fricción de la gravedad para un coeficiente de amortiguamiento del 5% del amortiguamiento critico.

Figura 3.3-3 Espectro de aceleraciones para el diseño según NSR-10



Como observamos en Figura 3.3-3 el espectro de diseño se ve claramente dividido por sus periodos T_0 , T_c y T_L a los cuales les corresponde una ecuaciones específica para determinar la aceleración. Estos periodos están definidos en función de los valores de la **Tabla 3-7** y **Tabla 3-8**. Entre los periodos de 0 a T_0 encontramos los valores de aceleración se toman como los valores máximos ubicados en la meseta del espectro. Hay un ramal izquierdo el cual se lo considera en el caso donde se realice un análisis dinámico y se tome modos diferentes al fundamental. Para los valores de la aceleración de entre T_0 y T_c la formula esta expresada en términos de su aceleración efectiva A_a y su correspondiente valor F_a . Para los periodos intermedios denotados por $T_c < T < T_L$ la aceleración tiene una caída en el valor de la aceleración donde es directamente

proporcional a $A_v Y F_v$ e inversamente proporcional al periodo "T". Este decaimiento es constante hasta los valores de periodo T_L donde el decaimiento es igual al anterior pero ahora por el producto de su periodo T_L y dividido para el cuadrado del periodo. Si recordamos la Figura 3.2-2 que mostraba el espectro ecuatoriano podemos observar dos principales diferencias. La primera es la definición de NSR-10 del ramal izquierdo el cual no existe en CEC-01, y la ecuación para la aceleración en periodos largos en vez de un mínimo como el que se usa CEC-01 que es de 0,5.

3.4. Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures (ASCE 7-10)

ASCE7-10 es el código que norma la construcción en los Estados Unidos de Norteamérica el cual establece requisitos para el diseño estructural general y los medios para la determinación de cargas de diseño, entre ellas las cargas sísmicas. ASCE7-05 es la actualización de ASCE7-10 publicada en el 2005.

3.4.1. Valores de movimiento sísmico del suelo.

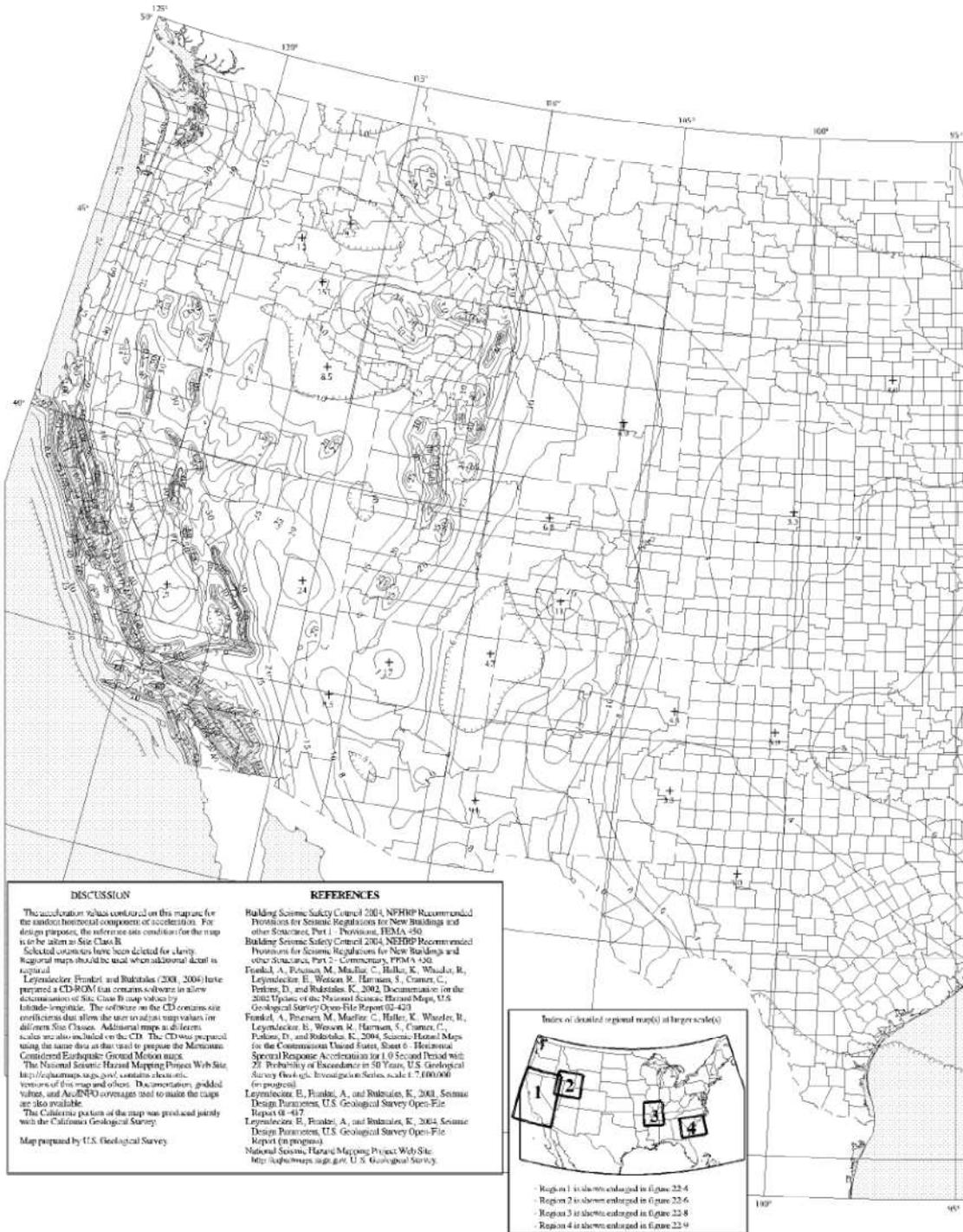
Los valores de aceleración del suelo para los EEUU están divididos según el periodo de de aceleración del evento sísmico tal cual como lo hizo el NSR-10. Para los periodos cortos entre 0,2 y 1 segundo la aceleración espectral está determinada por el valor S_s ; en cuanto para los valores de la aceleración con periodos mayores a 1 segundo los determinan los valores S_1 . Tanto S_s como S_1 están mapeados dentro de 9 mapas de curvas de iso aceleración que muestran los distintos estados de EEUU.

Como podemos ver en la

Figura 3.4-2 y Figura 3.4-3 los mapas de iso aceleraciones están descritos para sismos de 2% de excedencia cada 50 años que lo clasifica como el máximo sismo a esperarse, a diferencia de la Figura 3.4-1 que es 10% cada 50 años con los que CEC-01 diseña. Además los mapas representan a la aceleración del suelo en un tipo de suelo B que más adelante veremos sus características. Las zonas de mayor actividad sísmica es la costa oeste de los EEUU donde se registran valores de entre 100 y 300 en porcentaje de la gravedad.

Es visible la diferencia entre los mapas de aceleración de los suelos de ASCE7-10, que son mapas de iso aceleración y los mapas de NSr-10 y CEC-01 que muestra por regiones la aceleración. El lector podría encontrar muy difícil ubicar la exacta región de construcción de la estructura pero el USSGS proporciona una base de datos en su página web donde con la utilización de latitudes y longitudes ó códigos postales se puede obtener las características de dicho punto o zona.

Figura 3.4-2 Curvas de iso aceleración para los valores de S_s en EEUU según ASCE7-10



DISCUSSION

The acceleration values contained on this map are for the uniform horizontal component of acceleration. For design purposes, the reference site condition for this map is to be taken as Site Class B.

Selected contours have been deleted for clarity. Regional maps should be used when additional detail is required.

Leyendecker, Frankel, and Bakstales (2004) have prepared a CD-ROM that contains software to allow determination of Site Class B map values by latitude-longitude. The software on the CD contains site coefficients that allow the user to adjust map values for different Site Classes. Additional maps in different scales are also included on the CD. The CD was prepared using the same data as that used to prepare the Maximum Considered Earthquake Ground Motion maps.

The National Seismic Hazard Mapping Project Web Site, <http://quakemap.sage.gov/>, contains clear-cut versions of this map and others. Documentation, grid values, and Axiom/PC coverage used to make the maps are also available.

The California portion of the map was produced jointly with the California Geological Survey.

Map prepared by U.S. Geological Survey.

REFERENCES

Building Seismic Safety Council 2004, NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and other Structures, Part 1 - Provisions, FEMA 450.

Building Seismic Safety Council 2004, NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and other Structures, Part 2 - Commentary, PPM 4-50.

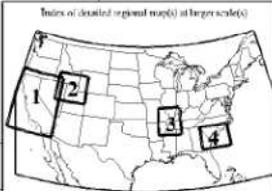
Frankel, A., Peterson, M., Mueller, C., Haller, K., Wheeler, R., Leyendecker, E., Wesen, R., Harmon, S., Cramer, C., Perkins, D., and Bakstales, K. 2002, Documentation on the 2002 Update of the National Seismic Hazard Maps, U.S. Geological Survey Open-File Report 02-420.

Frankel, A., Peterson, M., Mueller, C., Haller, K., Wheeler, R., Leyendecker, E., Wesen, R., Harmon, S., Cramer, C., Perkins, D., and Bakstales, K. 2004, Seismic Hazard Maps for the Conterminous United States, Sheet 6 - Horizontal Spectral Response Acceleration for 1.0 Second Period with 2% Damping of Excavation in 50 Years, U.S. Geological Survey Open-File Investigation Series, scale 1:7,000,000 (in progress).

Leyendecker, E., Frankel, A., and Bakstales, K. 2001, Seismic Design Parameters, U.S. Geological Survey Open-File Report 01-417.

Leyendecker, E., Frankel, A., and Bakstales, K. 2004, Seismic Design Parameters, U.S. Geological Survey Open-File Report (in progress).

National Seismic Hazard Mapping Project Web Site, <http://quakemap.sage.gov/>, U.S. Geological Survey.



- Region 1 is shown enlarged in figure 22-4
- Region 2 is shown enlarged in figure 22-6
- Region 3 is shown enlarged in figure 22-8
- Region 4 is shown enlarged in figure 22-9

3.4.2. Clasificación del suelo

Basado en las mismas propiedades de clasificación de los códigos NSR-10 y CEC-01, ASCE7-10 presenta una clasificación de 6 perfiles de suelos.

Tabla 3-10 Clasificación del suelo según ASCE7-10

Site Class	\bar{v}_s	\bar{N} or \bar{N}_{ch}	\bar{s}_u
A. Hard rock	>5,000 ft/s	NA	NA
B. Rock	2,500 to 5,000 ft/s	NA	NA
C. Very dense soil and soft rock	1,200 to 2,500 ft/s	>50	>2,000 psf
D. Stiff soil	600 to 1,200 ft/s	15 to 50	1,000 to 2,000 psf
E. Soft clay soil	<600 ft/s	<15	<1,000 psf
	Any profile with more than 10 ft of soil having the following characteristics: - Plasticity index $PI > 20$, - Moisture content $w \geq 40\%$, and - Undrained shear strength $\bar{s}_u < 500$ psf		
F. Soils requiring site response analysis in accordance with Section 21.1	See Section 20.3.1		

For SI: 1 ft/s = 0.3048 m/s 1 lb/ft² = 0.0479 kN/m²

Vemos que la Tabla 3-10, si convertimos los valores al sistema internacional, tiene una clasificación idéntica a la clasificación de NSR-10 bajo los mismo parámetros de clasificación siendo la velocidad de onda, la resistencia al corte no drenada y los números de golpes SPT valores medios.

3.4.3. Coeficiente F_a y F_v

De la misma manera que NSR-10 introduce coeficientes de amplificación del espectro de respuesta, ASCE7-10 muestra de la misma manera estos coeficientes de acuerdo a la clasificación del suelo y su aceleración del suelo para cada perfil. Tanto F_a como F_v son correspondientes a las aceleraciones de suelo S_s y S_1 respectivamente.

Tabla 3-11 Coeficiente de sitio F_a según ASCE7-10

Site Class	Mapped Maximum Considered Earthquake Spectral Response Acceleration Parameter at Short Period				
	$S_S \leq 0.25$	$S_S = 0.5$	$S_S = 0.75$	$S_S = 1.0$	$S_S \geq 1.25$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	See Section 11.4.7				

Tabla 3-12 Coeficiente de sitio F_v , según ASCE7-10

Site Class	Mapped Maximum Considered Earthquake Spectral Response Acceleration Parameter at 1-s Period				
	$S_1 \leq 0.1$	$S_1 = 0.2$	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 0.4$	$S_1 \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F	See Section 11.4.7				

Lo que podemos observar de las anteriores tablas es que tienen los mismos valores para los valores que muestra NSR-10 en las tablas Tabla 3-7 y Tabla 3-8 lo que nos indica que el estudio detrás de estos coeficientes se aplican de manera global siempre y cuando tengan la misma clasificación de suelo y aceleraciones como las que tienen el NSR-10.

3.4.4. Espectro de aceleración para el diseño

El código ASCE 7-05 se diferencia de los códigos CEC-01 y NSR-10 porque sus mapas de aceleración del suelo están dados para el máximo sismo posible (2% de excedencia en 50 años). Es por eso que los cálculos para el espectro de aceleración de diseño primero se calcularan los parámetros de aceleración para el máximo sismo considerado:

Ecuación 3-1 Parámetros S_{MS} y S_{M1} de aceleración para el Máximo sismo considerado

$$S_{MS} = F_a S_s$$

$$S_{M1} = F_v S_1$$

Recordando la Tabla 3-17 y Tabla 3-18 observamos que los valores F_a y F_v no están definidos para el tipo de suelo F. Para estos casos se debe seguir otro tipo de procedimientos descritos en la sección 11.4.7 del ASCE7-10.

Ahora, para obtener los parámetros de aceleración que necesitamos para el diseño vienen descritas por las formulas:

Ecuación 3-2 Parámetro S_{DS} de aceleración para el sismo de diseño

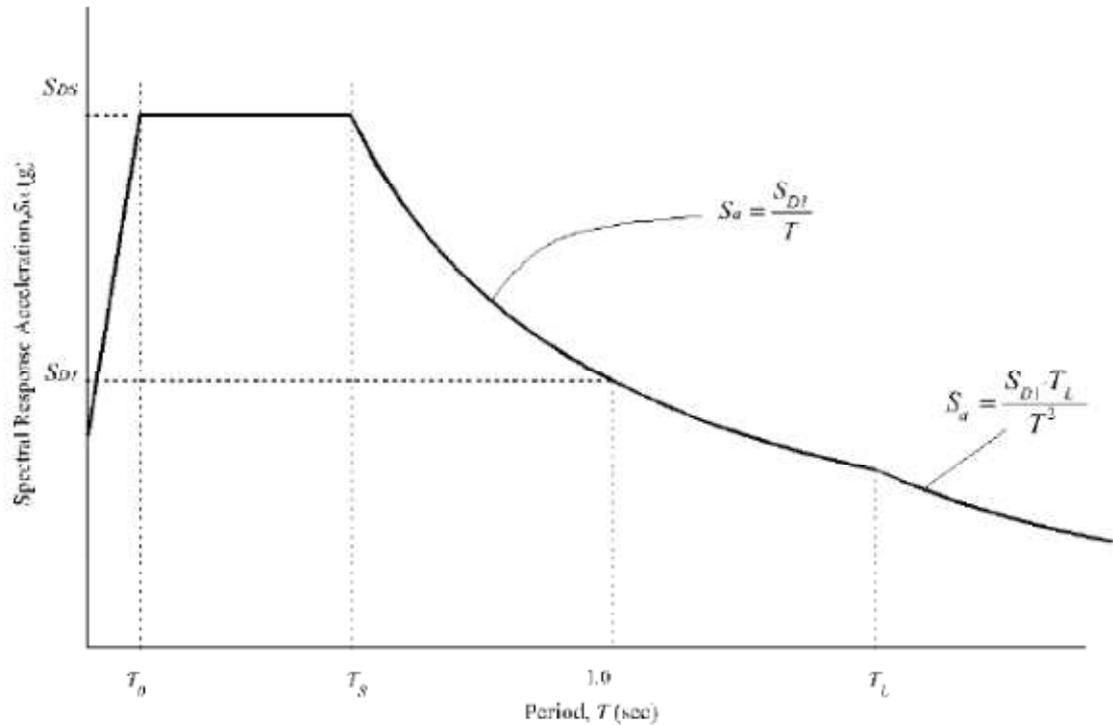
$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS}$$

Ecuación 3-3 Parámetro S_{D1} de aceleración para el sismo de diseño

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1}$$

Una vez que obtenemos los parámetros de diseño para periodos cortos S_{DS} Y el parámetro de diseño para periodos intermedios S_{D1} podemos obtener el espectro de aceleración para el sismo de diseño.

Figura 3.4-4 Espectro de aceleración para el diseño según ASCE7-10



Al igual que el espectro del código de construcción colombiano, el código de ASCE 7-05 está dividido en continuidades de acuerdo al valor de los periodos. T_0 , T_S y T_L son los periodos de transición fundamental, intermedio y largo respectivamente que se calculan en base a los valores de F_a y F_v .

Para periodos $0 < T < T_0$ la aceleración del espectro se ve en el ramal izquierdo de la Figura 3.4-4 Espectro de aceleración para el diseño según ASCE7-10. La Figura 3.4-4 que es una recta de pendiente positiva con la fórmula.

Ecuación 3-4 cálculo de la aceleración en periodos menores a T_0 .

$$S_a = S_{DS} \left(0.4 + 0.6 \frac{T}{T_0} \right)$$

Para $T_0 < T < T_s$ la aceleración del espectro se ubica en la meseta del espectro y son los valores máximos del espectro. Aquí utilizamos los valores de S_{Ds} como se ve en la figura del espectro de diseño ASCE7-10

Ecuación 3-5 Cálculo de la aceleración para periodos entre T_0 y T_s

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T}$$

Para la aceleración en los periodos entre $T > T_s$ tenemos:

Ecuación 3-6 Cálculo de aceleración para periodos mayor a S_a

$$S_a = \frac{S_{D1} T_L}{T^2}$$

Donde observamos que al igual que en NSR-10 la aceleración empieza a decaer en T al cuadrado. Además S_a está definido en mapas de regiones incluidos en el capítulo 20 del ASCE7-10.

3.5. Comparación de los espectros de aceleración para el diseño de los códigos CEC-01, NSR-10 y ASCE7-10.

Hasta ahora hemos tenido una introducción a cada uno de los códigos con sus respectivos parámetros sísmicos y a las ecuaciones para la construcción del espectro de aceleración para el diseño. Para efectuar una correcta comparación debemos tener la certeza de que cada parámetro que conforman los espectros de diseño sea comparable y correspondiente en cada uno de los casos. Es decir, si bien los tres códigos sustentan sus normativas en la misma base científica como es la dinámica de estructuras, es mandatorio comprobar que los parámetros de

diseño como las denominaciones de suelos, aceleraciones de suelo y notación de periodos sean acordes para cada código y que la comparación se la realice bajo las mismas condiciones.

Reconociendo que los tres códigos representan a realidades parecidas, analizaremos cada parámetro de diseño y comprobaremos la correspondencia con la normativa CEC-01.

3.5.1. Análisis de los perfiles de suelo entre CEC-01, NSR-10 y ASCE7-10.

En los títulos 3.2.2 ,3.3.3 y 3.4.2 vimos la clasificación de los suelos según las características de los suelos para los códigos CEC-01, NSR-10 y ASCE7-10 respectivamente. CEC-01 clasifica a sus suelos en 4 categorías mientras que NSR-10 y ASCE-07 lo hacen en 6 categorías; afortunadamente los 3 códigos concuerdan con los parámetros de comparación para categorizar sus suelos y eso nos beneficia para encontrar el correspondiente suelo para comparación en cada código.

Tabla 3-13 COMPARACION DE LOS SUELOS SEGUN SU PARAMETRO DE VELOCIDAD V_s		
Tipo de perfil NSR-10 y ASCE7-10	Descripción	V_s (m/s)
CEC-S1	Gravas arenosas, limosas o arcillosas, arenas densas y secas.	>750
ASCE7-10/NSR-10 B	Perfil de roca de rigidez media	760 m/s>
CEC-S2		200≥V≤750
ASCE7-10/NSR-10 C	Suelos muy densos o roca blanda	760> vs>360

CEC-S2		$200 \geq V \leq 750$
ASCE7-10/NSR-10 D	Suelos rígidos	$360 > v_s > 180$
CEC-S3	Suelos cohesivos, densos y granulares de todas las clases.	< 200
ASCE7-10/NSR-10 E	Arcillas blandas con espesor total H mayor de 3 m de	$180 > v_s$
CEC-S4	Suelos con alto potencial de licuefacción, colapsibles y sensitivos. Turbas, lodos y suelos orgánicos. Arcillas y limos de alta plasticidad ($IP > 75$) con espesor mayor a 30m	
ASCE7-10/NSR-10 F	Suelo con evaluación: Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica: licuables, arcillas sensitivas, dispersivos o débilmente cementados. Turba y arcillas orgánicas, arcillas de muy alta plasticidad ($IP > 75$)	

Como observamos en Tabla 3-13 los cuatro perfiles del suelo según CEC-01 tienen su correspondiente suelos bajo las normativas ASCE7-10 y NSR-10, que tienen la misma clasificación. Para el perfil A, no hay un correspondiente en la clasificación de CEC-01 para poder compararlo ya que sus parámetros eran muy elevados, como el de aceleración de la onda de cortante $V_s > 1500 \text{ m/s}$ que es demasiado alto para el mayor de CEC-01 que es $V_s > 750 \text{ m/s}$. En el caso de S2 vemos que cumple parcialmente los parámetros de velocidad y número de golpes SPT de los perfiles C y D, lo cual podemos asumir que S2 es correspondiente tanto para C como para D. Vemos en Tabla 3-13 que para el resto de perfiles, la diferencia entre parámetros, y en especial el V_s , es mínima y podemos asumir con certeza su correspondencia entre ellos y así poder hacer la comparación de los espectros de respuesta.

Si bien basamos la comparación de la Tabla 3-13 en el parámetro de velocidad V_s , en el medio ecuatoriano muy rara vez se hace una estratificación del suelo basado en la velocidad de onda de corte V_s , sino que lo más popular es

usar el ensayo SPT. Cada norma también usa este parámetro para la clasificación del perfil de suelo y si lo usamos para la comparación tenemos el siguiente resultado en base al parámetro N del ensayo SPT.

Tabla 3-14 Comparación de los perfiles de suelo según su parámetro de numero de golpes SPT N

COMPARACION DE LOS SUELOS SEGUN EL PARAMETRO	
Código-Tipo de perfil	N (#)
CEC-S1	>50
ASCE7-10/NSR-10 C	>50
CEC-S2	$50 > N > 10$
ASCE7-10/NSR-10 D	$50 > N > 15$
CEC-S3	$4 < N < 10$
ASCE7-10/NSR-10 E	< 15
CEC-S4	N/A
ASCE7-10/NSR-10 F	N/A

Viendo la tabla anterior encontramos cada uno de los perfiles correspondientes entre los códigos, y a diferencia que en la Tabla 3-13, tenemos un solo tipo de perfil para cada uno. Vemos que el parámetro coincide perfectamente para S1 y C, con muy poca diferencia entre los demás lo cual nos da el criterio suficiente para declarar su correspondencia entre sí. Para el perfil S4 y F se comprobó su correspondencia en la Tabla 3-13 en base de su descripción, por lo tanto no varía ese criterio bajo esta perspectiva.

3.5.2. Análisis de la aceleración máxima del suelo en los códigos CEC-01, NSR-10 y ASCE7-10

Una vez que tenemos claro los perfiles de suelo comparables para los 3 códigos, es tiempo de definir las aceleraciones máximas del suelo que vamos a utilizar en los espectros para poder comparar.

Como vimos en las figuras

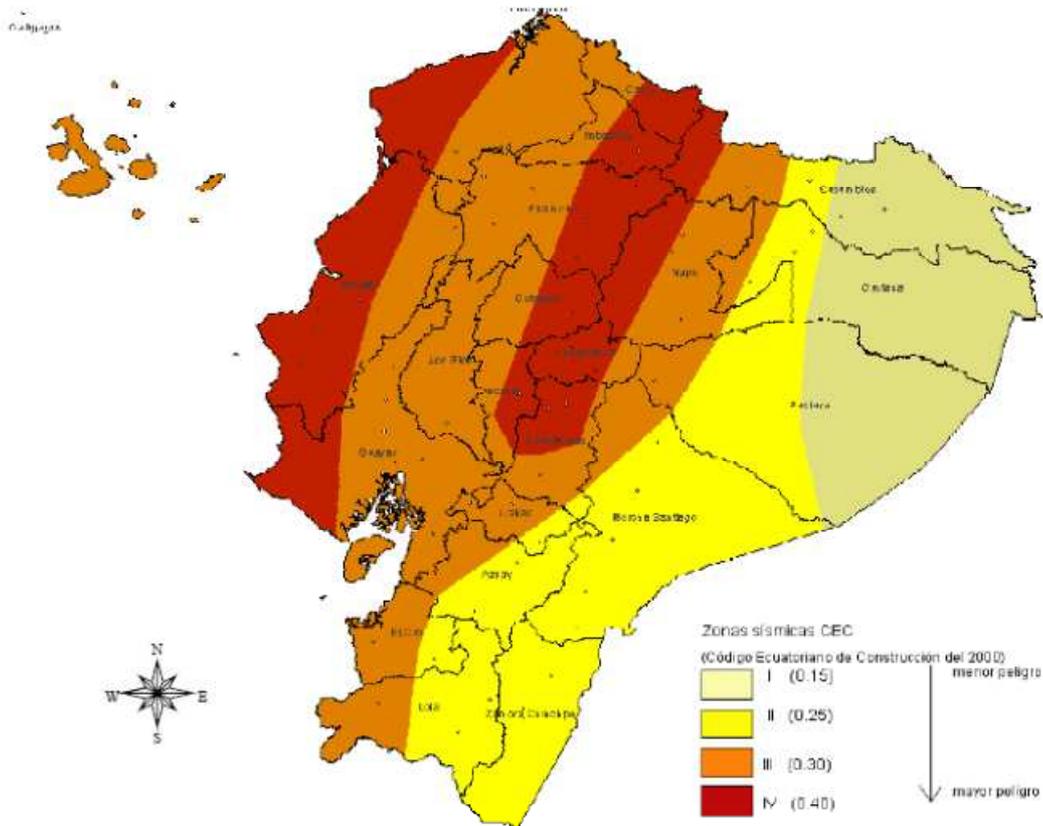


Figura 3.2-1, Figura 3.3-1 y

Figura 3.3-2 las regiones están claramente definidas con sus valores para un sismo del 10% de excedencia en 50 años para los códigos CEC-01 y NSR-10 respectivamente. Mientras que en las figuras

Figura 3.4-2 y Figura 3.4-3 tenemos mapas de curvas de iso-aceleración con sus respectivos valores para un sismo de 2% de excedencia en 50 años. Como es lógico, entre los valores de CEC-01, NSR-10 y ASCE7-10 las aceleraciones corresponden a diferentes realidades (NSR-10 y CEC-00 a sismo probable, ASCE7-10 sismo máximo) y por lo tanto una comparación directa de estos datos arrojaría datos erróneos y totalmente desviados de la realidad. Para determinar los valores de aceleración de suelo comparables con el resto de códigos, ASCE7-10 incorpora un coeficiente de reducción de aceleración máxima en periodos cortos T_s del suelo de $1/2.5$ descrita en el título 11.8.3 del capítulo 11 donde especifica que la aceleración máxima del suelo será $S_d/2.5$ para las categorías de diseño D, E y F, donde el Ecuador se sitúa en la categoría D, como lo explicaremos más adelante.

