

UNIVERSIDAD NACIONAL SAN CRISTÓBAL DE HUAMANGA
FACULTAD DE INGENIERÍA DE MINAS, GEOLOGÍA Y CIVIL
ESCUELA DE FORMACIÓN PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL
ÁREA: ESTRUCTURAS



TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL
ANÁLISIS COMPARATIVO DE LAS NORMAS DE DISEÑO
SISMO-RESISTENTE EN LOS PAÍSES LATINOAMERICANOS
COLINDANTES AL CINTURÓN DE FUEGO

PRESENTADO POR:
RUTMAN MARTÍNEZ MENDOZA

DIRIGIDO POR:
ING. CRISTIAN CASTRO PÉREZ

Ayacucho-Perú
2015

“ANÁLISIS COMPARATIVO DE LAS NORMAS DE DISEÑO SISMO-RESISTENTE EN LOS PAÍSES LATINOAMERICANOS COLINDANTES AL CINTURÓN DE FUEGO”

RECOMENDADO : 18 DE DICIEMBRE DEL 2015

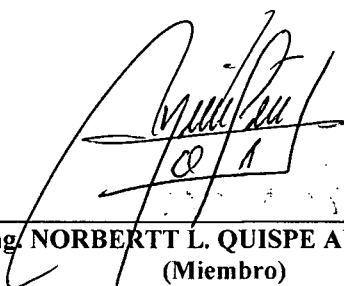
APROBADO : 04 DE ENERO DEL 2016



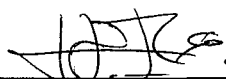
MSc. Ing. JOSÉ E. ESTRADA CÁRDENAS
(Presidente (e))



MSc. Ing. JAVIER E. TAIPE CARBAJAL
(Miembro)

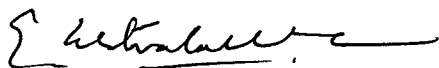


MSc. Ing. NORBERTT L. QUISPE AUCCÁPUCLLA
(Miembro)

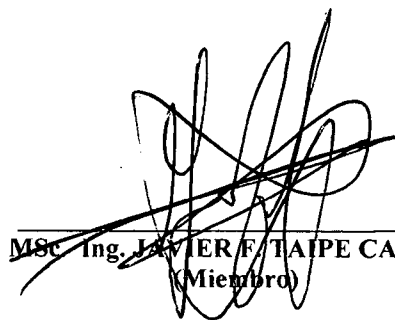


Ing. DARWIN ORTEGA CÁCERES
(Secretario Docente)

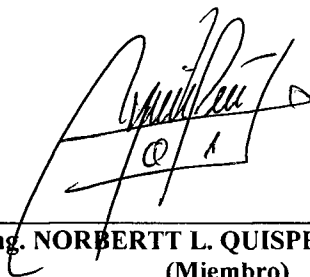
Según el acuerdo constatado en el Acta, levantada el 04 de enero del 2016, en la Sustentación de Tesis presentado por el Bachiller en Ciencias de la Ingeniería Civil Sr. Rutman MARTÍNEZ MENDOZA, con el Trabajo Titulado “ANÁLISIS COMPARATIVO DE LAS NORMAS DE DISEÑO SISMO-RESISTENTE EN LOS PAÍSES LATINOAMERICANOS COLINDANTES AL CINTURÓN DE FUEGO”, fue calificado con la nota de QUINCE (15) por lo que se da la respectiva APROBACIÓN.



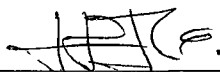
MSc. Ing. JOSÉ E. ESTRADA CÁRDENAS
(Presidente (e))



MSc. Ing. JAVIER F. TAIPE CARBAJAL
(Miembro)



MSc. Ing. NORBERT L. QUISPE AUCCAPUCLLA
(Miembro)



Ing. DARWIN ORTEGA CÁCERES
(Secretario Docente (e))

... Crear una realidad sólo para él, repito Veronika ¿Que es la realidad?, Es lo que la mayoría de gente consideró lo que debía ser. No necesariamente lo mejor, ni lo mas lógico, sino lo que se adopto al deseo colectivo...

Paulo Coelho (1947-...)- Veronika Decide Morir

Agradecimientos

En primera instancia agradezco a Dios por permitirme elaborar este trabajo; nunca nos puede faltar, de igual manera es imprescindible reconocer el mérito a varios ilustres profesores de la casa magna, sus aportes y contribuciones fueron valiosos para llevar esta investigación.

Por último a mis queridos padres que siempre han sido mi apoyo fundamental, sin ellos sería otra historia.

Rutman Martínez Mendoza

<http://rutmanmartinez.wordpress.com>

rutman11235@hotmail.com

UNSCH

Ayacucho, noviembre de 2015

Rutman Martínez

Resumen

El trabajo de investigación que aquí se presenta tiene como objetivo *Establecer, en cuanto a los aspectos técnicos de la Ingeniería Sísmica, cuáles son las discrepancias y similitudes entre las normativas de Colombia, Ecuador, Perú y Chile vigentes, concerniente a las edificaciones sismo-resistentes, para proponer mejoras e identificar debilidades.* Para ello se ha desarrollado como instrumentos una matriz de registro y otra de comparación, con los cuales se procesó la información, del análisis de resultados se observa que a pesar de ser escenarios diferentes existe gran similitud entre las normas sismo-resistentes partiendo desde lo más básico e ineludible al diseño sísmico como lo es la Filosofía, las diferencias más marcadas se encuentran en los procesos de cálculo, las formas espectrales y los controles, se resalta a la norma chilena ya que las diferencia son mas enmarcadas que al resto de normas. En la investigación también se desarrolla el análisis sísmico dinámico con las diferentes normas en estudio, de una edificación de categoría esencial, donde se ha observado que la norma chilena es la mas exigente del grupo en cuanto a controles y fuerzas dinámicas.

PALABRAS CLAVES:

Edificaciones Sismo-Resistentes; Normativas de Construcción; Parámetros Sísmicos en las Normas.

Summary

The research work presented here aims *Set in terms of the technical aspects of the Earthquake Engineering, which discrepancies and similarities between the laws of Colombia, Ecuador, Peru and Chile are in force, concerning buildings earthquake-resistant, to suggest improvements and identify weaknesses.* For this we have developed as instruments an array of registration and another comparison, with which the information process, analysis of results shows that despite being different scenarios there is great similarity between the earthquake resistant standards starting from the basics and indispensable to seismic design philosophy as it is, the most marked differences are in the process of calculation, the spectral shapes and controls the Chilean standard is highlighted as the difference is more framed as other standards. In researching the dynamic seismic analysis with different standards in study, an essential building category, which has seen the Chilean standard is the most demanding in terms of group controls and dynamic forces it is also developed.

KEY WORDS:

Seismic buildings; Construction Standards; Seismic parameters in standards.

Índice

Portada	I
Epígrafe	I
Agradecimientos	II
Resumen	III
Índice General	IV
Índice de Figuras	X
Índice de Cuadros	XI

I INTRODUCCIÓN 1

1. INTRODUCCIÓN	2
1.1. ANTECEDENTES	2
1.2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	5
1.2.1. Contextualización del Problema	5
1.2.2. Formulación del problema	7
1.2.2.1. Problema Principal	7
1.2.2.2. Problemas Secundarios	8
1.2.3. Justificación de la Investigación	8
1.3. OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN	9
1.3.1. Objetivo general	9
1.3.2. Objetivos específicos	9
1.4. HIPÓTESIS	9
1.4.1. Hipótesis global	9

1.4.2. Subhipótesis	9
1.5. VARIABLES	10
II REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA	11
2. ESTADO DE ARTE	12
2.1. Cinturón De Fuego Del Pacifico	12
2.2. Códigos, normas y reglamentos para el diseño sismo - resistente	14
2.3. Aspectos Determinantes, Considerados por la Ingeniería Civil, para la Construcción de Edificaciones Sismo-Resistentes	15
2.4. Principios de Ingeniería Estructural en Zonas Sísmicas	16
2.4.1. Capacidad de Predicción de Eventos Sísmicos	17
2.4.2. Evaluación de la Vulnerabilidad de la Edificación	18
2.4.3. Evaluación de Desempeño de la Estructura ante Eventos Sísmicos	19
2.5. Elementos de la Ingeniería Civil Considerados en las Construcciones Sismo-Resistentes	20
2.5.1. Principios Básicos para la Construcción de Edificaciones Sismo-Resistentes	20
2.5.2. Aspectos Teóricos para el Análisis de Estructuras que son Considerados como Significativos dentro de las Normas Sismo-Resistentes	22
2.5.3. Aspectos Considerados como Significativos para la Caracterización de las Acciones de Diseño en las Construcciones Sismo-Resistentes	30
2.5.4. Aspectos de Configuración y Estructuración del Diseño Considerados como Significativos en las Construcciones Sismo-Resistentes.	33
2.6. Limitaciones de las normas sismo-resistentes latinoamericanas	33
III MATERIALES Y MÉTODOS	35
3. MATERIALES Y MÉTODOS	36
3.1. Tipo de Investigación	36
3.2. Diseño de la Investigación	36
3.3. Definición de las Variables de Estudio	38
3.4. Definición de las Unidades de Estudio	40
3.5. Técnicas e Instrumentos de Recolección de Datos De la Investigación	42
3.6. Procedimientos Realizados	44
3.7. Tipos de Análisis Realizados	45
3.8. Fases Metodológicas de la Investigación	45

IV DESARROLLO Y ANÁLISIS DE DATOS	47
4. DESARROLLO	48
4.1. Recopilación de Datos	48
4.1.1. Matriz de registro de datos del Reglamento Colombiano De Construcción Sismo Resistente Nsr-10, Título A - requisitos generales de diseño y construcción sismo-resistente	49
4.1.1.1. Zonas De Amenaza Sísmica	49
4.1.1.2. Tipos De Perfil De Suelo	50
4.1.1.3. Coeficiente De Importancia	52
4.1.1.4. Carga gravitacional o peso	54
4.1.1.5. Configuración Estructural De La Edificación	54
4.1.1.6. Sistemas Estructurales	60
4.1.1.7. Coeficiente de Capacidad de Disipación de Energía	61
4.1.1.8. Espectro De Diseño	62
4.1.1.9. Tipos de Análisis	64
4.1.1.10. Requisitos de la deriva	75
4.1.2. Matriz de registro de datos de la Norma Ecuatoriana De La Construcción Nec Capítulo 2 Peligro sísmico y Requisitos de diseño Sísmo-Resistente	78
4.1.2.1. Filosofía De Diseño Sismo-Resistente	78
4.1.2.2. Zonas Sísmicas Y Factor De Zona Z	79
4.1.2.3. Geología Local, Perfiles De Suelo Y Comportamiento Sísmico	80
4.1.2.4. Tipo de uso, destino e importancia de la estructura, coeficiente I	82
4.1.2.5. Carga Sísmica Reactiva W	82
4.1.2.6. Configuración Estructural	82
4.1.2.7. Sistemas Estructurales	88
4.1.2.8. Factor De Reducción De Resistencia Sísmica R	89
4.1.2.9. Espectro Elástico De Diseño En Aceleraciones	90
4.1.2.10. Tipos de Análisis	91
4.1.2.11. Control De La Deriva De Piso	99
4.1.3. Matriz de registro de datos de la Norma Técnica Peruana E-030	100
4.1.3.1. Filosofía y Principios del diseño sismo-resistente	100
4.1.3.2. Zonificación	100
4.1.3.3. Condiciones Geotécnicas	101
4.1.3.4. Categoría de las Edificaciones(Factor de Uso)	102
4.1.3.5. Peso de la Edificación	103

4.1.3.6.	Configuración Estructural	104
4.1.3.7.	Sistema Estructurales	105
4.1.3.8.	Factor de Reducción sísmica	106
4.1.3.9.	Aceleración Espectral	106
4.1.3.10.	Tipos de Análisis	107
4.1.3.11.	Control de Desplazamientos Laterales	110
4.1.4.	Matriz de registro de datos de la Norma Chilena Oficial Nch 433.0f1996	111
4.1.4.1.	Principios e hipótesis básicos	111
4.1.4.2.	Zonificación sísmica	111
4.1.4.3.	Efecto del suelo de fundación y de la topografía en las características del movimiento sísmico	111
4.1.4.4.	Clasificación de ocupación de edificios y otras estructuras de acuerdo a su importancia, uso y riesgo de falla	114
4.1.4.5.	Peso de la Edificación	114
4.1.4.6.	Modelos estructurales	114
4.1.4.7.	Sistemas estructurales	117
4.1.4.8.	Factor de modificación de la respuesta.	117
4.1.4.9.	Espectro de diseño	119
4.1.4.10.	Tipos de Análisis	120
4.1.4.11.	Control de desplazamientos	125
5.	ANÁLISIS COMPARATIVO	127
5.1.	Matriz de Comparación	127
5.2.	Filosofía de diseño	129
5.3.	Zonificación sísmica	129
5.4.	Perfiles de Suelo	133
5.5.	Usos	135
5.6.	Peso de la Edificación	137
5.7.	Configuración Estructural	139
5.8.	Sistemas Estructurales	141
5.9.	Factor De Reducción Sísmica	143
5.10.	Espectro de Diseño	145
5.10.1.	Comparación de espectros para suelos duros y/o firmes	145
5.10.2.	Comparación de espectros para suelos críticos	147
5.11.	Tipos de Análisis	149
5.12.	Controles	151

V RESULTADOS Y DISCUSIÓN	157
6. RESULTADOS Y DISCUSIÓN	158
6.1. Ejemplo de Aplicación	158
6.1.1. Consideraciones Generales	158
6.1.2. Proyecto "Clínica Don Bosco"	159
6.1.3. Predimensionamiento	160
6.1.4. Modelo Estructural	163
6.1.5. Análisis Sísmico con la norma colombiana NSR-10	164
6.1.5.1. Metrado de cargas	164
6.1.5.2. Espectro de aceleraciones	164
6.1.5.3. Controles	165
6.1.6. Análisis Sísmico con la norma ecuatoriana NEC-11	167
6.1.6.1. Metrado de cargas	167
6.1.6.2. Espectro de aceleraciones	168
6.1.6.3. Controles	169
6.1.7. Análisis Sísmico con la norma peruana E030	173
6.1.7.1. Metrado de cargas	173
6.1.7.2. Espectro de aceleraciones	173
6.1.7.3. Controles	174
6.1.8. Análisis Sísmico con la norma chilena NCH433	178
6.1.8.1. Metrado de cargas	178
6.1.8.2. Espectro de aceleraciones	178
6.1.8.3. Controles	179
6.2. VALIDACIÓN DE RESULTADOS	183
6.3. DISCUSIÓN DE RESULTADOS	186
 VI CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	 194
7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	195
7.1. Resumen	195
7.2. Conclusiones	196
7.3. Recomendaciones	198
7.4. Temas afines por investigar	199
 Bibliografía	 200

A. Planos de Arquitectura del ejemplo de aplicación	203
B. Planos de predimensionamiento de estructuras para el análisis	214

Lista de Figuras

2.1. Cinturón de fuego del pacífico. (Libart)	13
2.2. Semejanzas y Diferencias entre Tipos de Construcciones Sismo-Resistentes y No Sismo-Resistentes[1].	22
2.3. Espectros de Diseño para los Tres Tipos de Suelo.	23
2.4. Modelo de Masas Concentradas para el Análisis Dinámico	25
2.5. Respuesta de Sistemas Elásticos E Inelásticos.	28
2.6. Condiciones que Requieren la Evaluación de Taludes.	29
2.7. Espectro elástico de respuesta, en términos de aceleración, correspondiente al terremoto de Turquía, 17/8/1999	31
2.8. Espectro de diseño de la norma colombiana NSR-10.	32
2.9. Secuencia de Resolución para la Cualificación de la Respuesta a Sismos de una Edificación.	32
4.1. Zonas sísmicas Perú.	101
5.1. Zonificación sísmica en Colombia, Ecuador, Peru y Chile al 2015.	131
5.2. Espectros elásticos para suelos firmes.	146
5.3. Espectros elásticos para suelos críticos.	147
6.1. Planta de distribución del simisótano.	160
6.2. Modelo estructural para análisis.	163
6.3. Espectros de diseño en la dirección X.	184
6.4. Espectros de diseño en la dirección Y.	185

Lista de Tablas

2.1. Algoritmo Utilizado para la Evaluación de una Edificación Afectada por un Evento Sísmico	19
3.1. <i>Diseño de Investigación Correspondiente a la Investigación Titulada "Análisis comparativo de las normas de diseño sismo-resistente en los países latinoamericanos colindantes al cinturón de fuego".</i>	38
3.2. Operacionalización de la Variable aspectos técnicos de la Ingeniería Civil considerados en las normas Sismo-resistentes.	39
3.3. Definición de las Unidades de Estudio Correspondientes a la Investigación.	41
3.4. Técnicas e Instrumentos de Recolección de Datos Utilizados en la Investigación.	42
3.5. Cálculo de la Validez.	43
3.6. Escala de Confiabilidad a Partir los Rangos Obtenidos a Partir de la Aplicación de Técnicas de Confiabilidad [2].	44
3.7. Cálculo de la Confiabilidad.	44
3.8. <i>Fases Metodológicas Correspondientes a la Investigación.</i>	46
4.1. Matriz de registro de datos	48
5.1. Matriz de Comparación	128
5.2. Matriz de Comparación - Filosofías	129
5.3. Matriz de Comparación - Zonificación	132
5.4. Matriz de Comparación - Perfiles de Suelo	134
5.5. Matriz de Comparación - Usos	136
5.6. Matriz de Comparación - Pesos de Edificación	138
5.7. Matriz de Comparación Configuración Estructural	140
5.8. Matriz de Comparación - Sistemas Estructurales	142
5.9. Matriz de Comparación - Factor De Reducción Sísmica	144
5.10. Matriz de Comparación - Espectros de Respuesta	148
5.11. Matriz de Comparación - Tipos de Análisis	150

5.12. Limitaciones para el análisis estático.	150
5.13. Factores de ampliación de desplazamientos elásticos.	152
5.14. Factores de ampliación de desplazamientos.	153
5.15. Matriz de Comparación - Controles	154
5.16. Factores de la ecuación 1.5 de cada norma.	155
5.17. Reducción Final de los controles de deriva	156
6.1. Espectro elástico de aceleraciones NSR-10	165
6.2. Cortantes dinámicas según la NSR-10	166
6.3. Derivas por nivel, NSR-10	167
6.4. Espectro de diseño NEC-11 para la dirección "X"	169
6.5. Espectro de diseño NEC-11 para la dirección "Y"	170
6.6. Cortantes dinámicas según la NEC-11	171
6.7. Derivas por nivel, NEC-11	172
6.8. Valores de aceleración espectral para la dirección "X"	174
6.9. Valores de aceleración espectral para la dirección "Y"	175
6.10. Cortantes dinámicas según la E030	176
6.11. Derivas por nivel, E.030	177
6.12. Espectro de diseño nCH433 en la dirección "X"	179
6.13. Espectro de diseño nCH433 en la dirección "Y"	180
6.14. Cortantes dinámicas según la NCH433	181
6.15. Derivas por nivel, NCH 433	182
6.16. Períodos Fundamentales	184
6.17. Aceleraciones Espectrales	185
6.18. Cortantes dinámicas	186
6.19. Valores máximos de I.R.	186

Parte I

INTRODUCCIÓN

Capítulo 1

INTRODUCCIÓN

1.1. ANTECEDENTES

El estudio de los aspectos relacionados con la investigación, sus alcances y conclusiones debe previamente pasar por un proceso de revisión y análisis documental de las investigaciones que se han realizado previamente, esto con el fin de evitar cometer desviaciones teóricas, técnicas y metodológicas.