Ecuación 3-7 Calculo de la aceleración equivalente en función de Z

$$S_s = 2.5(Z) \left(\frac{3}{2} \right)$$

Esto soluciona la búsqueda del recíproco de la aceleración corta S_s entre códigos pero aun nos falta la aceleración para periodos intermedios S_1 . ASCE7-10 no define nada acerca de la correspondencia de S_1 para las categorías de diseño D, E y F; así que lo más apropiado que podemos hacer es buscar cada S_1 correspondientes para cada S_s en los mapas de iso aceleración ASCE7-10 y definir los equivalente con NSR-10 y CEC-01 mediante un promedio de datos obtenido.

Tabla 3-15 Valor medio de S_1 obtenido de la USSGS

	LATITUD	LONGITUD	Ss	S1	PROM S1
Ss=1.5	45	-124.3	1.5	0.718	0.64
	40	-123.9	1.5	0.656	
	40.035	-123.63	1.5	0.605	
	34.1	-120	1.503	0.552	
	34.1	-115.89	1.506	0.576	
	40	-123.6	1.5	0.6	
	41.5	-123.98	1.5	0.684	
	39.3	-124	1.5	0.724	
	39	-122.9	1.5	0.6	
	39	-122.1413	1.5	0.656	
	LATITUD	LONGITUD	Ss	S1	PROM S1
Ss=1.125	42	-123.75	1.127	0.547	0.40
	42	-123.74	1.121	0.543	
	42	-123.737	1.119	0.542	
	40	-120.276	1.121	0.398	
	39	-122.057	1.119	0.392	

	35	-117.49	1.118	0.437	
	47.1	-122	1.126	0.371	
	45	-123.613	1.125	0.561	
	43.5	-123.68	1.125	0.568	
	40.125	-120.02	1.124	0.418	
	LATITUD	LONGITUD	Ss	S1	PROM S1
Ss=0.94	42	-123.51	0.942	0.451	0.37
	39.81	-121	0.941	0.295	
	39	-120.295	0.94	0.318	
	38	-119.475	0.94	0.313	
	41	-123.208	0.94	0.385	
	40	-123.091	0.94	0.427	
	48.547	-122	0.94	0.311	
	47.5	-114.04	0.94	0.305	
	45	-123.378	0.94	0.452	
	40	-123.09	0.94	0.452	
	LATITUD	LONGITUD	Ss	S1	
Ss=0.56	42.36	-121	0.56	0.224	0.19
	42.36	-119.85	0.562	0.207	
	38.036	-120	0.563	0.206	
	38.8	-115.6	0.564	0.173	
	46.29	-120.9	0.56	0.19	
	45.11	-115	0.56	0.169	
	45.181	-110	0.561	0.171	
	43.45	-110	0.564	0.173	
	40.984	-115	0.563	0.187	
	35.776	-115	0.563	0.169	

Tabla 3-16 Valores de los parámetros de diseño S_s y S_1 correspondientes a Z

TABLA DE RELACION DE S_s Y S_1 (ASCE 7) CON Z (CEC)				
Z	S_s	SDS	S_1	SD1
0.4	1.5	1	0.64	0.427
0.3	1.125	0.8	0.4	0.267
0.25	0.94	0.6	0.37	0.247
0.15	0.563	0.4	0.19	0.127

Observando la Tabla 3-15 podemos ver los distintos valores de S_1 para un S_s dado en distintas longitudes. Estos Datos fueron obtenidos de la aplicación Java que provee USSGS en su página web para la obtención de manera rápida de los parámetros de diseño del suelo donde se va edificar. Para ellos simplemente es

necesario ingresar la longitud y latitud del sitio a edificar, o en su defecto el código ZIP. Entrados estos valores, el programa se conectara a una base de datos vía internet y mostrara los parámetros del suelo necesarios para crear el espectro de aceleraciones. Tabla 3-16 es el resultado final donde se muestra cada Z de las 4 regiones con su correspondiente parámetro de aceleración del suelo.

3.5.3. Factores F_a y F_v

Los factores de amplificación fueron definidos en los títulos 3.3.4y 3.4.3 para los códigos NSR-10 y ASCE7-10 respectivamente cumpliendo la función de representar el aumento de la aceleración sísmica debido a las características del suelo. F_a y F_v fueron mostrados en tablas acorde para cada suelo y su aceleración. Como vimos en el anterior titulo, en ASCE7-10 tenemos 4 tipos diferentes de aceleración donde los valores de F_a y F_v serán distintos a los tabulados. Aprovechando los coeficientes ya estudiados, usamos la interpolación lineal para encontrar los valores de F_a y F_v de las aceleraciones de la Tabla 3-14.

Tabla 3-17 Valores interpolados de F_a para los nuevos valores de F_a

ITERACIONES PARA CALCULO F_a					
S_s	PEFILES DEL SUELO				
	<u>A</u>	<u>B</u>	<u>C</u>	<u>D</u>	<u>E</u>
1.5	0.8	1	1	1	0.9
1.125	0.8	1	1	1.075	0.9
1	0.8	1	1	1.1	0.9
0.75	0.8	1	1.1	1.2	1.2
0.56	0.8	1	1.176	1.352	1.58
0.5	0.8	1	1.2	1.4	1.7

Tabla 3-18 Valores interpolados de F_v , para los nuevos valores de F_v

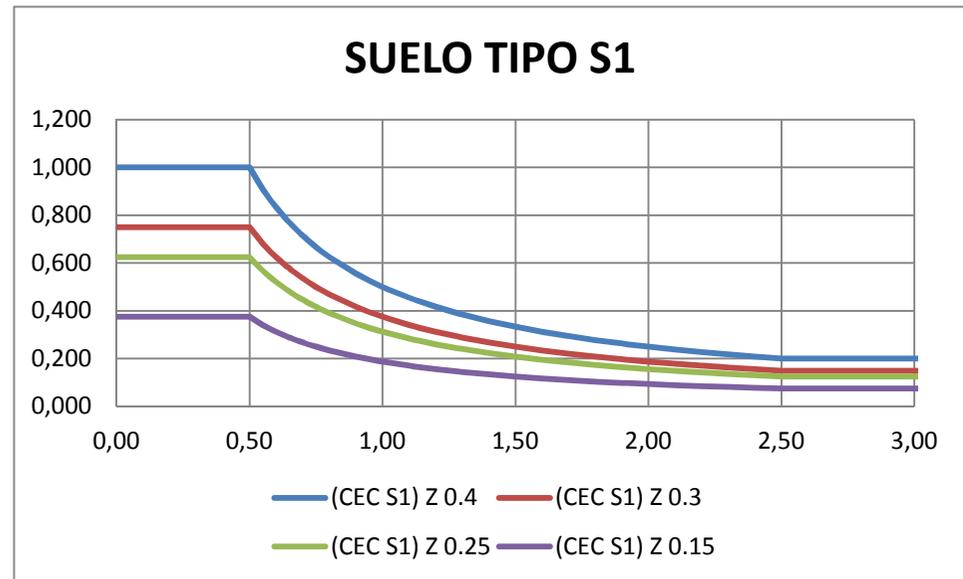
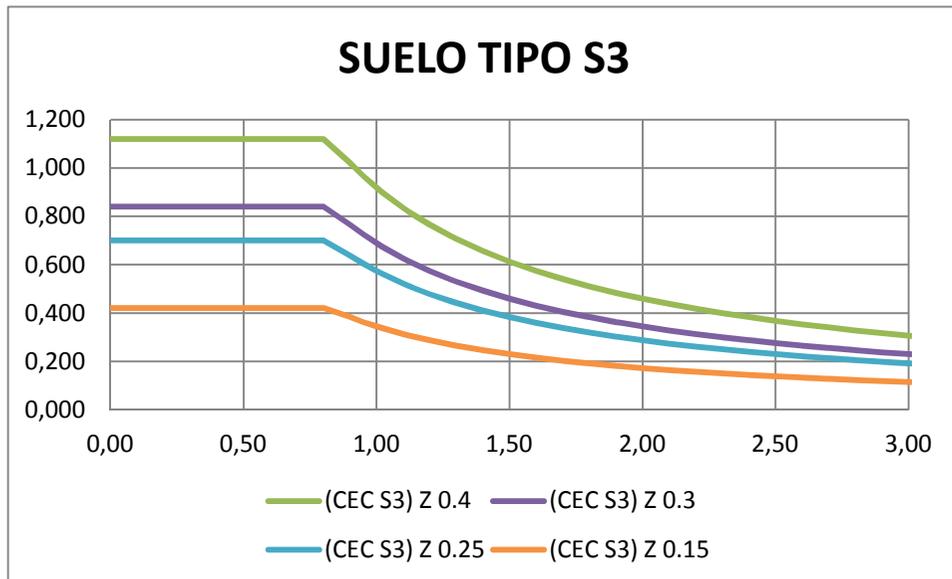
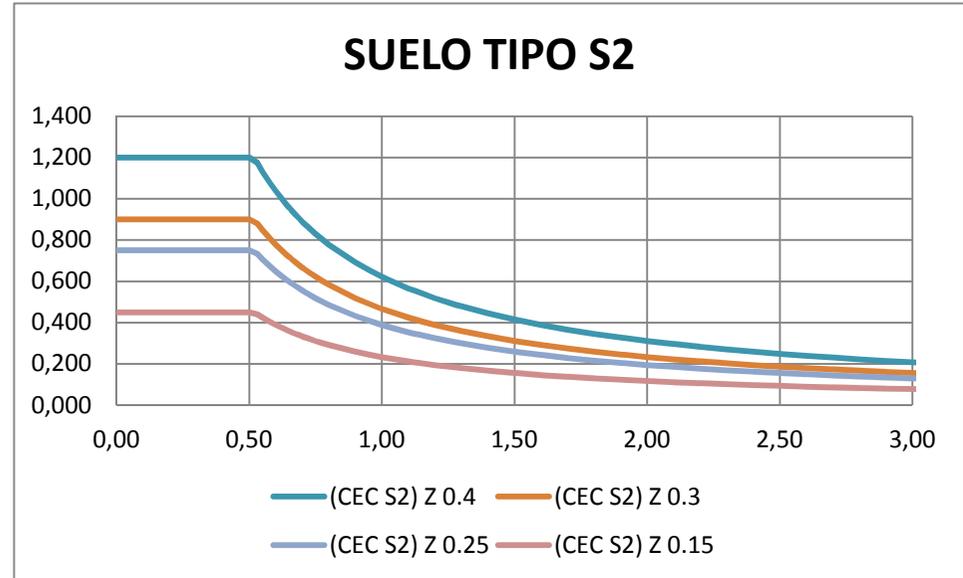
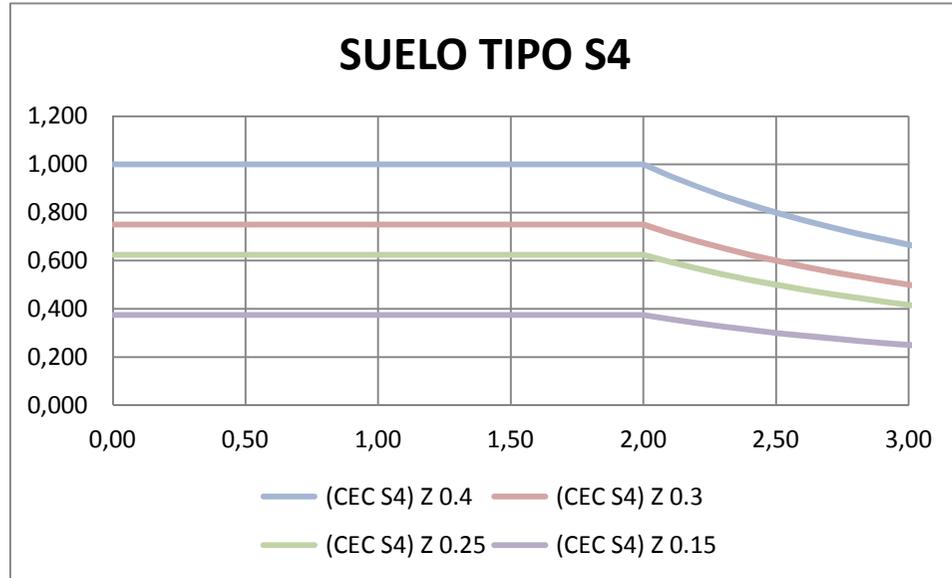
ITERACIONES PARA CALCULO FV					
S1	PEFILES DEL SUELO				
	<u>A</u>	<u>B</u>	<u>C</u>	<u>D</u>	<u>E</u>
0.64	0.8	1	1.3	1.5	2.4
0.5	0.8	1	1.3	1.5	2.4
0.4	0.8	1	1.4	1.6	2.4
0.37	0.8	1	1.43	1.66	2.52
0.3	0.8	1	1.5	1.8	2.8
0.2	0.8	1	1.6	2	3.2
0.19	0.8	1	1.61	2.02	3.24
0.1	0.8	1	1.7	2.4	3.5

3.5.4. Espectros de aceleración CEC-01, NSR-10 y ASCE7-10.

3.5.4.1. Espectros CEC-01

A partir de la Figura 3.2-2 y de los datos provistos en las tablas de definición de suelos y sus valores S, la aceleración de suelo Z y los coeficientes C_m obtenemos las siguientes figura

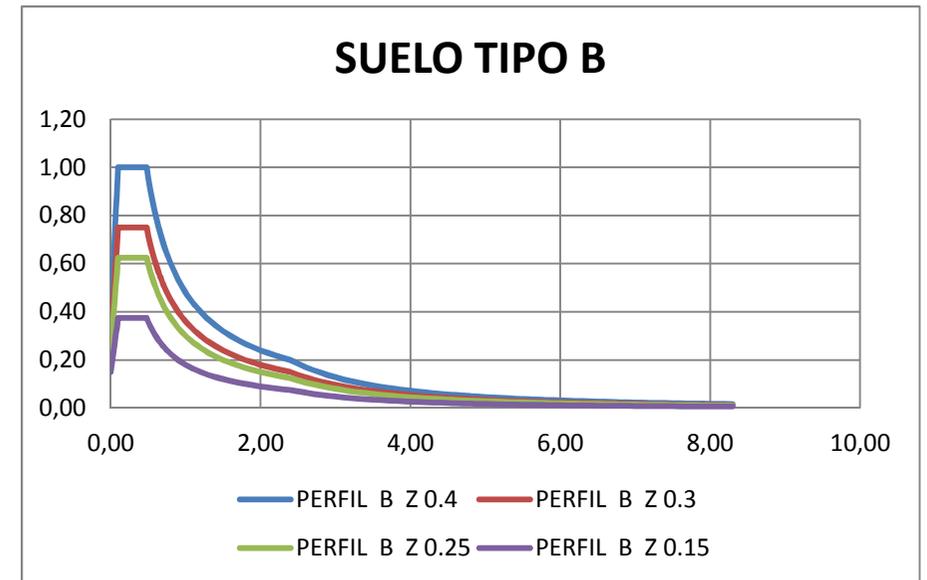
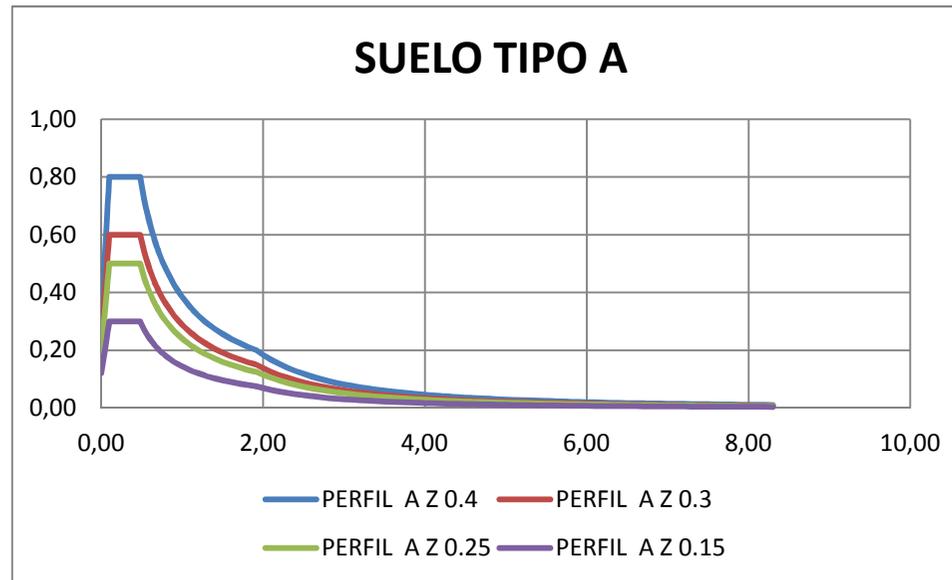
Gráfica 3-1 Espectro de aceleración CEC-01 para Los suelos S1-S4 y cada zona Z (I-IV)



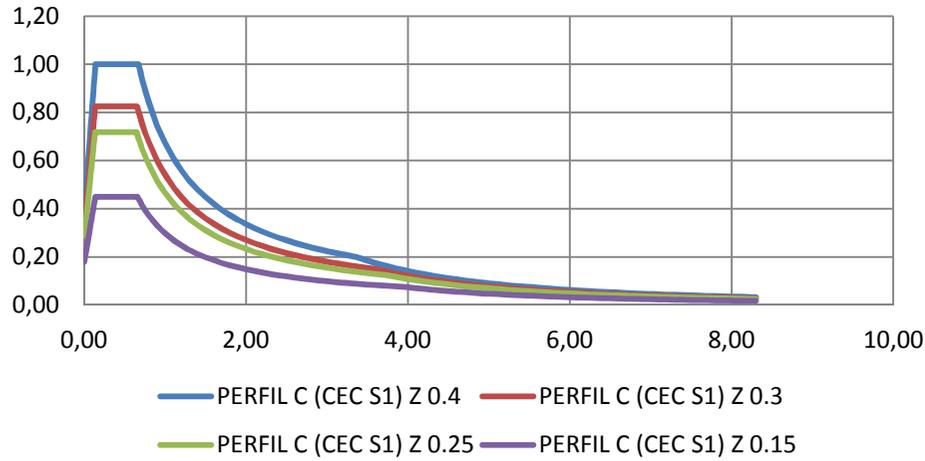
3.5.4.2. Espectros NSR-10

A partir de la Figura 3.3-3 y las definiciones de Suelo (A-F), parámetros sísmicos (A_a y A_v) y sus coeficientes F_a y F_v tenemos la siguiente grafica.

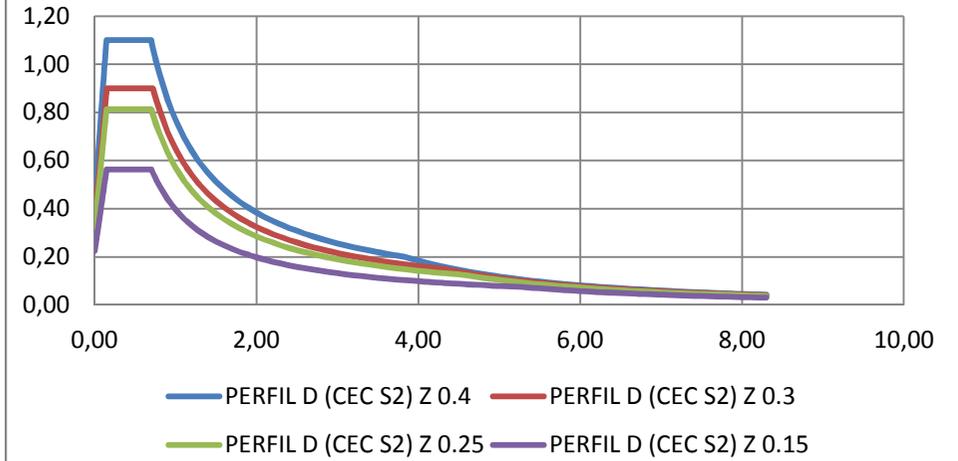
Gráfica 3-2 Espectros de aceleración NSR-10 para cada perfil de suelo (A-E) y las 4 regiones compatibles para CEC-01



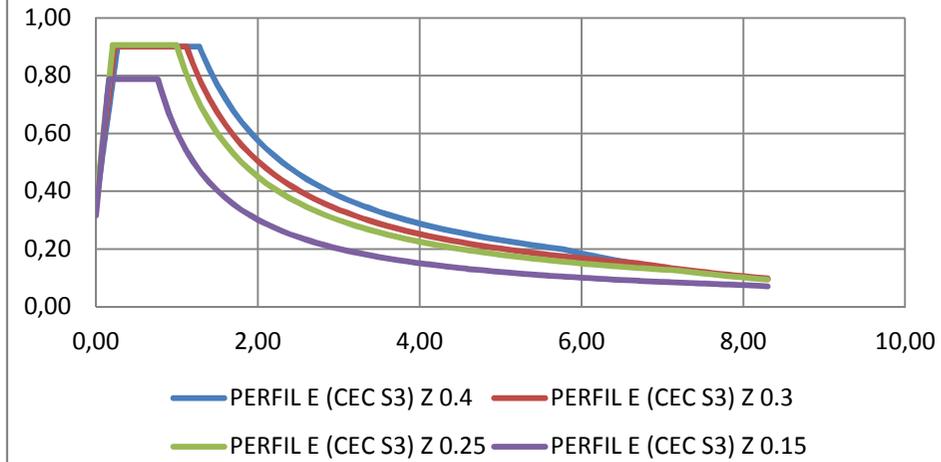
SUELO TIPO C



SUELO TIPO D



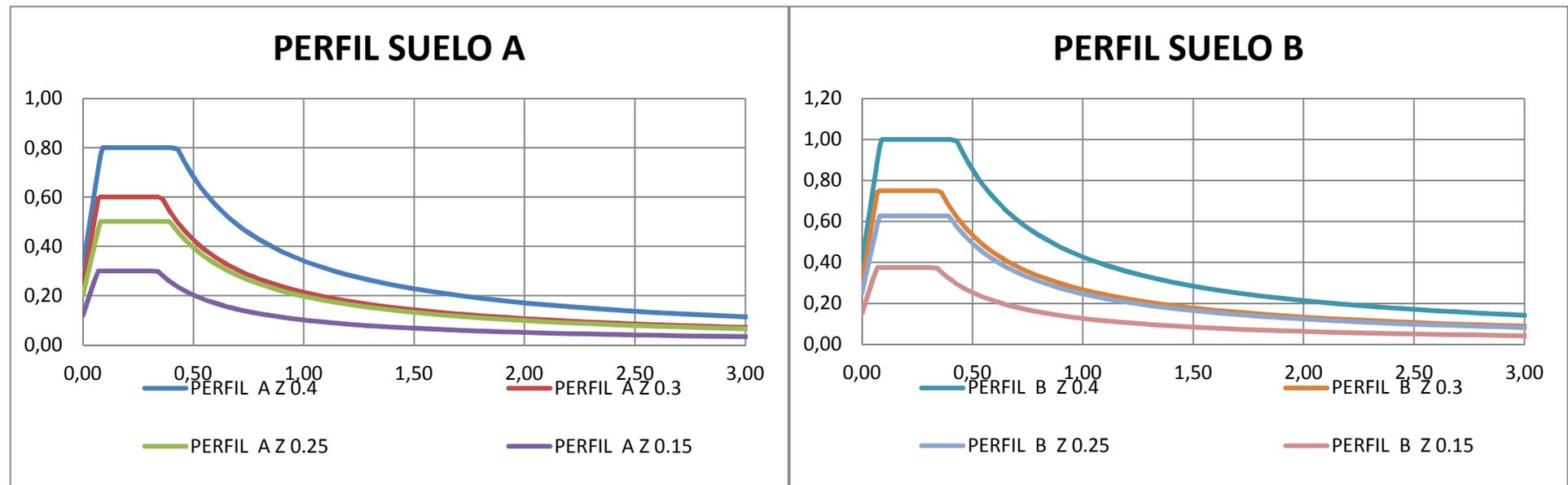
SUELO TIPO E



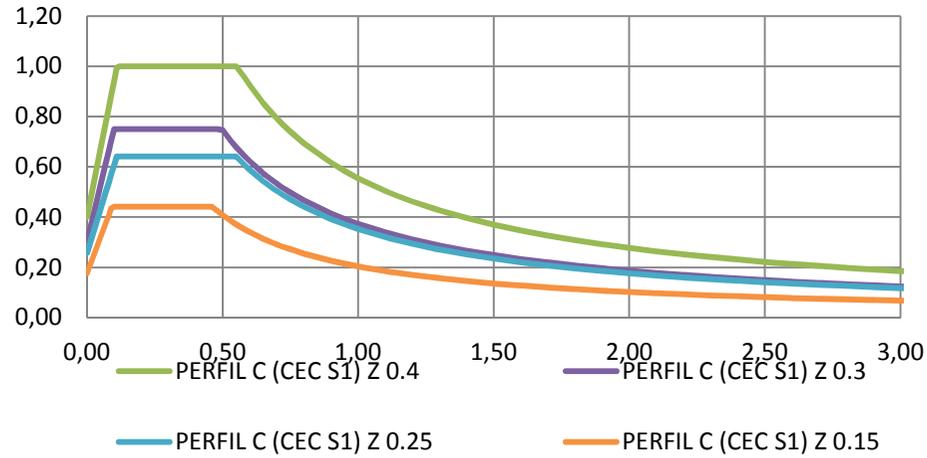
3.5.4.3. Espectros de Diseño ASCE7-10

Acorde a la Figura 3.4-4, a la clasificación de suelos del título 3.4.2, parámetros de aceleración del título 3.5.3 y consideramos la equivalencia de las aceleración del suelo para la comparación adecuada (¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.).tenemos la siguiente gráfica.