De acuerdo a lo anterior, para toda investigación resulta importante desarrollar los aspectos relacionados con sus antecedentes, ya que permitirán en primer término ahondar en los resultados que otros han alcanzado, así como también garantizar que los resultados que se obtengan a partir del nuevo estudio que se aborda estén actualizados, sean efectivos y por sobre todo, no sean repeticiones de otras investigaciones ya realizadas, así como también para evitar redundar sobre aspectos ya logrados u objetivos alcanzados. Asimismo, este arqueológico documental permite extraer los estudios preliminarmente realizadas los aspectos que permitirán fortalecer la investigación en curso.

En consonancia con lo arriba expresado, se localizó como primer antecedente de este trabajo a la investigación realizada por Huaman Cevallos Victor M. (2004)[3], para optar el Título de Ingeniero Civil, Presentado ante la Universidad Nacional San Cristóbal de Huamanga, Ayacucho Perú, titulado "*EVALUACIÓN Y COMPARACIÓN DE LAS NORMAS SISMORRESISTENTES PERUANA Y JAPONESA EN EDIFICIOS DE 10 Y 5 PISOS, PROGRAMA.*" en dicha investigación se comparan a partir de resultados las normas peruana y japonesa, en donde se determina las diferencias sustanciales, para la demostración utiliza dos edificaciones aporricadas de 05 y 10 niveles.

Luego está la investigación realizada por Vargas I, Roger (2012)[4], para optar a la Validez del Título de Ingeniero Civil, Presentado ante la Ilustre Universidad Central de Venezuela, Caracas Venezuela,

titulado "*ESTUDIO COMPARATIVO ENTRE LAS NORMAS TÉCNICAS VENEZOLANAS Y LAS NORMAS TÉCNICAS CHILENAS VIGENTES, COVENIN 1756-2001, NCH 433 MOD. 2009 EDIFICACIONES SISMO-RESISTENTES*". En dicho trabajo, los autores comparan y/o establecen, en cuanto a los aspectos técnicos de la Ingeniería Sísmica, cuáles son las discrepancias y similitudes entre la normativa Venezolana y la normativa Chilena vigente, concerniente a las edificaciones sismo-resistentes. De la comparación concluyen que las dos normas estudiadas son muy similares, quizás las diferencias más marcadas se encuentran en los procesos de cálculo y la forma espectral por el tipo de curva espectral Chilena. Este antecedente resulta importante para la presente investigación, ya que a través del mismo se puede conocer las características resaltantes de las normas y de mayor incidencia, además de otros aspectos técnicos.

También esta la investigación realizada por Cámara F. Lisseth y Sánchez H. Marianna (2012)[5], para optar el Título de Ingeniero Civil, presentado ante la Ilustre Universidad Central de Venezuela, Caracas Venezuela, titulado "*COMPARACIÓN DE LA NORMA VENEZOLANA COVENIN 1756:2001 EDIFICACIONES SISMORRESISTENTES CON LA NORMA CHILENA OFICIAL NCh433.Of96 mod. 2009 DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS Y SU PROPUESTA DE NORMA TÉCNICA DE EMERGENCIA*". donde se identifica la forma en que se organizan estas normas, establecen las semejanzas y diferencias entre sus nomenclaturas, caracterizan las diferencias propias de cada región, Chile y Venezuela, y definen las semejanzas y diferencias entre los parámetros para el diseño sismorresistente contenidos en ambas normas.

Luis Eduardo Andrade Insúa (2004)[6], realiza la tesis para optar el título de ingeniero civil, titulado, "*CONTROL DE LA DERIVA EN LAS NORMAS DE DISEÑO SISMORRESISTENTE*"; Presentado ante la Pontificia Universidad Católica Del Perú. La investigación estudia las demandas de rigidez establecidas en algunos de los principales códigos de diseño sismorresistente del mundo, desde el punto de vista del control de la deriva. Presentan procedimientos para cuantificar el desempeño de edificios en base a espectros de demanda y capacidad y se estudia el enfoque probabilístico para cuantificar el desempeño de grupos estructurales en función de la deriva probable. Desarrollan una metodología para evaluar la rigurosidad de los códigos en el control de la deriva y se hace un estudio comparativo entre los códigos vigentes de Perú, Chile, Colombia, México (NTCDS y MOC), Turquía, y Estados Unidos (UBC e IBC). Se muestra que la deriva máxima admisible para la protección de un grupo de edificios de similares características, debe ser una función directa de la dispersión en la calidad constructiva y se encuentra perfectamente justificable que, en países como el nuestro, con gran dispersión en la calidad de construcción, se usen límites reducidos para lograr una protección grupal razonable. Concluyen que los procedimientos y límites para el cálculo y control de la deriva,

están sustentados en la experiencia de los profesionales de cada país, más que en trabajos analíticos y experimentales. Sin embargo cada vez son mayores los trabajos de investigación que cuestionan este proceder y los resultados de algunos códigos.

Otro antecedente se tiene la investigación realizada por José Alberto Acero Martínez (2004)[7], Tesis para optar el grado académico de Magíster en Ingeniería Civil, titulado *COMPARACIÓN DE LAS NORMAS SÍSMICAS MÁS UTILIZADAS PARA PUENTES CONTINUOS EN EL PERÚ Y SUS MÉTODOS DE ANÁLISIS*, Presentado ante la Pontificia Universidad Católica Del Perú. Esta investigación revisa las normas sísmicas más utilizadas para puentes continuos en el Perú y sus métodos de análisis. Se revisan principalmente: la norma AASHTO STANDARD, AASHTO LRFD, CALTRANS y la Norma Sísmica para Puentes de Japón. También, se discute la propuesta de norma para puentes del Ministerio de Transportes y Comunicaciones del Perú y se revisa la NTE E.030. Por otro lado, se revisan en forma referencial, normas sísmicas de puentes de Chile, Venezuela y Canadá. En la investigación se comparan las consideraciones sísmicas de estas normas para puentes continuos vehiculares. Para ello comparan los coeficientes de aceleración (Z), clasificación por importancia, coeficientes de sitio (S), coeficiente de respuesta sísmica (Espectro de respuesta elástico), factores de reducción de fuerza sísmica (R), desplazamientos de diseño y combinaciones ortogonales de fuerza sísmica. Se definen conceptos de regularidad de puentes y requerimientos mínimos de análisis sísmico para puentes. Se describe en forma detallada los métodos de análisis sísmicos elásticos. También, se dan criterios acerca de juntas sísmicas, topes transversales y direcciones actuantes de las fuerzas de inercia. La investigación se orientó a proponer una Norma de Diseño Sísmico de Puentes en el Perú y discutir la propuesta hecha por el Ministerio de Transportes y Comunicaciones. Finalmente, concluyen que es conveniente utilizar la propuesta de norma de este estudio de investigación, ya que se puede lograr un buen comportamiento de los puentes ante eventos sísmicos.

Freddy J. Lanza S., Scarlet H. Puentes M., Fernando Villalobos[8], realizaron la investigación, ESTUDIO COMPARATIVO DE LA NORMA SISMORRESISTENTE VENEZOLANA ACTUAL CON CÓDIGOS SÍSMICOS DE OTROS PAÍSES; para revista INGENIERÍA UC, vol. 10, núm. 3, diciembre, 2003, pp. 59-66, Universidad de Carabobo Venezuela, en donde presentan el análisis de los parámetros más relevantes de diseño sísmico de la norma venezolana, en comparación con los códigos sísmicos de los Estados Unidos, México, Japón y Chile. En la estimación de las acciones sísmicas obtuvieron que el corte basal calculado a través del código Japonés resultó mayor en un 72%, respecto al calculado según la norma venezolana, el obtenido por el código estadounidense UBC un 40% menor, por el código de México un 20% menor y por el código de Chile un 50% menor, lo cual indica que después del Japón, los cálculos según la norma venezolana resultan mayores en la

magnitud del corte basal. Lo que implica mayores costos a nivel constructivo. Sin embargo, el diseño es más confiable, lo cual hace que las estructuras sean menos vulnerables ante las acciones sísmicas.

También se localizó como antecedente de este trabajo el artículo escrito por: Sebastián Delgado, Antonio Sarcos, Julio Flórez López, Ricardo Picón y María Eugenia Marante [9]; titulado DAÑO ESTRUCTURAL EN PÓRTICOS PLANOS DE CONCRETO ARMADO DISEÑADOS SEGÚN NORMAS SÍSMICAS, en donde cuantifican el daño estructural, definen la distribución de la estructura para calcular las derivas inelásticas, utilizando el modelo de daño concentrado desarrollado desde 1993 en la universidad de los andes, Venezuela. Se analizaron pórticos planos de concreto armado de 4, 8, 12, 16 y 20 pisos. A cada uno de ellos se le aplicaron cinco acelerogramas cuyos espectros de respuesta promedian el espectro de diseño correspondiente. Los resultados de las simulaciones muestran que algunos pórticos sufrieron daño no reparable y que en condiciones de alto factor de amplificación dinámico, se desarrollaron rótulas plásticas en ambos extremos de todas las columnas de un mismo nivel, conformando un mecanismo frágil. Para mejorar el comportamiento de las estructuras recomiendan suministrar confinamiento adecuado en ambos extremos de las vigas y lograr las resistencias requeridas en columnas con mayores dimensiones y menor porcentaje de refuerzo.

1.2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.2.1. Contextualización del Problema

La naturaleza, en múltiples oportunidades, ha dado muestra de su capacidad de destrucción: son diversos los fenómenos en donde ha demostrado dicho poderío, siendo que tales eventos pueden visualizarse como tifones, huracanes, erupciones volcánicas, lluvias, sequías y sismos, sólo por mencionar algunos de ellos.

En tal sentido, y particularmente en fechas cercanas a nuestra actualidad, los pueblos del mundo se han sensibilizado, sobre todo en cuanto a sismos se refiere: en los eventos sísmicos ocurridos Perú el año 2007, en Haití y Chile durante el año 2010, así como el ocurrido en Japón en el año 2011, son sucesos que obligan a los ingenieros y demás especialistas del mundo a tomar medidas y continuar con las investigaciones relacionadas con estos, para que sus consecuencias no sean terribles como hasta ahora lo han sido.

Se ha podido notar que países tales como Colombia, Ecuador, Perú, y Chile, así como también en países circundantes al cinturón de fuego, los gobiernos nacionales se han visto en la necesidad de adoptar medidas en lo referente a la construcción de viviendas y edificaciones sismo - resistentes, de

1.2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

modo que estas previsiones puedan ofrecer cierto grado de garantías para que les permitan a sus habitantes salvar sus vidas y bienes, todo esto debido a la alta vulnerabilidad de esta regiones en la ocurrencia de movimientos sísmicos.

En este sentido, algunas publicaciones señalan que las normas no demandan un tipo específico de construcción, sino una resistencia ante estos eventos, siendo que las exigencias se refieren a aspectos tales como los materiales y al cálculo de la resistencia de las construcciones¹.

Por otro lado, al referirse a las técnicas de construcción sismo-resistentes, puede afirmarse que: la filosofía de diseño aceptada por prácticamente todos los países sísmicos del mundo establece, por una parte, que los edificios deben diseñarse de modo que no sufran daños de ninguna especie durante los eventos sísmicos que ocurren frecuentemente, esto es varias veces durante el período de vida útil (50 a 70 años) del edificio. Pero por otra parte, establece que las estructuras pueden sufrir daños, e incluso tener que demolerse con posterioridad al sismo, ante la eventualidad del sismo más severo que se puede esperar en un determinado lugar, siempre y cuando se garantice que la estructura no colapsará durante la ocurrencia de este sismo severo. La justificación de esta filosofía radica en el elevado costo que significaría diseñar las estructuras para impedir la ocurrencia de daños durante el sismo de gran severidad, unido al hecho de la muy baja probabilidad de ocurrencia de tal evento sísmico. Esta filosofía, de aplicarse adecuadamente en un determinado país, garantiza la preservación de las vidas humanas frente a cualquiera circunstancia, junto con optimizar el uso de los recursos económicos de la sociedad.

Como se puede observar, los países más propensos a eventos sísmicos han sido especialmente cuidadosos con la supervisión y el establecimiento de normativas para la construcción de edificaciones, particularmente referidas al hecho de realizar los estudios de suelos y resistencia de materiales que fueren necesarios a fin de permitir a cualesquiera estructuras llámense unidades habitacionales, laborales o comerciales- puedan resistir lo mejor posible un movimiento telúrico de intensidad moderada a alta sin desplomarse, previsión que les ha permitido en dichos países minimizar, dentro de lo posible, el número de víctimas cuando han ocurrido sismos de mediana o de gran intensidad.

Sin embargo, y pese a las previsiones que pudieren establecerse a nivel normativo para la construcción de estructuras sismo-resistentes, en el curso de la historia se logra apreciar impacto socioeconómico en las naciones, estimado a partir de los daños humanos y materiales, que han sido consecuencia de movimientos sísmicos de alta intensidad.

¹Biblioteca del Congreso Nacional de Chile, 2010; p.1

En una gran cantidad de normativas técnicas han sido considerados principios que se han aplicado a nivel mundial, todo ello con el fin de hacer más seguras las viviendas.

Las normas relacionadas con las construcciones sismo-resistentes en muchos países se expresan mediante códigos en los cuales se especifica características de los elementos estructurales y constructivos, tales como secciones de elementos de concreto y acero, y manejo de mampostería, entre otros, las cuales son necesarias para asegurar que los impactos sociales y económicas que se producen tras movimientos sísmicos y sus terribles consecuencias no se conviertan en un problema para el país.

Entre las disposiciones normativas a las que se hizo referencia en el párrafo anterior, se analizarán los siguientes:

- Reglamento Colombiano De Construcción Sismo Resistente Nsr-10, Título A - requisitos generales de diseño y construcción sismo resistente [10].
- Norma Ecuatoriana De La Construcción Nec Capitulo 2 Peligro sísmico y Requisitos de diseño Sismo-Resistente [11].
- Norma técnica Peruana de edificación E.030 diseño sismorresistente [12].
- Norma Chilena Oficial Nch 433.0f1996. Diseño sísmico de edificios. [13]

Sin embargo, se observa que a pesar de la experiencias de algunos países en cuanto a la legislación tocante a construcciones sismo-resistentes, y de la tan publicitada globalización, existen diferencias entre unas y otras normas, algunas de las cuales van en deterioro de la integridad de la construcción y de la seguridad de los seres humanos que las utilizan, hecho que se demuestra a través de los resultados de estadísticas lamentables posteriores a los eventos sísmicos.

1.2.2. Formulación del problema

La anterior disertación permite formular como interrogantes de investigación las siguientes cuestiones:

1.2.2.1. Problema Principal

1. ¿Cuáles son las diferencias, similitudes y discrepancias, al hacer un análisis comparativo en aspectos técnicos de la ingeniería sísmico-resistente entre las normativas de Perú, Chile, Ecuador y Colombia vigentes?.

1.2.2.2. Problemas Secundarios

- 1) ¿Qué aspectos técnicos de la Ingeniería Sismo-resistente son considerados en las normativas de Colombia, Ecuador, Perú y Chile vigente en la materia?
- 2) ¿Qué resultados se desprenderán de un análisis comparativo entre las normativas de Perú, Chile, Ecuador y Colombia referente a las normas para edificaciones sismo-resistentes?
- 3) ¿Cuáles son las debilidades en nuestra norma al hacer un análisis comparativo en aspectos técnicos de la ingeniería sísmica entre las normativas en estudio?

A la luz de las preguntas anteriores, surgió la necesidad de realizar un estudio comparativo que permitiese establecer los aspectos positivos, interesantes, novedosos, coincidentes y no coincidentes de las normativas en estudio, y a partir del cual visualizar posibles escenarios desde los cuales fuese factible proponer ideas y suministrar aportes que apunten a la adecuación, a nivel normativo, de los aspectos relacionados con las edificaciones sismo-resistentes.

1.2.3. Justificación de la Investigación

Son diversos los aspectos a partir de los cuales es posible justificar el porqué de este estudio. En primer término, esta investigación se justifica por el hecho que su temática es actual, dados los últimos grandes eventos sísmicos ocurridos a nivel mundial durante el año 2007, 2010 y 2011. Asimismo, porque Perú, al igual que los países en estudio, se encuentran en una zona de alta incidencia de eventos sísmicos, tal como puede apreciarse en las estadísticas aportadas por el IGP², así como los movimientos sísmicos ocurridos en el territorio nacional que se reportan en la página web del IGP³.

Siguiendo el anterior orden de ideas, la realización de esta investigación se justifica desde el punto de vista del evento de estudio, que en este caso son los aspectos técnicos sismo-resistentes considerados en las normas en estudio, respectivamente, dado el hecho que los países son altamente sísmicos no obstante con distintos tipos de normativas.

En cuanto a los aportes metodológicos del estudio, el mismo se justifica porque, a los fines de dar cumplimiento a los objetivos propuestos, fue necesaria la utilización de técnicas y procedimientos que permitieran realizar la revisión documental de los aspectos sismo-resistentes considerados en las normas en estudio, así como también la realización de cuadros de registro de los datos y de análisis de los mismos, todo ello con el fin de dar respuesta a las preguntas de investigación.

Además, esta investigación se justifica desde perspectivas, sociales y técnicas debido a que, en la medida que han sido determinadas las similitudes y diferencias entre las normas objeto del estudio, será factible

²Instituto Geofísico del Perú

³<http://www.igp.gob.pe/>

realizar los ajustes necesarios inherentes al tema, con lo que se estaría dando un aporte significativo para el entendimiento conceptual de lo que aquí se aborda.

1.3. OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN

1.3.1. Objetivo general

Establecer, en cuanto a los aspectos técnicos de la Ingeniería Sísmica, cuáles son las discrepancias y similitudes entre las normativas de Perú, Chile, Ecuador y Colombia vigente, concerniente a las edificaciones sismo-resistentes, para proponer mejoras e identificar debilidades.

1.3.2. Objetivos específicos

Para alcanzar el objetivo general enunciado en el numeral anterior, se deben lograr los siguientes propósitos específicos.

- Precisar los aspectos técnicos de la Ingeniería Sísmica que son considerados en las normas mencionadas vigentes en la materia.
- Contrastar los aspectos técnicos de la Ingeniería Sísmica considerados en las normativas en estudio vigentes en la materia.
- Identificar debilidades en nuestra normativa respecto a las demás normativas para proponer mejoras.

1.4. HIPÓTESIS

1.4.1. Hipótesis global

Al establecer las discrepancias y similitudes entre las normativas de Perú, Chile, Ecuador y Colombia vigente, se podrá tener una mejor concepción en los aspectos técnicos de ingeniería sísmica de cada país en relación al nuestro y poder resaltar los aportes y mejorar en lo futuro las debilidades.

1.4.2. Subhipótesis

- El hecho de precisar los aspectos técnicos de la ingeniería sísmica en las normativas en estudio, podrá darnos a conocer los aspectos técnicos tomados en cuenta en las distintas normativas en estudio.