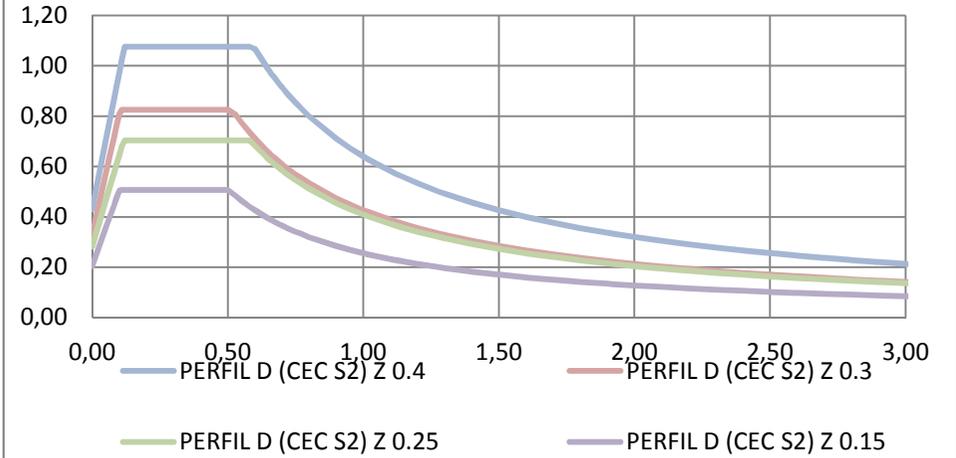
Gráfica 3-3 Espectros de aceleración ASCE7-10 para cada perfil del suelo (A-E) y aceleraciones compatibles a CEC-01



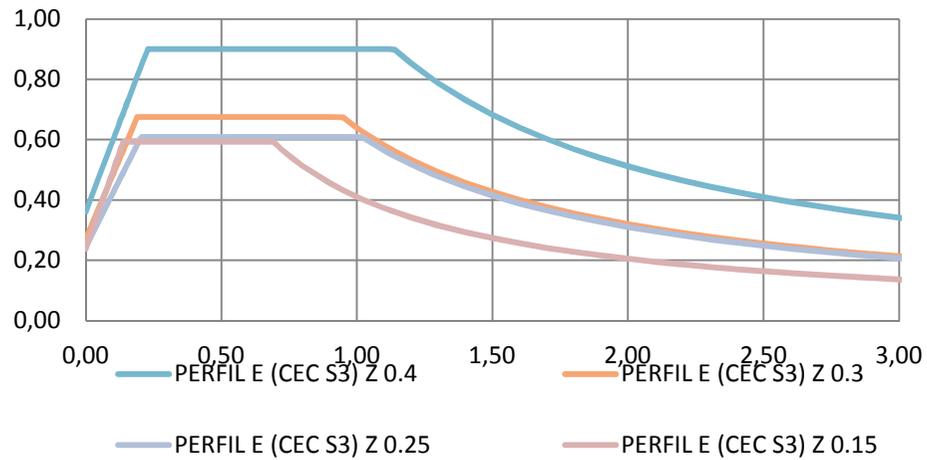
PERFIL SUELO C



PERFIL DEL SUELO D



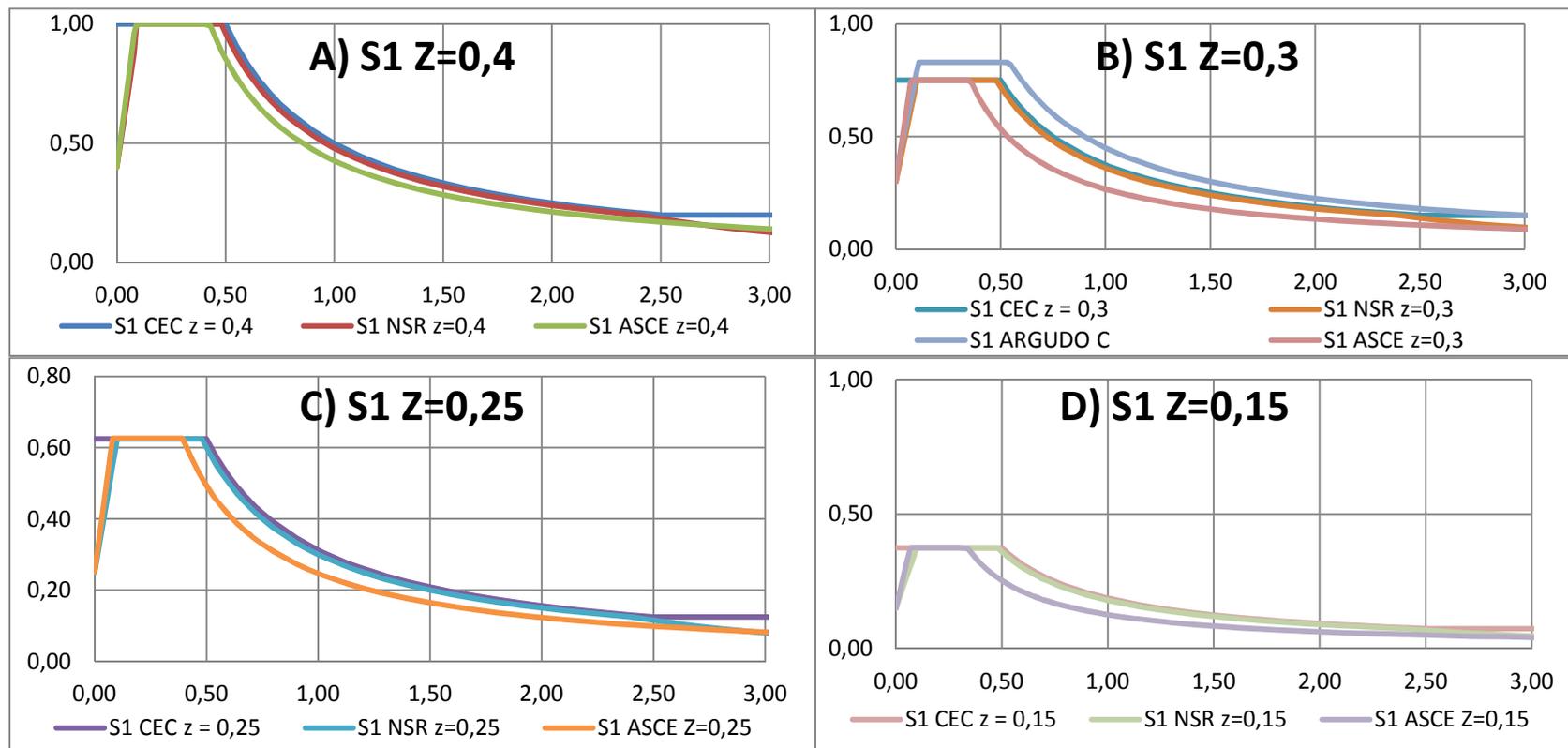
PERFIL SUELO E



3.5.4.4. Comparación de espectros por aceleración sísmica.

Una vez visto los cada uno de los espectros, los compararemos de la mejor manera si tomamos como punto de referencia la aceleración del suelo Z del código CEC-01 y sus correspondientes en NSR-10 y ASCE7-10. Utilizando la clasificación de estratos de la Tabla 3-13 tenemos:

Gráfica 3-4 Espectros CEC-01, NSR-10 y ASCE7-10 para perfil del suelo S1 de acuerdo a la Tabla 3-13 a) Z=0,4g b) Z=0,3g, c) Z=0,25g d) Z=0,15g



En los Gráfica 3-4 Espectros CEC-01, NSR-10 y ASCE7-10 para perfil del suelo S1 de acuerdo a la Tabla 3-13 a) $Z=0,4g$ b) $Z=0,3g$, c) para el perfil S1 observamos los 3 códigos en comparación para cada aceleración del suelo del CEC-01. Lo más notable en los cuatro gráficos es que los 3 códigos tienen igual sus aceleraciones máximas (meseta de la grafica). Para el grafico A vemos que los 3 códigos con su aceleración máxima de $0,96g$ decrecen al mismo rápido pero unos antes que otros. CEC-01 domina a través del periodo ya que empieza su decrecimiento ligeramente más tarde que NSR-10 y ASCE7-10 $T_c = 0,50s$. Esto hace que siempre este ligeramente por delante del espectro de NSR-10 y en cuanto a ASCE7-10 al tener el $T_c = 0,40s$ la ubica siempre por debajo de los otros dos espectros.

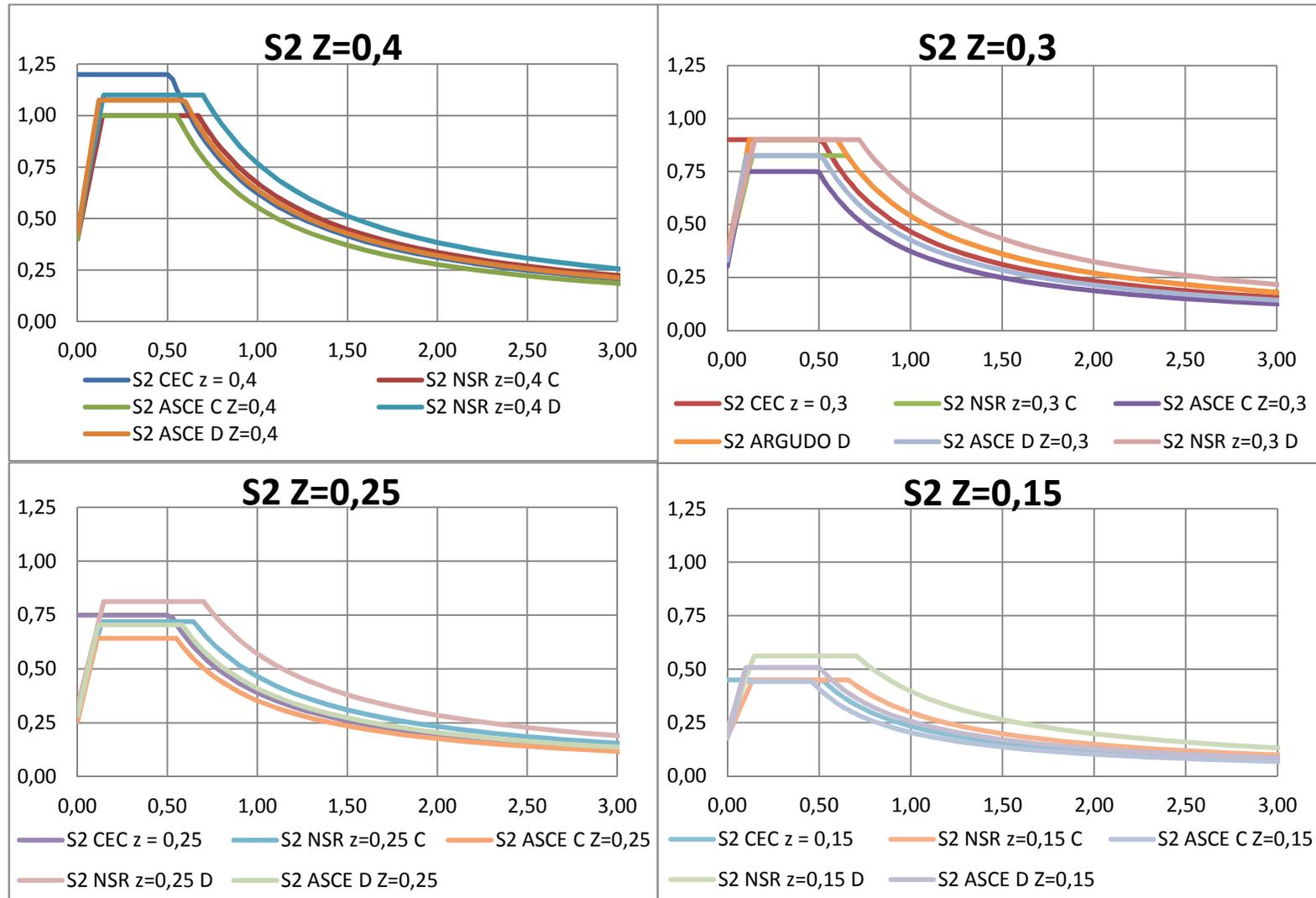
Si observamos el grafico B para $Z=0,3$ encontramos un cuarto espectro con el nombre de Argudo que sobrepasa a las demás aceleraciones máximas con un valor de $0.83g$ y un $T_c = 0,53s$, que comparado a $0.75g$ de los demás espectros lo hace el máximo para el S1 en $Z=0,3$. Esta incorporación obedece a los aportes que realizo el Ing. Jaime F. Argudo Rodríguez, PhD para la actualización del código los cuales inicialmente fueron presentados en una propuesta para "Ordenanza Normativa del Diseño y Construcción Sismo-resistente de Edificaciones y Obras de Infraestructura en el Cantón Guayaquil." Los aportes del ingeniero Argudo estarán siempre presentes para los espectros de $Z=0,3s$ de aquí en adelante.

Siguiendo la grafica encontramos que la aceleración en los espectros de ASCE7-10 empieza a decrecer antes que en los otros espectros. A consecuencia de esto la aceleración para periodos más allá de $0,5s$ de periodo los espectros

de NSR-10 y CEC-01 dominan con mayor aceleración que en ASCE7-10 ya que empieza a decrecer su aceleración en 0.4s de periodo.

Por último si observamos los Gráfica 3-4 A, B, C y D vemos que los espectros ASCE7-10 y NSR-10 decrecen más rápidamente a partir de 2.5s de periodo mientras que CEC-01 empieza a tomar su valor límite de 0,5g especificado en el código ecuatoriano.

Gráfica 3-5 Espectros de aceleración para CEC-01, NSR-10 y ASCE7-10 según la Tabla 3-13 para a) Z=0.4g, b) Z=0.3g C) Z=0.25g D) Z=0.15g



Para el

Gráfica 3-5 vemos que a diferencia que la Gráfica 3-4 los valores de máxima aceleración entre espectros son distintos. En el

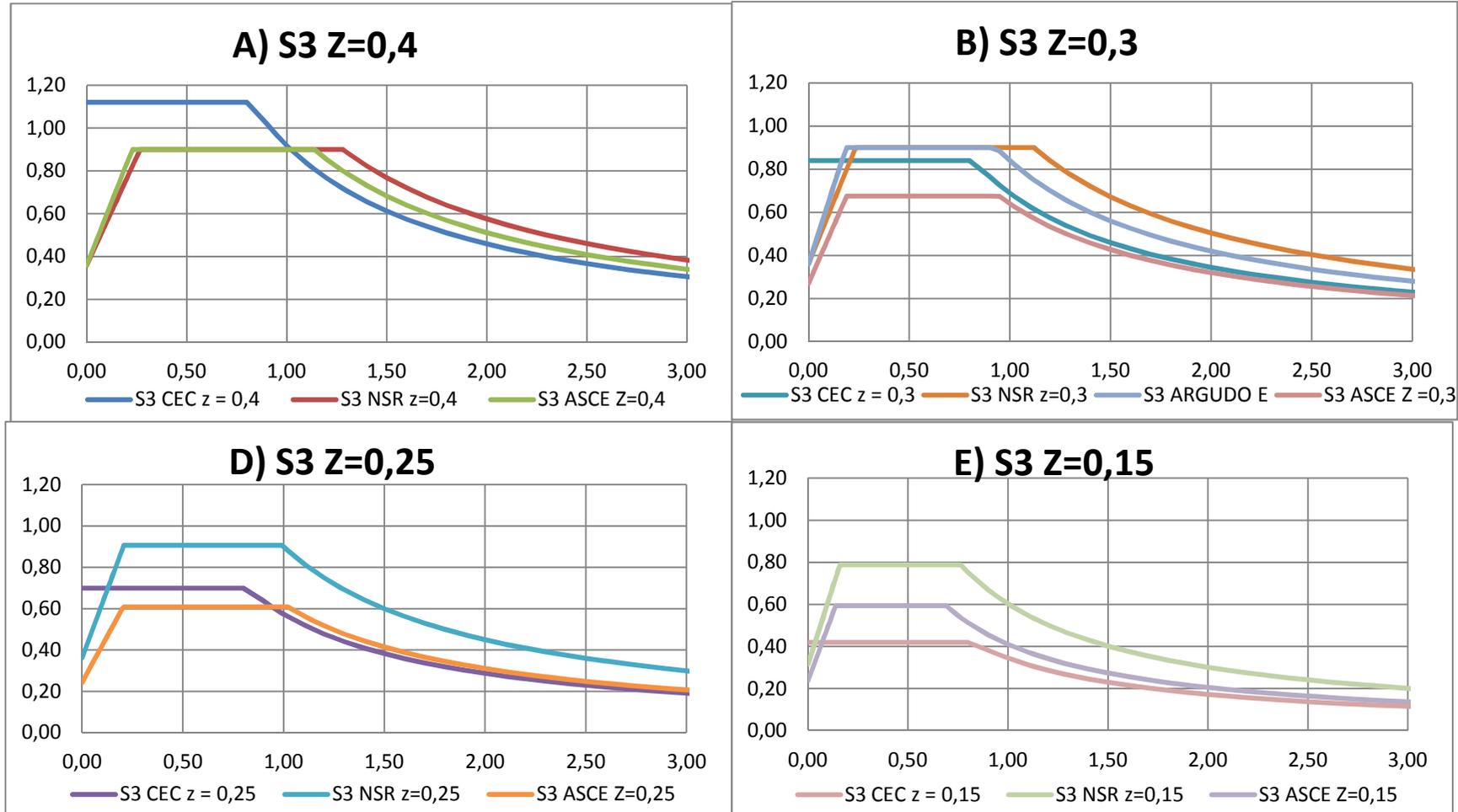
Gráfica 3-5 A, el espectro de CEC-01 aparece como el espectro con los valores máximos de aceleración para el rango de los periodos fundamentales con un valor de 1.2g; pero a medida que sobrepasa su valor de $T_c = 0,5s$ se convierte en el primero en decrecer su aceleración y se rezaga frente a todos los demás espectros excepto ASCE 7-10 C.

A medida la aceleración del suelo baja, el espectro correspondiente a NSR-10, para el estrato D para el estrato D empieza a dominar sobre los demás espectros de aceleración. En el

Gráfica 3-5 B vemos que ARGUDO D, CEC-01 y NSR-10 D tienen el mismo valor de aceleración con 0,9g, mientras que los demás espectros NSR-10 C y ASCE7-10 C tienen 0,83g y 0,75g respectivamente. Pero a través del periodo, el espectro correspondiente a CEC-01 y Argudo D empiezan a decrecer mucho antes que NSR-10 D con periodos de $T_c = 0,5s$ y $T_c = 0,6s$ lo cual lo hace proveer de datos de aceleración más bajos que NSR-10 D que empieza a decrecer su aceleración en $T_c = 0,72s$.

Para el resto de grafico C y D, NSR-10 D va a empezar a tomar total control a en ambas graficas como el de mayor aceleración para cualquier periodo. Así mismo ASCE-7 D y C empiezan a acercarse más a los espectros que dominaban en A y B a medida de que decrece la aceleración del suelo. CEC-01 en la grafica B se encuentra con valores máximos superiores a ASCE7-10 C, ASCE7-10 D y NSR-10 C, al empezar su T_c mucho antes que ellos hacen que lo sobrepasen en los valores de aceleración para ASCE7-10 $T_c > 0,5s$.

Gráfica 3-6 Espectros CEC-01, NSR-10 y ASCE7-10 para un perfil del suelo S3 según Tabla 3-13 para a) Z=0,4, b) Z=0,3, c) Z=0,25 y D) Z=0,15



En el Gráfica 3-6 observamos a los 3 códigos bajo la referencia del perfil S3 para los Z correspondientes a CEC-01. Para el A observamos que CEC-01 una vez más prevalece sobre los demás espectros con su máxima aceleración (1,12g) para los periodos menores a $T_c < 0,80s$; mientras que NSR-10 y ASCE7-10, aunque comparten el mismo máximo en su meseta de espectro (0,9g), ASCE7-10 empieza a decrecer su aceleración 0,1 segundo antes que NSR-10 que lo hace en $T_c = 1,30s$. A consecuencia de esto NSR-10 prevalece sobre ASCE7-10 a partir de su T_c .

Para el B observamos como NSR-10 E toma dominio de la grafica al mostrarse con la más alta aceleración de los tres códigos con 0.9g y un $T_c = 1.12$ cubriendo así a los demás espectros; pero si consideramos a ARGUDO D que tiene la misma aceleración máxima pero con un $T_c = 0,90$ lo convierte en el espectro de mayor aceleración para los $T_c > 0,95$. CEC-01 tiene la segunda máxima aceleración con 0.81 y ASCE7-10 C queda como el más bajo espectro con 0.68g de aceleración y $T_c = 0.90$.

Para los dos últimos gráficos de C y D nos muestra como el espectro de NSR-10 se ubica como el máximo de todos los espectros con valores de 0,8g y 0,9 g respectivamente. ASCE7-10 en el grafico C se muestra por muy poco por debajo de CEC-01 que tienen 0,61g y 0,7g respectivamente. Ya para el grafico D ASCE se ubica por encima de CEC-01 con un valor de la aceleración de 0.59g sobre los 0.42g de CEC-01. Cabe señalar que en el grafico C aunque CEC-01 es mayor en sus valores máximos para los periodos intermedios sobre ASCE7-10, esto cambia al incrementarse el valor del periodo ya que CEC-01 tiene un $T_c = 0,8s$ mientras

que ASCE7-10 tienen un $T_c = 1.02s$ que a lo largo del periodo se ubica ligeramente sobre CEC-01.

CAPITULO 4: PROPUESTA USFQ Y SU COMPARACIÓN CON LOS CÓDIGOS DE REFERENCIA

4.1. INTRODUCCION

La creación de una propuesta para la actualización del capítulo de sismo resistencia CEC-01 obedece a la preocupación colectiva de la sociedad de ingenieros civiles con contar con normativas de construcción actuales y acertadas a la realidad contemporánea para salvaguardar y garantizar el bienestar de los ecuatorianos y sus bienes inmuebles. Países como Colombia y EEUU cuentan con códigos de construcción actualizados al 2010 los cuales obedecen a investigaciones y actualización de datos de fuentes sismo génicas principales. El Ecuador tiene un código con 8 años de vigencia que demanda una actualización urgente debido a probables riesgos debido a eventos sísmicos y en especial viendo a realidades como Chile y Haití que fueron víctimas de terremotos de gran magnitud y que no se alejan mucho de la realidad ecuatoriana.

La comparación realizada en el título anterior nos permite analizar y comparar el código ecuatoriano actual CEC-01 con las actuales tendencias de diseño sismo resistente de las sociedades colombianas NSR-10 y norte americana ASCE7-10 para estimar cuanta aceleración sísmica se está sobre ó sub estimando en el medio ecuatoriano. En la comparación se tuvo muy en cuenta que los ecuatorianos y colombianos guardamos una estrecha relación de realidades sísmicas por la naturaleza de la actividad. Tanto Ecuador como Colombia comparten la misma placa tectónica bajo la acción de subducción de la placa de Nazca con la Sudamericana. ASCE7-10 representa la actividad sísmica generada

por la traslación de la Placa Juan de Fuca sobre la Placa Norte Americana (Fabricio Yopez PhD, Actualización del Código Ecuatoriano de la Construcción). Por lo tanto las diferencias y coincidencias que se consideraron con mayor atención serán por parte de los colombianos.

Es así que las propuestas realizadas a continuación obedecen a las recomendaciones del *NEHRP - National Earthquake Hazards Reduction Program* y a su documento FEMA-450, a la International Building Code con su documento IBC-2009 y la ASCE con su documento ASCE7-05, los cuales a su vez fueron revisados para la actualización de los códigos NSR-10 y ASCE7-05.

4.2. Alternativa "A" para la actualización del espectro de respuesta a la aceleración sísmica del CEC-01

Una vez revisado CEC-01 en contraste con NSR-10 y ASCE7-10 pudimos observar que la mayoría de los parámetros CEC-01, como el factor S por clasificación de suelos y el factor Z de la aceleración del suelo en fracción de la gravedad se encuentran en un rango muy cercano a los parámetros colombianos. En el caso de la clasificación de suelos encontramos que NSR-10 y ASCE7-10 tienen mucha similitud con la calificación CEC-01 en la mayoría de los valores de los parámetros de calificación como son V_s y N .

Para la actualización del código CEC-01 se propone considerar los valores de $V_s > 760 \text{ m/s}$ y de reducir el rango de V_s para el estrato S2 en 2 categorías. A esta propuesta con estas inclusiones relacionadas a esta nueva clasificación de los perfiles de suelos la llamaremos Propuesta "A"

Tabla 4-1 Propuesta "A" de nueva clasificación de suelos en Ecuador

PROPUESTA "A" PARA LA CLASIFICACION DE LOS SUELOS EN CEC-10				
Tipo de perfil	Descripción	V_s (m/s)	S_u (KPa)	N (#)
S1 A	Roca competente	>750	≥ 500	>50
S1 B	Roca de rigidez media	>750	≥ 500	>50
S2 A	Suelos Cohesivos muy duros o suelos granulares densos	$750 > v_s > 360$	$> 100 \text{ KPa}$	> 50
S2 B	Suelos Cohesivos Duros ó Suelos granulares Semi densos	$360 > v_s > 180$	$100 > S > 50$	$50 > N > 15$
S3	suelos cohesivos Blandos o suelos granulares sueltos	<180		<15
S4	Suelos con alto potencial de licuefacción, colapsibles y sensitivos. Turbas, lodos y suelos orgánicos. Arcillas y limos de alta plasticidad ($IP > 75$) con espesor mayor a 30m			

Con respecto a las aceleraciones del suelo, las graficas Gráfica 4-2 A, B, C y D muestran a los espectros de aceleración de los 3 códigos con mucho parentesco el uno con el otro. En Gráfica 4-3 y Gráfica 4-4 vamos observando que a medida que cambia el perfil de suelo de más menos estable, la aceleración empieza a aumentar en el espectro de aceleraciones CEC-01. Este comportamiento del espectro, tanto colombiano como el americano, se da debido a los factores F_a y F_v que influyen en las ordenadas del espectro y al valor de T_c , dándole un mayor valor a la aceleración de respuesta a medida que la calidad del suelo baja. Para la nueva propuesta, es necesario definir valores F_a y F_v como factores de amplificación del espectro debido a la geología local en lugar de los valores de S y C_m como factores que modelan la acción del suelo frente a

aceleración sísmica. En los códigos NSR-10 y ASCE7-10 ambas tablas de valores F_a y F_v poseen coeficientes iguales para cada aceleración y perfil de suelo correspondiente. De tal forma podemos concluir que sea cual sea el origen de fenómenos sísmicos, tantos los valores de la Tabla 3-7, Tabla 3-8, Tabla 3-11 y Tabla 3-12 definen el comportamiento sísmico del suelo por efectos locales cuando tengamos una clasificación como la de la Tabla 4-1 Propuesta "A" de nueva clasificación de suelos en Ecuador

PROPUESTA "A" PARA LA CLASIFICACION DE LOS SUELOS EN CEC-10				
Tipo de perfil	Descripción	V_s (m/s)	S_u (KPa)	N (#)
S1 A	Roca competente	>750	≥ 500	>50
S1 B	Roca de rigidez media	>750	≥ 500	>50
S2 A	Suelos Cohesivos muy duros o suelos granulares densos	$750 > v_s > 360$	$> 100 \text{ KPa}$	> 50
S2 B	Suelos Cohesivos Duros ó Suelos granulares Semi densos	$360 > v_s > 180$	$100 > S > 50$	$50 > N > 15$
S3	suelos cohesivos Blandos o suelos granulares sueltos	<180		<15
S4	Suelos con alto potencial de licuefacción, colapsibles y sensitivos. Turbas, lodos y suelos orgánicos. Arcillas y limos de alta plasticidad ($IP > 75$) con espesor mayor a 30m			

De esta manera y considerando la propuesta "A" descrita en la Tabla 4-1 definimos los coeficientes F_a y F_v para la propuesta "A"

Tabla 4-2 Nueva tabla de coeficientes F_a para Propuesta "A".

Fa						
Valor de Z	PEFILES DEL SUELO					
	<u>S1A</u>	<u>S1B</u>	<u>S2A</u>	<u>S2B</u>	<u>S3</u>	<u>S4</u>
0.4	0.8	1	1	1.2	1.1	1.1
0.3	0.8	1	1.1	1.2	1.2	1.2
0.25	0.8	1	1.15	1.3	1.5	1.5
0.15	0.8	1	1.2	1.5	2.1	2.1

Tabla 4-3 Nueva tabla de coeficientes F_v para Propuesta "A".

Fv						
Valor de Z	PEFILES DEL SUELO					
	<u>S1A</u>	<u>S1B</u>	<u>S2A</u>	<u>S2B</u>	<u>S3</u>	<u>S4</u>
0.4	0.8	1	1.4	1.6	2.4	4
0.3	0.8	1	1.5	1.8	2.8	4
0.25	0.8	1	1.6	1.9	3	4
0.15	0.8	1	1.7	2.2	3.35	4.15

En el caso de esta nueva propuesta de las tablas Tabla 4-2 y

Tabla 4-3 se toma como referencia la realidad colombiana, definiendo como análogo al valor A_a y A_v de NSR-10 al coeficiente "Z" del CEC-01. En cambio ya no se define el valor A_v que se tiene en NSR-10 ya que como observamos en las Tabla 3-5 valores de A_a y A_v y su clasificación como amenaza sísmica los valores correspondientes entre A_a y A_v para varias regiones no varían en mucho.

La tabla de coeficientes F_a y F_v para la propuesta "A" presenta dos diferencias fundamentales frente a la tabla de F_a y F_v del NSR-10. La primera es acerca de un cambio en la tabla de valores de F_a y F_v . El cambio se da en los valores de la Tabla 4-2 correspondientes a F_a de la propuesta "A" para el valor de S2B y S3

para $z=0.4$ cambia a 1.2 en ambos casos, frente al 1.1 y 0.9 del perfil de suelo correspondiente D y E del NSR-10. Con este cambio en dichos coeficientes aseguramos en la propuesta "A" mantener el nivel de aceleración sísmica en sus espectros de aceleración para S2B y S3 como en los espectros del código CEC-01 para S2 y S3, ya que en la comparación hecha en el título anterior vemos que el código NSR-10 presenta aceleraciones espectrales más bajas en comparación con el CEC-01. Para los cambios en F_v de dichos perfiles se tomo en cuenta el dato presentado por el Ingeniero Argudo en su colaboración con el documento "Ordenanza Normativa del Diseño y Construcción Sismo-resistente de Edificaciones y Obras de Infraestructura en el Cantón Guayaquil." Donde nos da un valor de S4 para Z-0.3, a partir de esto y con la tendencia mostrada por la tabla de valores de F_v , se dedujo valores paralelos a los valores de S3 para asignarlos a S4. Así mantenemos la tendencia de incrementar la aceleración sísmica de acuerdo a la disminución de calidad del suelo.

4.3. Alternativa "B" para la actualización del espectro de respuesta a la aceleración sísmica del CEC-01

Como mencionamos en el título 3.5.1 en la Tabla 3-14, la clasificación de los perfiles de suelo en el nuevo código se pueden mantener como está definida actualmente pero con diferente correspondencia en los códigos NSR-10 y ASCE7-05. Ya que definimos la Tabla 4-2 y

Tabla 4-3 para la propuesta "A" en función de los valores que tomó el código NSR-10 y en base a la comparación hecha en Tabla 3-13, tenemos que ajustar una tabla de F_a y F_v mas en base a la comparación de los perfiles de suelo hecha en la Tabla 3-14 y que busca asignar a los perfiles de CEC-01 sus

correspondientes coeficientes de amplificación de efectos sísmicos. Esta nueva tabla de F_a y F_v corresponderá a una propuesta “B” para la actualización al CEC-01. Al igual que se hizo para la propuesta “A”, el cambio de coeficiente en F_a y F_v de S3 y S4 para la aceleración $Z=0.4$ se la realizo con los mismos criterios para la propuesta “B”.

Tabla 4-4 Tabla de coeficientes F_a para Propuesta “B” para el CEC-10.

Fa				
Valor de Z	PEFILES DEL SUELO			
	S1	S2	S3	S4
0.4	1	1.2	1.1	1.1
0.3	1.1	1.2	1.2	1.2
0.25	1.15	1.3	1.45	1.45
0.15	1.2	1.5	2.1	2.1

Tabla 4-5 Tabla de coeficientes F_v para Propuesta “B” el CEC-10.

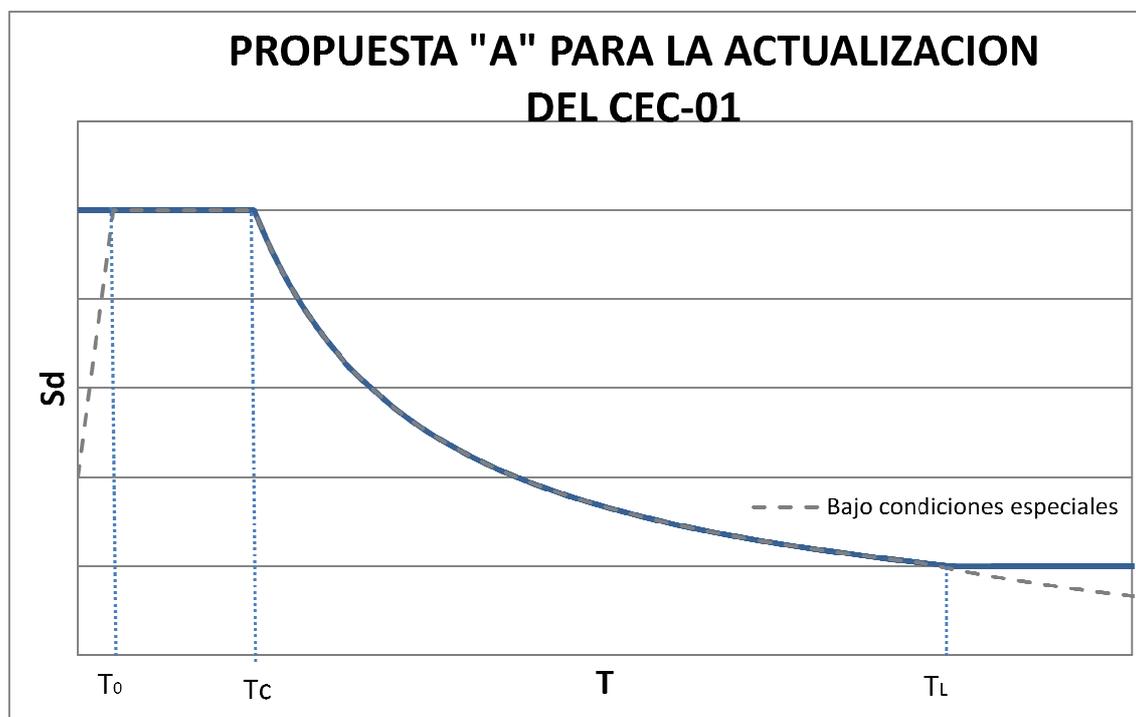
Fv				
Valor de Z	PEFILES DEL SUELO			
	S1	S2	S3	S4
0.4	1.4	1.6	2.4	3.2
0.3	1.5	1.8	2.8	3.6
0.25	1.55	1.9	3	3.8
0.15	1.65	2.2	3.35	4.15

4.4. Propuesta USFQ para la actualización del espectro de respuesta a la aceleración sísmica del CEC-01

Considerando la propuesta “A” y su clasificación de perfiles de suelos de la Tabla 4-1 y sus correspondientes F_a y F_v de la Tabla 4-2 y Tabla 4-3 se propone

el siguiente espectro de aceleración para el diseño para incorporarse a la actualización del código CEC-01.

Gráfica 4-1 Propuesta "A" de espectro de aceleración para la actualización del CEC-01



Para la actualización del CEC-01 propuesta mediante el Gráfica 4-1 Propuesta "A" de espectro de aceleración para la actualización del CEC-01 se utilizan las siguientes ecuaciones para la determinación de la aceleración en función del periodo.

Ecuación 4-1 Ecuación para determinar la aceleración de respuesta para periodos menores a

Ecuación 4-2 Ecuación para determinar la aceleración de respuesta para entre

—

La Ecuación 4-1 Ecuación para determinar la aceleración de respuesta para periodos menores a T_c Ecuación 4-1 y Ecuación 4-2 nos proporciona las aceleraciones para cada valor de periodo que podemos proporcionar para el cálculo dinámico de cualquier estructura con un coeficiente de amortiguamiento del 5% del crítico. El cálculo de los periodos cortos T_0 , intermedios T_c y largos T_L se los calcula con las siguientes formulas.

Ecuación 4-3 cálculo de los periodos cortos T_0

$$T_0 = \frac{0,1 \cdot (F_a)}{(F_v)}$$

Ecuación 4-4 Cálculo de los periodos intermedios T_c

$$T_c = \frac{0,48(F_a)}{(F_v)}$$

Ecuación 4-5 Cálculo de los periodos intermedios T_L

$$T_L = 2,4 \cdot F_v$$

Ecuación 4-6 Ecuación para determinar la aceleración de respuesta para entre $0 < T < T_0$

$$S_d = 2,5(F_a \cdot Z) \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) \quad \text{para } 0 < T < T_0$$

La Ecuación 4-6 nos sirve para determinar la aceleración de respuestas para análisis dinámicos para modos diferentes al fundamental en cada dirección principal en planta. El limite $0 < T < T_0$ que corresponde al ramal izquierdo que esta en línea punteada en el Gráfica 4-1 Propuesta "A" de espectro de aceleración para la actualización del CEC-01.

Ecuación 4-7 Ecuación para determinar la aceleración de respuesta para entre $0 < T < T_0$

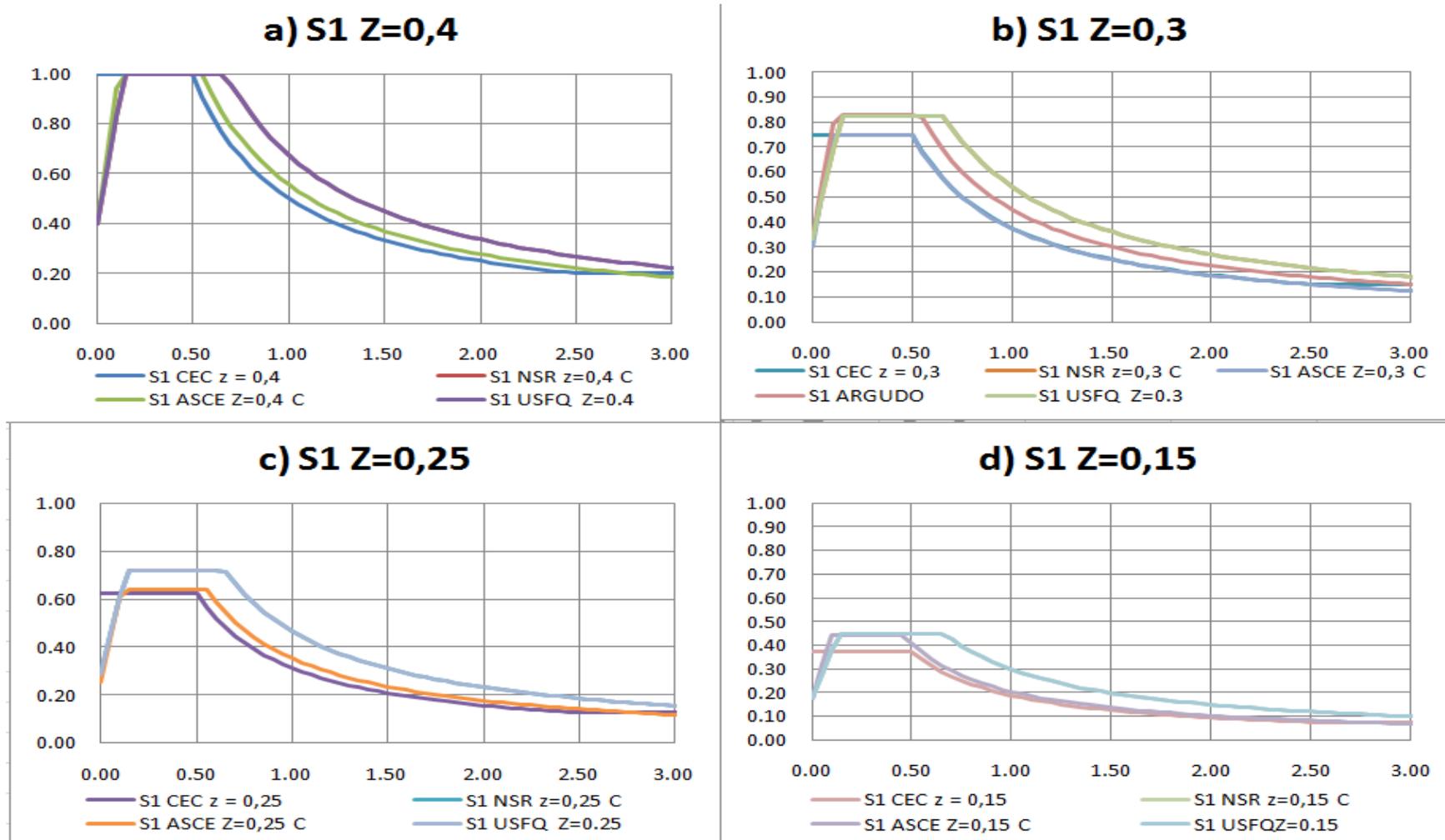
$$S_d = \frac{1,2 \cdot (F_a \cdot Z) T_L}{T^2} \quad \text{para } T > T_L$$

Para cálculos de pseudo-espectros de desplazamientos, se determina la Ecuación 4-7 Ecuación para determinar la aceleración de respuesta para entre $0 < T < T_0$ correspondiente a la parte derecha del espectro de aceleración punteada descrita en el Gráfica 4-1. Para análisis dinámico normal, se deberá usar obligatoriamente el límite de 0,5g ya descrito en el actual CEC-01.

4.5. Comparación de espectros de la propuesta USFQ con CEC-01, NSR-10 y ASCE7-10

La siguiente comparación tiene como fin establecer gráficamente las diferencias entre las graficas de los espectros de respuesta de la nueva propuesta y el espectro actual. Es importante determinar cuanta energía sísmica se está incrementando o decreciendo en las distintas partes del espectro en función del periodo recordando que entre más grande es el periodo más alta es la estructura. Para la comparación utilizamos el criterio de clasificación de suelos descritos en la Tabla 3-14 Comparación de los perfiles de suelo según su parámetro de numero de golpes SPT N , ya que en nuestro medio por la practica constructiva es la mejor y mas acertada comparación.

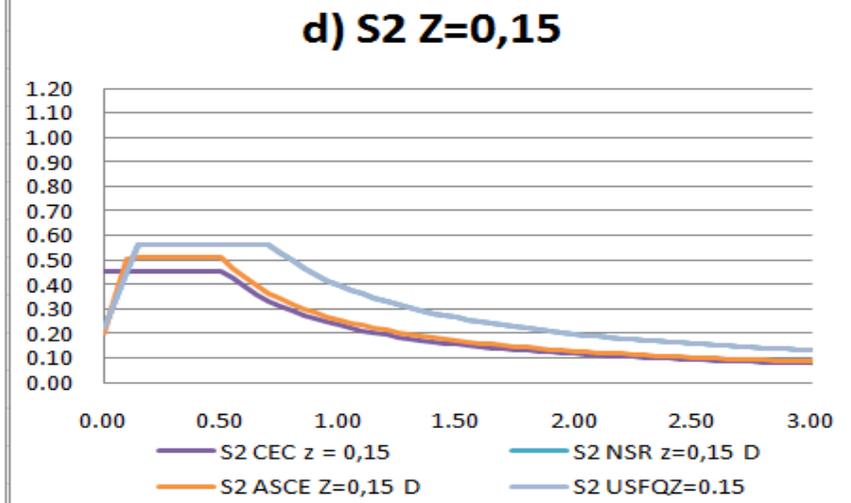
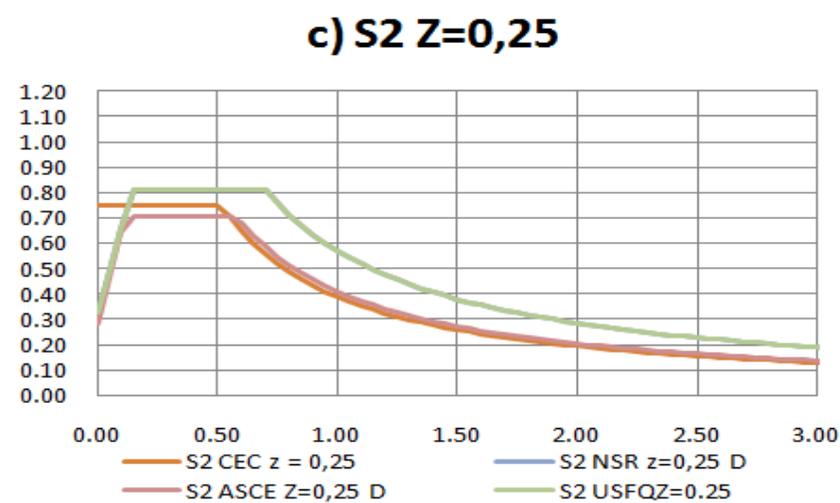
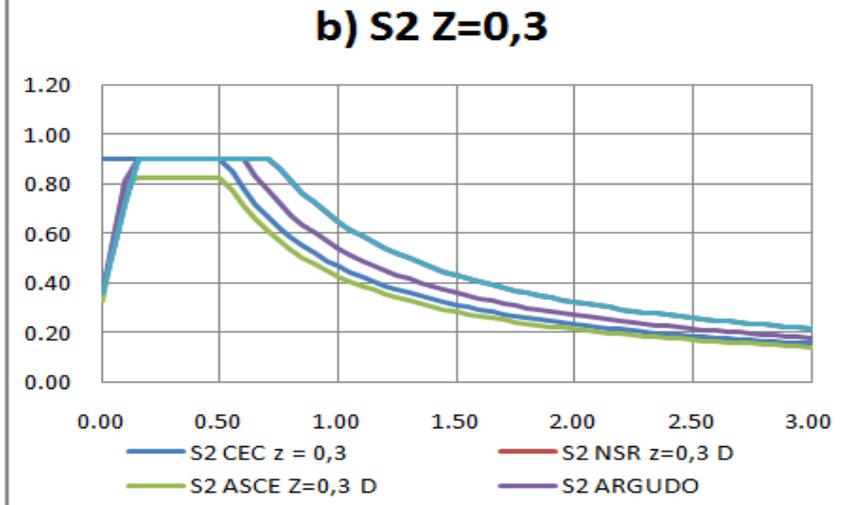
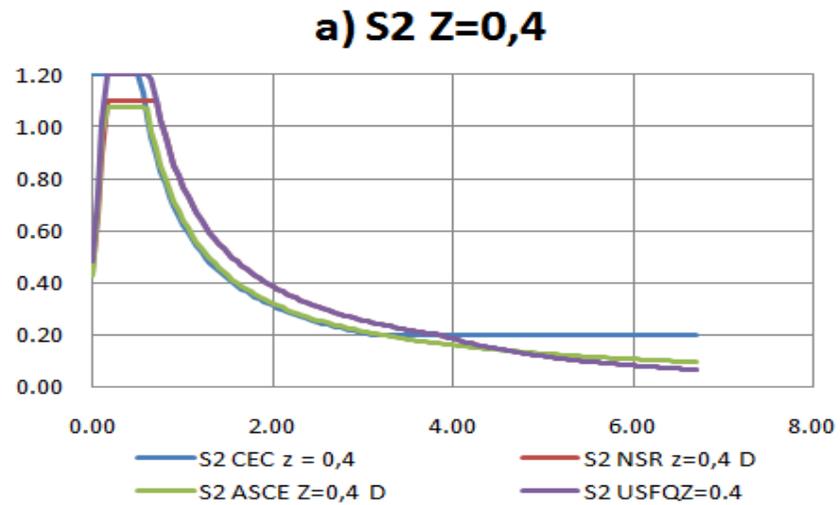
Gráfica 4-2 Comparación de espectros de Propuesta USFQ y CEC-01 de S1 para A)Z=0.15, B) Z=0.25, C)Z=0.3, D) Z=0.4



Como podemos observar en la Gráfica 4-2 se observan los espectros de respuesta para la aceleración sísmica de los códigos ASCE7-10, NSR-10, CEC-01 y propuesta USFQ según el tipo de suelo. En la Gráfica 4-2 a) observamos que todos los espectros tienen la misma aceleración sísmica para los periodos medios que comprenden aproximadamente entre 0.1 s y 1 s, siendo el espectro de la propuesta USFQ el que tiene la meseta más grande y el CEC-01 el más corto. Para la grafica b observamos un decrecimiento del 20% de la aceleración sísmica de todos los espectros aproximadamente debido a los efectos locales del suelo. El espectro dominante es el del espectro NSR-10, espectro del Ing. Argudo, ASCE7-10 y la propuesta USFQ, siendo esta ultima la que predomina por su aceleración en la meseta y luego en los periodos largos cuando decae exponencialmente.

En la graficas c y d muestran un decrecimiento del 30% y 55% con respecto a la grafica a por efectos locales. En estos tipos de observamos que la propuesta USFQ se antepone a todas las demás en los periodos cortos, medios y largos superando en casi 0,1g en zonas con $z=0.25$ y por menos de 0.05g en zonas con $z=0.15$.

Gráfica 4-3 Comparación de espectros de Propuesta USFQ y CEC-01 de S2 para A)Z=0.15, B) Z=0.25, C)Z=0.3, D) Z=0.4



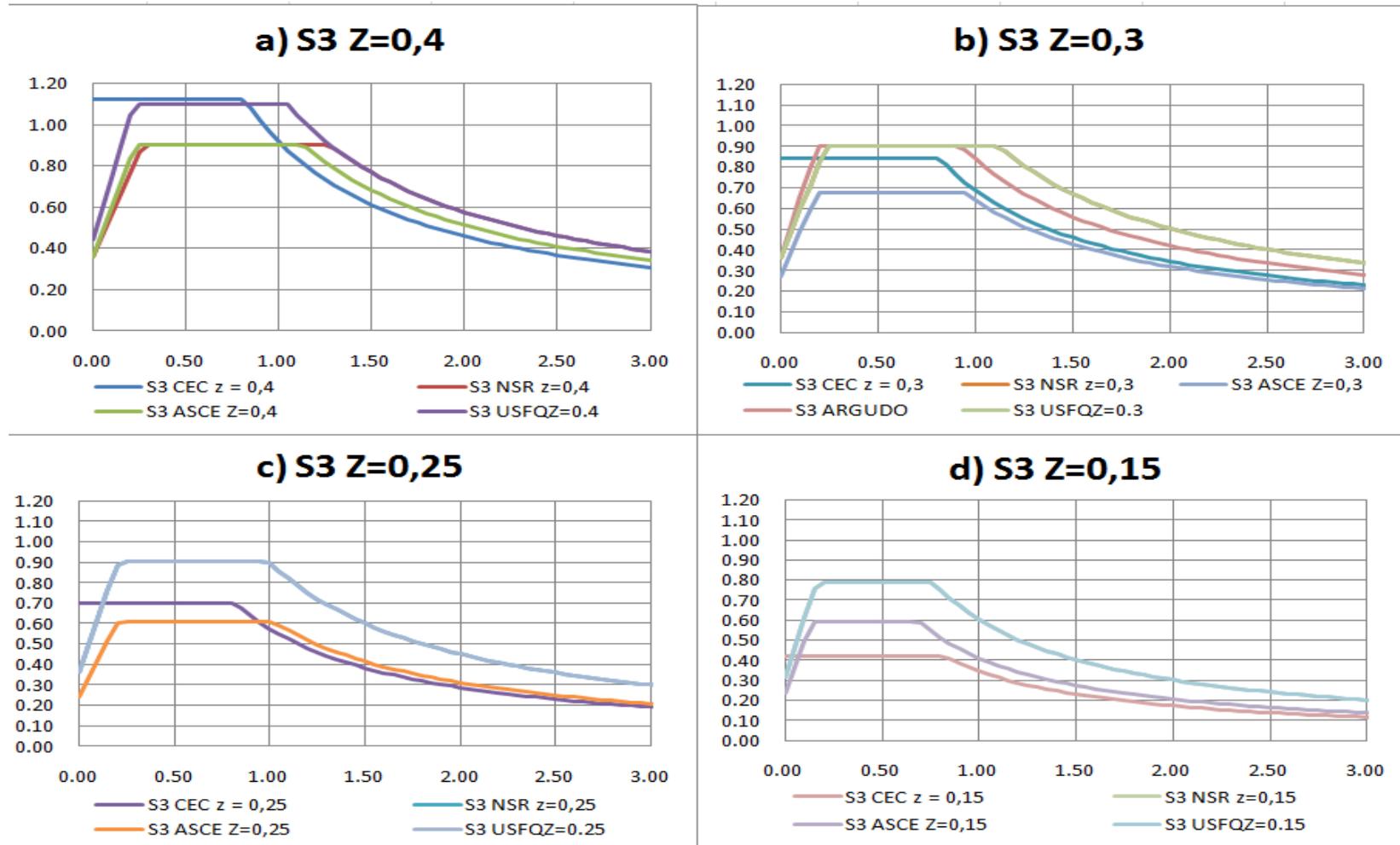
En la Gráfica 4-3 muestra a los espectros de los códigos de referencia y a la propuesta USFQ donde la aceleración sísmica de sus espectros varía de 1.2g a 0.45g en las mesetas de los espectros a diferentes valores "z".

En la grafica **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** a) muestra como máxima aceleración a 1.2g de los espectros CEC-01 y propuesta USFQ para una $z=0.4$. La diferencia que le saca a NSR-10 y a ASCE7-10 es de aproximadamente de 0.1g. También a lo largo de la caída exponencial la propuesta USFQ prevalece como la máxima aceleración entre los espectros a pesar que el intervalo de periodos medios es menor que el de NSR-10, dando a este la ventaja de tener una meseta más grande pero a medida que incrementa el periodo no sobrepasa a la propuesta USFQ.

En la grafica Gráfica 4-3 b) vemos que la propuesta USFQ tiene la meseta más larga para los periodos intermedios que se extiende a 0.9s antes de empezar el decaimiento exponencial. La máxima aceleración la tienen los espectros de USFQ, Argudo y CEC-01, el cual al entrar en periodos largos queda relegado al tercer lugar de máximas aceleraciones al tener un decaimiento mas rápido que del NSR, Argudo y USFQ.

En las dos últimas graficas Gráfica 4-3 c) y d) vemos el claro predominio de la propuesta USFQ lo largo de toda la figura del espectro de respuesta. En ambos gráficos observamos el alargamiento de sus periodos intermedios en aproximadamente de 0.2 segundos en comparación a los espectros de referencia. Esto le proporciona mucha ventaja para mantenerse con mayor aceleración sísmica en los periodos largos. Para las zonas con $z=0.25$ la propuesta USFQ tiene una aceleración máxima de 0.81g y 0.56g en zonas de $z=0.15g$.