- Al contrastar los aspectos técnicos de la ingeniería sísmica en las normativas se podrá tener en forma detallada las similitudes, discrepancias y debilidades de los aspectos técnicos tomados en cuenta en las distintas normativas en estudio en comparación al nuestro.
- Si se identifican las debilidades en nuestra normativa respecto a las demás normativas entonces se tendrá una perspectiva de nuestras debilidades en comparación con los demás países con las mismas condiciones sísmicas, conociendo las debilidades se podrá proponer mejoras.

1.5. VARIABLES

Para la realización de la investigación es necesario delimitar y definir las variables presentes en la misma.

Para la presente investigación, la variable del estudio se ha denominado *Aspectos Técnicos de la Ingeniería Civil Considerados en las Normativas Sismo-resistentes*, que se definirá a partir de los elementos que surjan del análisis de las bases conceptuales.

Parte II

REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA

Capítulo 2

ESTADO DE ARTE

El desarrollo conceptual del área temática objeto de estudio constituye un aspecto de gran importancia relacionado con cualquier investigación. Dicho desarrollo conceptual, que se inicia con la revisión documental, es lo que en la mayoría de los casos, se conoce como la Revisión Bibliográfica o El Estado De Arte.

El objetivo que cumple este capítulo en el informe de investigación es el de situar a la problemática en estudio dentro de un conjunto de los más sólidos conocimientos posibles acerca del tema a investigar, de modo tal que éstos permitan la conceptualización adecuada de los términos que serán utilizados para definir tanto la temática como el o los eventos de estudio, razón por la cual el punto de partida para construir un marco de referencia está constituido por los saberes previos acerca de los fenómenos a ser abordados.

En virtud de la revisión, organización y categorización de la información contenida en las unidades informativas elaboradas durante la revisión documental realizada para sustentar teóricamente la investigación que se reporta en el presente documento, se insertan seguidamente los elementos teóricos que se constituyeron en las bases de esta investigación.

2.1. Cinturón De Fuego Del Pacífico

El planeta se emplaza sobre un conjunto de placas tectónicas en constante movimiento relativo, cuyas fricciones acumulan gran cantidad de energía, que al ser liberada bruscamente provocan más del 90% de las catástrofes naturales provocadas por sismos, tsunamis y erupciones volcánicas de todo el planeta.

El cinturón de fuego del pacífico o conocido también como Cinturón circumpacífico, es un conjunto de fronteras de placas tectónicas ubicado en el pacífico, las cuales están en permanente fricción por ende acumulando tensión. Además la zona concentra actividad volcánica constante. En esta zona las placas de la corteza terrestre se hunden a gran velocidad (varios centímetros por año) y a la vez acumulan enormes tensiones que deben liberarse en forma de sismos. Se extiende sobre 40.000 km y tiene forma de una herradura como se muestra en la figura 2.1 . Posee 452 volcanes y concentra mas del 75% de los volcanes activos e inactivos del mundo. El 90% de los terremotos del mundo y el 80% de los mas grandes del mundo se producen en ésta zona.

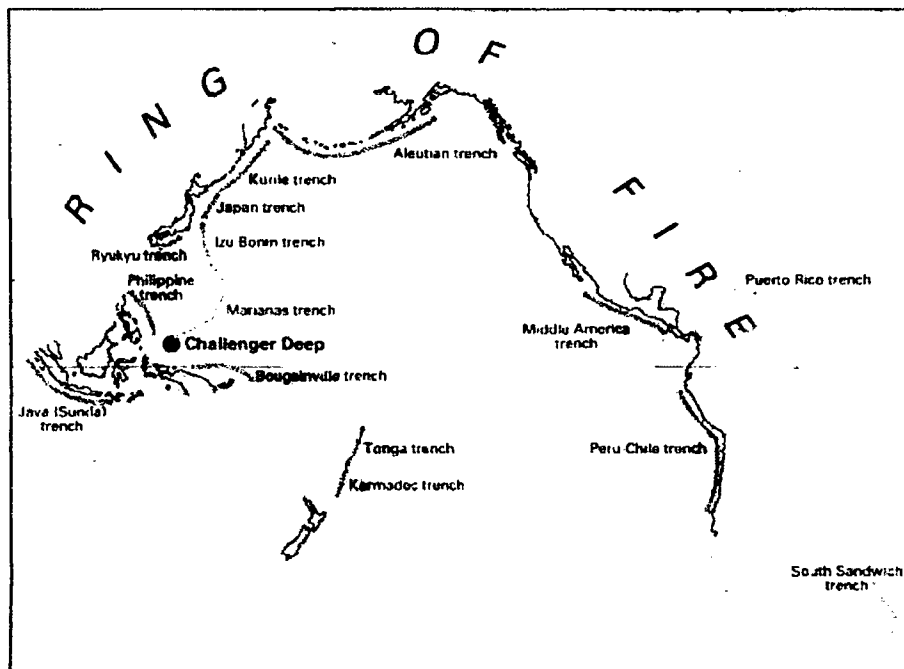


Figura 2.1: Cinturón de fuego del pacífico. (Libart)

El recorrido del temido "Cinturón de Fuego del Pacífico" comprende a Chile, Perú, Ecuador, Colombia, Panamá, Costa Rica, Nicaragua, Honduras, El Salvador, Guatemala, México, costa occidental de los Estados Unidos y Canadá, gira al oriente por Islas Aleutianas y desciende nuevamente por las costas e islas de Rusia oriental, China, Japón, Taiwán, Filipinas, Indonesia, Australia y Nueva Zelanda.

Los mayores sismos registrados en toda la historia escrita de la humanidad, tuvieron su origen precisamente en algún lugar de su recorrido, la cantidad de eventos sísmicos y las muertes asociadas a estos hechos, tan solo desde la década pasada hasta ahora superan el medio millón de muertes.

De allí que el diseño de las estructuras en áreas de riesgo deban ser necesariamente diseñadas conside-

rando la ocurrencia de un mega sismo a lo menos cada 10 años. Los Tsunamis, mucho más devastadores que un sismo pues arrasan con casi todo a su paso, hasta ahora rara vez han sido considerados en el diseño de las estructuras emplazadas en áreas de riesgo generalmente altamente pobladas.

2.2. Códigos, normas y reglamentos para el diseño sismo - resistente

Los documentos rectores que ayudan a la sociedad a mantener la calidad en la edificación en la mayoría de los países pueden dividirse básicamente en dos grupos, las Normas y los Códigos. Aunque a simple vista estos parezcan ser instrumentos regulatorios similares por su función legal, al ser adoptados por los diferentes niveles de gobierno existe una diferencia fundamental entre ellos. Mientras las Normas aplicables son parte del Código, el Código no está incluido en las Normas.

Una norma técnica es un documento escrito, aprobado por un organismo reconocido y accesible al público. Para su elaboración se requiere el consenso de todas las partes interesadas (Fabricantes, administraciones, usuarios y consumidores, centros de investigación y laboratorios, asociaciones y colegios profesionales, agentes sociales, etc.) Su objetivo es establecer los requisitos que deben cumplir los productos o servicios para asegurar su aptitud para el uso, seguridad, protección del producto, etc. Su aplicación acostumbra a ser voluntaria, pero puede ser declarada de cumplimiento obligatorio cuando una norma jurídica así lo establezca.

El Código es un documento normativo que escrito en lenguaje obligatorio abarca los requisitos mínimos de construcción para salvaguardar la vida humana y la propiedad, contiene los requerimientos administrativos, que por su adopción se convierten en obligatorios del gobierno que lo aplica, que mediante una oficina administrativa vigila el cumplimiento del código, realiza inspecciones, otorga permisos de construcción, revisa planos y otorga certificados de ocupación o destino del edificio.

Los Códigos hacen referencia a las Normas aplicables a los requerimientos contenidos en éste y las hacen obligatorias, pero un factor clave que el Código aporta es la inclusión de requerimientos administrativos. En éstos se especifica cómo debe hacerse la vigilancia del cumplimiento de las leyes de edificación, en las cuales Normas, Reglamentos, y Códigos son incorporados.

Un reglamento es un documento en que se establecen las características de un proceso y métodos relacionados, con inclusión de las disposiciones administrativas aplicables, y cuya observancia es obligatoria. También puede incluir prescripciones en materia de terminología, símbolos, proceso o método de aplicables. La diferencia entre un reglamento técnico y una norma reside en la observancia. Los Reglamentos Técnicos son obligatorios y las Normas Técnicas son voluntarias. Es importante destacar que las reglamentaciones técnicas son responsabilidad únicamente del Gobierno, mientras que las normas

pueden ser desarrolladas por diversos organismos tanto del sector público como del sector privado.

2.3. Aspectos Determinantes, Considerados por la Ingeniería Civil, para la Construcción de Edificaciones Sismo-Resistentes

Durante tiempos históricos se tiene conocimiento de terremotos que han ocasionado destrucción en ciudades y poblados de todos los continentes de la tierra: como consecuencia de lo anterior, un elevado porcentaje de los centenares de miles de víctimas cobradas por los *sismos* se debe al derrumbe de construcciones hechas por el hombre, razón por la cual el fenómeno sismo se ha ido transformando así en una amenaza de importancia creciente en la medida en que las áreas urbanas han crecido y se han hecho más densas.

Hasta hace poco, las soluciones adoptadas para resistir las acciones sísmicas se desarrollaron esencialmente analizando los efectos de los terremotos en las construcciones sin el apoyo teórico de causas y características de los sismos, ni de información cuantitativa sobre la naturaleza de los movimientos del terreno.

Un ejemplo de la afirmación anterior, y que no es más que los efectos de una adaptación progresiva de los métodos de construcción de edificaciones de cara a las sacudidas telúricas de la zona, lo constituye las edificaciones de la segunda capital de Guatemala, hoy mejor conocida como Antigua, en la que sus más modernas edificaciones y monumentos han resistido con daños moderados las acciones de los sismos en una de las zonas más activas de Centroamérica: durante varios siglos; las soluciones constructivas allí evidenciadas, con muros de cuatro y cinco metros de grosor, con bóvedas de 60 cm de espesor, contrafuertes, columnas de esbeltez reducida, entre otros, representan el resultado de un proceso de ensayo y error de los constructores guatemaltecos realizado durante los siglos XVI, XVII y parte del XVIII. [Grases J.] [1]

Se dice que una edificación es sismorresistente cuando se diseña y construye con una adecuada configuración estructural, con componentes de dimensiones apropiadas y materiales con una proporción y resistencia suficientes para soportar la acción de las fuerzas causadas por sismos frecuentes. Aún cuando se diseñe y construya una edificación cumpliendo con todos los requisitos que indican las normas de diseño y construcción sismo resistente, siempre existe la posibilidad de que se presente un terremoto aún más fuerte que los que han sido previstos y que deben ser resistidos por la edificación sin que ocurran daños. Por esta razón no existen edificios totalmente sismorresistentes. Sin embargo, la sismorresistencia es una propiedad o capacidad que se dota a la edificación con el fin de proteger la vida y las personas de quienes la ocupan. Aunque se presenten daños, en el caso de un sismo muy

fuerte, una edificación sismorresistente no colapsará y contribuirá a que no haya pérdidas de vidas y pérdida total de la propiedad.

Sin embargo, y como aporte de extraordinaria importancia en la construcción de edificaciones seguras, la incorporación y desarrollo de los aspectos propios del área de resistencia de materiales, como herramienta auxiliar de la Ingeniería Civil, está facilitando la predicción cuantitativa del estado de tensiones en el proyecto de las edificaciones. De igual modo, la aplicación de procedimientos de análisis y la incorporación del acero en la construcción, ha incrementado sensiblemente la seguridad en las edificaciones desde mediados del siglo, y en lo que va del presente.

Los problemas específicos de las construcciones sismo-resistentes se han dejado de resolver basándose solamente en las observaciones empíricas: actualmente se desarrolla con gran vigor una disciplina llamada Ingeniería Sísmica, la cual se fundamenta sobre bases científicas, y cuenta con un cuerpo organizado de conocimientos, programas de investigación para entender ciertos problemas de la Ingeniería Civil no resueltos, así como también con una interacción entre diversas áreas de las Ciencias Básicas¹, en conjunción con la experiencia de ingenieros proyectistas y constructores.

2.4. Principios de Ingeniería Estructural en Zonas Sísmicas

En los últimos 80 años se han podido registrar todos los temblores más importantes obteniéndose un esquema global de la sismicidad mundial. Se puede observar que la mayor parte de energía sísmica (90%) se libera en las costas del Océano Pacífico, región del cinturón de fuego. Hay otras regiones, como el Atlántico Medio y el cinturón Eurásico pero con una actividad sísmica menor. Existen también regiones donde la actividad sísmica es casi nula o desconocida; a estas regiones se les suele llamar escudos.

Observando la actividad sísmica mundial se puede estimar el número de temblores de cierta magnitud que ocurren en un año. Se ha visto que por lo menos ocurren dos grandes terremotos anualmente y están ocurriendo varios cientos de miles de temblores de magnitud inferior a 3 que pasan desapercibidos, siendo los mayores índices de sismicidad en las zonas de Perú, Japón, Chile y N. Zelanda. Por lo general la actividad sísmica a nivel mundial y en Colombia no ha tenido un aumento considerable, lo que ocurre es que el hombre ha poblado nuevas zonas de planeta, las cuales antiguamente estaban deshabitadas y por esto ahora se escucha más hablar de sismos.

¹Tales como la Geofísica y la Sismología

2.4.1. Capacidad de Predicción de Eventos Sísmicos

La idea prevalente sobre el vocablo predicción es el de un pronunciamiento determinístico sobre un evento futuro de naturaleza no determinística, tal como la magnitud, sitio, día y hora de un futuro sismo: en tal sentido, una revisión sobre este aspecto, y sus implicaciones de prevención, permite afirmar que no se poseen aún teorías generales en base a las cuales se puedan hacer predicciones confiables sobre futuros sismos. [Grases J.] [1]

Hasta el momento no se cuenta en ninguna parte del mundo con una técnica segura para el pronóstico de sismos y se esta todavía muy lejos de poder llegar a ella. Sin embargo aunque no se pueden predecir los sismos en el tiempo si se pueden predecir en el espacio, es decir en ciertas zonas se puede decir que ocurrirá un sismo, lo que no se sabe es cuando.

La investigación es relativamente nueva sin embargo se han logrado resultados prometedores. Una forma de predicción estudia la variación de ciertos parámetros físicos debido a la acumulación de los esfuerzos cuya relajación ocasiona el temblor. Así, por ejemplo, se ha observado que la región focal sufre una dilatación que altera la velocidad de las ondas que se propagan en ella. Otros de los parámetros que se alteran son, por ejemplo, la resistencia del terreno al paso de corriente eléctrica y el nivel freático. Todos estos factores pueden ser medidos y correlacionados con el temblor final. Otra de las formas es la sistematicidad de la ocurrencia de los temblores. Se ha observado que los epicentros a lo largo de una zona de subducción no se distribuyen al azar, sino siguiendo un patrón geográfico y temporal. Puede entonces estudiarse la historia sísmica de una región, estimar los periodos de recurrencia de temblores de cierta magnitud y evaluar de esta manera la posibilidad de que ocurra un temblor. [Tirado Yáñez M.] [14]

De una manera general, la predicción debe verse como una probabilidad condicional a ser revisada a medida que se produce nueva información. Para ello se requiere como mínimo:

- a) Identificar las áreas en las cuales se considere más probable la ocurrencia de un sismo importante en un plazo corto de tiempo.
- b) seleccionar los parámetros o indicadores que resulten más confiables.
- c) contar con los medios adecuados para medirlos u observarlos sistemáticamente durante lapsos de tiempo que suelen ser de varios años.

Por otra parte, la capacidad de hacer una predicción confiable, en el sentido de poder efectuar un anuncio público de un próximo sismo, sólo permite la intervención con el fin de reducir sustancialmente las pérdidas humanas directas en zonas densamente pobladas ya que, salvo en casos aislados -como

por ejemplo, el apuntalamiento de edificaciones afectadas por un sismo, con la finalidad de salvar su contenido ante la amenaza de un futuro movimiento, réplica del anterior-, la estrategia más eficiente para limitar las pérdidas materiales es la de proyectar y construir edificaciones utilizando racionalmente los conocimientos propios de la Ingeniería Sismo-Resistente.

Además, la experiencia demuestra que una vez admitida una predicción es posible tomar medidas de defensa civil que reduzcan sustancialmente el riesgo de pérdidas de vidas así como de cierto tipo de pérdidas materiales indirectas.

2.4.2. Evaluación de la Vulnerabilidad de la Edificación

La vulnerabilidad sísmica es una propiedad intrínseca de la estructura, una característica de su propio comportamiento ante la acción de un sismo descrito a través de una ley causa-efecto, donde la causa es el sismo y el efecto es el daño. La definición de la naturaleza y alcance de un estudio de vulnerabilidad sísmica debe estar condicionado por el tipo de daño que se pretende evaluar y el nivel de amenaza existente. La afectación o daño depende de la acción sísmica y de la capacidad sismorresistente de la estructura, de manera que la evaluación de la vulnerabilidad sísmica está necesariamente vinculada a la manera como se definen la acción y el daño sísmico.

A los fines de la Ingeniería Estructural relacionada con la construcción de edificaciones sismo-resistentes, lo que interesa es centrar la atención en la capacidad de pronosticar la respuesta y el desempeño de edificaciones existentes bajo la acción de sismos; es decir, dada una edificación ubicada en cierto escenario sísmico, evaluar las consecuencias de esa exposición.

En tal sentido, la mayoría de los códigos de diseño de edificaciones sismo-resistentes, así como también los mapas de zonificación sísmica que en su momento representaron la mejor predicción sobre las acciones de diseño antisísmico se han ido ajustando en el transcurso del tiempo, y es previsible que cada poco tiempo sufran modificaciones, siendo que, con frecuencia, estos cambios están motivados, justificados y aceptados como consecuencia de los efectos constatados de un determinado terremoto en una zona o área específica.

En tal sentido [Grases, J.] [1] propone un esquema operativo de un algoritmos diseñados para tal evaluación que se presenta en la tabla 2.1:

La secuencia anterior es válida, tanto para e edificaciones como para conjuntos dispuestos en una o

Tabla 2.1: Algoritmo Utilizado para la Evaluación de una Edificación Afectada por un Evento Sísmico

Caracterización del Escenario Sísmico	Caracterización de la Edificación Expuesta
Respuesta	
Vulnerabilidad a Sismos	
Consecuencias de la Exposición	

más localidades. No obstante, las incertidumbres en los fenómenos asociados a los movimientos sísmicos requieren extrema cautela: por ejemplo, algunas edificaciones pueden sufrir daños irreparables como consecuencia del movimiento de sus bases debido a inestabilidad del suelo de fundación bajo la acción de movimientos sísmicos intensos.

2.4.3. Evaluación de Desempeño de la Estructura ante Eventos Sísmicos

En el proyecto de edificaciones que puedan quedar sometidas a acciones sísmicas, es fundamental entender su comportamiento probable; vale decir, (a) cómo se va a deformar; (b) cuáles son sus regiones críticas; y, sobre todo, (c) cómo evitar fallas prematuras que limiten la reserva resistente de la estructura.