Gráfica 4-4 Comparación de espectros de Propuesta USFQ y CEC-01 de S3 para A) Z=0.15, B) Z=0.25, C) Z=0.3, D) Z=0.4



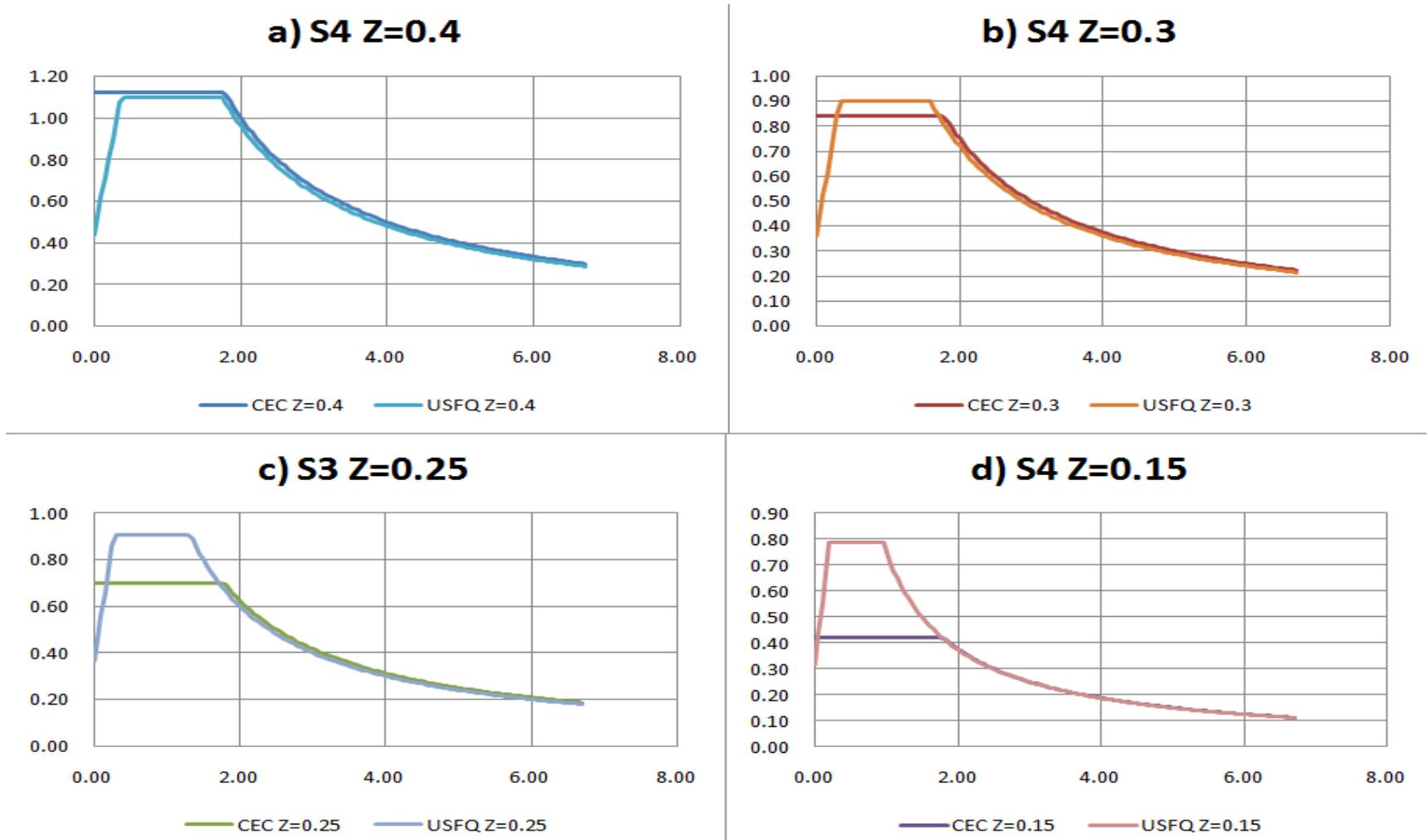
En la Gráfica 4-4 encontramos a la grafica correspondiente a los espectros para el suelo S3 donde las aceleraciones máximas en las mesetas varían entre 1.10g y 0.41g.

En la grafica "a" tenemos una superioridad mínima de CEC-01 sobre la propuesta USFQ con una aceleración 1.1g. Esta superioridad le permite tener una ventaja a medida que incrementa los periodos ya que el espectro de NSR-10 tiene una meseta más grande con un límite de 1.25 s en su periodo medio, 0.25 s más largo que la propuesta USFQ y 0.5 s más que el CEC-01.

Para la grafica "b" tenemos 0.9g como máxima aceleración en los espectros USFQ y Argudo, con la meseta de periodos intermedios con 1.1s lo cual deja a la propuesta USFQ como el espectro que predomina ante las demás.

Para la graficas "c" y "d" vemos un claro dominio de la propuesta USFQ que ubica a la aceleración espectral sísmica en 0.9g para $z=0.25g$ y 0.79g para $z=0.15g$. Estas graficas son superiores en magnitud sísmica en casi 0.1g en comparación a su inmediato seguidor. En el caso de $z=0.15$ la nueva propuesta sobrepasa en 0.2g al actual espectro de CEC-01.

Gráfica 4-5 Comparación de espectros de Propuesta USFQ y CEC-01 de S4 para A) Z=0.15, B) Z=0.25, C) Z=0.3, D) Z=0.4



En la grafica Gráfica 4-5 notamos que solo comparamos el presente espectro del CEC y la nueva propuesta USFQ. En las dos primeras graficas, ambos espectros están muy cerca en magnitud pero el espectro es superior por 0.02g con el USFQ que tiene 1.1 g para sitios con $z=0.4$. Para sitios con $z=0.3$ la nueva propuesta tiene la máxima aceleración con 0.9g pero el espectro CEC-01 tiene un intervalo de periodos intermedios más largo que la nueva propuesta que le da más aceleración para los periodos largos cuando la grafica empieza a decrecer.

Para las dos últimas graficas la superioridad de la nueva propuesta es muy superior pero muy parecida en periodos largos ya que los intervalos intermedios de la nueva propuesta son más cortos que los de CEC-01. En la grafica "c" vemos que la propuesta USFQ tiene una aceleración máxima de 0.91g contra 0.7g de CEC-01. En la grafica "d" la propuesta USFQ es mucho mayor a la CEC-01 con 0.37g, dando 0.79g como máxima aceleración a la propuesta USFQ.

En conclusión podemos ver que la nueva propuesta envuelve a la mayoría de sus predecesores con suficiente margen para mantener un factor de seguridad aceptable y cubrir las demandas que los demás espectros que tienen y sirvieron de referencia para la nueva propuesta. El margen de seguridad es suficiente para mantener el diseño seguro y económico en comparación a las referencias utilizadas que representan las realidades y estudios más actuales y precisos que tenemos.

CAPITULO 5: COMPARACION DE LA PROPUESTA USFQ CON EL CODIGO PROPUESTO POR LA COMISION ENCARGADA DE ACTUALIZAR EL CAPITULO DE SISMO-RESISTENCIA

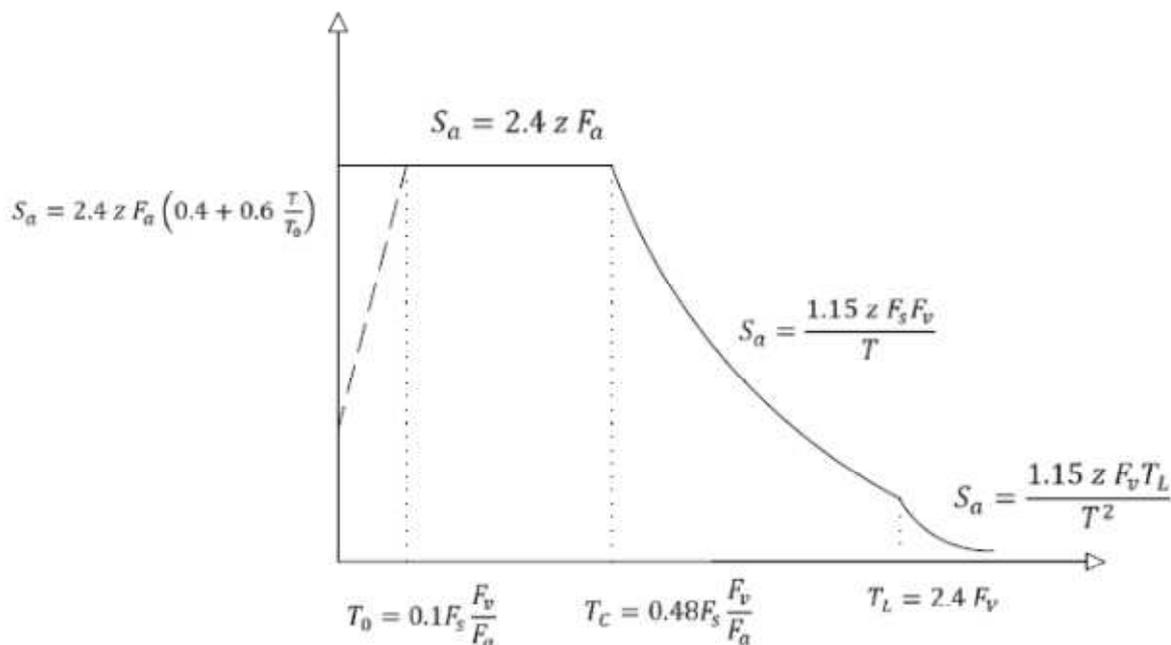
5.1. INTRODUCCIÓN

Durante la elaboración de la propuesta USFQ, la comisión encargada de actualizar el capítulo sismo resistente desarrollaba paralelamente una propuesta de espectro de respuesta a la aceleración sísmica para la actualización del capítulo sismo resistente en función de estudios locales desarrollados en el documento “Fortalecimiento De Capacidades Del Municipio De Guayaquil” del Ing. Xavier Vera que se realizó en la ciudad de Guayaquil. La propuesta entregada por la comisión, junto a la propuesta USFQ se socializaron en el comité de actualización para un debate; producto de eso se eligió a la propuesta de la comisión como el espectro a publicarse en el nuevo código. En el siguiente capítulo brevemente presentaremos el espectro de la comisión y lo pondremos en comparación con el espectro de la propuesta USFQ para fijarnos en las diferencias.

5.2. Espectro de respuesta a la aceleración sísmica por parte de la comisión

El espectro de respuesta a la aceleración sísmica presentado por la comisión no difiere mucho en su forma con la propuesta USFQ ya que utiliza de la misma manera la tabla de clasificación de suelos utilizada por el ASCE7-10, NSR-10 y el de la propuesta USFQ bajo los mismos criterios de clasificación.

Gráfica 5-1 Espectro de respuesta propuesto por la comisión.



La grafica anterior nos muestra las formulas correspondientes para cada parte del espectro de respuesta propuesto donde en forma no es muy diferente a nuestro espectro a excepción de la inserción de el factor F_s correspondiente al comportamiento inelástico del sub suelo en zona de periodos intermedios. (Yepez, Suarez and Vera). Además en las siguientes tablas se enlista los factores F_a , F_v y F_s que son diferentes a los expuestos para la propuesta USFQ.

Tabla 5-1 Tipo de suelo y Factores de sitio F_a (zona periodos cortos)

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sismica	I	II	III	IV
	valor Z (Aceleración esperada en roca, 'g)	0.15	0.25	0.30	0.40
A		0.9	0.9	0.9	0.9
B		1	1	1	1
C		1.4	1.3	1.3	1.3
D		1.8	1.4	1.3	1.2
E		2.2	1.5	1.4	1.17
F		ver nota	ver nota	ver nota	ver nota

Tabla 5-2 Tipo de suelo y Factores de sitio Fv (zona de periodos intermedios)

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica	I	II	III	IV
	valor Z (Aceleración esperada en roca, 'g)	0.15	0.25	0.30	0.40
A		0.9	0.9	0.9	0.9
B		1	1	1	1
C		1.6	1.5	1.4	1.35
D		2	1.8	1.7	1.55
E		3.2	2.8	2.6	2.4
F		ver nota	ver nota	ver nota	ver nota

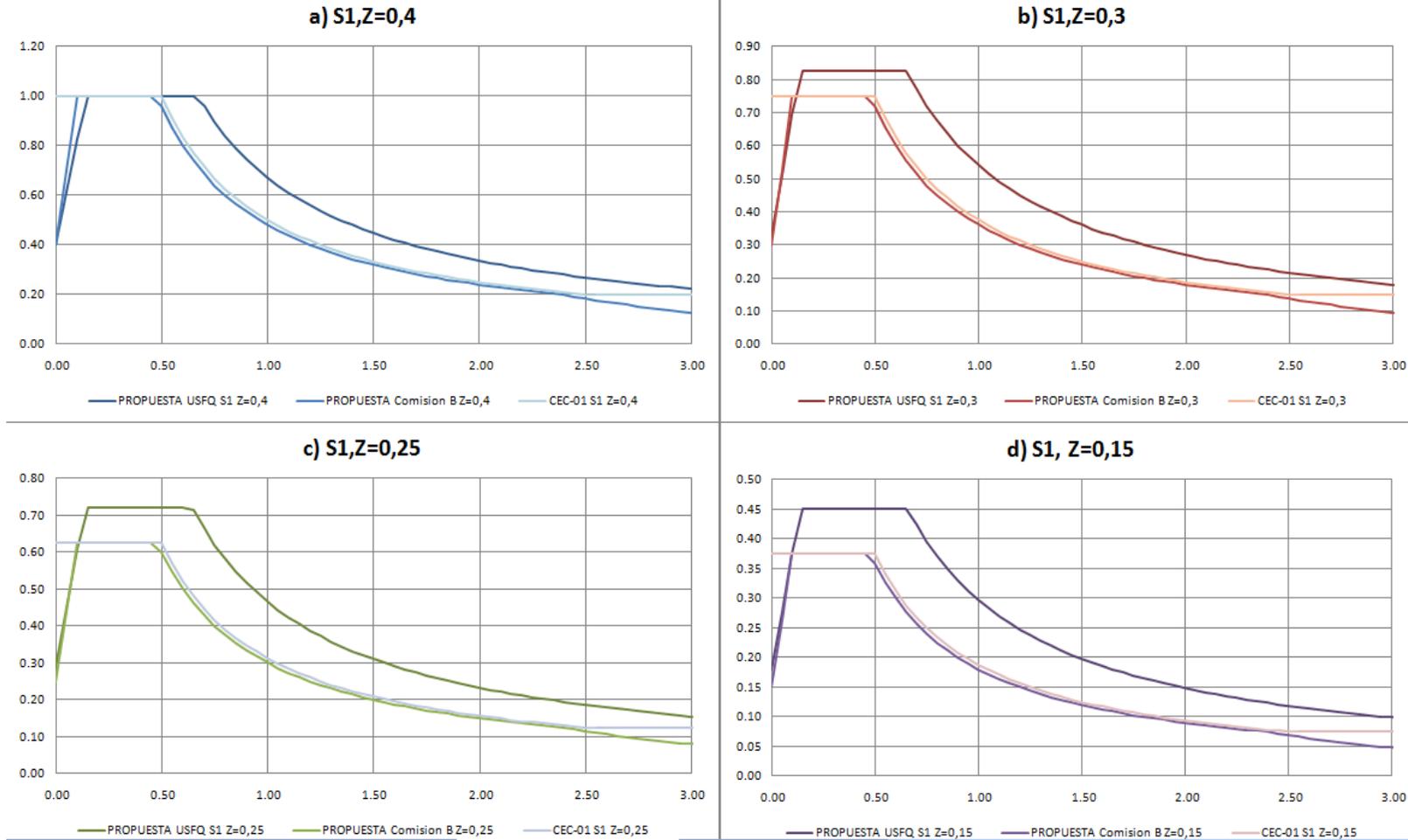
Tabla 5-3 Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo Fs (zona de periodos intermedios)

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica	I	II	III	IV
	valor Z (Aceleración esperada en roca, 'g)	0.15	0.25	0.30	0.40
A		1	1	1	1
B		1	1	1	1
C		1.15	1.25	1.3	1.4
D		1.2	1.3	1.5	1.6
E		1.35	1.5	1.7	1.7
F		ver nota	ver nota	ver nota	ver nota

5.3. Comparación de espectros entre la propuesta USFQ y la propuesta de la comisión.

En esta sección analizaremos ambos espectros para tener una idea de cuánto difiere las aclaraciones entre las propuestas y relacionarlas con las comparaciones hechas en este documento con las normativas colombianas y americanas que son las referencias primordiales de estas propuestas.

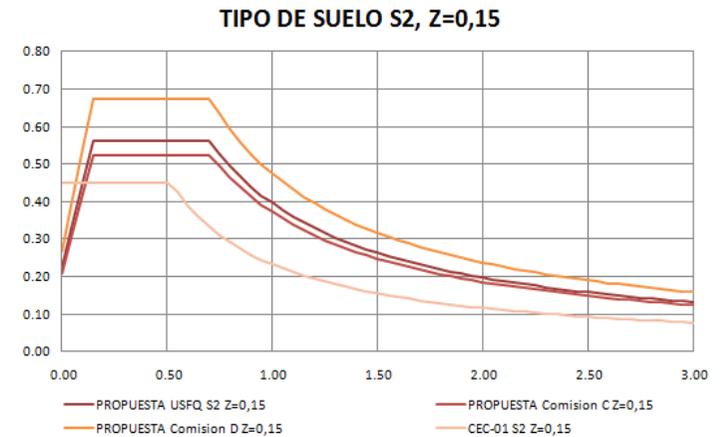
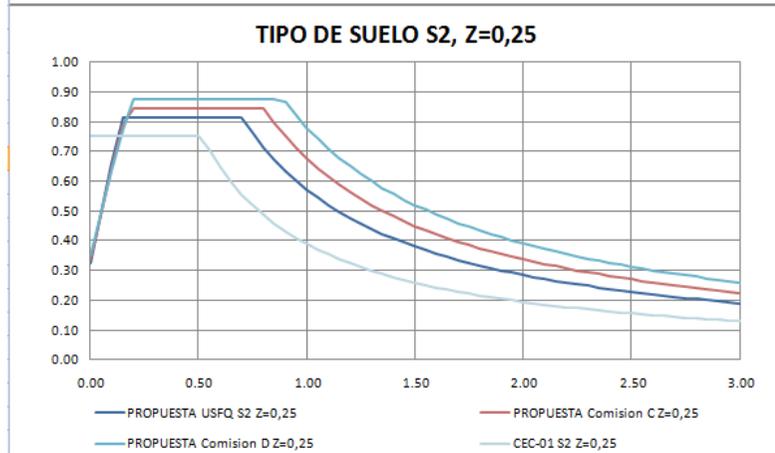
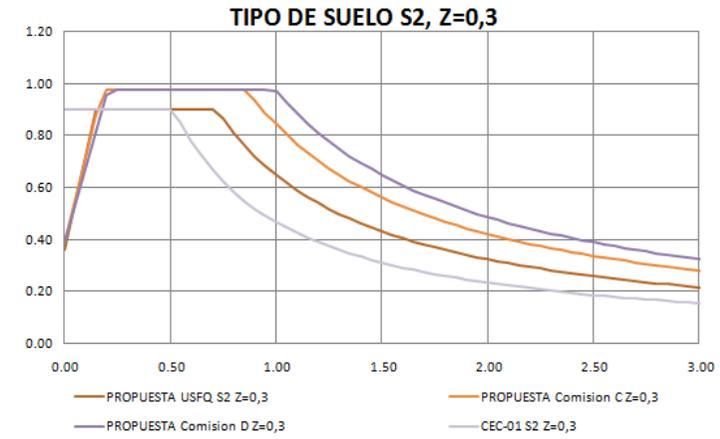
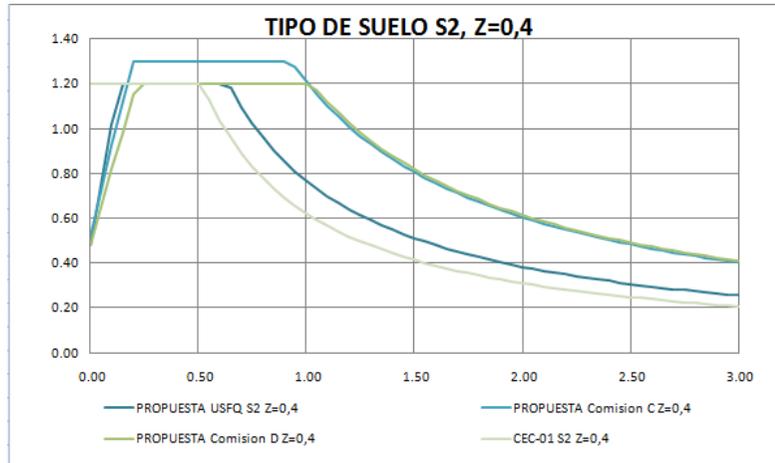
Gráfica 5-2 Comparación de espectros de Propuesta USFQ y la propuesta de la comisión S1 para A)Z=0.15, B) Z=0.25, C)Z=0.3, D) Z=0.4



Como vemos en la grafica anterior los espectros de la nueva propuesta y la propuesta USFQ son similares en forma pero sus diferencias empiezan a notarse a medida que se pierde la calidad de suelo. En la grafica "a" se puede observar que el valor máximo se comparte en los 3 espectros en la meseta pero el intervalo de periodos intermedios de la propuesta de la comisión es más larga que las otras. Esto le permite que en los periodos largos se sobreponga ante los otros espectros.

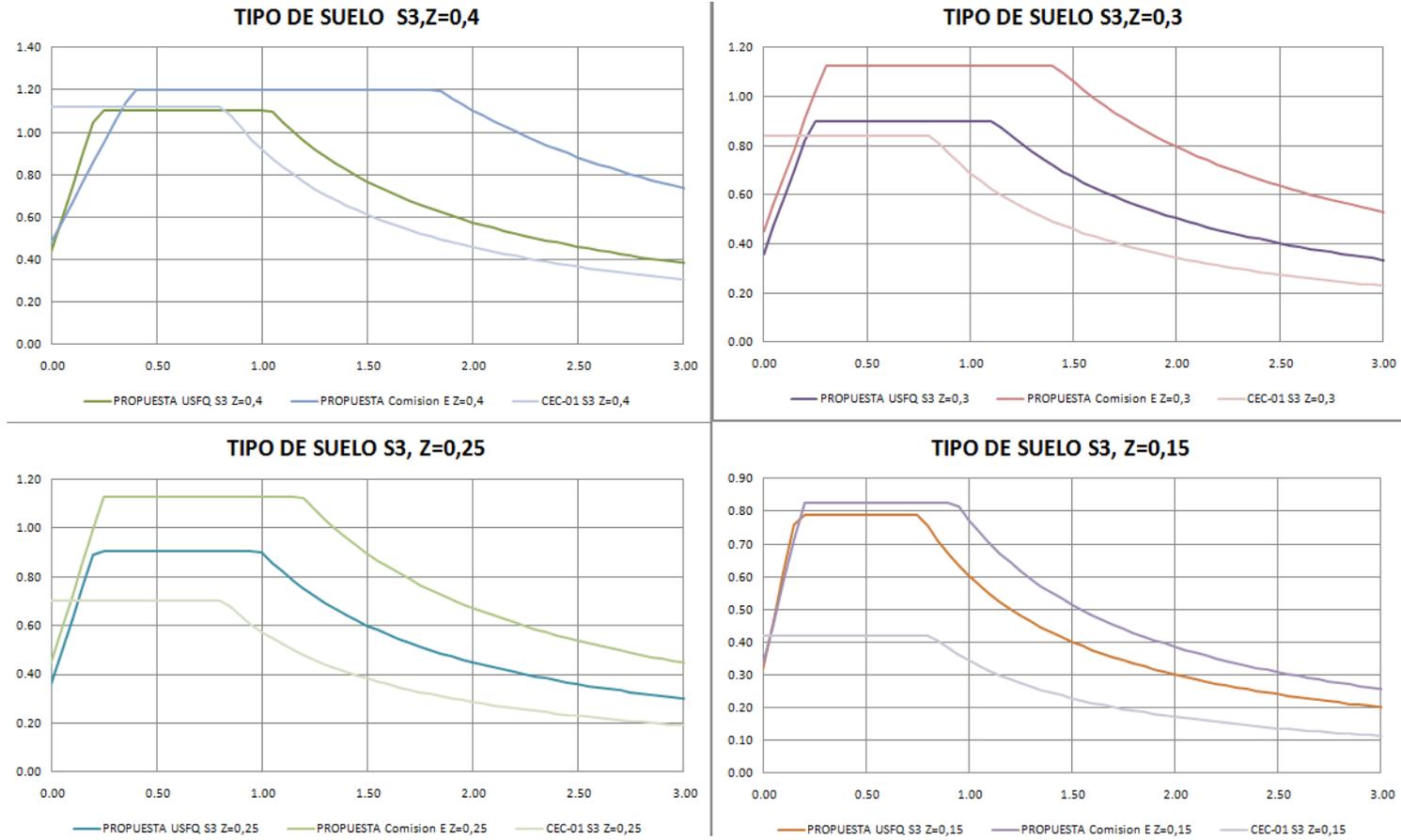
En las graficas "b", "c" y "d" se muestra la superioridad en aceleración sísmica de la nueva propuesta al tener mayor aceleración sísmica de respuesta a lo largo de todas sus partes a medida que incrementa el periodo. Para las zonas de $z=0.3$ se encuentra en 0.83g; para las zonas de $z=0.25$ la aceleraciones máximas es 0.72g y por último el $z=0.15$ con una aceleración es 0.45g

Tabla 5-4 Comparación de espectros de Propuesta USFQ y la propuesta de la comisión S2 para A) Z=0.15, B) Z=0.25, C) Z=0.3, D) Z=0.4



En la grafica anterior se denota al espectro de la comisión como el de mayor aceleración en cada una de las zonas con valores de Z distintos. Para los valores de $z=0.4$ el valor de la aceleración sísmica en el espectro de la comisión se incrementa en $0.1g$ con respecto a la de USFQ. Para $z=0.3$ y $z=0,25$ la diferencia es muy pequeña y la principal diferencia se nota a lo largo de periodos largos donde se antepone a los demás. La diferencia más visible se da en $z=0.15$ donde la diferencia es ligeramente mayor a $0.1g$ donde ubica al espectro de la comisión con un valor máximo de $0.68g$.

Gráfica 5-3 Comparación de espectros de Propuesta USFQ y la propuesta de la comisión S3 para A) Z=0.15, B) Z=0.25, C)Z=0.3, D) Z=0.4



En esta última gráfica la propuesta de la comisión se mantiene como la de mayor aceleración sísmica entre la propuesta USFQ y el CEC-01. La diferencia es mínima en las mesetas de $z=0.4$ y $z=0.15$ pero se amplía en los periodos largo ya que los intervalos de periodos intermedios son más largos. Para las gráficas con $z=0.3$ y $z=0.25$ hay una diferencia mucho más grande en relación a la propuesta USFQ donde la diferencia es de 0.1 g aproximadamente. Para ambos espectros la aceleración máxima es 1.16g para el espectro de la comisión.

CAPITULO 6. DISEÑO Y COMPARACIÓN DE EDIFICIOS USANDO LOS ESPECTROS PROPUESTOS POR USFQ, COMISIÓN Y CEC-01

6.1. Introducción.

Este capítulo mostrará un punto de vista práctico las diferencias de aceleración de los espectros propuestos y del existente, y como estos afectaran al diseño sismo resistente usando las delineaciones del Código Ecuatoriano de la Construcción.

El diseño de los edificios se los realizó usando el software de CSI ETABS versión 9 y se utilizo 3 edificios tipo de 5, 10 y 15 pisos para lograr abarcar un amplio espectro de periodos fundamentales de estructura.