Entre los aspectos a ser considerados, se mencionan los siguientes:

1. En aquellos casos donde sea previsible que la estructura entre en el rango inelástico, debe garantizarse una conducta dúctil.
2. Las construcciones de adobe o tierra, debidamente reforzadas, pueden resistir sacudidas de cierta intensidad con daños menores. Cuando estos refuerzos han sido ignorados, o la madera está podrida y carcomida, el desempeño es inadecuado.
3. Cuando el golpeteo entre edificaciones adyacentes ha sido la causa de daños importantes y fallas prematuras de edificaciones de varias plantas, en especial cuando estas se encuentran a diferente nivel. Algunas normas toleran el adosamiento, siempre y cuando se compruebe que los daños son limitados; en estas situaciones son de esperar daños localizados y reparables.
4. Los grandes paños de pared de mampostería no reforzada deben evitarse, pues se ha demostrado en múltiples ocasiones que resultan inestables durante sacudidas sísmicas intensas. Por ejemplo, los muros de mampostería de fachada de la unidad de reuniones del Centro Médico de México, sin refuerzos y uniones, perdieron estabilidad con el terremoto del 19 setiembre del 1985.

2.5. Elementos de la Ingeniería Civil Considerados en las Construcciones Sismo-Resistentes

Se dice que una edificación es sismo-resistente aquella que *cuando se diseña y construye con una adecuada configuración estructural, con componentes de dimensiones apropiadas y con materiales de proporción y resistencia suficientes para soportar la acción de las fuerzas causadas por sismos frecuentes.*

Sin embargo, se hace necesario acotar que, aun cuando se diseñe y construya una edificación cumpliendo con todos los requisitos que indican las normas de diseño y construcción sismo-resistente, siempre existe la posibilidad de que se presente un terremoto aún más fuerte que los que han sido previstos y que deben ser resistidos por la edificación sin que ocurran daños: por esta razón no existen edificios totalmente sismo-resistentes.

En tal sentido, la Sismo-resistencia es:

[...] una propiedad o capacidad que se dota a la edificación con el fin de proteger la vida y las personas de quienes la ocupan. Aunque se presenten daños, en el caso de un sismo muy fuerte, una edificación sismo-resistente no colapsará y contribuirá a que no haya pérdidas de vidas y pérdida total de la propiedad.

Normas de Diseño Sismo-Resistente

A nivel mundial, y con el propósito de cumplir con los elementos contenidos en las definiciones anteriores, diversos países, fundamentalmente aquellos que, con alguna frecuencia, se ven afectados por movimientos sísmicos, se han visto en la necesidad de crear prescripciones que deben cumplirse para garantizar que, en efecto, una edificación pueda ser capaz de resistir los efectos de movimientos telúricos de baja, mediana y alta intensidad.

2.5.1. Principios Básicos para la Construcción de Edificaciones Sismo-Resistentes

La Ingeniería Sismo-resistente es una propiedad o atributo de que se dota a una edificación, mediante la aplicación de técnicas de diseño de su configuración geométrica y la incorporación en su constitución física, de componentes estructurales especiales que la capacitan para resistir las fuerzas que se presentan durante un movimiento sísmico, lo que se traduce en protección de la vida de los ocupantes y de la integridad del edificio mismo.

2.5. Elementos de la Ingeniería Civil Considerados en las Construcciones Sismo-Resistentes

La esencia del diseño sísmico exitoso es triple. En primer lugar, el equipo de diseño debe tener un enfoque multirriesgo hacia el diseño que tiene en cuenta los posibles efectos de las fuerzas sísmicas, así como todos los riesgos mayores de una zona que es vulnerable. En segundo lugar, los requisitos basados en el rendimiento, que puede superar los requisitos mínimos de seguridad de vida de las actuales normas sísmicas, se debe establecer para responder adecuadamente a las amenazas y los riesgos derivados de los peligros naturales en la vida del edificio y de sus ocupantes. En tercer lugar, y tan importante como los otros, porque las fuerzas sísmicas son dinámicas y cada edificio responde de acuerdo a su complejidad de diseño propio, es esencial que el trabajo del equipo de diseño en colaboración y tener un entendimiento común de los términos y métodos utilizados en el proceso de diseño sísmico.

En tal sentido se diseñan y ejecutan procesos constructivos con elementos estructurales, distribuidas previa aplicación de principios básicos como la simplicidad, simetría, resistencia, rigidez y continuidad de las obras, que les permita resistir los usos y las cargas sísmicas a que estarán sometidas durante su vida útil y también a los sismos, además se han de tener cuenta:

- Propiedades de los materiales de construcción.
- Características dinámicas del sistema del edificio.
- Características de las cargas de flexión de los componentes del edificio.
- Planificación del edificio, conceptos básicos a cumplir: simetría, regularidad, separación en bloques, simplicidad y área cerrada.
- Escoger el lugar, es muy importante la estabilidad del suelo: estabilidad de la losa, arenas muy débiles, arcillas inestables y de ser necesarios crear las condiciones adecuadas.
- Diseño estructural, depende mucho del material que es el factor más importante.
- Resistencia al fuego, se ha de tener en cuenta a la hora de escoger los materiales.
- Utilizar un mortero de junta de ladrillos de buena calidad (si es el caso).
- Losas de techo y suelo han de estar suficientemente ligadas a las paredes.
- Entre otros casos definidos por su entorno.

La sencillez de la estructura y la uniformidad en sus dimensiones facilitan el entendimiento de su comportamiento sísmico para el diseñador y la misma realización de la estructura por parte del constructor. La simetría y la regularidad en planta, tanto en la distribución de las masas como en la de las rigideces, evita los problemas de torsión que son tan difíciles de controlar. Conviene también evitar el uso de plantas muy alargadas o con entrantes y salientes pronunciadas. En caso necesario

2.5. Elementos de la Ingeniería Civil Considerados en las Construcciones Sismo-Resistentes

es preferible recurrir al uso de juntas de construcción que permitan obtener plantas regulares y simétricas. En cuanto a la regularidad en elevación, ésta evita la concentración brusca de las acciones sísmicas en porciones de la estructura, tampoco es recomendable diseñar edificios muy esbeltos en las que la flexibilidad y los efectos de segundo orden pueden causar problemas inesperados.

Seguidamente, se presenta la figura 2.2, que ilustra significativamente a partir de los principios básicos arriba reseñados la diferencia entre una edificación sismo-resistente de otra que no lo es:

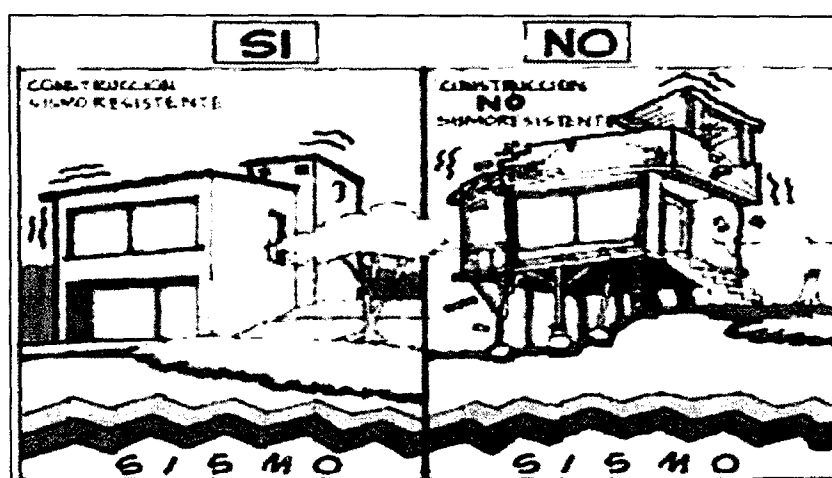


Figura 2.2: Semejanzas y Diferencias entre Tipos de Construcciones Sismo-Resistentes y No Sismo-Resistentes[1].

2.5.2. Aspectos Teóricos para el Análisis de Estructuras que son Considerados como Significativos dentro de las Normas Sismo-Resistentes

Las normas de construcciones sismo-resistentes contemplan algunas consideraciones para la realización de los análisis sísmicos de las estructura, algunas de las cuales se desglosan seguidamente:

1. **Espectros de Diseño:** Para el análisis sísmico de estructuras se utilizan modelos dinámicos: dichos modelos son proporcionados por lo que se denominan *espectros de diseño*, que no son más que las representaciones gráficas de las respuestas obtenidas para varios sismos en una cierta región, las cuales se deben calcular analizando la información disponible con herramientas estadísticas, de manera tal que los resultados obtenidos tiendan a garantizar una probabilidad reducida de excedencia [*Normas de Diseño Sismo-Resistente*].

2.5. Elementos de la Ingeniería Civil Considerados en las Construcciones Sismo-Resistentes

En tal sentido, los espectros de diseño vienen a ser, a su vez, una especie de compendio de los llamados *espectros de respuesta*, que no son más que gráficos representativos de la máxima respuesta de sistemas de un grado de libertad con diferentes períodos, sujetos a la acción de un sismo determinado. Se suelen usar espectros de pseudoaceleración, que grafican períodos vs. Aceleración en función de la aceleración de la gravedad, considerando un factor de amortiguamiento de 5% del valor crítico para sismos con probabilidad de excedencia de 10%.

En general, los espectros de diseño se definen mediante una rama ascendente (que en algunos casos se omite), una zona plana, cuya ordenada suele ser igual al coeficiente sísmico, y una rama descendente.

Asimismo, y para fines de cálculo, se suelen proporcionar espectros para cuando menos dos tipos de suelo: (a) compresible; y (b) firme, tal y como puede verse en el ejemplo colocado como se muestra en la figura 2.3, que se inserta a continuación:

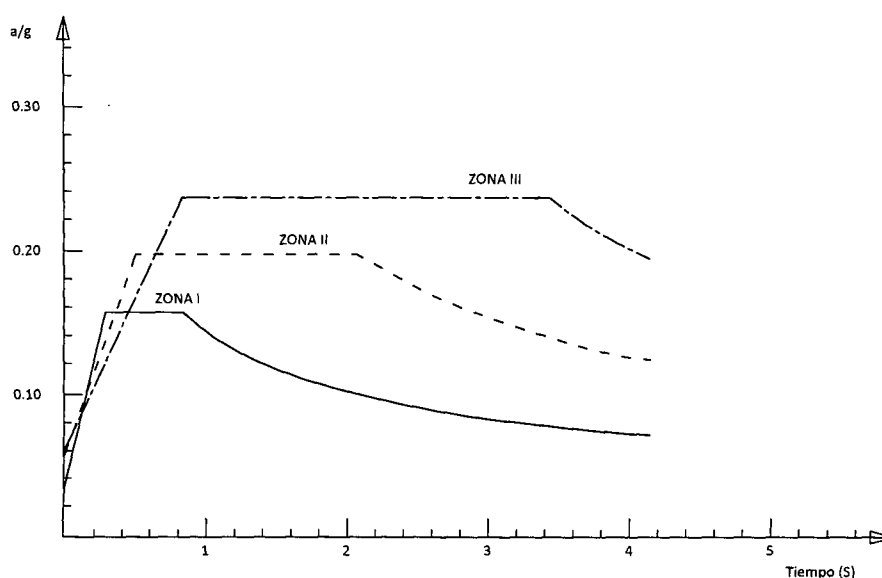


Figura 2.3: Espectros de Diseño para los Tres Tipos de Suelo.

Es importante mencionar que algunas de las normas latinoamericanas para construcciones sismo-resistentes proporcionan, en algunos casos, coeficientes sísmicos y espectros de diseño reducidos por consideración del comportamiento inelástico de las estructuras; mientras que en otros, dichas normas proporcionan los valores correspondientes al comportamiento elástico, razón por la cual es imperativo realizar la reducción asociada al comportamiento inelástico en función de las características de la estructura en estudio.

En todo caso, el responsable del proyecto tiene como necesidad imperativa el ajustar y modificar los antedichos valores de acuerdo al uso y tipo de estructura.

2.5. Elementos de la Ingeniería Civil Considerados en las Construcciones Sismo-Resistentes

2. **Coefficiente Sísmico:** El coeficiente sísmico define el porcentaje del peso total de la estructura que se debe considerar como cortante actuante en su base con fines de diseño [*Normas de Diseño Sismo-Resistente*].

Para una región sísmica específica, la mayoría de las normas para la construcción de edificaciones sismo-resistentes proporcionan valores del coeficiente sísmico en función de: (a) las características estructurales; (b) del uso del inmueble; y (c) del tipo de suelo, que suelen ser al menos dos tipos, a saber, suelos compresibles y suelos firmes.

Con relación a este último aspecto, los valores del coeficiente sísmico para suelos compresibles suelen ser mayores que para los firmes, ya que consideran la amplificación que sufren las ondas sísmicas en este tipo de suelos. En varios casos el coeficiente sísmico es también función del periodo fundamental de la estructura, por lo cual estos reglamentos proporcionan expresiones para su cálculo aproximado.

3. **Análisis Estático:** Para el cálculo de las fuerzas sísmicas, el análisis estático considera el uso de coeficientes que corresponden a una aceleración que varía en forma lineal, desde cero, en la base de los edificios, hasta un máximo, en la parte superior, de tal manera que el cociente de la fuerza cortante en la base V entre el peso total del edificio W sea igual al valor del coeficiente sísmico.

Esta simplificación conduce a resultados suficientemente precisos en edificios donde la influencia de los modos superiores y las deformaciones axiales de las columnas no sean importantes.

4. **Análisis Dinámico:** El análisis estático es obligatorio en la mayoría de las normas; sin embargo, para estructuras elevadas o irregulares se recomienda recurrir también al análisis dinámico modal utilizando espectros de diseño. Con este fin, se suele admitir el modelar las estructuras mediante un sistema de masas concentradas en los pisos, tal y como se ilustra en la figura 2.4:

En general, se dan recomendaciones para determinar el número de modos necesarios. La combinación modal se efectúa en la mayoría de los casos recurriendo a la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de la respuesta de cada modo u otro especificada en cada normativa.

En este punto, cabe destacar que, en la mayoría de las normas latinoamericanas, la fuerza cortante basal obtenida del análisis dinámico no puede ser menor que un porcentaje de la obtenida del análisis estático, siendo que este porcentaje oscila entre el 60% y el 80%.

5. **Análisis Simplificado:** La mayor parte de los códigos de diseño sismo-resistente proponen un método simplificado para el análisis de inmuebles de poca altura, estructurados a base de muros de carga: tal simplificación consiste en que no se requiere calcular los desplazamientos, ni distribuir las fuerzas cortantes entre los diferentes elementos estructurales, siempre que se

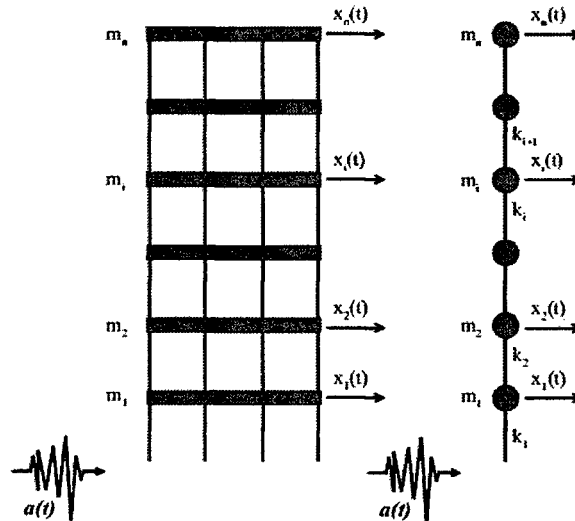


Figura 2.4: Modelo de Masas Concentradas para el Análisis Dinámico

cumplan ciertos requisitos de regularidad y que la disposición de los muros sea tal que no sean importantes los efectos de torsión.

En general se limitan a considerar los siguientes aspectos: (a) la relación de esbeltez de la construcción; (b) su relación ancho a largo en planta; y (c) su altura. Además, se requiere que en cada nivel existan al menos dos muros perimetrales paralelos, con una longitud significativa respecto a la dimensión del edificio, que garanticen un buen comportamiento ante problemas de torsión [*Normas de Diseño Sismo-Resistente*].

Cuando se aplica este procedimiento, se hace caso omiso del cálculo de los desplazamientos, siendo entonces que sólo basta verificar que, en cada piso, la suma de las resistencias al corte de los muros de carga sea cuando menos igual a la fuerza cortante total en dicho piso, calculada mediante el análisis estático (Normas de Diseño Sismo-Resistente).

6. **Distribución de las Fuerzas Cortantes:** Las normas de diseño sismo-resistente proporcionan recomendaciones para la distribución de las fuerzas cortantes, sobre la hipótesis de un comportamiento rígido del sistema de piso: de cumplirse esta condición, la distribución entre los elementos resistentes en cada piso se efectúa considerando un incremento del 50% en la excentricidad real y una excentricidad accidental de entre 5% y 10% de la dimensión en planta de la estructura perpendicular a la dirección analizada, siendo que la excentricidad accidental se supone actuando en el sentido más desfavorable (Normas de Diseño Sismo-Resistente).
7. **Momento de Volteo:** En general, las normas proporcionan criterios para la evaluación de los momentos de volteo, considerando un factor de reducción que en varios casos es de 0.80 en la

2.5. Elementos de la Ingeniería Civil Considerados en las Construcciones Sismo-Resistentes

base y aumenta linealmente hasta 1.00 en el piso superior (Normas de Diseño Sismo-Resistente).

8. **Acciones:** Las normas de diseño sismo-resistente exigen la revisión de la seguridad de las estructuras ante la combinación de las cargas permanentes con las variables y con los efectos de sismo: en tal sentido, las cargas vivas consideradas suelen ser un porcentaje de los valores máximos probables, para tomar en cuenta el efecto accidental del sismo [*Normas de Diseño Sismo-Resistente*].

Por otro lado, el factor de carga utilizado es también un valor menor que el recomendado para combinaciones de cargas que no incluyan acciones accidentales.

Asimismo, en aquellas normas en que el diseño se basa en el uso de esfuerzos permisibles, la naturaleza accidental del sismo permite incrementar los valores propuestos de dichos esfuerzos.

9. **Estado Límite de Falla:** En las normas en que se diseña con base en la revisión de estados límite, debe verificarse que la resistencia de diseño sea mayor o igual que la acción de diseño.

Vale la pena destacar, sin embargo, que en aquellos casos en que el diseño se basa en el empleo de esfuerzos permisibles, debe verificarse que no se excedan los valores especificados de los mismos [*Normas de Diseño Sismo-Resistente*].

10. **Estado Límite de Servicio:** Las normas de diseño sismo-resistente exigen la verificación de los desplazamientos para que los mismos no generen efectos de segundo orden, ni creen una sensación de inseguridad, ni propicien el daño de los elementos no estructurales.

En general, se proporcionan valores límite al desplazamiento de los entrepisos que, para aquellos códigos que manejan coeficientes sísmicos reducidos por inelasticidad, son del orden de 0.002 veces la altura del entrepiso cuando los elementos no estructurales están ligados a la estructura y de 0.004 cuando dichos elementos se encuentran desligados de ésta.

En las normas que manejan coeficientes sísmicos elásticos, los valores son del orden de 0.008 y 0.016 respectivamente. Asimismo, se dan recomendaciones para que la separación entre edificios vecinos sea tal que no exista riesgo de golpeteo con los desplazamientos previstos [*Normas de Diseño Sismo-Resistente*].

11. **Recomendaciones de Diseño:** Una buena parte de las normas latinoamericanas proporcionan recomendaciones especiales para el detallado estructural en zonas sísmicas, particularmente para las estructuras de concreto, aunque sin excluir a las de acero y mampostería.