Las comparaciones se las realizaran en función del tamaño de las secciones estructurales y las derivas de piso para cada edificio en cumplimiento con las normas ecuatorianas.

6.2. Metodología de diseño

6.2.1. Distribución física y especificaciones técnicas.

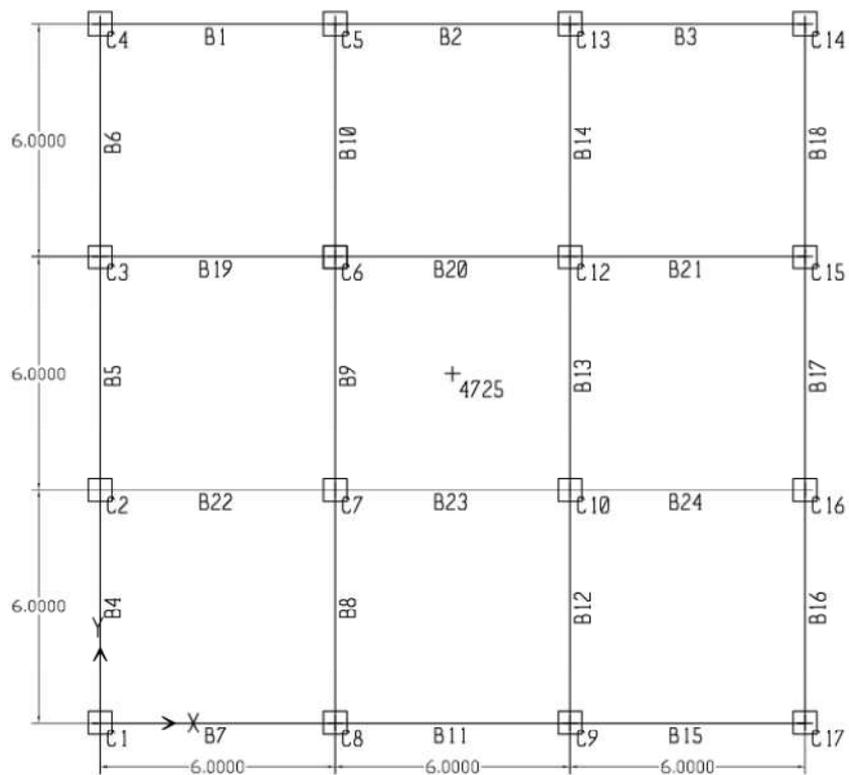
Los diseños de los 3 edificios se modelo de a cuerdo a la metodología explicada en el capítulo 12, parte 1 del Código Ecuatoriano de la Construcción (CEC-01) para los edificios que usan el espectro de dicho código; pero para las propuestas USFQ y de la comisión se utilizo los parámetros actualizados para el nuevo CEC-11, en especial lo que tiene que ver a al límite de deriva de piso y distribución del cortante.

Para el CEC-01 el límite de deriva de piso se lo define en la tabla 8 del capítulo 12 que define que la deriva máxima de piso en estructuras de hormigón armado sea de 0,020 (INSTITUTO ECUATORIANO DE NORMALIZACION) . En la actualización del CEC-01, se agranda este limite a 0,025 (Fabricio Yepez PhD, Actualización del Código Ecuatoriano de la Construcción) lo cual es considerado para los modelos que utilizan los espectros USFQ y CEC-11.

El CEC-01 se lo desarrollo en el 2001, cuando las referencias de diseño estructural las dictaba el método elástico por parte del ACI 318-99; por lo tanto es lógico que para esta comparación se siga usando el mismo método de diseño y análisis estructural. Para los espectros de diseño propuesto por USFQ y la Comisión se diseña con las directrices dadas por el ACI 318-05 que utiliza distintos factores de reducción de resistencia y ponderación de cargas al ACI 318-99 para estimar los esfuerzos últimos.

La configuración estructural del edificio, es decir la distribución de columnas y vigas por piso, se lo realizo de una manera simple para obtener resultados de diseño fácil de interpretar; sin influencia de aspectos ajenos a los esfuerzos sobre las secciones como irregularidades en planta o elevación; o condiciones especiales en conexiones. La Grafica 6-1 muestra la configuración en planta donde se mantuvo la simetría tanto para el eje "x" como para "y".

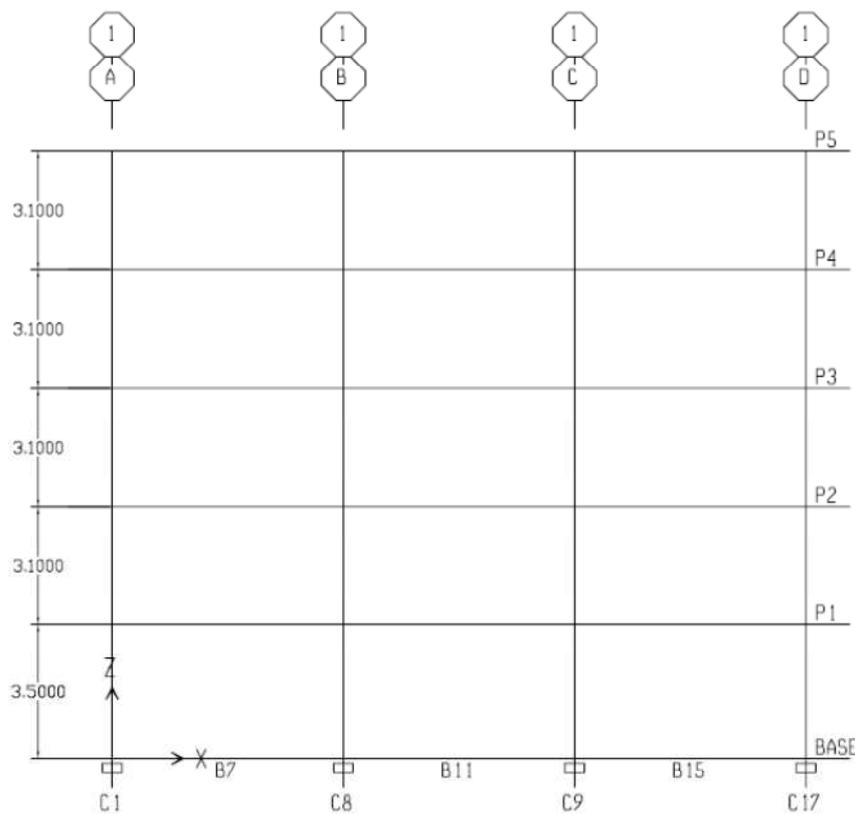
Grafica 6-1 Configuración en planta de los edificios de prueba



Como se ve en la Grafica 6-1 existe simetría en la configuración del edificio tanto en "x" como en "y".

Se establecieron 3 vanos por sentido de 6m de longitud que contienen a 16 columnas. En la Grafica 6-2 se expondrá la configuración del edificio de 5 pisos en elevación.

Grafica 6-2 Distribución en elevación del edificio modelo de 5 pisos



En la grafica anterior se muestra la distribución en elevación del edificio modelo de 5 pisos los cuales son de idéntica configuración en la distribución de vigas y llevan la misma losa. El primer piso tiene una altura de 3,5 m para después elevarse en 3,1 m en los pisos siguientes. Para los edificios de 10 y 15 pisos tendrá la misma distribución elevando los pisos restantes en 3,1 m. Cada piso sostiene una losa de 20 cm con un hormigón armado de $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$ para los edificios de 5 y 10 pisos; para el de 15 pisos se usa un hormigón de $f'c=250 \text{ kg/cm}^2$.

En lo que tiene que ver con el uso del edificio se simulara un edificio destinado a oficinas, por lo cual la carga muerta obedece a 250 Kg/m^2 (PhD YEPEZ). En cuanto la ubicación para determinar los efectos sísmicos los modelos están

simulados fueron ubicados en la zona IV bajo un perfil de suelo tipo S3, lo cual hace referencia a un lugar de la sierra centro-norte como Quito, en la provincia de Pichincha que fue elegido ya que este proyecto se lo realiza en esa ciudad y por experiencia del director del mismo podemos relacionar los datos con la realidad de manera más fácil.

En los anexos se detallan de una mejor manera todas las consideraciones para el pre diseño y el diseño, al igual que la memoria de cálculo de todos los resultados que se detallaran de aquí en adelante.

6.2.2. Metodología de cálculo de fuerzas, modelación y diseño de hormigón armado de los edificios modelo usando el software ETABS v9.0

Como lo referimos anteriormente habrá 2 metodologías de diseño para nuestros modelos. La primera tendrá al CEC-01 como el manual de procedimientos a seguir para cálculo, modelación y diseño de los modelos que usan el espectro CEC-01. En cuanto a los espectros USFQ y Comisión usaran los lineamientos planteados en CEC-11, el cual difiere fundamentalmente en los valores R y la máxima deriva permitida. La modelación y diseño serán realizados mediante el software ETABS v9.0 el cual nos ayudara con los resultados del análisis estático, dinámico y desplazamientos para poder evaluar los parámetros de diseño con el CEC. Una vez obtenido estos resultados procedemos al diseño en hormigón armado donde usaremos ACI 318-99 y ACI 318-05 respectivamente para los modelos con CEC-01 y CEC-11 respectivamente.

6.2.2.1. Diseño para los edificios que usan espectro CEC-01 usando ETABS v9.0

Partiremos usando la configuración en planta y elevación expuesta anteriormente y definiremos las secciones iniciales mediante cualquier método estructural de pre diseño. En este caso se tomo las secciones dispuestas en el artículo escrito por PhD Ing. Fabricio Yopez en el 2001 acerca de un “Análisis Comparativo De Los Requisitos Del Cec-1979 Y De La Nueva Propuesta De Código Cec-2000”. Una vez que contamos con un pre diseño de los edificios, procederemos al cálculo de las fuerzas exteriores a las que están sometidos las estructuras y su modelación en ETABS. Los pasos y consideraciones especiales se definirán a continuación.

- 1. Calculo del cortante basal.-** El cálculo del cortante basal sigue la ecuación 4 descrita en el CEC-01 la cual es:

Ecuación 6-1 Cortante Basal CEC-01

$$V = \frac{ZIC}{R\phi_p\phi_e}$$

En la Ecuación 6-1 vemos elementos mencionados en el titulo 3.2 de este documento, ahora definiremos sus valores para el diseño respectivo.

Tabla 6-1 Datos para el cálculo del cortante basal con CEC-01

Cortante Basal para el diseño en CEC-01	
Z=	0.4
I=	1
R=	12
ϕ_p=	1
ϕ_e=	1

Como una manera de estandarizar el diseño y tener datos fáciles de interpretar, se utiliza los parámetros de importancia de estructura (I), configuración estructural en planta y elevación (ϕ_e , ϕ_p) con valor "1".

Para el valor "C" lo encontraremos primeramente determinando el periodo fundamental de acuerdo a la formula (8) del capítulo 12 del CEC-01.

Ecuación 6-2 Método "1" para determinar aproximadamente el periodo de edificación.

$$T = C_t (h_n)^{\frac{3}{4}}$$

Donde $C_t = 0.008$ para pórticos espaciales de hormigón armado y $h_n =$ ***Altura maxima del edificio.***

Una vez que se obtiene el periodo aproximado de la edificación, se calcula el valor C de acuerdo a la siguiente ecuación 5 del CEC-01.

$$C = \frac{1,25 S^S}{T}$$

El valor S está definido en este texto en la Tabla 3-3 como 1.5 para el suelo S3 que hemos definido para el diseño de nuestros modelos.

2. **Distribución vertical de fuerzas laterales.-** Una vez calculado el cortante se debe realizar la distribución vertical como lo describe el literal 4.9 del CEC-01 donde se distribuye de forma triangular asociada al modo fundamental de vibración usando la siguiente ecuación.

6-3 Ecuación Fuerza lateral CEC-01

$$F_x = \frac{(V - F_t)W_x h_x}{\sum_{i=1}^n F_i w_i h_i}$$

F_x = La fuerza en el nivel x de la estructura que debe aplicarse sobre toda el área del edificio en ese nivel, de acuerdo a su distribución de masa en cada nivel.

W_i = Es el peso asignado a cada nivel de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W .

H_i = Es la altura asignada a cada nivel de la estructura.

La masa de cada nivel debe considerarse como concentrada en el centro de masas del piso, pero desplazada una distancia igual al 5 por ciento de la máxima dimensión del edificio en ese piso, perpendicular a la dirección de aplicación de las fuerzas laterales bajo consideración, para tomar en cuenta los posibles efectos de torsión accidental. El efecto de este desplazamiento debe incluirse en la distribución del cortante de piso y en los momentos torsionales.

3. Definición de materiales, secciones y fuerzas para los edificios modelo en ETABS.

El uso de ETABS, al ser un software de cálculo y diseño ampliamente conocido entre los calculistas, no se explicara en detalle en este documento pero si se resaltara el uso de algunas opciones que deberán estar seleccionadas para que entren dentro de los parámetros de cálculo y diseño descritos en este documento y de acuerdo a la memoria de cálculo y resultados obtenidos.

Primeramente definimos el material a usar que será el hormigón armado. Mencionamos que se usará dos tipos de hormigón dependiendo de la altura de los edificios. Estos hormigones deberán ser definidos mediante sus parámetros de Modulo de elasticidad, y resistencia a la compresión que son parámetros editables en ETABS. De la misma manera podemos definir un sinnúmero de elementos estructurales como vigas y columnas donde definimos el material, su sección y su sección agrietada para el cálculo de inercias y masas. El CEC-01 y el CEC-11 definen para el caso de estructuras de hormigón armado, en el cálculo de la rigidez se deberán utilizar los valores de las inercias agrietadas I_{cr} de los elementos estructurales, de la siguiente manera: $0,5 I_g$ para vigas (considerando la contribución de las losas, cuando fuera aplicable) y $0,8 I_g$ para columnas, siendo I_g el valor de la inercia no agrietada de la sección transversal del elemento considerado (INSTITUTO ECUATORIANO DE NORMALIZACION). En el caso de nuestro modelo se considera a la losa como un elemento membrana de 20 centímetros con muy poca flexión (0,01) para modelar así una losa de 25 centímetros. Esta losa no tendrá colaboración alguna con la flexión de las vigas así que las vigas no tendrán una sección agrietada y el factor de no será de $0,5 I_g$ sino de $1 I_g$.

Una vez definidos elementos y materiales, definimos las fuerzas que actúan sobre la estructura. ETABS solicita que definas las cargas viva, muerta y sísmica para añadirla a las combinaciones de carga que se usaran en el análisis estructural. La carga muerta a usarse será 720 Kg/m^2 y la definición de la carga sísmica se la realizara mediante el uso del caso estático y dinámico.

El caso estático se define con los valores obtenidos con la Ecuación 6-3 distribuidos para cada piso. ETABS tiene la opción de colocar dichas cargas con la respectiva excentricidad del 5% solicitada por el CEC-01 y CEC-11 señalada anteriormente. EL caso dinámico utiliza el espectro de respuesta a la aceleración sísmica en función del periodo. Para esto tenemos tener en cuenta como definimos dicho espectro ya que para este estudio se lo definió con valores en función de la gravedad, y en la definición del caso dinámico se tienen que implementar el factor de la gravedad para que las fuerzas sean congruentes en el modelo.

Como último paso antes del análisis estructural definimos detalles como el “offset” de vigas y columnas para asegurar una correcta conexión, y de selección que la masa para el cálculo de cortante provenga únicamente de los elementos estructurales y losas.

4. Chequeo de Cortantes estático, dinámico y derivas máximas de piso.

Una vez que tenemos los resultados del análisis estructural debemos realizar dos chequeos fundamentales. El primero se refiere al requisito 5.6.2 del CEC-01 que dice:

“En general, una estructura puede ser calculada mediante procedimientos de cálculo de fuerzas laterales estáticos o dinámicos. El procedimiento escogido dependerá de la configuración estructural, tanto en planta como en elevación..... Sin embargo para todas las estructuras la aplicación del método estático, propuesto por éste código, se considerará como requisito mínimo”

Esto nos dice que al haber introducido el caso estático por medio de la distribución del cortante basal verticalmente; y el caso dinámico mediante el espectro en función de la gravedad tenemos que chequear el cortante dinámico para que este sea al menos de la magnitud del caso estático. En el caso que el método dinámico sea menor que el estático se tomara un factor capaz de que al multiplicarlo al método dinámico nos de la magnitud igual al estático. En ETABS esto se lo puede realizar o bien multiplicando este factor en el espectro o en la opción de “factor” en la definición del método dinámico.

El otro chequeo se lo realiza con las derivas máximas. Una vez que tenemos los cortantes dinámicos ideales procedemos a evaluar los desplazamientos máximos de cada piso recordando que en CEC-01 la deriva máxima es 2% de la altura de piso. Este cálculo de la deriva máxima debe obedecer a la máxima deriva inelástica calculada con la formula 16 del literal 6.8.2

Ecuación 6-4 Deriva Máxima CEC-01

$$\Delta_M = R \Delta_E$$

En caso de que no cumpliéramos con el 2% de la altura de piso tendríamos que aumentar la sección bien sea de columna o de viga hasta que entremos en el rango. Esto nos obligara a calcular de nuevo el cortante basal y distribuir las cargas de nuevo, es así como inicia una serie de iteraciones hasta tener una estructura con derivas máximas dentro de su rango y cortante dinámico al menos igual al estático.

5. Diseño en hormigón armado en ETABS v9 y uniformidad del diseño.

Ya con nuestro modelo completo con el análisis estático y nuestras derivas de piso dentro de lo permitido procedemos a el diseño que realiza ETABS v9 según el código ACI 318-99. El programa realiza los cálculos de diseño de vigas, columnas y el chequeo de las conexiones viga-columna. EL chequeo viga columna obedece a asegurar un mecanismo de falla en nuestras estructuras donde la capacidad nominal de las columnas debe ser mayor a 5/6 de la capacidad nominal de las vigas en comparación (Comite ACI 316 334).

El diseño de vigas en hormigón armado obedece a la exigencia de los esfuerzos de compresión y flexión sobre los elementos, dándonos diferentes diseños para cada vano. En la práctica esto crea inconvenientes a la hora de construir y es por eso que nos aseguramos que la mayoría de vigas conectadas en un solo sentido lleven la misma cantidad de acero a lo largo de la estructura. Así, logramos uniformizar las vigas para una práctica constructiva mas simplificada y evitar errores comunes en la lectura de los planos estructurales.

6.2.2.2. Diseño para los edificios modelo que usan espectro USFQ y COMISION usando ETABS v9.0

Al igual que en el diseño para edificios modelo empezamos usando la configuración en planta y elevación expuesta anteriormente y definiremos las secciones iniciales mediante cualquier método estructural de pre diseño.

1. Calculo del cortante basal.- El cálculo del cortante basal sigue el mismo procedimiento que en el método anterior pero con una diferencia en el factor

de disminución de resistencia sísmica que ha cambiado en la nueva propuesta para el CEC-11 (Yepez, Suarez and Vera). El mismo se uso para la propuesta

En la Ecuación 6-1 vemos elementos mencionados en el titulo 3.2 de este documento, ahora definiremos sus valores para el diseño respectivo.

Tabla 6-2 Datos para el cálculo del cortante basal con CEC-01

Cortante Basal para el diseño en CEC-01	
Z=	0.4
I=	1
R=	7
ϕ_p=	1
ϕ_e=	1

EL resto del cálculo se lo realiza de cortante se lo realiza de la misma forma pero con la formula correspondiente para el valor “C”.

2. Distribución vertical de fuerzas laterales.- En la nueva propuesta se deja a un lado el método anterior de distribución del cortante para usar la opción del software con el uso de coeficiente C e indicando la dirección y excentricidad del cortante que lo hace más fácil usando el software. Esto lo realizamos tanto en el sentido “x” como en “y”.

3. Definición de materiales, secciones y fuerzas para los edificios modelo en ETABS.

Es el mismo que en el método anterior.

4. Chequeo de Cortantes estático, dinámico y derivas máximas de piso.

Se lo realiza de la misma manera que el método anterior pero con un cambio que es el límite de deriva máxima. En la nueva propuesta de CEC-11 el límite de deriva se flexibiliza al 2.5% de la altura y usando la misma fórmula (Yepez, Suarez and Vera). Además en esta actualización el factor R cambia a 7 en vez de 12 del CEC-11.

5. Diseño en hormigón armado en ETABS v9 y uniformidad del diseño.

Lo realizamos de la misma manera que el método anterior.

6.3. Resultados del diseño de los modelos de edificios de 5, 10 y 15 pisos con CEC-0, USFQ y COMISION.

6.3.1. Edificio 5 pisos

Tabla 6-3 Secciones y Cuantía de las columnas en edificio de 5 pisos

COLUMNAS Y CUANTIAS DE EDICIO DE 5 PISOS									
SECCIONES DE COLUMNA POR PISO									
PISO	INTERIOR			EXTERIOR			ESQUINAS		
	CEC-02	USFQ	CEC-11	CEC-02	USFQ	CEC-11	CEC-02	USFQ	CEC-11
5	55X55	55X55	50X50	50X50	50X50	50X50	45X45	45X45	50X50
4	55X55	55X55	50X50	50X50	50X50	50X50	45X45	45X45	50X50
3	60X60	60X60	60X60	60X60	60X60	60X60	55X55	55X55	60X60
2	60X60	60X60	65X65	60X60	60X60	65X65	55X55	55X55	65X65
1	60X60	60X60	65X65	60X60	60X60	65X65	55X55	55X55	65X65
CUANTIA DE MATERIALES DE COLUMNAS POR PISO									
PISO	ACERO (Kg)			HORMIGON M3			INDICE ACERO POR PISO (KG/M2)		
	CEC-02	USFQ	CEC-11	CEC-02	USFQ	CEC-11	CEC-02	USFQ	CEC-11
5	1025	978	973	13.1	12.5	12.4	43.3	41.1	41.56
4	1025	978	973	13.1	12.5	12.4	50	52.6	49.43
3	1402	1346	1402	17.9	17.1	17.9	59	63.8	66.91
2	1402	1346	1645	17.9	17.1	21	66.2	69.3	73.76
1	1583	1519	1857	17.9	17.1	21	66.8	70.8	75.41

Tabla 6-4 Secciones y Cuantía de las vigas en edificio de 5 pisos

VIGAS Y CUANTIAS DE EDIFICIO DE 5 PISOS									
SECCIONES DE VIGAS POR PISO									
	INTERIOR			EXTERIOR			ESQUINAS		
	CEC-02	USFQ	CEC-11	CEC-02	USFQ	CEC-11	CEC-02	USFQ	CEC-11
PISO 5	35X40	30X45	30X45	35X40	30X45	30X45	35X40	30X45	30X45
PISO 4	35X50	35X55	30X55	35X50	35X55	30X55	35X50	35X55	30X55
PISO 3	35X50	35X55	35x55	35X50	35X55	35x55	35X50	35X55	35x55
PISO 2	35X60	35X60	35x55	35X60	35X60	35x55	35X60	35X60	35x55
PISO 1	35X60	35X60	35X60	35X60	35X60	35X60	35X60	35X60	35X60
CUANTIA DE MATERIALES DE VIGAS POR PISO									
PISO	ACERO (Kg)			HORMIGON M3			INDICE ACERO POR PISO (KG/M2)		
	CEC-02	USFQ	CEC-11	CEC-02	USFQ	CEC-11	CEC-02	USFQ	CEC-11
5	2410	2306	2359	20.2	19.4	19.4	43.3	41.1	41.56
4	3052	3306	3067	25.2	27.7	23.8	50	52.6	49.43
3	3408	3864	4083	25.2	27.7	27.7	59	63.8	66.91
2	4010	4323	4376	30.2	30.2	27.7	66.2	69.3	73.76
1	3892	4281	4312	30.2	30.2	30.2	66.8	70.8	75.41

Tabla 6-5 Derivas de piso en edificio de 5 pisos

DERIVA EDIFICIO DE 5 PISOS			
PISO	CEC-02	USFQ	CEC-11
5	1.429%	1.116%	1.334%
4	2.021%	1.685%	1.948%
3	1.983%	1.771%	2.019%
2	1.904%	1.862%	1.902%
1	1.325%	1.345%	1.174%
CORTANT	136.028	228.597	240.823

6.3.2. Edificio 10 pisos.

Tabla 6-6 Secciones y Cuantía de las columnas en edificio de 10 pisos

COLUMNAS Y CUANTIAS DE EDIFICIO DE 5 PISOS									
SECCIONES DE COLUMNA POR PISO									
PISO	INTERIOR			EXTERIOR			ESQUINAS		
	CEC-02	USFQ	CEC-11	CEC-02	USFQ	CEC-11	CEC-02	USFQ	CEC-11
10	45X45	50X50	50X50	45X45	50X50	50X50	45X45	50X50	50X50
9	45X45	60X60	50X50	45X45	50X50	50X50	45X45	50X50	50X50
8	55X55	60X60	65X65	55X55	60X60	60X60	55X55	60X60	60X60
7	60X60	65X65	65X65	60X60	65X65	60X60	60X60	65X65	60X60
6	60X60	65X65	70X70	60X60	65X65	70X70	60X60	65X65	70X70
5	65X65	70X70	70X70	65X65	70X70	70X70	65X65	70X70	70X70
4	65X65	75X75	75X75	65X65	75X75	75X75	65X65	75X75	75X75
3	70X70	80X80	80X80	70X70	80X80	80X80	70X70	75X75	75X75
2	70X70	80X80	80X80	70X70	80X80	80X80	70X70	75X75	75X75
1	70X70	80X80	80X80	70X70	80X80	80X80	70X70	75X75	75X75

CUANTIA DE MATERIALES DE COLUMNAS POR PISO									
PISO	ACERO (Kg)			HORMIGON M3			INDICE ACERO POR PISO (KG/M2)		
	CEC-02	USFQ	CEC-11	CEC-02	USFQ	CEC-11	CEC-02	USFQ	CEC-11
10	886	973	973	11.3	12.4	12.4	42.1	41.2	41.3
9	886	1080	973	11.3	13.8	12.4	46.5	51.5	50.54
8	1178	1402	1463	15	17.9	18.6	57.3	60.4	61.12
7	1402	1645	1463	17.9	21	18.6	63.1	79.2	76.97
6	1583	1857	2154	17.9	21	24.3	73.4	86	89.75
5	1645	1908	1908	21	24.3	24.3	75.7	93.2	92.72
4	1857	2473	2473	21	27.9	27.9	81.1	106	105.4
3	1908	2416	2416	24.3	30.8	30.8	82.8	108	107.8
2	2154	2728	2728	24.3	30.8	30.8	87.2	111	111.1
1	1908	2621	2619	24.3	30.8	30.8	79.6	99.5	99.53

Tabla 6-7 Secciones y Cuantía de las vigas en edificio de 10 pisos

VIGAS Y CUANTIAS DE EDIFICIO DE 10 PISOS									
SECCIONES DE VIGAS POR PISO									
PISO	INTERIOR			EXTERIOR			ESQUINAS		
	CEC-02	USFQ	CEC-11	CEC-02	USFQ	CEC-11	CEC-02	USFQ	CEC-11
10	30X50	30X40	30X40	30X50	30X40	30X40	30X50	30X40	30X40
9	30X50	30X50	30X50	30X50	30X50	30X50	30X50	30X50	30X50
8	30X55	30X50	30X50	30X55	30X50	30X50	30X55	30X50	30X50
7	30X55	35X65	35X65	30X55	35X65	35X65	30X55	35X65	35X65
6	35X60	35X65	35X65	35X60	35X65	35X65	35X60	35X65	35X65
5	35X60	35X65	35X65	35X60	35X65	35X65	35X60	35X65	35X65
4	35X65	35X65	35X65	35X65	35X65	35X65	35X65	35X65	35X65
3	35X65	35X65	35X65	35X65	35X65	35X65	35X65	35X65	35X65
2	35X65	35X65	35X65	35X65	35X65	35X65	35X65	35X65	35X65
1	35X65	35X65	35X65	35X65	35X65	35X65	35X65	35X65	35X65

CUANTIA DE MATERIALES DE VIGAS POR PISO									
PISO	ACERO (Kg)			HORMIGON M3			INDICE ACERO POR PISO (KG/M2)		
	CEC-02	USFQ	CEC-11	CEC-02	USFQ	CEC-11	CEC-02	USFQ	CEC-11
10	2491	2306	2317	21.9	17.3	17.3	42.1	41.2	41.3
9	2882	3093	3120	22	21.6	21.6	46.5	51.5	50.54
8	3467	3487	3488	24.6	21.6	21.6	57.3	60.4	61.12
7	3713	4771	4772	24.8	32.8	32.8	63.1	79.2	76.97
6	4360	5105	5116	30.6	32.8	32.8	73.4	86	89.75
5	4485	5640	5602	30.7	32.8	32.8	75.7	93.2	92.72
4	4715	6076	6066	32.8	32.8	32.8	81.1	106	105.4
3	4797	6318	6316	32.8	32.8	32.8	82.8	108	107.8
2	4906	6273	6273	32.8	32.8	32.8	87.2	111	111.1
1	4536	5442	5443	32.8	32.8	32.8	79.6	99.5	99.53

Tabla 6-8 Deriva de piso para el edificio de 10 pisos

DERIVA EDIFICIO DE 10 PISOS			
PISO	CEC-02	USFQ	CEC-11
10	1.081%	1.619%	1.628%
9	1.739%	2.105%	2.200%
8	1.934%	2.032%	1.995%
7	1.978%	1.798%	1.870%
6	2.013%	2.042%	1.933%
5	1.967%	2.183%	2.166%
4	1.984%	2.266%	2.260%
3	1.961%	2.276%	2.273%
2	1.909%	2.132%	2.132%
1	1.236%	1.273%	1.274%
CORTANT	218.492	493.418	493.618

6.3.3. Edificio de 15 pisos

Tabla 6-9 Secciones y Cuantía de las columnas en edificio de 15 pisos

COLUMNAS Y CUANTIAS DE EDIFICIO DE 5 PISOS									
SECCIONES DE COLUMNA POR PISO									
	INTERIOR			EXTERIOR			ESQUINAS		
	CEC-02	USFQ	CEC-11	CEC-02	USFQ	CEC-11	CEC-02	USFQ	CEC-11
PISO 15	70X70	60X60	60X60	70X70	60X60	60X60	70X70	60X60	60X60
PISO 14	70X70	60X60	60X60	70X70	60X60	60X60	70X70	60X60	60X60
PISO 13	70X70	75X75	75X75	70X70	75X75	75X75	70X70	75X75	75X75
PISO 12	75X75	75X75	75X75	75X75	75X75	75X75	75X75	75X75	75X75
PISO 11	75X75	75X75	75X75	75X75	75X75	75X75	75X75	75X75	75X75
PISO 10	85X85	75X75	75X75	85X85	75X75	75X75	85X85	75X75	75X75
PISO 9	85X85	85X85	85X85	85X85	85X85	85X85	85X85	85X85	85X85
PISO 8	90X90	85X85	85X85	90X90	85X85	90X90	90X90	85X85	90X90
PISO 7	90X90	90X90	90X90	90X90	90X90	90X90	90X90	90X90	90X90
PISO 6	90X90	90X90	90X90	90X90	90X90	90X90	90X90	90X90	90X90
PISO 5	95X95	90X90	90X90	95X95	90X90	90X90	95X95	90X90	90X90
PISO 4	95X95	95X95	95X95	95X95	95X95	95X95	95X95	95X95	95X95
PISO 3	100X100	95X95	95X95	100X100	95X95	95X95	100X100	95X95	95X95
PISO 2	100X100	95X95	95X95	100X100	95X95	95X95	100X100	95X95	95X95
PISO 1	100X100	95X95	95X95	100X100	95X95	95X95	100X100	95X95	95X95

CUANTIA DE MATERIALES DE COLUMNAS POR PISO									
PISO	ACERO (Kg)			HORMIGON M3			INDICE ACERO POR PISO (KG/M2)		
	CEC-02	USFQ	CEC-11	CEC-02	USFQ	CEC-11	CEC-02	USFQ	CEC-11
15	1907.864	1907.9	1401.7	24.304	24.3	17.856	83.68	92.3	48.6
14	1907.864	1907.9	1401.7	24.304	24.3	17.856	85.23	98.1	58
13	1907.864	1907.9	2190.2	24.529	24.3	27.9	90.72	104	79.9
12	2190.15	2190.2	2190.2	27.900	27.9	27.9	98.03	108	84.5
11	2472.75	2472.8	2472.8	28.396	27.9	27.9	108.3	124	107
10	2813.126	2813.1	2190.2	35.836	35.8	27.9	112.9	119	104
9	3176.11	3176.1	3176.1	35.836	35.8	35.836	123.3	136	133
8	3153.816	3153.8	2983.5	40.176	40.2	38.006	122.6	129	134
7	3560.76	3560.8	3560.8	40.176	40.2	40.176	125.7	106	145
6	3153.816	3153.8	3153.8	40.176	40.2	40.176	78.7	63.3	144
5	3967.39	3967.4	3592.3	44.764	44.8	40.176	89.31	66.9	152
4	3513.974	3514	3689.3	44.764	44.8	44.764	84.39	68	156
3	4396	4396	4400	49.600	49.6	44.764	136.4	172	165
2	3893.6	3893.6	4315	49.600	49.6	44.764	128.3	178	160
1	4396	4396	5065.9	56.000	49.6	44.764	130.9	204	152

Tabla 6-10 Secciones y Cuantía de las viga en edificio de 15 pisos

VIGAS Y CUANTIAS DE EDIFICIO DE 10 PISOS									
SECCIONES DE VIGAS POR PISO									
	INTERIOR			EXTERIOR			ESQUINAS		
	CEC-02	USFQ	CEC-11	CEC-02	USFQ	CEC-11	CEC-02	USFQ	CEC-11
PISO 15	30X45	30x45	30X55	30X45	30x45	30X55	30X45	30x45	30X55
PISO 14	30X45	30x45	30X55	30X45	30x45	30X55	30X45	30x45	30X55
PISO 13	30X55	30x55	30X55	30X55	30x55	30X55	30X55	30x55	30X55
PISO 12	30X55	30x55	30X55	30X55	30x55	30X55	30X55	30x55	30X55
PISO 11	35X60	35x60	35X65	35X60	35x60	35X65	35X60	35x60	35X65
PISO 10	35X60	35x60	35X65	35X60	35x60	35X65	35X60	35x60	35X65
PISO 9	40X65	40x65	40X70	40X65	40x65	40X70	40X65	40x65	40X70
PISO 8	40X65	40x65	40X70	40X65	40x65	40X70	40X65	40x65	40X70
PISO 7	40X65	40x65	40X70	40X65	40x65	40X70	40X65	40x65	40X70
PISO 6	40X70	40x70	40X75	40X70	40x70	40X75	40X70	40x70	40X75
PISO 5	40X70	40x70	40X75	40X70	40x70	40X75	40X70	40x70	40X75
PISO 4	40X70	40x70	40X75	40X70	40x70	40X75	40X70	40x70	40X75
PISO 3	40X70	40x70	40X75	40X70	40x70	40X75	40X70	40x70	40X75
PISO 2	40X70	40x70	40X75	40X70	40x70	40X75	40X70	40x70	40X75
PISO 1	40X70	40x70	40X75	40X70	40x70	40X75	40X70	40x70	40X75

CUANTIA DE MATERIALES DE VIGAS POR PISO									
PISO	ACERO (Kg)			HORMIGON M3			INDICE ACERO POR PISO (KG/M2)		
	CEC-02	USFQ	CEC-11	CEC-02	USFQ	CEC-11	CEC-02	USFQ	CEC-11
15	2314.638	2549.7	2552.3	19.44	23.8	23.76	52.66	55	48.6
14	2574.360	3347	3296	19.44	23.8	23.76	55.34	64.9	58
13	3413.312	4401.2	4280.2	23.76	23.8	23.76	65.69	77.9	79.9
12	3645.477	4799.6	4656.5	23.76	23.8	23.76	72.04	86.3	84.5
11	4642.704	6433.6	6204.8	30.24	32.8	32.76	87.85	110	107
10	4653.147	6486.6	6234.8	30.24	32.8	32.76	92.18	115	104
9	5678.034	7930.2	7634.3	37.44	40.3	40.32	109.3	137	133
8	5759.262	8193.1	7931.2	37.44	40.3	40.32	110	140	134
7	5863.680	8448.6	8211.1	37.44	40.3	40.32	116.4	148	145
6	6441.666	8806.8	8571.4	40.32	43.2	43.2	118.5	148	144
5	6534.076	9001.1	8755.5	40.32	43.2	43.2	129.6	160	152
4	6642.425	9249.6	8979.3	40.32	43.2	43.2	127.8	158	156
3	6532.073	9336.5	9048.1	40.32	43.2	43.2	137.1	170	165
2	6220.453	8991.3	8710.8	40.32	43.2	43.2	126.9	159	160
1	5275.187	7510.9	7299.3	40.32	43.2	43.2	121.7	147	152

Tabla 6-11 Derivas de piso para edificio de 15 pisos

DERIVA EDIFICIO DE 15 PISOS			
PISO	CEC-02	USFQ	CEC-11
15	1.411%	1.164%	1.167%
14	1.733%	1.930%	1.929%
13	1.960%	2.285%	2.276%
12	2.040%	2.352%	2.337%
11	2.050%	2.276%	2.257%
10	1.956%	2.258%	2.237%
9	1.936%	2.087%	2.068%
8	1.978%	2.161%	2.143%
7	2.005%	2.175%	2.159%
6	2.005%	2.179%	2.166%
5	2.024%	2.248%	2.238%
4	2.053%	2.253%	2.246%
3	1.968%	2.233%	2.230%
2	1.726%	2.023%	2.022%
1	0.938%	1.168%	1.169%
CORTANTE	388.49	846.379	846.379

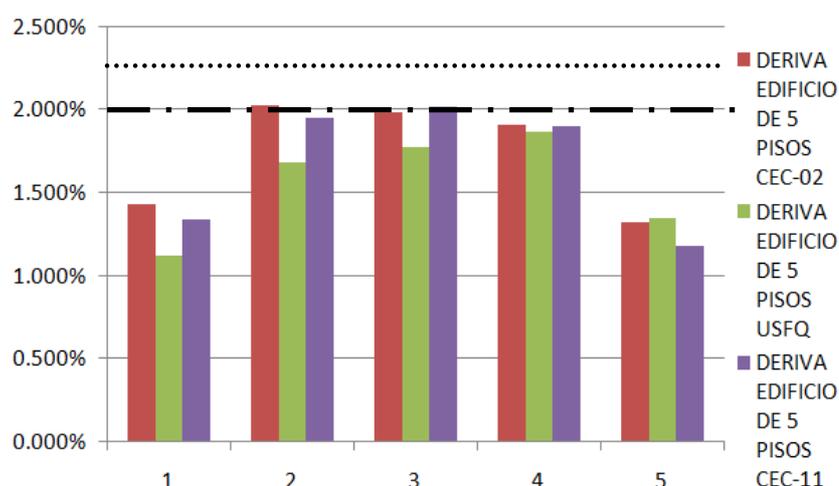
CAPITULO 7: RESULTADOS Y CONCLUSIONES

7.1. Introducción

Los resultados de los edificios modelos producto del diseño y análisis estructural se presentan en convenientes gráficos para su evaluación. El análisis de resultados va de la mano de todos los elementos presentados hasta ahora en los capítulos 4 y 5 como son las comparaciones de espectros de diseño y los resultados de derivas de piso y el diseño de secciones de elementos estructurales. Dentro de la redacción se hablara de diseños CEC-01, USFQ y CEC-11 que corresponden a los espectros de diseño de CPE INEN 5:2001, propuesta USFQ y propuesta de la Comisión Técnica para el código ecuatoriano 2011.

7.2. Derivas de piso y secciones de elementos estructurales del edificio modelo de 5 pisos.

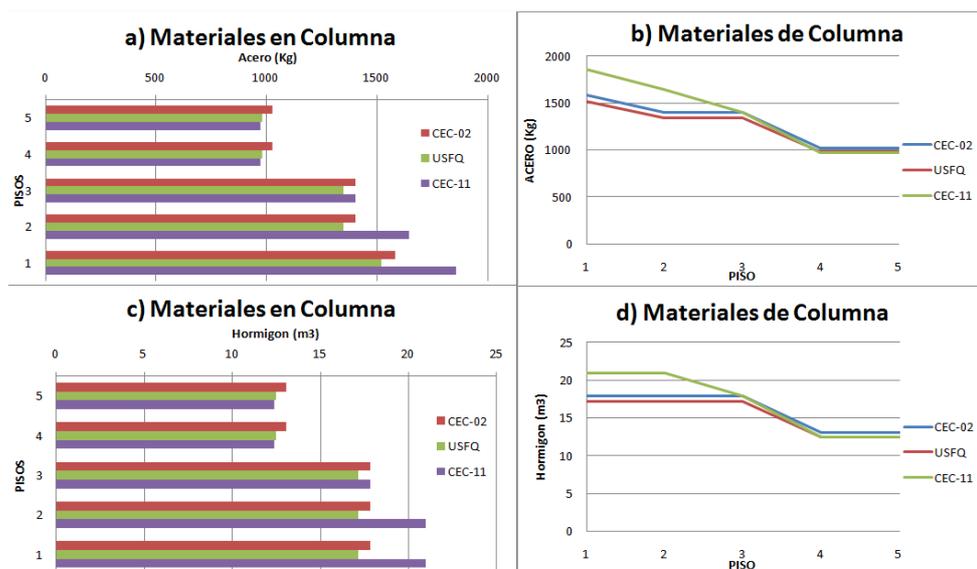
Gráfica 7-1 Derivas de pisos en edificios de 5 pisos



Observando la Gráfica 7-1 observamos las derivas de piso de cada nivel del edificio y los límites para CEC-01 del 2% con la línea punto y raya; para CEC-11 y

USFQ se ve en la línea punteada con un límite de 1.25%. Podemos observar que se tiene una gran distancia entre la deriva de los pisos 1 y 5 con el límite según el código de la construcción; esto se debe a que los elementos de estos pisos tienen secciones mucho más grandes a las necesarias para admitir las deformaciones. La opción más económica es de diseñar secciones que estén bordeando el $\pm 10\%$ del límite de deriva de piso. En nuestro caso hemos admitido estas secciones más grandes porque son de mucha influencia en las derivas de piso de los pisos superiores los cuales para mantener en los límites de deriva estas secciones deben estar lo más grande posible de acuerdo a un pre diseño de secciones. El último piso no se minoró más la sección ya que dicho elemento está en el límite de secciones bajo normativas constructivas. También observamos que las derivas de piso para CEC-01 y CEC-11 van de la mano y mucho más cerca del límite que los pisos del diseño USFQ. Además, no se redijeron más las secciones de columna o de viga para mantener la norma de diseño establecida en el capítulo 21 del ACI de mantener el momento nominal de columnas mayor a $\frac{6}{5}$ del momento nominal de las vigas (Comite ACI 316).

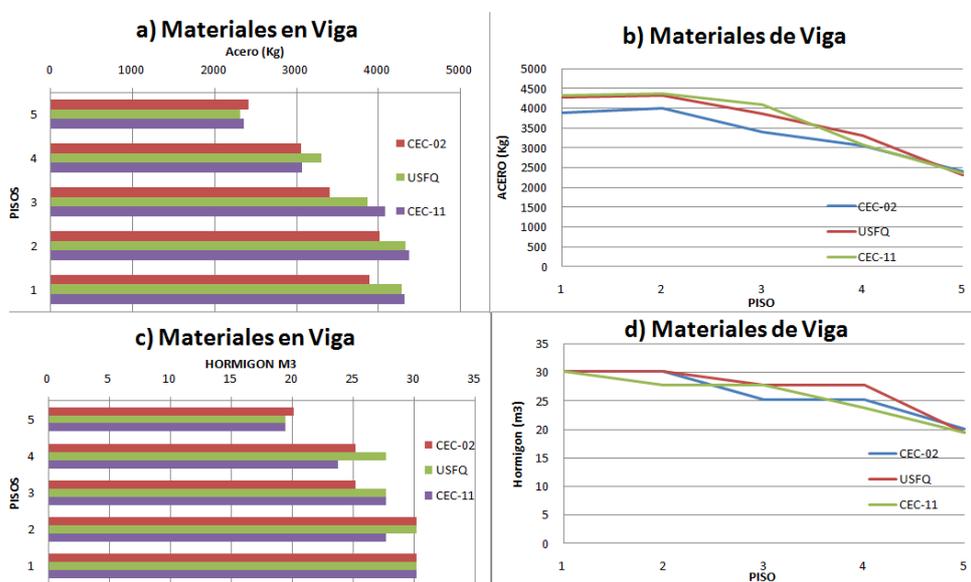
Gráfica 7-2a) y b) Acero en Columnas en edificios de 5 pisos. c) y d) Hormigón en Columnas en edificios de 5 pisos



Ahora fijándonos en los diseños de hormigón armado de los modelos de 5 pisos y ayudándonos de la Gráfica 7-2 observamos las tendencias que demarcan los tres diseños tanto en columnas como en vigas. La primera impresión es obvia acerca de la pendiente negativa de las graficas debido que en los primero pisos se demandan la mayor cantidad de materiales para las secciones. De acuerdo a la Tabla 6-3 donde observamos que las secciones de CEC-01 y USFQ son las mismas tanto en interior, exterior y las esquinas lo cual no es nada extraño ya que la aceleración sísmica en los periodos de ambos edificios no se diferencian por casi nada; por otra parte esta CEC-11 que tiene secciones más grandes en 5cm en los primero dos pisos y 5 cm más baja en los dos últimos pisos obedeciendo a su espectro de diseño mas grande y limite de derivas más amplio. En la grafica a) observamos que la demanda de acero en las columnas del edificio lógicamente decrece al fijarnos en pisos más altos. USFQ y CEC 2001 muestran casi las mismas cantidades de acero en todos sus pisos y por el grafico b) observamos que su tendencia son paralelas entre CEC-01 y USFQ por que comparten las mismas secciones, cosa que no se nos es extraño ya que lo mismo pasa con su

espectro de respuesta en Gráfica 5-2 b); no así con el modelo del espectro CEC-11 que al tener un espectro mucho más grande demanda más resistencia de sus elementos y por lo tanto más cantidad de material. La tendencia que muestra en la grafica c) es de requerir más refuerzo en los 2 primeros pisos para luego ajustarse a la tendencia de los otros dos modelos, es por eso que se observa tanto en la grafica b) y d) como se separan de las líneas de USFQ y CEC-02 por encima de ellas en los dos primeros pisos. Al igual que el acero, el hormigón tiene casi la misma tendencia pero como observamos en la grafica d) tratamos que en todos los diseño se estandarice las secciones como se ve en la Tabla 6-3 al menos entre dos pisos seguidos, por eso es que se tiene líneas rectas los primeros dos pisos en los dos últimos.

Gráfica 7-3 a) y b) Acero en vigas en edificios de 5 pisos c) y d) Hormigon en vigas en edificios de 5 pisos



La Gráfica 7-3 nos muestra claramente que hay un patrón de comportamiento en los resultados de CEC-01 y USFQ casi igual ya que tanto en las cuantías de hormigón como de acero en vigas siempre juntas. En la Tabla 6-4 se ve que el

primer piso se comparte la misma columna entre los tres diseños, mientras que CEC-01 y USFQ mantienen la misma columnas un piso mas antes de bajar su sección en 5 cm para los dos siguientes, CEC-11 lo hace en el siguiente y lo mantiene así para cuatro siguientes pisos. El modelo hecho con espectro USFQ marca una corta diferencia sobre CEC-01 vistas en graficas a) y c) pero sin mucha desventaja de CEC-11. En cuanto a las tendencias que se demarcan en las graficas b) y d) el acero se muestra con una tendencia definida entre hormigón y acero para los dos primeros pisos, luego el hormigón de las secciones se empieza a estandarizarse para los pisos 3 y 4 para USFQ y CEC-02 a diferencia con CEC-11 que sigue bajando hasta acoplarse en el último piso con los 3 diseños.

Tabla 7-1 Tabla de comparación porcentual para a) Vigas y b) Columnas para el edificio de 5 pisos

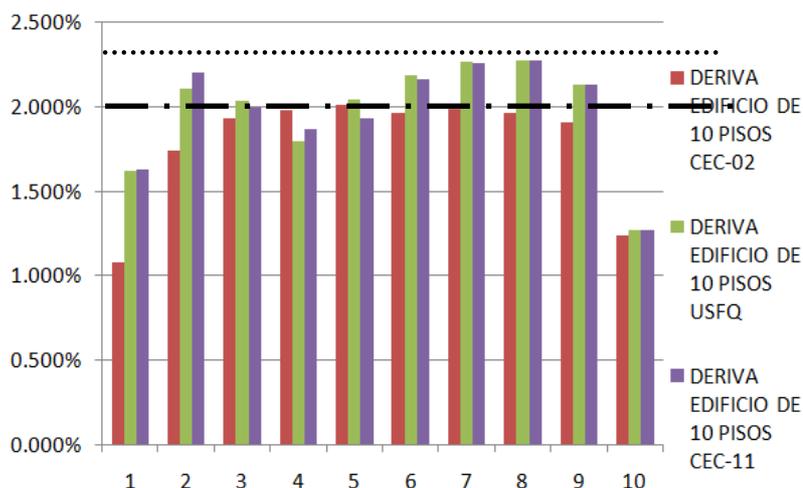
a)	COMPARACION PORCENTUAL POR PISO DE LOS MATERIALES EN VIGAS DE LOS EDIFICIOS MODELOS				b)	COMPARACION PORCENTUAL POR PISO DE LOS MATERIALES EN COLUMNAS DE LOS EDIFICIOS MODELOS			
	ACERO		HORMIGON			ACERO		HORMIGON	
	USFQ vs CEC01	COM vs CEC01	USFQ vs CEC01	COMvs CEC01		USFQ vs CEC01	COM vs CEC01	USFQ vs CEC01	COMvs CEC01
PISO 5	-4.33%	-2.13%	-3.57%	-3.57%	PISO 5	-4.51%	-4.99%	-4.51%	-4.99%
PISO 4	8.32%	0.47%	10.00%	-5.71%	PISO 4	-4.51%	-4.99%	-4.51%	-4.99%
PISO 3	13.39%	19.82%	10.00%	10.00%	PISO 3	-3.99%	0.00%	-3.99%	0.00%
PISO 2	7.79%	9.11%	0.00%	-8.33%	PISO 2	-3.99%	17.36%	-3.99%	17.36%
PISO 1	10.01%	10.79%	0.00%	0.00%	PISO 1	-3.99%	17.36%	-3.99%	17.36%
TOTAL POR EDIFICIO	7.80%	8.49%	3.30%	-1.65%	TOTAL POR EDIFICIO	-4.16%	6.46%	-4.16%	6.15%

En las tablas Tabla 7-1 a) Tabla 7-1 b) podemos observar los porcentajes de diferencia en relación con los resultados obtenidos con el diseño de secciones usando el espectro de CEC-01. Para las vigas en la tabla a) vemos que el diseño usando USFQ tenemos 7.8% mas hacer, y 3.3% mas hormigón que usando el CEC-01 teniendo al piso 3 como el pisos con mayor demanda de material tanto en acero como en hormigón excepto en el último piso donde hay una minoría de cuantía. Esto quiere decir que el nuevo código está encareciendo nuestra obra en las vigas debido al aumento de la aceleración sísmica en el periodo de nuestro

edificio. Los resultados evaluando el diseño con el espectro de la CEC-11 son distintos a los resultados con USFQ de modo que obtenemos un incremento de 0.69% en el uso de acero en nuestras vigas pero una minoración de 1.65% en el uso de hormigón. El tercer piso sigue siendo un punto de demanda alta lo que nos da una idea de que no se aprovecho toda la holgura que nos dan los límites de deriva en este piso en relación a los demás pisos. En la parte b) resalta el ahorro en los materiales de columna para el diseño con USFQ tanto en acero como en hormigón dándonos el mismo número lo cual se puede corroborar con las graficas de tendencias anteriores para las columnas. Los porcentajes de la diferencia con los diseños de CEC-11 bordean el 6% de ventaja de este diseño sobre el diseño con CEC-02 denotando una gigante diferencia en los primero dos pisos como se puede también apreciar en la enorme desfase de las tendencias de la Gráfica 7-2 y Gráfica 7-3.

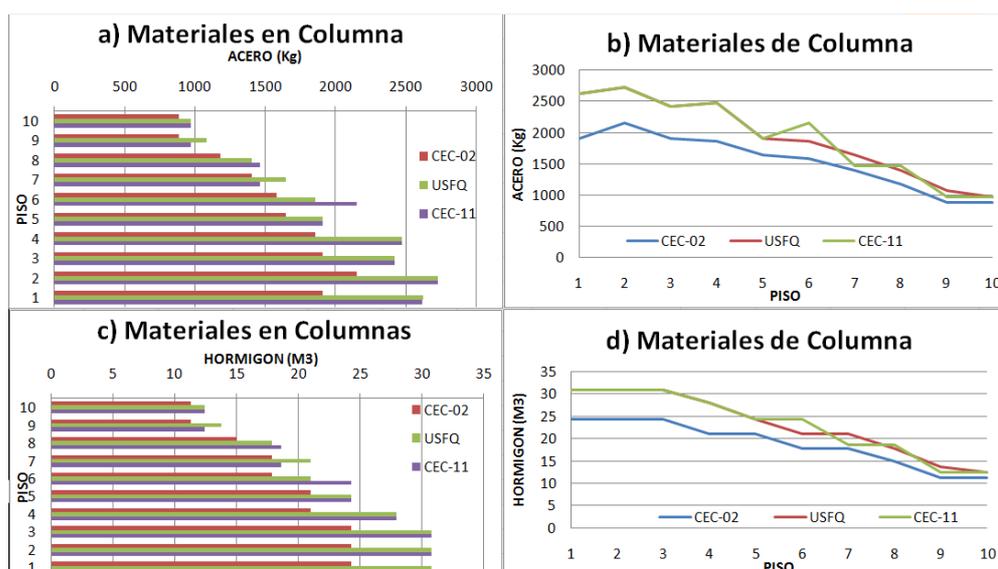
7.3. *Derivas de piso y secciones de elementos estructurales del edificio modelo de 10 pisos.*

Gráfica 7-4 Derivas de pisos en edificios de 10 pisos



En la grafica anterior vemos como casi todos los pisos de CEC-01 están al límite de la deriva de piso excepto el primero y el decimo que obedece a la influencia que tiene sobre los demás pisos y la sección de cubierta respectivamente. En cuanto a los limites de CEC-11 y USFQ vemos que los que más se acercan son los del 6 al 9, dejando al 2 como el más próximo y a los demás debajo del 2%. Estos resultados nos darán una idea de la demanda de acero y hormigón con las siguientes tablas.