Básicamente, en dichas normas se trata de aportar algunas sugerencias para la colocación del acero de refuerzo que permiten incrementar el confinamiento del concreto, proporcionando así mayor ductilidad al comportamiento de los elementos estructurales.

2.5. Elementos de la Ingeniería Civil Considerados en las Construcciones Sismo-Resistentes

12. **Cimentaciones:** El diseño sísmico de las cimentaciones es en general, una de las deficiencias más evidentes en la normativa sismo-resistente: usualmente, los códigos incluyen información muy general tendiente a evitar la aparición de tensiones en las cimentaciones y a garantizar un comportamiento de conjunto entre los elementos que las forman, sin otra regulación o indicación más contundente o significativa.
13. **Construcción:** Otra debilidad dentro de las normas de diseño antisísmico es la referente a las especificaciones de construcción, pues las mismas suelen limitarse a llamar la atención sobre la necesidad de garantizar la seguridad en las diversas etapas del proceso constructivo, y a recomendar que se realice una supervisión detallada durante el mismo [*Normas de Diseño Sismo-Resistente*].
14. **Acciones Dinámicas de la Estructura:** A diferencia de otras sobrecargas, los sismos generan acciones dinámicas de signo alternante; es decir, las oscilaciones de la edificación durante su respuesta, superponen a las solicitaciones debidas a la gravedad terrestre otras de signo alternante, que pueden ser: (a) momentos flectores; (b) fuerzas axiales; o (c) fuerzas cortantes.

Es importante tener presente la filosofía adoptada en el diseño sismo-resistente de la gran mayoría de las edificaciones y obras de ingeniería existentes en áreas urbanas: ésta, puede resumirse en la forma que se anota a continuación, la cual es una transcripción literal de los comentarios al Capítulo 1 artículo 3 inserto dentro de la norma peruana E030 vigente:

[...]Se reconoce que dar protección completa frente a todos los sismos no es técnica ni económicamente factible para la mayoría de las estructuras. En concordancia con tal filosofía se establecen en esta Norma los siguientes principios para el diseño: a) La estructura no debería colapsar, ni causar daños graves a las personas debido a movimientos sísmicos severos que puedan ocurrir en el sitio. b) La estructura debería soportar movimientos sísmicos moderados, que puedan ocurrir en el sitio durante su vida de servicio, experimentando posibles daños dentro de límites aceptables.

Norma Peruana de Diseño Sismo-Resistente E030

Esta declaración, explícita en la norma Peruana, es común en buena parte de las normas elaboradas y vigentes en otros países; pero también es necesario señalar que en otros cuerpos normativos, o en normas anteriores a las vigentes, la antes mencionada declaración queda implícita en el enunciado y prescripciones insertos dentro de los criterios de diseño establecidos.

2.5. Elementos de la Ingeniería Civil Considerados en las Construcciones Sismo-Resistentes

Asimismo, es importante observar que, bajo la acción de sismos fuertes de la intensidad prevista en las normas, se admiten daños estructurales importantes, siendo que éstos pueden, incluso, llegar a ser tan importantes que sin alcanzar el estado de ruina o inestabilidad requieran la demolición de la edificación.

En la figura siguiente se compara la respuesta de un sistema que responde en el rango elástico, con la de un sistema que durante su respuesta incursiona en el dominio de las deformaciones inelásticas (post-elásticas): esta incursión es tanto más importante mientras más ductilidad se pueda garantizar. Asimismo, es importante señalar que en la figura 2.5 se encuentran señalados valores típicos de desplazamiento:

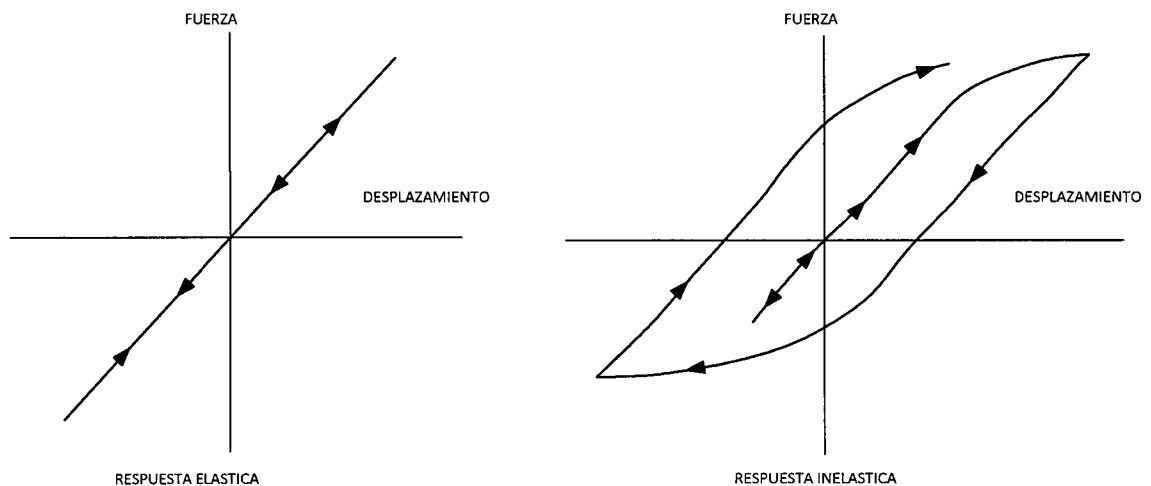


Figura 2.5: Respuesta de Sistemas Elásticos e Inelásticos.

15. **Selección del Sitio de Construcción:** los bordes de mesetas -excepcionales por su vista panorámica- presentan mayor azarosidad cuando se encuentran en áreas amenazadas por sismos, siendo especialmente evidentes los fenómenos de inestabilidad de sus taludes por otras acciones naturales. Algo similar puede decirse de las zonas al pie del talud: por las razones antes expuestas, en algunas normas se exige la evaluación de la estabilidad del talud cuando la edificación se encuentra en sus cercanías.

Esto es así debido a que, por ejemplo, los fenómenos de licuefacción en suelos sueltos saturados son frecuentes en las riberas de ríos; las pilas de los puentes pueden rotar bajo la acción de un sismo, y un tablero simplemente apoyado de cualquier lado del río, puede hundirse con facilidad (Normas de Diseño Sismo-Resistente).

2.5. Elementos de la Ingeniería Civil Considerados en las Construcciones Sismo-Resistentes

En virtud de lo anterior, en áreas de topografía abrupta se han constatado y medido fenómenos de amplificación del movimiento del terreno: a tal fin, se definen en las normas algunas condiciones para la evaluación de taludes, tal y como se ilustra en la figura 2.6 que muestra a continuación:

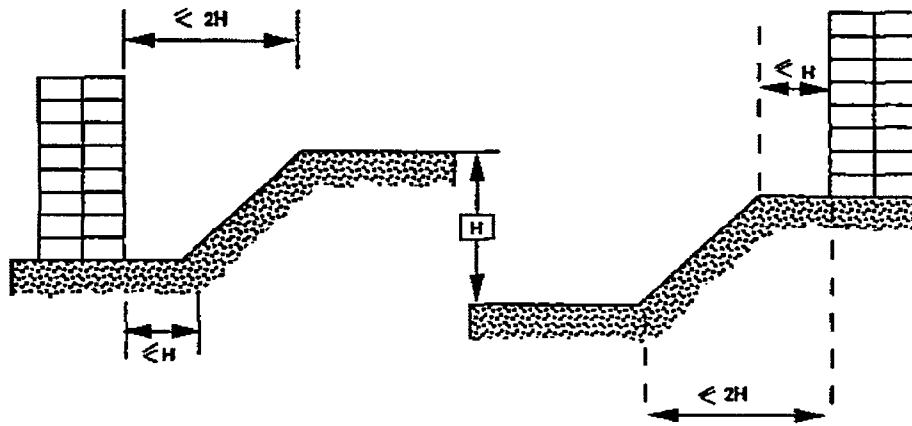


Figura 2.6: Condiciones que Requieren la Evaluación de Taludes.

Un ejemplo que puede ilustrar la importancia de este punto es el caso que se presentó en el área del Canal Beagle, en Viña del Mar, donde un conjunto de edificaciones nominalmente iguales ubicadas en el tope de un cerro sufrieron daños importantes como consecuencia del terremoto ocurrido durante el mes marzo de 1985, a diferencia de lo ocurrido con otras edificaciones iguales ubicadas al pie del cerro, que no se dañaron durante el evento antes mencionado.

16. **Aceleración Máxima del Terreno:** las acciones sísmicas establecidas generalmente en las normas se caracterizan por la aceleración máxima de la componente horizontal, las cuales son seleccionadas a partir de un estudio generalizado de la amenaza sísmica.

En término medio y según el país, se encuentran asociadas a probabilidades de excedencia que oscilan entre 10% y 40% en 50 años, lo cual representa períodos de retorno de 475 a 100 años (Normas de Diseño Sismo-Resistente).

De una manera general, en obras civiles muy importantes y en todas aquellas donde el mal funcionamiento puede tener consecuencias catastróficas es necesario alcanzar un nivel consistente de protección contra las acciones sísmicas tanto en las edificaciones como en las instalaciones, sistemas y componentes, debido a que las edificaciones, además de soportar las

2.5. Elementos de la Ingeniería Civil Considerados en las Construcciones Sismo-Resistentes

acciones gravitacionales previstas, deben quedar diseñadas de modo tal que puedan resistir los efectos de aquellas combinaciones de acciones cuya probabilidad de ocurrencia simultánea no se considere remota (Normas de Diseño Sismo-Resistente).

17. **Acción Simultánea de Varias Componentes:** de una manera general, el movimiento del terreno debido a sismos puede descomponerse en seis componentes: tres traslaciones y tres rotaciones.

Dado que la mayoría de las edificaciones responden esencialmente a las componentes traslacionales horizontales (x y y), es común que las componentes rotacionales sean ignoradas totalmente y que el efecto de la componente vertical (Z) sea despreciada, siendo que sólo cuando esta componente o su efecto sea importante, es preciso incorporarla y considerar el efecto combinado S según la siguiente expresión:

$$S = \sqrt{S_x^2 + S_y^2 + S_z^2}$$

Donde S representa el efecto debido a la componente traslacional del movimiento del terreno indicada en el subíndice (Normas de Diseño Sismo-Resistente).

Como aproximación, se puede adoptar como criterio que, para la determinación del efecto combinado S , se añada al 100% del efecto debido a sismos en una dirección y el 30% de los efectos debidos a sismos en las otras dos direcciones: para usar este criterio correctamente, se debe tomar el 100% de los efectos correspondientes a cada una de las direcciones de la acción sísmica, combinados con el 30% de los efectos debidos a sismo en las otras dos direcciones, siendo que las sumas deben ser hechas para los valores absolutos de las respuestas (Normas de Diseño Sismo-Resistente).

2.5.3. Aspectos Considerados como Significativos para la Caracterización de las Acciones de Diseño en las Construcciones Sismo-Resistentes

1. Espectros de Respuesta Elástica:

Se han definido diversos parámetros e indicadores para cuantificar los terremotos y sus efectos. Desde el punto de vista estructural, la aceleración es uno de los parámetros más importante para el diseño sismorresistente, más precisamente a través de los espectros de aceleración (ver Figura 2.8). A través de ellos, se define la amenaza sísmica de una zona o región a los efectos del diseño sismorresistente. En forma general, puede definirse espectro como un gráfico de la

2.5. Elementos de la Ingeniería Civil Considerados en las Construcciones Sismo-Resistentes

respuesta máxima (expresada en términos de desplazamiento, velocidad, aceleración, o cualquier otro parámetro de interés) que produce una acción dinámica determinada en una estructura u oscilador de un grado de libertad. En estos gráficos, se representa en abscisas el periodo propio de la estructura (o la frecuencia) y en ordenadas la respuesta máxima calculada para distintos factores de amortiguamiento ξ .

El espectro de respuesta elástica representa el máximo de un parámetro de respuesta (aceleración, desplazamiento, etc) para osciladores simples de un grado de libertad con un periodo de vibración T y un amortiguamiento relativo ξ para un terremoto dado. En la Figura 2.8 se presenta el gráfico correspondiente a un espectro de aceleración [Crisafulli F.] [15].

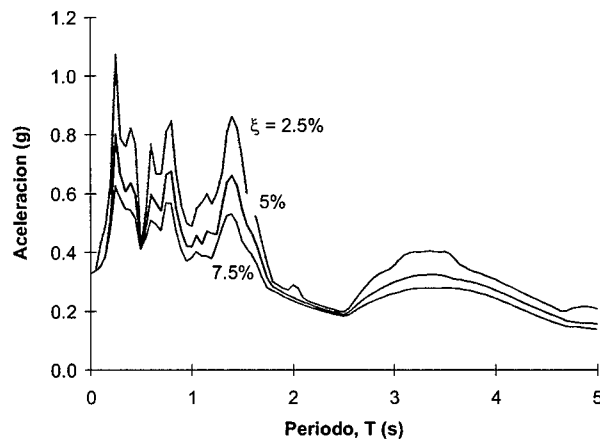


Figura 2.7: Espectro elástico de respuesta, en términos de aceleración, correspondiente al terremoto de Turquía, 17/8/1999

2. **Espectros de diseño:** Debido a que los espectros de respuesta representan el efecto de un solo registro de aceleración, no pueden usarse para el diseño. Por esta razón, los reglamentos sismorresistentes utilizan espectros de diseño. Éstos presentan dos características principales: (i) consideran la peligrosidad sísmica de una zona o región y (ii) son curvas suavizadas, es decir, no presentan las variaciones bruscas propias de los espectros de respuesta. La obtención de las respuestas espectrales, como parte del análisis de amenaza sísmica, puede realizarse mediante procedimientos probabilísticos o determinísticos, según lo que resulte más conveniente en cada caso.

En la figura se muestra la forma de un espectro de diseño.

Es muy importante aclarar que las aceleraciones especificadas mediante los espectros de diseño de los códigos para cuantificar la acción sísmica no representan necesariamente los máximos que podrían ocurrir en esa zona o región. Más bien representan un nivel de movimiento sísmico que

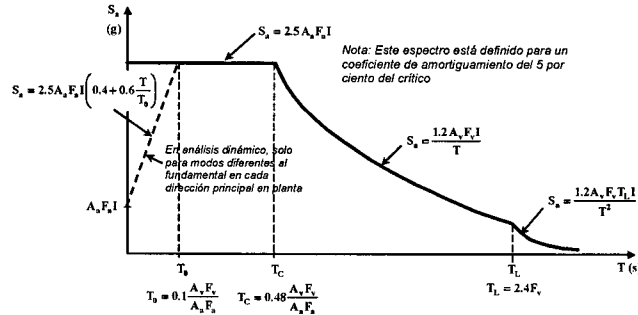


Figura 2.8: Espectro de diseño de la norma colombiana NSR-10.

se considera aceptable a los efectos del diseño. La aplicación de las especificaciones reglamentarias asegura que la estructura presenta una adecuada ductilidad para evitar el colapso ante la ocurrencia de un sismo severo.

- Espectros Inelásticos:** Tal como se indicó en la sección denominada Aspectos Teóricos para el Análisis de Estructuras que son Considerados como Significativos dentro de las Normas de Construcciones Sismo-Resistentes, es común admitir que la edificación pueda hacer incursiones importantes en el rango inelástico (post-elástico), por esta razón en el diseño se utilizan espectros de respuesta inelástica a partir de un factor de reducción que depende del factor de respuesta R, garantizado por el sistema resistente a sismos.
- Respuesta a Sismos:** La calificación de la respuesta de una edificación a movimientos sísmicos requiere definir tanto las acciones más probables en el sitio, como las propiedades dinámicas de la edificación, siendo que la secuencia en la resolución de este problema se puede representar de acuerdo al esquema de la figura 2.9, en la que la respuesta, constituida por un conjunto de datos de salida, puede ser medida de formas muy diferentes:

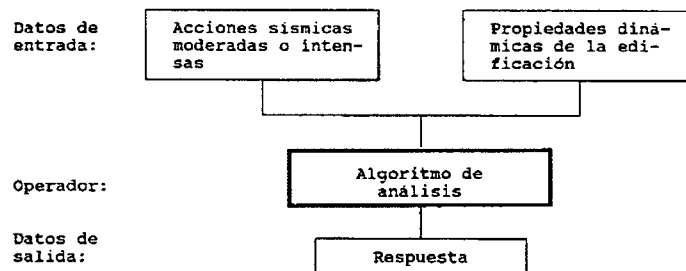


Figura 2.9: Secuencia de Resolución para la Cualificación de la Respuesta a Sismos de una Edificación.

Es importante mencionar que, en los últimos años, se ha logrado un alto nivel de confianza en la predicción de la respuesta: este hecho, gracias al empleo de procedimientos de cálculo

automatizado por computadora, ha podido ser validado tanto en el laboratorio (mesas vibrantes), como en mediciones de campo durante terremotos reales, siempre que la respuesta se mantenga dentro del rango elástico.

No obstante, debe tenerse presente que, en caso de que ocurran las acciones más severas prescritas, la estrategia de diseño explícita en la mayor parte de las normativas sismo-resistentes toleran grandes deformaciones y agrietamientos en la estructura portante. Como consecuencia de lo anterior, posibles aunque poco probables durante la vida útil de la edificación, ésta sufrirá daños tanto en los elementos portantes de la estructura como en los elementos no portantes: de este modo, las propiedades dinámicas de la edificación sufren modificaciones en una forma que sólo es susceptible de ser predicha de manera aproximada, razón por la cual -bajo acciones sísmicas de gran intensidad- los algoritmos de análisis de respuesta comúnmente empleados conducen a resultados aproximados.

2.5.4. Aspectos de Configuración y Estructuración del Diseño Considerados como Significativos en las Construcciones Sismo-Resistentes.

- **Planeamiento estructural:**

1. Aspectos de configuración en planta y elevación.
2. Rigidez y resistencia. Redundancia y otras consideraciones.

- **Evitar masas innecesarias:**

1. Promover edificaciones simples, simétricas y regulares.
2. Garantizar una distribución uniforme y continua de masa, rigidez, resistencia y ductilidad.
3. Dotar al sistema del mayor número posible de líneas resistentes...alta redundancia.
4. Dimensionar y detallar los miembros, las conexiones y los soportes proporcionando un balance de rigidez, resistencia y capacidad de deformación inelástica.
5. Desincorporar o incorporar apropiadamente los componentes no estructurales.
6. Compatibilizar las condiciones de rigidez y resistencia de superestructura e infraestructura.

2.6. Limitaciones de las normas sismo-resistentes latinoamericanas

Muchas son las limitaciones de las normas de diseño sismorresistente existentes en América Latina. En su mayor parte, se deben a lo verdaderamente joven que es la ingeniería sísmica. Se debe recordar

2.6. *Limitaciones de las normas sismo-resistentes latinoamericanas*

que el registro instrumental de los sismos se inició apenas en la segunda mitad del penúltimo siglo pasado y que la medición de sismos intensos mediante acelerógrafos en América Latina comenzó apenas en la segunda mitad del siglo pasado. Por esta razón, las estimaciones del riesgo sísmico carecen de la información estadística necesaria para ser suficientemente confiables. Respecto al análisis y diseño sismorresistente, no debemos olvidar que éste se remonta apenas a los primeros años del siglo pasado. En suma, tenemos que diseñar para resistir acciones de las que sabemos muy poco, mediante estructuras de cuya resistencia tampoco tenemos un conocimiento pleno.

Es importante subrayar que ante todas estas incertidumbres, el diseño sismorresistente debe basarse fundamentalmente en la prudencia y en lo que podríamos llamar el diseño conceptual, esto es, en el manejo de los conceptos básicos de sencillez, simetría y regularidad, que constituyen la diferencia constante entre los edificios colapsados y los sobrevivientes en los sismos catastróficos que ha sido posible estudiar en los últimos años. Aunado a lo anterior, el uso de materiales de buena calidad y una construcción cuidadosa constituyen los factores más importantes en el diseño sismorresistente.

En la actualidad se a visto que con código moderno no se a podido evitar catástrofes sísmicos. Este es un buen ejemplo de que es un error pensar que basta con seguir las normas para obtener un diseño adecuado. Buena parte de las normas sismorresistentes en América Latina enfatizan que sólo son requisitos mínimos a seguir y sin embargo, la tendencia en muchos casos, consiste en intentar garantizar un buen diseño independientemente del diseñador, mediante especificaciones tan restrictivas que en ocasiones el ingeniero no tiene más opciones que aplicar una serie de recetas.

Parte III

MATERIALES Y MÉTODOS

Capítulo 3

MATERIALES Y MÉTODOS

En el campo de la investigación, la metodología de investigación se refiere la manera con la que un investigador aborda el objeto de su estudio, e incluye las técnicas, estrategias, tácticas y procedimientos que se utilizarán para lograr dar cumplimiento a los objetivos planteados.

3.1. Tipo de Investigación

El tipo de investigación se encuentra ligado a los objetivos que se plantean en el trabajo, puesto que éstos determinan las finalidades o logros a los que se desean alcanzar, y que a su vez se expresan en los resultados que se obtienen al finalizar la investigación.

En relación con lo anterior, se desprende que el estudio en esta investigación titulado *Análisis Comparativo De Las Normas De Diseño Sismo-Resistente En Los Países Latinoamericanos Colindantes Al Cinturón De Fuego*, está enmarcado dentro de la modalidad de investigación denominada *investigación comparativa*.

Lo que se pretende con la investigación es descubrir los elementos que caracterizan el evento de estudio que en este caso, son las discrepancias y similitudes entre las normas técnicas de Perú, Chile, Ecuador y Colombia vigentes, en cuanto a los aspectos técnicos de la Ingeniería sismo-resistente.

3.2. Diseño de la Investigación

El diseño de la investigación contiene el conjunto de decisiones, pasos, esquemas y actividades a realizar en el curso de una investigación específica, así como también incluye los criterios que el investigador decide tomar en consideración para el abordaje del objeto de estudio, todo lo cual implica el arreglo de las condiciones para recopilar y analizar la información, de modo tal que se puedan alcanzar los objetivos planteados.

En este sentido, y de acuerdo a las necesidades de esta investigación, los criterios que se consideraran pertinentes para dar cumplimiento a los objetivos planteados se plasman seguidamente:

1. ***Tipo de investigación:*** este criterio tiene que ver con la profundidad con la que se quiere abordar el objeto de estudio. En este caso, se decidió abordar la presente investigación con los criterios correspondientes al de una investigación comparativa, puesto que lo que se desea, tal y como se han expresado tanto en los objetivos específicos como en párrafos anteriores, es descubrir los elementos que caracterizan el evento de estudio, es decir, las semejanzas y diferencias entre los aspectos técnicos de la Ingeniería sísmo-resistente que son considerados en las normativas en estudio.
2. ***Número de eventos o variables de estudio:*** este criterio se refiere al número de eventos de estudio o variables, se consideraron en el estudio de acuerdo a la amplitud y organización de los datos. En este trabajo, el criterio se corresponde al de un solo evento o variable, que se denominó aspectos técnicos de la Ingeniería Civil considerados en las normas Sísmo-resistentes.
3. ***Manipulación de variables:*** este criterio se basa en el grado de intervención del investigador y de la rigurosidad del control de variables extrañas al evento de estudio. Dado que para este trabajo no hubo manipulación de variables, puesto que la situación del evento de estudio ya se ha dado en la realidad y el investigador no ha intervenido en él, este criterio corresponde al de una investigación no experimental.
4. ***Temporalidad:*** este criterio alude a dos perspectivas; en la primera, se refiere a la duración del estudio, que la cual es el de una investigación de tipo comparativa, puesto que el estudio se realizará en un periodo de tiempo definido y corto; en la segunda perspectiva, se refiere al momento en el que se realiza la investigación y que, en este caso, corresponde al momento actual o contemporáneo.
5. ***Fuentes de información:*** este criterio se refiere a cuál es el contexto en el que se desarrollará el estudio, y de dónde surgirán los datos que darán cuenta de los eventos o variables que son investigados. En este caso se recurrirá a fuentes documentales, que aportarán los datos a los que se harán referencia.

En consecuencia, el diseño de investigación de este trabajo corresponde al de una investigación comparativa, univariada, no experimental, transeccional contemporánea, de fuente documental.

Seguidamente, se inserta el cuadro 3.1, que contiene los criterios y el diseño de este estudio:

Tabla 3.1: *Diseño de Investigación Correspondiente a la Investigación Titulada "Análisis comparativo de las normas de diseño sismo-resistente en los países latinoamericanos colindantes al cinturón de fuego".*

Criterios del Diseño		Diseño de Investigación
Tipo de Investigación:	Comparativa	Investigación comparativa, univariada, no experimental, transeccional contemporánea, de fuente documental
Amplitud de foco: Se refiere a la cantidad de eventos	Univariada	
Manipulación de la variable: Grado de intervención del investigador y del control de las variables	No experimental	
Temporalidad: Duración y momento en que se realiza el estudio	Transeccional contemporánea	
Fuente: Se refiere a la procedencia de la información	De fuente documental	

3.3. Definición de las Variables de Estudio

Para la realización de la investigación es necesario delimitar y definir las variables presentes en la misma.

Para la presente investigación, la variable del estudio se ha denominado *Aspectos Técnicos de la Ingeniería Civil Considerados en las Normativas Sismo-resistentes*, que se definirá a partir de los elementos que surjan del análisis de las bases conceptuales.

Para facilitar la conceptualización de esta variable, el cuadro 3.2, muestra la operacionalización de las variables de estudio:

Tabla 3.2: Operacionalización de la Variable aspectos técnicos de la Ingeniería Civil considerados en las normas Sismo-resistentes.

Eventos	Dimensiones	Indicios	Ítems	Parámetros	Instrumentos
Aspectos Técnicos de la Ingeniería Civil Considerados en las Normativas Sismorresistentes	E.030 Nsr-10 Nch-433.0f1996, Nec-Cap.3	Estrategias, métodos, técnicas, procedimientos.	Cuáles son los aspectos técnicos sismorresistentes evaluados por los expertos.	Marco legal normativa vigente	Matriz de Registro de Datos
		Formas estructurales adecuadas.	Cuales consideraciones son tomadas en el diseño de una estructura en cuanto al sitio de edificación.	Marco legal normativa vigente	

3.4. Definición de las Unidades de Estudio

Las unidades de estudio se refieren en qué o en quiénes se va a investigar el evento o variable de estudio; es decir, en cuál o cuáles entidades (personas, objetos, regiones, documentos, plantas, animales, productos, etc) se manifiesta o manifiestan la situación a estudiar).

Para ello, se definen criterios de inclusión que permiten agrupar a las entidades antes mencionadas, de modo tal que conformen un conjunto que, o bien comparten las características de la situación a estudiar, o bien se manifiestan en ellas dichas características: lo anterior, permite definir lo que se denomina población.

En algunos casos, la población es tan grande e inaccesible que no se puede estudiar toda: en ese caso, el investigador tiene la responsabilidad de seleccionar una pequeña porción de la población, es decir, una muestra.

En cuanto al presente trabajo, se presenta seguidamente el cuadro 3.3, que contiene la definición de las unidades de estudio para esta investigación, así como también de los criterios para definir la población y la muestra:

Tabla 3.3: Definición de las Unidades de Estudio Correspondientes a la Investigación.

Eventos	Unidades de Estudio			
	Estudio			
	Unidades de Estudio	Fuente de Información acerca de la Unidad de Estudio	Criterios para Determinación del Tamaño de la Muestra (Opciones)	Técnicas de Muestreo a ser Utilizadas para Escoger la Muestra
Aspectos Técnicos de la Ingeniería Civil Considerados en las Normativas Sismo-resistentes	Reglamento nacional de edificaciones E.030 diseño sismorresistente - Perú.	Norma técnica de edificación - Perú.	No aplica (se toma todo el marco legal vigente)	No aplica (se toma todo el marco legal vigente)
	Reglamento Colombiano De Construcción Sismo Resistente Nsr-10, Título A	Reglamento Colombiano De Construcción	No aplica (se toma todo el marco legal vigente)	No aplica (se toma todo el marco legal vigente)
	Norma Chilena Oficial Nch 433.0f1996, Diseño sísmico de edificios	Norma Chilena Oficial	No aplica (se toma todo el marco legal vigente)	No aplica (se toma todo el marco legal vigente)
	Norma Ecuatoriana De La Construcción NEC-11 Capítulo 2 Peligro Sísmico Y Requisitos De Diseño Sismo Resistente.	Norma Ecuatoriana De La Construcción	No aplica (se toma todo el marco legal vigente)	No aplica (se toma todo el marco legal vigente)

3.5. Técnicas e Instrumentos de Recolección de Datos De la Investigación

Una vez definido los eventos o variables de la investigación, sus dimensiones e indicios, así como también las unidades de estudio en los que se verificará la ocurrencia o no del fenómeno a estudiar, se hace necesario seleccionar las técnicas e instrumentos apropiados mediante los cuales se obtendrá la información necesaria que permita dar respuesta a los objetivos planteados.

A fin de ilustrar las técnicas e instrumentos que se estima serán utilizados para este estudio, se inserta a continuación el cuadro 3.4:

Tabla 3.4: Técnicas e Instrumentos de Recolección de Datos Utilizados en la Investigación.

Eventos	Unidades de Estudio	Técnicas	Instrumentos	
			De Recolección de Datos	De Registro de Datos
<i>Aspectos Técnicos de la Ingeniería Civil Considerados en las Normativas Sismo-Resistentes</i>	Norma técnica de edificación E.030 diseño sismo-resistente - Perú.	Revisión documental	Matriz de registro de datos	Formato de lápiz y papel
	Reglamento Colombiano De Construcción Sismo Resistente Nsr-10	Revisión documental	Matriz de registro de datos	Formato de lápiz y papel
	Norma Chilena Oficial Nch 433.0f1996	Revisión documental	Matriz de registro de datos	Formato de lápiz y papel
	Norma Ecuatoriana De La Construcción Nec Capítulo 3 Riesgo Sísmico, Evaluación Y Rehabilitación De Estructuras.	Revisión documental	Matriz de registro de datos	Formato de lápiz y papel

Se seleccionó como instrumento una matriz de registro, cuya finalidad fue contar con una herramienta que permitiese asentar los datos obtenidos a través de la revisión de la normativa legal vigente en la materia referida a los aspectos de la construcción de edificaciones sismo-resistentes.

Además, también se construyó una matriz de comparación, que contiene las dimensiones e indicadores que configuraron los criterios de análisis que hicieron posible la interpretación y crítica del evento estudiado, esta matriz estuvo fundamentada, por los elementos teóricos surgidos a partir de la revisión del material consignado en las bases teóricas reseñadas en el Capítulo II del presente informe

3.5. Técnicas e Instrumentos de Recolección de Datos De la Investigación

de investigación, y contiene los términos necesarios para establecer las semejanzas y diferencias evidenciadas en los dos grupos de estudios en cuanto al evento investigado.

En el caso del presente estudio, se estableció la validez de todos los instrumentos que se utilizaron a través de una evaluación realizada, la cual se determinó a partir del porcentaje de coincidencias entre los antes mencionados, quienes determinaron que los instrumentos utilizados midieron lo que se pretendió medir, lo que se quiso medir y sólo lo que hubo que medirse.

En el caso de los instrumentos utilizados para esta investigación, la validez alcanzó un porcentaje de 90% de validez inter-jueces, razón por la que los instrumentos se consideraron válidos. Los datos relativos al cálculo de la validez se muestran en la tabla 3.5:

Tabla 3.5: Cálculo de la Validez.

Análisis comparativo de las normas de diseño sismo-resistente en los países latinoamericanos colindantes al cinturón de fuego.		
CONSIDERA NECESARIO	SI (%)	NO (%)
Realizar Comparación documental	100	0
Analizar parámetros sísmicos	100	0
Resaltar mejoras y debilidades	100	0
Ser experto	60	40
Total validez (%)	90	
Muestra: 10 personas		

En cuanto a la confiabilidad de los instrumentos utilizados, término que se refiere al grado en que el estudio, al ser repetido con el mismo método y con los mismos instrumentos, dará iguales resultados [Hurtado J.] [2], se calculó a través de la aplicación de la técnica de partición por mitades, que consiste en dividir el instrumento en mitades y considerar que cada una de ellas es un test paralelo, similares en contenidos, instrucciones y demás, calculándose seguidamente el coeficiente de correlación entre ambas mitades, el cual debe ser mayor o igual a 0.75 para poder afirmar que los resultados que se obtengan son en verdad confiables, de acuerdo a la escala presentada en el cuadro 3.6, que se inserta a continuación:

En el caso de los instrumentos utilizados para la presente investigación, la confiabilidad alcanzó un valor de 0.85, razón por la que los instrumentos se consideraron *muy confiables*. Los datos relativos al cálculo de la confiabilidad se muestran en la tabla 3.7.

Tabla 3.6: Escala de Confiabilidad a Partir los Rangos Obtenidos a Partir de la Aplicación de Técnicas de Confiabilidad [2].

Rango	Nivel de Confiabilidad
De 0,00 a 0,19	Nada confiable
De 0,20 a 0,39	Poco confiable
De 0,40 a 0,59	Medianamente confiable
De 0,60 a 0,79	Confiable
De 0,80 a 1,00	Muy confiable

Tabla 3.7: Cálculo de la Confiabilidad.

Si usted es seleccionado para realizar el Estudio Análisis comparativo de las normas de diseño sismo-resistente en los países latinoamericanos colindantes al cinturón de fuego.		
COMO ABORDARÍA EL TEMA	coincidencias (%)	No coincidencias (%)
Revisión Normas Sismológicas Inherentes	100	0
Revisión Normas Sismológicas Internacionales	20	80
Identificación de parámetros sísmicos	100	0
Recolección de información	100	0
Análisis de datos	100	0
Realizar un ejemplo aplicativo	90	10
confiabilidad	85	
Muestra: 10 personas		

3.6. Procedimientos Realizados

Se delimita y define los eventos presentes en el estudio estableciendo interrogantes dentro de los objetivos previstos, estos logran darle forma a la matriz de registro de datos, apoyándose en la tabla 3.3 Definición de las unidades de estudio correspondiente a la investigación *Análisis comparativo de las normas de diseño sismo-resistente en los países latinoamericanos colindantes al cinturón de fuego*.

Para la matriz de registro se toman las consideraciones más relevantes contenidas en la ejecución de la investigación dentro del marco legal vigente, esto conlleva a realizar un cuadro comparativo que da lugar a los conceptos tratados; para visualizar de manera mas precisa las nociones referidas se desglosan profundizándose en las particularidades de los mismos y del comportamiento físico esperado.

3.7. Tipos de Análisis Realizados

Una vez obtenidos los datos de la investigación, fue necesario analizarlos a fin de descubrir e interpretar sus resultados en términos de los objetivos planteados al principio de la investigación.

A tal efecto, dada la naturaleza de la presente investigación, se prevé que la recolección de los datos y el análisis de los resultados puedan ser integrados en cinco fases: las cuatro primeras, que corresponde al registro de los datos en la matriz correspondientes; la quinta, que está vinculada al análisis de los datos en los términos previstos en la matriz de análisis.

Se prevé la realización de relaciones que contengan los elementos de caracterización del evento de estudio (*los aspectos de la construcción de edificaciones sismo-resistentes contenidos en el marco legal vigente*) en concordancia con el criterio de análisis establecido dentro de los objetivos de la investigación. Asimismo, y dependiendo de los resultados obtenidos, se podrán aplicar algunas pruebas estadísticas, particularmente aquellas que tengan que ver con el análisis descriptivo del evento a ser investigado.

Por otra parte, es necesario puntualizar que, de acuerdo a la forma final que se decida utilizar para el tratamiento de los datos (pueden expresarse tanto en categorías o como en puntajes), los mismos podrían permitir poder calcular frecuencias, porcentajes, modas, medianas, y desviación de medianas, entre otras pruebas, así como también permitirá la elaboración de gráficos que permitan la visualización de los datos recopilados.

3.8. Fases Metodológicas de la Investigación

Una vez obtenidos los datos de la investigación, fue necesario analizarlos a fin de descubrir e interpretar sus resultados en términos de los objetivos planteados al principio de la investigación. A tal efecto, se inserta seguidamente la tabla 3.8, las fases metodológicas que se prevé seguir para dar cumplimiento a los objetivos de investigación:

Tabla 3.8: Fases Metodológicas Correspondientes a la Investigación.