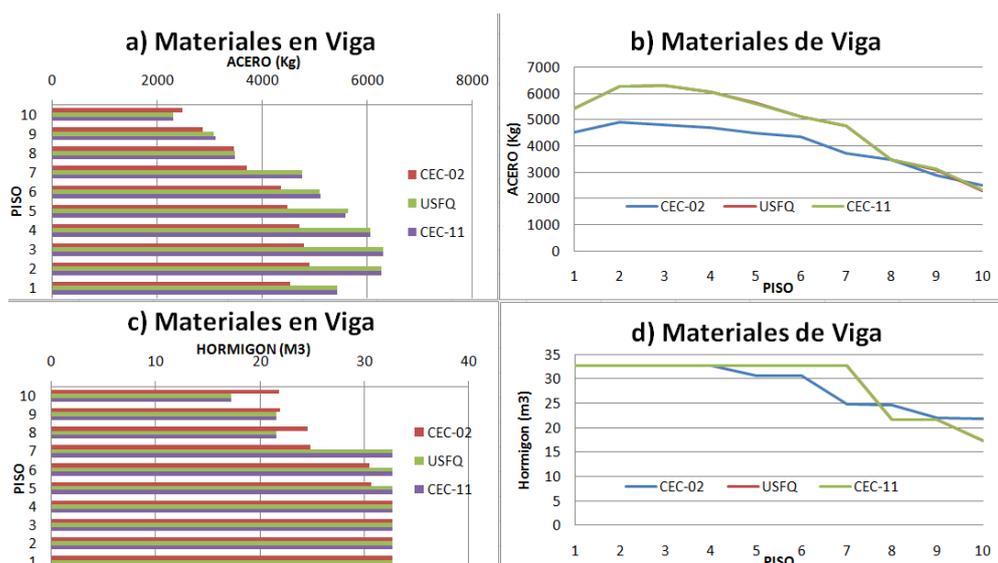
Gráfica 7-5 a) y b) Acero en columnas en edificios de 10 pisos c) y d) Hormigón en columnas en edificios de 10 pisos



Para la situación para los modelos de 10 pisos tiene ciertos cambios interesantes. En la Gráfica 7-5 vemos que la tendencia es parecida en la demanda de hormigón y acero de las columnas de USFQ y CEC-11 mientras que CEC-01 se encuentra con menos demanda de materiales debido a su bajo espectro para el periodo que exige un edificio de 10 pisos, pero siempre paralelo a USFQ. USFQ y CEC-11 se empiezan a unificar en los últimos pisos a partir del séptimo tanto para hormigón como en demanda de acero de refuerzo, no así

CEC-01 que aun mantiene su baja demanda bajo la misma tendencia demarcada desde el tercer piso. En la Tabla 6-6 vemos que USFQ y CEC-11 tienen las mismas secciones en los 3 primeros pisos y para los siguientes son casi iguales bajando cada dos pisos 5cm de sección a excepción del sexto piso donde USFQ baja la sección en el piso inmediato y alargando un piso mas la sección para los pisos 8, 9 y 10. CEC-01 tiene sus secciones más bajas en 10cm para los primeros pisos y se pone por debajo en 5cm a partir del quinto piso en adelante. Otra cosa interesante en las graficas de los materiales en columna son los picos que se desarrollan en los pisos 6 y 8 de la demanda de acero que coinciden con los niveles que más se acercan al límite de la deriva de piso, lo que nos da una idea que entre más cerca estamos del límite, la sección se acorta mas en relaciona lo otros pisos y su demanda de refuerzo sube.

Gráfica 7-6 a) y b) Acero en vigas en edificios de 10 pisos c) y d) Hormigón en vigas en edificios de 10 pisos



Para la Gráfica 7-6 muestran las cantidades a usarse de acero y hormigón en vigas respectivamente mostrando uniformidad de secciones y su demanda de

hormigón en los primeros 7 pisos para los tres modelos con distinto espectro visto en las graficas c) y d); esto también se hace muy notorio en la grafica a) y b) donde se muestra el acero necesario y se ve una tendencia suave hasta el séptimo piso. En las graficas b) y d) observamos un cambio de pendiente fuerte para los pisos 8 en adelante que ya que como vemos en la Tabla 6-7 el peralte de la viga baja drásticamente en 15cm. Este cambio obedece especialmente a que la las derivas de piso se lograron contener en mayor parte con los primeros 6 pisos y mantenemos las vigas lo más bajas posibles para asegurar la superioridad de momento nominal de las columnas para asegurar mecanismos de falla seguros.

Tabla 7-2 Tabla de comparación porcentual para a) Vigas y b) Columnas para el edificio de 10 pisos

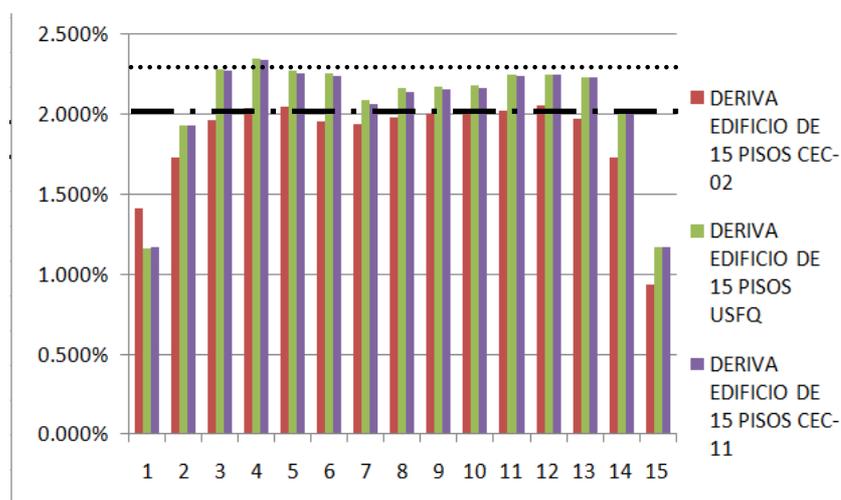
a)	COMPARACION PORCENTUAL POR PISO DE LOS MATERIALES EN VIGAS DE LOS EDIFICIOS MODELOS				b)	COMPARACION PORCENTUAL POR PISO DE LOS MATERIALES EN COLUMNAS DE LOS EDIFICIOS MODELOS			
	ACERO		HORMIGON			ACERO		HORMIGON	
	USFQ vs CEC01	COM vs CEC01	USFQ vs CEC01	COMvs CEC01		USFQ vs CEC01	COM vs CEC01	USFQ vs CEC01	COMvs CEC01
PISO 10	3.78%	4.28%	-20.00%	-20.00%	PISO 10	9.89%	9.89%	9.89%	9.89%
PISO 9	19.71%	20.95%	0.00%	0.00%	PISO 9	21.98%	9.89%	21.98%	9.89%
PISO 8	12.20%	12.27%	-9.09%	-9.09%	PISO 8	19.01%	24.17%	19.01%	24.17%
PISO 7	58.33%	58.37%	37.88%	37.88%	PISO 7	17.36%	4.34%	17.36%	4.34%
PISO 6	35.65%	36.14%	8.33%	8.33%	PISO 6	17.36%	36.11%	17.36%	36.11%
PISO 5	54.04%	52.35%	8.33%	8.33%	PISO 5	15.98%	15.98%	15.98%	15.98%
PISO 4	61.24%	60.81%	0.00%	0.00%	PISO 4	33.14%	33.14%	33.14%	33.14%
PISO 3	68.44%	68.36%	0.00%	0.00%	PISO 3	26.66%	26.66%	26.66%	26.66%
PISO 2	65.63%	65.65%	0.00%	0.00%	PISO 2	26.66%	26.66%	26.66%	26.66%
PISO 1	44.80%	44.85%	0.00%	0.00%	PISO 1	37.40%	37.28%	26.66%	26.66%
TOTAL POR EDIFICIO	24.09%	24.10%	2.68%	2.68%	TOTAL POR EDIFICIO	24.01%	24.44%	22.53%	22.76%

En la Tabla 7-2 Tabla de comparación porcentual para a) Vigas y b) Columnas para el edificio de 10 pisos tenemos los resultados de las diferencias porcentuales de los códigos USFQ y COMISION con CEC-02. En a) podemos apreciar que las diferencias tanto en acero como en hormigón de los diseños son casi idénticas dando como más caro a los edificios con los mencionados diseños. La diferencia más remarcable da en el piso 7 que es un piso con gran demanda de materiales debido a que al mantener uniforme tantas secciones como vemos

en las tablas anteriores para columnas y vigas necesitaremos mas refuerzo para garantizar la resistencia a mayores esfuerzos que producen las fuerzas de los nuevos espectros. En la tabla b) vemos la misma tendencia a mayor demanda de los diseños de los nuevos espectros pero la demanda de hormigón se incrementa bastante más en las columnas que para las vigas llegando a tener el mismo porcentaje que el incremento de acero. Esta tendencia se puede evidenciar con las graficas anteriores donde vemos que las gradientes de columnas son iguales tanto en acero como en hormigón en la Gráfica 7-5.

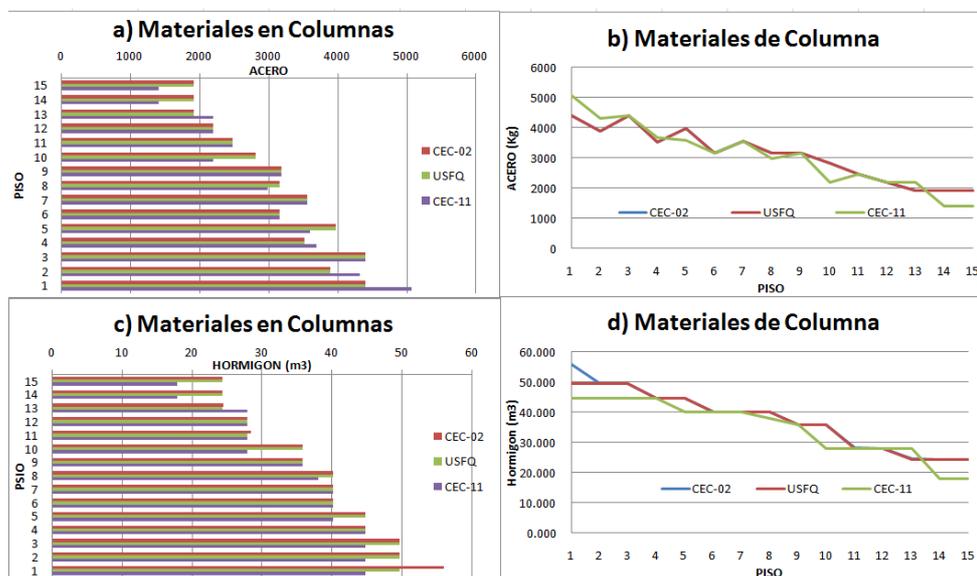
7.4. *Derivas de piso y secciones de elementos estructurales del edificio modelo de 15 pisos.*

Gráfica 7-7 Derivas de pisos en edificios de 15 pisos



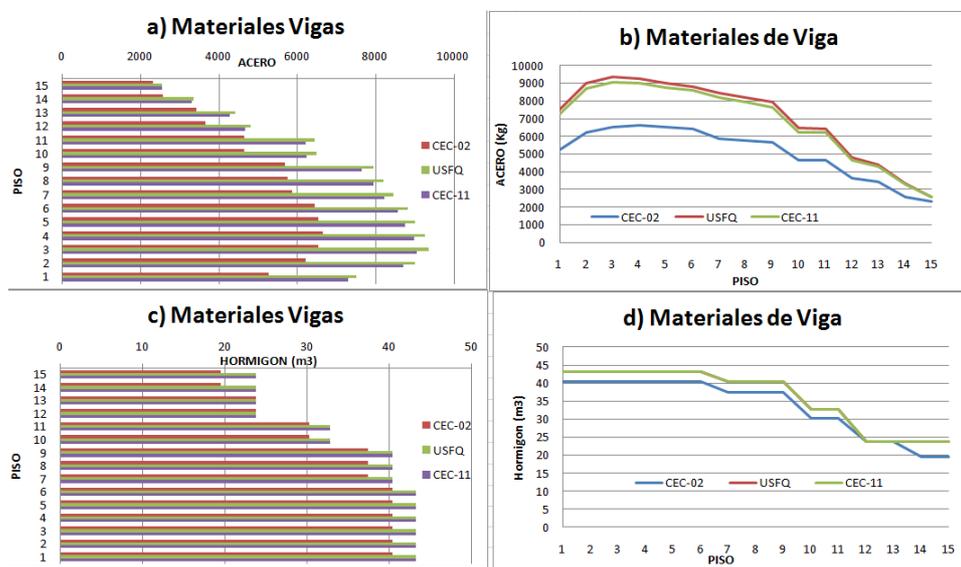
En cuanto a derivas de piso del edificio de 15 niveles podemos decir que CEC-01 se mantuvo al límite con sus derivas, sobrepasando en un máximo de 10% en algunos pisos. CEC-11 y USFQ también se mantuvieron al límite con excepciones de sus 2 primeros, 2 últimos y el piso 7 que bordea el 2%.

Gráfica 7-8 Acero en columnas en edificios de 15 pisos c) y d) Hormigón en columnas en edificios de 15 pisos



Para los edificios de 15 pisos la tendencia es más uniforme para las columnas de los tres diseños. Observamos que para CEC-01 y USFQ las demandas de materiales se cubren en todos los pisos a excepción del hormigón en el primer piso que tienen una sección más grande que los demás como se ve en la Tabla 6-9. En comparación con CEC-11, vemos que las tendencias no se separan en mucho con ciertos altos y bajos en distintos pisos pero sin demarcar un alza significativa. En la Tabla 6-9 se ve como la uniformidad de secciones coinciden los tres espectros en pisos como 6 y 7; 11 y 12 y entre USFQ y CEC-11 coinciden en todos sus pisos. Observando las tendencia de demanda de materiales de b) y d) podemos admitir que CEC-11 y USFQ avanzan en el mismo camino y no así CEC-01 que en ciertos pisos a concurrido en las mismas demandas que los otros dos en excepción grande para el piso 10.

Gráfica 7-9 Acero en vigas en edificios de 15 pisos c) y d) Hormigón en vigas en edificios de 15 pisos



Viendo la Tabla 6-10 observamos que las son las mismas secciones de vigas en todos los pisos para los 15 pisos y para CEC-11 aumenta el peralte en 5cm los tres primeros pisos para luego siempre estar por delante de las secciones de los otros edificios en 5cm a excepción de la coincidencia de los pisos 12 y 13. En las vigas funciona de la misma manera la tendencia absolutamente compatible entre USFQ y CEC-11, mientras que para las vigas CEC-01 se desarrolla paralelamente pero con menor cuantía debida que demanda menos esfuerzos a sus secciones por tener un espectro más pequeño. El cambio brusco en las pendientes en 9 a 10 y de 11 a 12 se debe al cambio más fuerte de secciones tanto en peralte como en ancho.

Tabla 7-3 Tabla de comparación porcentual para a) Vigas y b) Columnas para el edificio de 15 pisos

a)	COMPARACION PORCENTUAL POR PISO DE LOS MATERIALES EN VIGAS DE LOS EDIFICIOS MODELOS			
	ACERO		HORMIGON	
	USFQ vs CEC01	COM vs CEC01	USFQ vs CEC01	COMvs CEC01
PISO 15	11.04%	10.27%	22.22%	22.22%
PISO 14	30.01%	28.03%	22.22%	22.22%
PISO 13	28.94%	25.40%	0.00%	0.00%
PISO 12	31.66%	27.73%	0.00%	0.00%
PISO 11	38.57%	33.65%	8.33%	8.33%
PISO 10	39.40%	33.99%	8.33%	8.33%
PISO 9	39.67%	34.45%	7.69%	7.69%
PISO 8	42.26%	37.71%	7.69%	7.69%
PISO 7	44.08%	40.03%	7.69%	7.69%
PISO 6	36.72%	33.06%	7.14%	7.14%
PISO 5	37.76%	34.00%	7.14%	7.14%
PISO 4	39.25%	35.18%	7.14%	7.14%
PISO 3	42.93%	38.52%	7.14%	7.14%
PISO 2	44.54%	40.03%	7.14%	7.14%
PISO 1	42.38%	38.37%	7.14%	7.14%
TOTAL POR EDIFICIO	38.48%	34.35%	7.90%	7.90%

b)	COMPARACION PORCENTUAL POR PISO DE LOS MATERIALES EN COLUMNAS DE LOS EDIFICIOS MODELOS			
	ACERO		HORMIGON	
	USFQ vs CEC01	COM vs CEC01	USFQ vs CEC01	COMvs CEC01
PISO 15	0.00%	-26.53%	0.00%	-26.53%
PISO 14	0.00%	-26.53%	0.00%	-26.53%
PISO 13	0.00%	14.80%	-0.92%	13.74%
PISO 12	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%
PISO 11	0.00%	0.00%	-1.75%	-1.75%
PISO 10	0.00%	-22.15%	0.00%	-22.15%
PISO 9	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%
PISO 8	0.00%	-5.40%	0.00%	-5.40%
PISO 7	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%
PISO 6	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%
PISO 5	0.00%	-9.46%	0.00%	-10.25%
PISO 4	0.00%	4.99%	0.00%	0.00%
PISO 3	0.00%	0.09%	0.00%	-9.75%
PISO 2	0.00%	10.82%	0.00%	-9.75%
PISO 1	0.00%	15.24%	-11.43%	-20.06%
TOTAL POR EDIFICIO	0.00%	-1.35%	-1.26%	-8.06%

En la Tabla 7-3 Tabla de comparación porcentual para a) Vigas y b) Columnas para el edificio de 15 pisos y b) vemos que las diferencias se agrandan un poco más que las de la Tabla 7-2. La diferencia más grande se nota en el acero para los dos diseños en las vigas. En cambio que el hormigón mantiene una prudente alza del casi 8% sobre CEC-02. Lo interesante se ve en las columnas de los dos diseños donde se nota una disminución muy leve de acero con relación a lo diseñado con CEC-02 y el 8% menos de hormigón en el diseño con el espectro de la COMISION. Esto se debe a que fundamentalmente las secciones se mantenían iguales en los tres edificios para las columnas con muy pocas excepciones. Lo evidenciamos de gran manera en las tendencias que son muy cortas entre sí en los dos diseños nuevos tanto para hormigón y acero de vigas y columnas.

7.5. Conclusiones generales edificios modelos

En general vemos que el aumento en la aceleración sísmica resultado de haber elevado la grafica del espectro de respuesta a la aceleración sísmica en la propuesta USFQ y CEC-11 tenemos secciones más grandes con cuantías ligeramente más grandes vistas en las distintas tablas anteriores.

En los edificios modelos de 5 pisos no se diferencia en mucho con respecto a los 3 modelos ya que las secciones de columna y viga no representan un cambio en cuantía de acero y hormigón mayor al 5% que fácilmente se recupera realizando un correcto chequeo de conexiones y acercándonos un poco más al límite de deriva de piso como se lo hizo con CEC-01.

Con respecto a los modelos de 10 pisos ya hay una diferencia una diferencia más marcada donde las secciones entre USFQ y Comisión llegan a converger en la mayoría de pisos desde el primero al quinto, el cual es la mitad de altura. Mientras que la diferencia con CEC-01 ya es mayor al 20% donde ya representa un costo muy importante diseñar con el nuevo código que con CEC-01. Esto igual se puede remediar acercándonos al límite de deriva de piso ya que en la mayoría de pisos esta con una holgura del 10% debajo del límite.

Por último los edificios de 15 pisos demarcan diferencias más notables que se venía viendo al aumentar los pisos. En cuestión de demanda de hormigón las secciones demandan casi las mismas cantidades de hormigón y siguiendo la misma tendencia a lo largo de la altura. En cuanto a la cuantía de acero la diferencia ya se incrementa en más del 40% entre las nuevas propuestas y CEC-01; USFQ y CEC-11 ya están muy cerca en tendencia y cuantía que diera lo mismo diseñar en cualquiera de los dos. En este caso la mayoría de pisos se llevo a una posición muy cercana al límite de deriva así que los resultados muestran una muy buena tendencia de los pisos y sus demandas de materiales.

7.6. Recomendaciones.

Las recomendaciones las podemos enlistar de tal manera de cómo se ejecuto la metodología de diseño.

- Es importante el reconocimiento del lugar y condiciones específicas del lugar de construcción ya que la nueva propuesta es más detallada y amplia su clasificación de estratos de suelos, los cuales están ligados a valores específicos para los valores del espectro.
- Es importante recordar que el ramal izquierdo ascendente del nuevo espectro solo aplica para periodos más cortos que el fundamental, en general para estructuras bastante pequeñas, en cuanto a edificaciones más relevantes usara toda la meseta del espectro hasta que su periodo entre a los periodos largos.
- El uso del análisis dinámico es la mejor opción al momento de diseñar los modelos ya que tenemos una mejor repartición de las cargas laterales de acuerdo al espectro y distribución de masa con altura. Para nuestra ventaja que el software de análisis estructural todos tienen definido opciones simplificadas de uso del diseño dinámico lo cual da una gran ventaja al calculista al momento de ingresar las variables.
- El chequeo de derivas siempre se lo debe de hacer teniendo en cuenta el diseño por conexiones que nos demanda que la resistencia de las columnas sea mayor o igual a $6/5$ de la resistencia de viga de acuerdo a lo establecido en el capítulo 21 del ACI 318-05. Para este caso se debe modificar el incremento de sección de columna si no se satisface el límite de deriva; o como otra opción tenemos el disminuir la sección de vigas de algunos pisos pero cuidando que este no sea más que en su peralte ya que es muy sensible estos modelos a los cambios en vigas ya que ocupan la mayor parte de masa en el piso.

- El chequeo de conexiones debe ser mandatorio para todo diseño ya que en ellos se garantiza una modalidad de colapso seguro en caso de que la estructura llegase a fallar.

BIBLIOGRAFIA

AIS. Asociacion Colombiana de Ingenieria Civil. 02 de 02 de 2010. 05 de 05 de 2011 <www.asosismica.org.co>.

Argudo, Jaime PH.D. Consideraciones para la Ordenanza Normativa Sísmica. Revision. Guayaquil, 2009.

ASCE/SEI 7. MINIMUM DESIGN LOADS DOR BUILDINGS AND OTHER STRUCTURES. RESTON: American Society of Civil Engineers, 2010.

ASOCIACION DOMINICACA DE MITIGACION DE DESASTRES. «ADMD.» 2003 de 09 de 22. DESARROLLO HISTÓRICO DEL COMIENZO Y EVOLUCIÓN DE LA INGENIERIA SÍSMICA CIENTÍFICA BASADA EN EL DESEMPEÑO Y DISCUSIÓN DE LOS DESAFÍOS EN SU APLICACIÓN EN LA PRÁCTICA. 05 de 05 de 2011 <<http://www.desastre.org/home/data/pdf/risk/esp/presentacion%20Bertero%20reducida%20parte%201.pdf>>.

CEINCI. CEC'77, CEC'2000 Y PROPUESTA. INFORME. QUITO: ESPE, 2002.

COMISION ASESORA PERMANENTE PARA EL REGIMEN DE CONSTRUCCIONES SISMO-RESISTENTES. REGLAMENTO COLOMBIANO DE CONSTRUCCION SISMO-RESITENTE NSR-10. BOGOTA: IMPRENTA NACIONAL, 2010.

Comite ACI 316. «Capítulo 21: Requisitos especiales para el diseño sísmico.» Institute, America Concrete. Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-05) y Comentario (ACI 318SR-05). Farmington Hills: american concrete institute, 2005. 495.

Consortium of Universities for Research in Earthquake Engineering. «CUREE.» 1998. Historic Developments in the Evolution of Earthquake Engineering. 05 de 05 de 2011 <http://www.curee.org/image_gallery/calendar/essays/1998-CUREE_excerpt.pdf>.

Dowrick. Diseno de estructuras Resistentes a Sismos. Mexico D.F: LIMUSA, 1992.

DR.-ING YEPEZ, FABRICIO, y otros. ANALISIS COMPARATIVO DE LOS REQUISITOS DEL CEC-1979 Y DE LA NUEVA PROPUESTA DE CODIGO CEC-2000 PARA ESTRUCTURAS APORTICADAS DE HORMIGON ARMADO. PONENCIA. QUITO: PUCE, 2000.

Elnashai, Amr S. «El Sevier.» 13 de Marzo de 2001. A very brief history of Earthquake engineering with emphasis on in developments in and from the Britisg Isles. 05 de 05 de 2011 <www.elsevier.com/loca/chaos>.

Fabricio Yopez PhD, Ing. Actualizacion delCodigo Ecuatoriano de la Construccion. Quito, 01 de 10 de 2010.

—. Ingeneira sismoresistente. guia de estudio. Cumabaya, 2010.

Goytia, Ivan Richard y Rolando Villanueva. Modernización de la Enseñanza y Aprendizaje de la Asignatura de Ingeniería Antisísmica. Mendoza: Universidad Nacional de Cuyo, 2001.

INSTITUTO ECUATORIANO DE NORMALIZACION. «Capítulo 12: Requisitos generales de Diseño: Peligro sísmico, espectros de diseño y requisitos mínimos de cálculos para diseño sísmoresistente.» Código de Práctica ecuatoriano CPE INEN 5:2001. Quito: INEN, 2001. 1-34.

Microsoft HOME. SISMOS. 2008.

PhD YEPEZ, FABRICIO. CURSO PRACTICO: CALCULO SISMO-RESISTENTE DE ESTRUCTURAS USANDO EL NUEVO CODIGO CEC-2002. MANUAL. QUITO: CICP, 2009.

Reitherman, Robert. «Consortium of Universities for Research in Earthquake Engineering.» 12 de 02 de 2008. CUREE. 05 de 05 de 2011 <<http://www.eeri.org/site/images/awards/reports/reithermanpart1.pdf>>.

SOCIEDAD ECUATORIANA DE INGENIERIA SISMICA. Reseña Histórica. 11 de 03 de 2008. 05 de 05 de 2011 <<http://www.seis.org.ec/modules.php?name=News&file=article&sid=4>>.

Trifunac, Mihailo D. 01 de 06 de 2007. THE RESPONSE SPECTRUM: A Technical Seminar on the Development and Application of the Response Spectrum Method for Seismic Design of Structures. 05 de 05 de 2011 <http://www.usc.edu/dept/civil_eng/Earthquake_eng>.

U.S GEOLOGICAL SURVEY. «USGS Earthquake Publications.» 2010. A Brief History of Seismology. 05 de 05 de 2011 <http://earthquake.usgs.gov/hazards/about/workshops/thailand/downloads/CSMpp1_History.pdf>.

VERA, ING. XAVIER. FORTALECIMIENTO DE CAPACIDADES DEL MUNICIPIO DE GUAYAQUIL. INFORME FINAL. GUAYAQUIL: PNUD, 2010.

Yepez, Fabricio, Vinicio Suarez y Xavier Vera. Borrador de actualizacion del capitulo sismoresistente del CEC. Borrador. Quito, 2011.

ANEXOS