Fases	Pasos	Hito
Fase 1	<ol style="list-style-type: none"> 1. Diseño de los instrumentos para determinar los aspectos de la construcción de edificaciones sismo-resistentes considerados en las normas técnicas Peruanas (matriz de registro de datos). 2. Aplicación de los instrumentos diseñados 3. Tabulación de los datos obtenidos 4. Realización del árbol de relaciones correspondiente 	Precisar los aspectos de la construcción de edificaciones sismo-resistentes considerados en las normas técnicas Peruanas vigentes en la materia
Fase 2	<ol style="list-style-type: none"> 1. Diseño de los instrumentos para determinar los elementos de la construcción de edificación sismo-resistentes considerados en normas técnicas chilenas (matriz de registro de datos) 2. Aplicación de los instrumentos diseñados. 3. Tabulación de los datos obtenidos. 4. Realización del árbol de relaciones correspondiente 	Determinar los elementos que son considerados en las normas técnicas chilenas edificaciones sismo-resistentes
Fase 3	<ol style="list-style-type: none"> 1. Diseño de los instrumentos para determinar los elementos de la construcción de edificación sismo-resistentes considerados en normas técnicas Ecuatorianas (matriz de registro de datos) 2. Aplicación de los instrumentos diseñados 3. Tabulación de los datos obtenidos 4. Realización del árbol de relaciones correspondiente 	Determinar los elementos que son considerados en las normas técnicas Ecuatorianas edificaciones sismo-resistentes
Fase 4	<ol style="list-style-type: none"> 1. Diseño de los instrumentos para determinar los elementos de la construcción de edificación sismo-resistentes considerados en normas técnicas Colombianas(matriz de registro de datos) 2. Aplicación de los instrumentos diseñados 3. Tabulación de los datos obtenidos 4. Realización del árbol de relaciones correspondiente 	Determinar los elementos que son considerados en las normas técnicas Colombianas edificaciones sismo-resistentes
Fase 5	<ol style="list-style-type: none"> 1. Diseño de matriz de análisis (contentiva de los criterios de análisis correspondientes a las normas técnicas de ingeniería utilizadas para construcciones sismo-resistentes) 2. Tabulación de los datos obtenidos 3. Realización del árbol de relaciones correspondiente 4. Aplicación de software para realizar el análisis de los datos obtenidos 	Contrastar las normas técnicas en estudio vigentes correspondientes a las edificaciones sismo-resistentes

Parte IV

**DESARROLLO Y ANÁLISIS DE
DATOS**

Capítulo 4

DESARROLLO

4.1. Recopilación de Datos

Para desarrollar la investigación se elaboró la matriz de registro de datos que se muestra en la tabla 4.1:

Tabla 4.1: Matriz de registro de datos

Matriz de registro de datos	
Normativa a estudiar:	
Fecha:	
Aspectos considerados	
Filosofía	Marco legal vigente
Zonificación	
Uso	
Peso de edificación	
Configuración estructural	
Sistemas estructurales	
Factor de reducción sísmica	
Espectro de respuesta	
Tipos de análisis	
Controles	

4.1.1. Matriz de registro de datos del Reglamento Colombiano De Construcción Sismo Resistente Nsr-10, Título A - requisitos generales de diseño y construcción sismo-resistente

4.1.1.1. Zonas De Amenaza Sísmica

La edificación debe localizarse dentro de una de las zonas de amenaza sísmica que se definen en esta sección que se presentan a continuación:

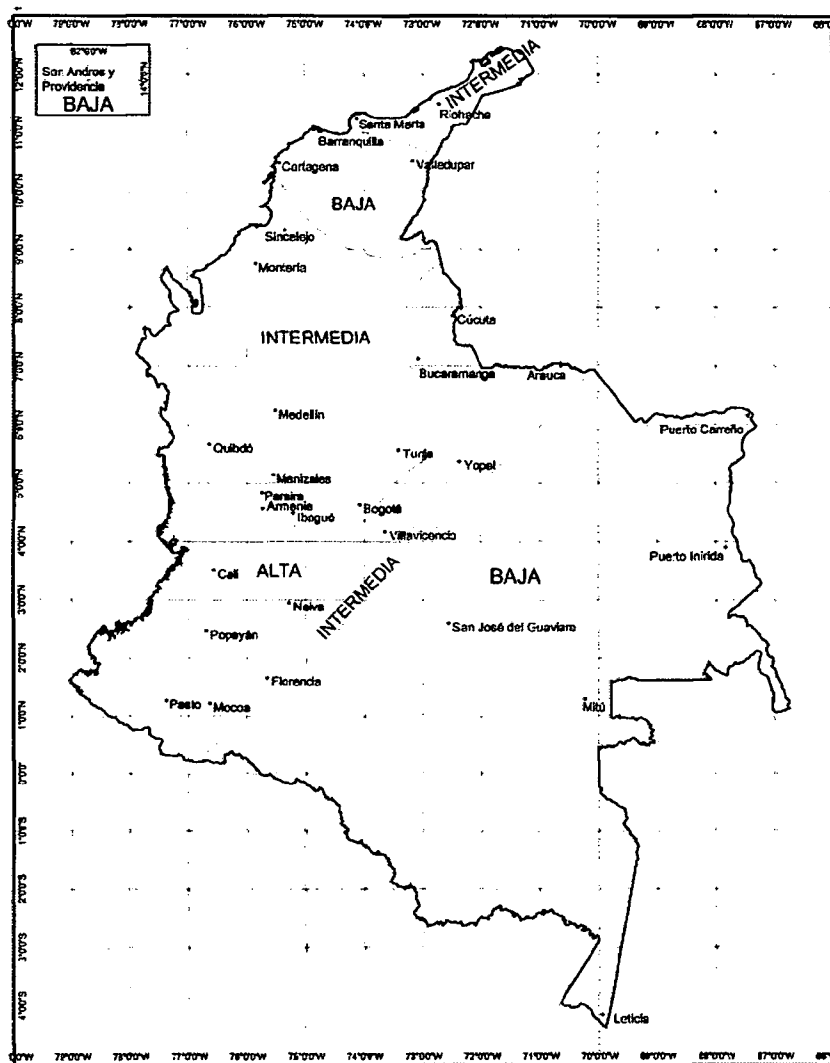
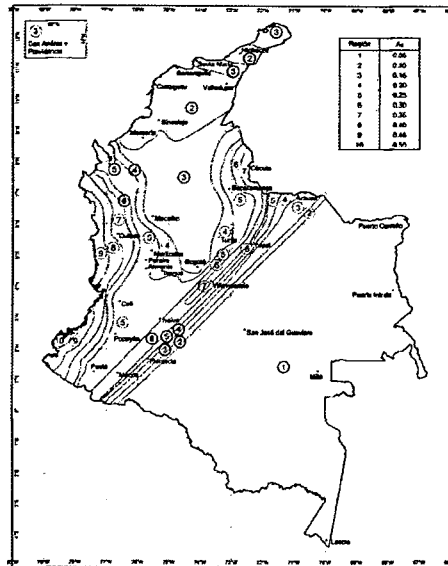


Figura A.2.3-1 - Zonas de Amenaza Sísmica aplicable a edificaciones para la NSR-10 en función de A_a y A_v

Figura A.2.3-2 - Mapa de valores de A_a .Tabla A.2.2-1 Valores de A_a y de A_v , según las regiones
De los mapas de las figuras A.2.3-2 Y A.2.3-3

Región N ^o	Valor de A_a o de A_v
10	0.50
9	0.45
8	0.40
7	0.35
6	0.30
5	0.25
4	0.20
3	0.15
2	0.10
1	0.05

4.1.1.2. Tipos De Perfil De Suelo

En esta sección se dan los tipos de perfil de suelo presentados en la tabla A.2.4-1 y los valores de los coeficientes de sitio.

Se prescriben dos factores de amplificación del espectro por efectos de sitio, F_a y F_v , los cuales afectan la zona del espectro de períodos cortos y períodos intermedios, respectivamente. Los efectos locales de la respuesta sísmica de la edificación deben evaluarse con base en los perfiles de suelo dados a continuación, independientemente del tipo de cimentación empleado.

En la tabla A.2.4-3 se dan los valores del coeficiente F_a que amplifica las ordenadas del espectro en roca para tener en cuenta los efectos de sitio en el rango de períodos cortos del orden de T_0 . Para valores intermedios de A_a se permite interpolar linealmente entre valores del mismo tipo de perfil.

En la tabla A.2.4-4 se dan los valores del coeficiente F_v que amplifica las ordenadas del espectro en roca para tener en cuenta los efectos de sitio en el rango de períodos intermedios del orden de 1 s. Para

Tabla A.2.4-1 Clasificación de los perfiles de suelo

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 $> v_s$
	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	<p>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:</p> <p>F1 - Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como: suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.</p> <p>F2 - Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H > 3 m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).</p> <p>F3 - Arcillas de muy alta plasticidad (H > 7.5 m con Índice de Plasticidad IP > 75)</p> <p>F4 - Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H > 36 m)</p>	

Tabla A.2.4-3 Valores del coeficiente F_a , para la zona de periodos cortos del espectro

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

Nota: Para el perfil tipo F debe realizarse una investigación geotécnica particular para el lugar específico y debe llevarse a cabo un análisis de amplificación de onda

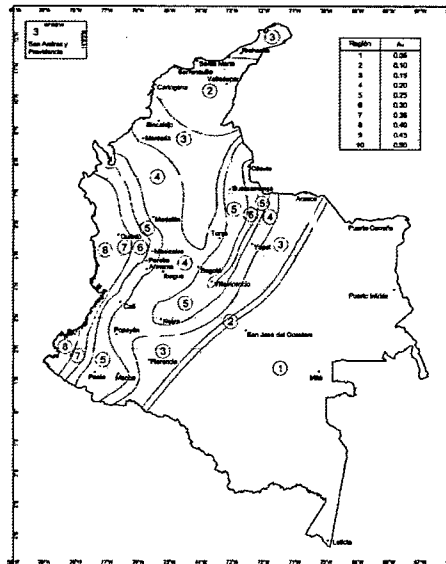


Figura A.2.3-3 - Mapa de valores de A_v .

valores intermedios de A_a se permite interpolar linealmente entre valores del mismo tipo de perfil.

Tabla A.2.4-4 Valores del coeficiente F_v , para la zona de periodos intermedios del espectro

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

Nota: Para el perfil tipo F debe realizarse una investigación geotécnica particular para el lugar específico y debe llevarse a cabo un análisis de amplificación de onda

4.1.1.3. Coeficiente De Importancia

Todas las edificaciones deben clasificarse dentro de uno de los siguientes Grupos de Uso:

Grupo IV - Edificaciones indispensables.- Son aquellas edificaciones de atención a la comunidad que deben funcionar durante y después de un sismo, y cuya operación no puede ser trasladada rápidamente a un lugar alterno. Este grupo debe incluir:

- (a) Todas las edificaciones que componen hospitales clínicas y centros de salud que dispongan de servicios de cirugía, salas de cuidados intensivos, salas de neonatos y/o atención de urgencias,

- (b) Todas las edificaciones que componen aeropuertos, estaciones ferroviarias y de sistemas masivos de transporte, centrales telefónicas, de telecomunicación y de radiodifusión,
- (c) Edificaciones designadas como refugios para emergencias, centrales de aeronavegación, hangares de aeronaves de servicios de emergencia,
- (d) Edificaciones de centrales de operación y control de líneas vitales de energía eléctrica, agua, combustibles, información y transporte de personas y productos,
- (e) Edificaciones que contengan agentes explosivos, tóxicos y dañinos para el público, y
- (f) En el grupo **IV** deben incluirse las estructuras que alberguen plantas de generación eléctrica de emergencia, los tanques y estructuras que formen parte de sus sistemas contra incendio, y los accesos, peatonales y vehiculares de las edificaciones tipificadas en los literales a, b, c, d y e del presente numeral.

Grupo III - Edificaciones de atención a la comunidad.- Este grupo comprende aquellas edificaciones, y sus accesos, que son indispensables después de un temblor para atender la emergencia y preservar la salud y la seguridad de las personas, exceptuando las incluidas en el grupo **IV**. Este grupo debe incluir:

- (a) Estaciones de bomberos, defensa civil, policía, cuarteles de las fuerzas armadas, y sedes de las oficinas de prevención y atención de desastres,
- (b) Garajes de vehículos de emergencia,
- (c) Estructuras y equipos de centros de atención de emergencias,
- (d) Guarderías, escuelas, colegios, universidades y otros centros de enseñanza,
- (e) Aquellas del grupo **II** para las que el propietario desee contar con seguridad adicional, y
- (f) Aquellas otras que la administración municipal, distrital, departamental o nacional designe como tales.

Grupo II - Estructuras de ocupación especial.- Cubre las siguientes estructuras:

- (a) Edificaciones en donde se puedan reunir más de 200 personas en un mismo salón,
- (b) Graderías al aire libre donde pueda haber más de 2000 personas a la vez,
- (c) Almacenes y centros comerciales con más de 500 m^2 por piso,
- (d) Edificaciones de hospitales, clínicas y centros de salud, no cubiertas en el grupo **IV**.
- (e) Edificaciones donde trabajen o residan más de 3000 personas, y
- (f) Edificios gubernamentales.

Grupo I - Estructuras de ocupación normal.- Todas la edificaciones cubiertas por el alcance de este Reglamento, pero que no se han incluido en los Grupos II, III y IV.

Tabla A.2.5-1 *Valores del coeficiente de importancia, I*

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

4.1.1.4. Carga gravitacional o peso

Es el efecto vertical de la aceleración debida a la gravedad sobre la masa, M , de la edificación. M debe ser igual a la masa de la estructura más la masa de los elementos tales como muros divisorios y particiones, equipos permanentes, tanques y sus contenidos, etc. En depósitos y bodegas debe incluirse además un 25 por ciento de la masa que produce la carga viva.

4.1.1.5. Configuración Estructural De La Edificación

Se entiende por configuración estructural de la edificación, no solamente la forma exterior de ella y su tamaño, sino la naturaleza, las dimensiones y la localización de los elementos estructurales, y no estructurales, que afecten el comportamiento de la edificación ante las solicitaciones sísmicas.

Para efectos de diseño sísmico la edificación debe clasificarse como regular o como irregular en planta y en altura o como redundante o con ausencia de redundancia.

Cuando una estructura se clasifique como irregular, el valor del coeficiente de capacidad de disipación de energía R que se utilice en el diseño sísmico de la edificación, debe reducirse multiplicándolo por ϕ_p , debido a irregularidades en planta, por ϕ_a debido a irregularidades en altura, y por ϕ_r debido a ausencia de redundancia, como indica la ecuación.

$$R = \phi_a \phi_p \phi_r R_0$$

Cuando una edificación tiene varios tipos de irregularidad en planta simultáneamente, se aplicará el menor valor de ϕ_p . Análogamente, cuando una edificación tiene varios tipos de irregularidad en altura simultáneamente, se aplicará el menor valor de ϕ_a .

Configuración en planta.- La edificación se considera irregular cuando ocurra, véase la figura A.3-1, uno, o varios, de los casos descritos en la tabla A.3-6, donde se definen los valores de ϕ_p .

Configuración en la altura.- Una edificación se clasifica como irregular en altura, véase la figura A.3-2, cuando ocurre uno, o varios, de los casos descritos en la tabla A.3-7, donde se definen los valores de ϕ_a .

Excepciones a las irregularidades en altura.- Cuando para todos los pisos, la deriva de cualquier piso es menor de 1.3 veces la deriva del piso siguiente hacia arriba, puede considerarse que no existen irregularidades en altura de los tipos 1aA, 1bA, 2A, ó 3A, tal como se definen en la tabla A.3-7, y en este caso se aplica $\phi_a = 1$. No hay necesidad de considerar en esta evaluación las derivas de los dos pisos superiores de la edificación ni los sótanos que tengan muros de contención integrados a la estructura en toda su periferia. Las derivas utilizadas en la evaluación pueden calcularse sin incluir los efectos torsionales. Así mismo, no se considera irregular la estructura flexible apoyada sobre una estructura con mayor rigidez y los correspondientes de la tabla A.3-5.

Ausencia de redundancia en el sistema estructural de resistencia sísmica.- Debe asignarse un factor de reducción de resistencia por ausencia de redundancia en el sistema estructural de resistencia sísmica, ϕ_r , en las dos direcciones principales en planta de la siguiente manera:

- **En edificaciones con un sistema estructural con capacidad de disipación de energía mínima (DMI).-** Para edificaciones cuyo sistema estructural de resistencia sísmica es de un material que cumple los requisitos de capacidad de disipación de energía mínima (DMI) el valor del factor de reducción de resistencia por ausencia de redundancia en el sistema estructural de resistencia sísmica, ϕ_r , se le asigna un valor de la unidad ($\phi_r = 1.0$).
- **En edificaciones con un sistema estructural con capacidad de disipación de energía moderada (DMO) y especial (DES).-** Para edificaciones cuyo sistema estructural es de un material que cumple los requisitos de capacidad de disipación de energía moderada (DMO) o especial (DES) el valor del factor de reducción de resistencia por ausencia de redundancia en el sistema estructural de resistencia sísmica, ϕ_r , se le puede asignar un valor de la unidad ($\phi_r = 1.0$) cuando en todos los pisos que resistan más del 35 por ciento del corte basal en la dirección bajo estudio el sistema estructural de resistencia sísmica cumpla las siguientes condiciones de redundancia:
 - (a) **En sistemas compuestos por pórticos con arriostramientos concéntricos.-** La falla de cualquiera de las diagonales o sus conexiones al pórtico no resulta en una reducción de más del 33 por ciento de la resistencia ante fuerzas horizontales del piso ni produce una irregularidad torsional en planta extrema (Tipo 1bP).
 - (b) **En sistemas compuestos por pórticos con arriostramientos excéntricos.-** La pérdida de resistencia a momento (si se trata de vínculos a momento), o a cortante (para el caso de vínculos a corte), de los dos extremos de un vínculo no resulta en una reducción de más del 33 por ciento de la resistencia ante fuerzas horizontales del piso ni produce una irregularidad torsional en planta extrema (Tipo 1bP).
 - (c) **En sistemas de pórtico resistente a momentos.-** La pérdida de la resistencia a

momento en la conexión viga-columna de los dos extremos de una viga no resulta en una reducción de más del 33 por ciento de la resistencia ante fuerzas horizontales del piso ni produce una irregularidad torsional en planta extrema (Tipo 1bP).

(d) **En sistemas con muros estructurales de concreto estructural.-** La falla de un muro estructural o de una porción de él que tengan una relación de la altura del piso a su longitud horizontal mayor de la unidad, o de los elementos colectores que lo conectan al diafragma, no resulta en una reducción de más del 33 por ciento de la resistencia ante fuerzas horizontales del piso ni produce una irregularidad torsional en planta extrema (Tipo 1bP).

(e) **Para otros sistemas.-** No hay requisitos especiales.

En los sistemas estructurales que no cumplan las condiciones enunciadas en (a) a (d) el factor de reducción de resistencia por ausencia de redundancia en el sistema estructural de resistencia sísmica, ϕ_r , se le debe asignar un valor de $\phi_r = 0.75$. Aunque no se cumplan las condiciones enunciadas en (a) a (d) el factor de reducción de resistencia por ausencia de redundancia en el sistema estructural de resistencia sísmica, ϕ_r , se le debe asignar un valor igual a la unidad ($\phi_r = 1.0$) si todos los pisos que resistan más del 35 por ciento del corte basal en la dirección bajo estudio el sistema estructural de resistencia sísmica sean regulares en planta y tengan al menos dos vanos compuestos por elementos que sean parte del sistema de resistencia sísmica localizados en la periferia a ambos lados de la planta en las dos direcciones principales.

Tabla A.3-5 *Mezcla de sistemas estructurales en la altura*

Descripción de la combinación	Requisitos
Estructura flexible apoyada sobre una estructura con mayor rigidez	una estructura con mayor rigidez
Puede utilizarse los requisitos dados aquí si la estructura cumple las siguientes condiciones: (a) Ambas partes de la estructura, consideradas separadamente, puedan ser clasificadas como regulares de acuerdo con los requisitos de A.3.3, (b) El promedio de las rigideces de piso de la parte baja sea por lo menos 10 veces el promedio de las rigideces de piso de la parte alta y (c) El período de la estructura, considerada como un todo, no sea mayor de 1.1 veces el período de la parte superior, al ser considerada como una estructura independiente empotrada en la base. Si no se cumplen las condiciones anteriores la estructura se considera irregular.	Se permite que esta combinación de sistemas estructurales no se considere irregular ($\phi_p = \phi_c = 1.0$), y el sistema puede diseñarse sísmicamente utilizando el método de la fuerza horizontal equivalente, de la siguiente manera: (1) La parte superior flexible puede ser analizada y diseñada como una estructura separada, apoyada para efecto de las fuerzas horizontales por la parte más rígida inferior, usando el valor apropiado de R_0 para su sistema estructural (2) La parte rígida inferior debe ser analizada y diseñada como una estructura separada, usando el valor apropiado de R_0 para su sistema estructural, y las reacciones de la parte superior, obtenidas de su análisis, deben ser amplificadas por la relación entre el valor de R_0 para la parte superior y el valor de R_0 de la parte inferior.
Estructura rígida apoyada sobre una estructura con menor rigidez	una estructura con menor rigidez
Corresponde a edificaciones en las cuales se suspende antes de llegar a la base de la estructura, parcial o totalmente, un sistema estructural más rígido que el que llega a la base de la estructura. Este tipo de combinación de sistemas estructurales en la altura presenta inconvenientes en su comportamiento sísmico. No es aceptable como una solución estructural para el presente Reglamento.	(1) No es aceptable como solución estructural para el presente Reglamento.

Tabla A.3-6 Irregularidades en planta

Tipo	Descripción de la irregularidad en altura	ϕ_p
1aP	Irregularidad torsional - La irregularidad torsional existe cuando en una edificación con diafragma rígido, la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura, calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es más de 1.2 y menor o igual a 1.4 veces la deriva promedio de los dos extremos de la estructura, con respecto al mismo eje de referencia.	0.9
1bP	Irregularidad torsional extrema - La irregularidad torsional extrema existe cuando en una edificación con diafragma rígido, la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura, calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es más de 1.4 veces la deriva promedio de los dos extremos de la estructura, con respecto al mismo eje de referencia.	0.8
2P	Retrocesos excesivos en las esquinas - La configuración de una estructura se considera irregular cuando ésta tiene retrocesos excesivos en sus esquinas. Un retroceso en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del retroceso, son mayores que el 15 por ciento de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del retroceso.	0.9
3P	Discontinuidades en el diafragma - Cuando el diafragma tiene discontinuidades apreciables o variaciones en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entradas, retrocesos o huecos con áreas mayores al 50 por ciento del área bruta del diafragma o existen cambios en la rigidez efectiva del diafragma de más del 50 por ciento, entre niveles consecutivos, la estructura se considera irregular.	0.9
4P	Desplazamientos del plano de acción de elementos verticales - La estructura se considera irregular cuando existen discontinuidades en las trayectorias de las fuerzas inducidas por los efectos sísmicos, tales como cuando se traslada el plano que contiene a un grupo de elementos verticales del sistema de resistencia sísmica, en una dirección perpendicular a él, generando un nuevo plano. Los altillos o manzardas de un solo piso se eximen de este requisito en la consideración de irregularidad.	0.8
5P	Sistemas no paralelos - Cuando las direcciones de acción horizontal de los elementos verticales del sistema de resistencia sísmica no son paralelas o simétricas con respecto a los ejes ortogonales horizontales principales del sistema de resistencia sísmica, la estructura se considera irregular.	0.9

Notas:

- En zonas de amenaza sísmica intermedia para edificaciones pertenecientes al grupo de uso I, la evaluación de irregularidad se puede limitar a las irregularidades de los tipos 1aP, 1bP, 3P y 4P.
- En zonas de amenaza sísmica baja para edificaciones pertenecientes a los grupos de uso I y II, la evaluación de irregularidad se puede limitar a las irregularidades tipo 1aP e 1bP.

Tabla A.3-7 Irregularidades en la altura

Tipo	Descripción de la irregularidad en altura	ϕ_a
1aA	Piso flexible (Irregularidad en rigidez) - Cuando la rigidez ante fuerzas horizontales de un piso es menor del 70 por ciento pero superior o igual al 60 por ciento de la rigidez del piso superior o menor del 80 por ciento pero superior o igual al 70 por ciento del promedio de la rigidez de los tres pisos superiores, la estructura se considera irregular.	0.9
1bA	Piso flexible (Irregularidad extrema en rigidez) - Cuando la rigidez ante fuerzas horizontales de un piso es menor del 60 por ciento de la rigidez del piso superior o menor del 70 por ciento del promedio de la rigidez de los tres pisos superiores, la estructura se considera irregular.	0.8
2A	Irregularidad en la distribución de las masas - Cuando la masa, m_i , de cualquier piso es mayor que 1.5 veces la masa de uno de los pisos contiguos, la estructura se considera irregular. Se exceptúa el caso de cubiertas que sean más livianas que el piso de abajo.	0.9
3A	Irregularidad geométrica - Cuando la dimensión horizontal del sistema de resistencia sísmica en cualquier piso es mayor que 1.3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, la estructura se considera irregular. Se exceptúa el caso de los altillos de un solo piso.	0.9
4A	Desplazamientos dentro del plano de acción - La estructura se considera irregular cuando existen desplazamientos en el alineamiento de elementos verticales del sistema de resistencia sísmica, dentro del mismo plano que los contiene, y estos desplazamientos son mayores que la dimensión horizontal del elemento. Cuando los elementos desplazados solo sostienen la cubierta de la edificación sin otras cargas adicionales de tanques o equipos, se eximen de esta consideración de irregularidad.	0.8
5aA	Piso débil - Discontinuidad en la resistencia - Cuando la resistencia del piso es menor del 80 por ciento de la del piso inmediatamente superior pero superior o igual al 65 por ciento, entendiendo la resistencia del piso como la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada, la estructura se considera irregular.	0.9
5bA	Piso débil - Discontinuidad extrema en la resistencia - Cuando la resistencia del piso es menor del 65 por ciento de la del piso inmediatamente superior, entendiendo la resistencia del piso como la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada, la estructura se considera irregular.	0.8

Notas:

- Cuando la deriva de cualquier piso es menor de 1.3 veces la deriva del piso siguiente hacia arriba, puede considerarse que no existen irregularidades de los tipos 1aA, 1bA, 2A, ó 3A.
- En zonas de amenaza sísmica intermedia para edificaciones pertenecientes al grupo de uso I, la evaluación de irregularidad se puede limitar a las irregularidades de los tipos 4A, 5aA y 5bA.
- En zonas de amenaza sísmica baja para edificaciones pertenecientes a los grupos de usos I y II, la evaluación de irregularidad se puede limitar a la irregularidad tipo 5aA y 5bA.

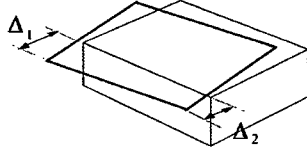
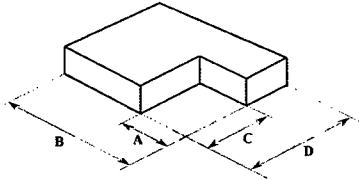
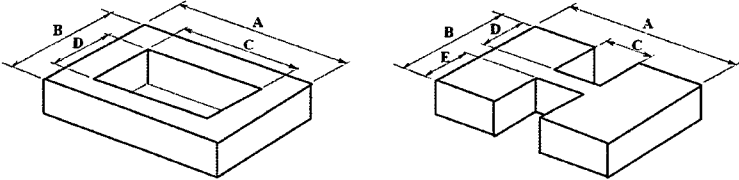
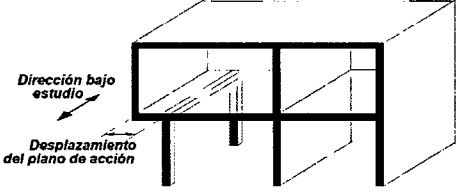
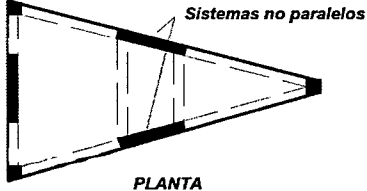
<p>Tipo 1aP - Irregularidad torsional $\phi_p = 0.9$ $1.4 \left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right) \geq \Delta_1 > 1.2 \left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right)$</p>	<p>Tipo 1bP - Irregularidad torsional extrema $\phi_p = 0.8$ $\Delta_1 > 1.4 \left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right)$</p>
	
<p>Tipo 2P - Retrocesos en las esquinas - $\phi_p = 0.9$ $A > 0.15B$ y $C > 0.15D$</p> 	
<p>Tipo 3P - Irregularidad del diafragma - $\phi_p = 0.9$ 1) $C \times D > 0.5A \times B$ 2) $(C \times D + C \times E) > 0.5A \times B$</p> 	
<p>Tipo 4P - Desplazamiento de los planos de Acción - $\phi_p = 0.8$</p> 	
<p>Tipo 5P - Sistemas no paralelos - $\phi_p = 0.9$</p> 	

Figura A.3-1 - Irregularidades en planta

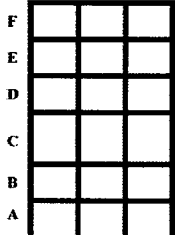
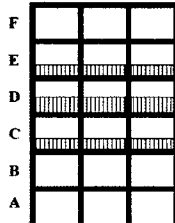
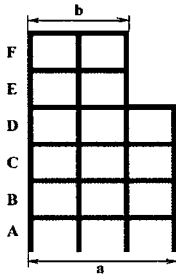
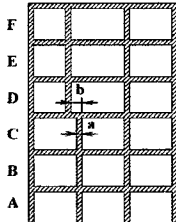
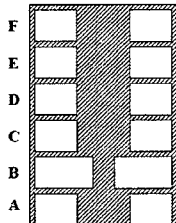
<p>Tipo 1aA - Piso flexible $\phi_a = 0.9$ $0.60 \text{ Rigidez } K_D \leq \text{Rigidez } K_C < 0.70 \text{ Rigidez } K_D$ o $0.70 (K_D + K_E + K_F) / 3 \leq \text{Rigidez } K_C < 0.80 (K_D + K_E + K_F) / 3$</p>	
<p>Tipo 1bA - Piso flexible extremo $\phi_a = 0.8$ $\text{Rigidez } K_C < 0.60 \text{ Rigidez } K_D$ o $\text{Rigidez } K_C < 0.70 (K_D + K_E + K_F) / 3$</p>	
<p>Tipo 2A - Distribución masa - $\phi_a = 0.9$ $m_D > 1.50 m_E$ o $m_D > 1.50 m_C$</p>	
<p>Tipo 3A - Geométrica - $\phi_a = 0.9$ $a > 1.30 b$</p>	
<p>Tipo 4A - Desplazamiento dentro del plano de acción - $\phi_a = 0.8$ $b > a$</p>	
<p>Tipo 5aA - Piso débil $\phi_a = 0.9$ $0.65 \text{ Resist. Piso C} \leq \text{Resist. Piso B} < 0.80 \text{ Resist. Piso C}$</p>	
<p>Tipo 5bA - Piso débil extremo $\phi_a = 0.8$ $\text{Resistencia Piso B} < 0.65 \text{ Resistencia Piso C}$</p>	

Figura A.3-2 - Irregularidades en la altura

4.1.1.6. Sistemas Estructurales

Se reconocen cuatro tipos generales de sistemas estructurales de resistencia sísmica. Cada uno de ellos se subdivide según los tipos de elementos verticales utilizados para resistir las fuerzas sísmicas y el grado de capacidad de disipación de energía del material estructural empleado y son:

- **Sistema de muros de carga.-** Es un sistema estructural que no dispone de un pórtico esencialmente completo y en el cual las cargas verticales son resistidas por los muros de carga y las fuerzas horizontales son resistidas por muros estructurales o pórticos con diagonales. Véase la tabla A.3-1.
- **Sistema combinado.-** Es un sistema estructural, (véase la tabla A.3-2), en el cual:
 - (a) Las cargas verticales son resistidas por un pórtico no resistente a momentos, esencialmente completo, y las fuerzas horizontales son resistidas por muros estructurales o pórticos con diagonales, o
 - (b) Las cargas verticales y horizontales son resistidas por un pórtico resistente a momentos, esencialmente completo, combinado con muros estructurales o pórticos con diagonales, y que no cumple los requisitos de un sistema dual.
- **Sistema de pórtico.-** Es un sistema estructural compuesto por un pórtico espacial, resistente a momentos, esencialmente completo, sin diagonales, que resiste todas las cargas verticales y fuerzas horizontales. Véase la tabla A.3-3.
- **Sistema dual.-** Es un sistema estructural que tiene un pórtico espacial resistente a momentos y sin diagonales, combinado con muros estructurales o pórticos con diagonales. Véase la tabla A.3-4. Para que el sistema estructural se pueda clasificar como sistema dual se deben cumplir los siguientes requisitos:
 - (a) El pórtico espacial resistente a momentos, sin diagonales, esencialmente completo, debe ser capaz de soportar las cargas verticales.
 - (b) Las fuerzas horizontales son resistidas por la combinación de muros estructurales o pórticos con diagonales, con el pórtico resistente a momentos, el cual puede ser un pórtico de capacidad especial de disipación de energía (DES), cuando se trata de concreto reforzado o acero estructural, un pórtico con capacidad moderada de disipación de energía (DMO) de concreto reforzado, o un pórtico con capacidad mínima de disipación de energía (DMI) de acero estructural. El pórtico resistente a momentos, actuando independientemente, debe diseñarse para que sea capaz de resistir como mínimo el 25 por ciento del cortante sísmico en la base.

- (c) Los dos sistemas deben diseñarse de tal manera que en conjunto sean capaces de resistir la totalidad del cortante sísmico en la base, en proporción a sus rigideces relativas, considerando la interacción del sistema dual en todos los niveles de la edificación, pero en ningún caso la responsabilidad de los muros estructurales, o de los pórticos con diagonales, puede ser menor del 75 por ciento del cortante sísmico en la base.

4.1.1.7. Coeficiente de Capacidad de Disipación de Energía

Los elementos del sistema estructural de resistencia sísmica, y sus conexiones, deben diseñarse utilizando todas las solicitaciones requerida por el Título B¹ del Reglamento, debidamente combinadas según se exige allí. Las fuerzas sísmicas obtenidas del análisis F_s , se reducen, dividiéndolas por el coeficiente de capacidad de disipación de energía, R , correspondiente al sistema estructural de resistencia sísmica, para obtener las fuerzas sísmicas reducidas de diseño ($E = F_s R$) que se emplean en las combinaciones de carga prescritas en el Título B. El valor del coeficiente de capacidad de disipación de energía para ser empleado en el diseño, corresponde al coeficiente de disipación de energía básico, R_0 asignado de acuerdo al sistema estructural adoptado, Véase las tabla A.3-1, A.3-2, A.3-3 y A.3-4, multiplicado por los coeficientes de reducción de capacidad de disipación de energía por irregularidades en altura, en planta, y por ausencia de redundancia del sistema estructural de resistencia sísmica ($R = \phi_a \phi_p \phi_r R_0$). El diseño de los elementos estructurales y sus conexiones se realiza cumpliendo los requisitos exigidos para el grado de capacidad de disipación de energía requerido del material. Estas fuerzas de diseño de los elementos estructurales obtenidas siguiendo el procedimiento anotado, son fuerzas al nivel de resistencia, o sea que corresponden a fuerzas mayoradas que ya han sido multiplicadas por sus coeficientes de carga.

Cuando los requisitos para el material estructural y el grado de disipación de energía requieren que los elementos frágiles o las conexiones entre elementos se diseñen para fuerzas sísmicas, E , amplificadas por el coeficiente de sobrerresistencia, Ω_0 , éste debe emplearse de la siguiente manera para obtener las fuerzas de diseño que incluyen los efectos sísmicos:

$$E = \frac{\Omega_0 F_s}{R} \pm 0.5 A_a F_a D$$

Donde F_s corresponde a las fuerzas sísmicas obtenidas del análisis, R es el coeficiente de capacidad de disipación de energía correspondiente al sistema estructural de resistencia sísmica $R = \phi_a \phi_p \phi_r R_0$, y D corresponde a la carga muerta que actúa sobre el elemento tal como se define en el Título B del Reglamento y el signo de la parte derecha de la ecuación es el que conduce al mayor valor de E , dependiendo del signo de F_s .

¹REGLAMENTO COLOMBIANO DE CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE NSR-10, TÍTULO B Cargas

Tabla A.3-1 Sistema estructural de muros de carga (Nota 1)

A. SISTEMA DE MUROS DE CARGA		Valor R_0 (Nota 2)	Valor Ω_0 (Nota 4)	zonas de amenaza sísmica					
				alta		intermedia		Baja	
Sistema resistencia sísmica (fuerzas horizontales)	Sistema resistencia para cargas verticales			uso per- mit	altura máx.	uso per- mit	altura máx.	uso per- mit	Altura máx.
1. Paneles de cortante de madera	muros ligeros de madera laminada	3.0	2.5	si	6 m	si	9 m	si	12 m
2. Muros estructurales									
a. Muros de concreto con capacidad especial de disipación de energía (DES)	el mismo	5.0	2.5	si	50 m	si	sin límite	si	Sin límite
b. Muros de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	el mismo	4.0	2.5	no se permite		si	50 m	si	Sin límite
c. Muros de concreto con capacidad mínima de disipación de energía (DMI)	el mismo	2.5	2.5	no se permite		no se permite		si	50 m
d. Muros de mampostería reforzada de bloque de perforación vertical (DES) con todas las celdas rellenas	el mismo	3.5	2.5	si	50 m	si	sin límite	si	Sin límite
e. Muros de mampostería reforzada de bloque de perforación vertical (DMO)	el mismo	2.5	2.5	si	30 m	si	50 m	si	Sin límite
f. Muros de mampostería parcialmente reforzada de bloque de perforación vertical	el mismo	2.0	2.5	Grupo I	2 pisos	si	12 m	si	18 m
g. Muros de mampostería confinada	el mismo	2.0	2.5	Grupo I	2 pisos	Grupo I	12 m	Grupo I	18 m
h. Muros de mampostería de cavidad reforzada	el mismo	4.0	2.5	si	45 m	si	60 m	si	Sin límite
i. Muros de mampostería no reforzada (no tiene capacidad de disipación de energía)	el mismo	1.0	2.5	no se permite		no se permite		Grupo I (Nota 3)	2 pisos
3. Pórticos con diagonales (las diagonales llevan fuerza vertical)									
a. Pórticos de acero estructural con diagonales concéntricas (DES)	el mismo	5.0	2.5	si	24 m	si	30 m	si	Sin límite
b. Pórticos con diagonales de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	el mismo	3.5	2.5	no se permite		si	30 m	si	30 m
c. Pórticos de madera con diagonales	el mismo	2.0	2.5	si	12 m	si	15 m	si	18 m

Notas:

- El sistema de muros de carga es un sistema estructural que no dispone de un pórtico esencialmente completo, en el cual las cargas verticales son resistidas por los muros de carga y las fuerzas horizontales son resistidas por muros estructurales o pórticos con diagonales.
- Para edificaciones clasificadas como irregulares el valor de R_0 debe multiplicarse por ϕ_v , ϕ_p y ϕ_r para obtener $R = \phi_v \phi_p \phi_r R_0$.
- La mampostería no reforzada sólo se permite en las regiones de las zonas de amenaza sísmica baja donde A_a sea menor o igual a 0.05 cuando se trata de edificaciones del grupo de uso I, de uno y dos pisos.
- El valor de Ω_0 puede reducirse restándole 0.5 en estructuras con diafragma flexible, pero no debe ser menos de 2.0 para cualquier estructura.

4.1.1.8. Espectro De Diseño

Espectro de aceleraciones

La forma del espectro elástico de aceleraciones, S_a expresada como fracción de la gravedad, para un coeficiente de cinco por ciento (5%) del amortiguamiento crítico, que se debe utilizar en el diseño, se da en la figura A.2.6-1 y se define por medio de la ecuación:

$$S_a = \frac{1.2A_v F_v I}{T}$$

- Para períodos de vibración menores de T_C , calculado de acuerdo con la ecuación A.2.6-2, el valor de S_a puede limitarse al obtenido de la ecuación A.2.6-3.

$$T_C = 0.48 \frac{A_v F_v}{A_a F_a} \quad (\text{A.2.6-2})$$

y

$$S_a = 2.5A_a F_a I \quad (\text{A.2.6-3})$$

- Para períodos de vibración mayores que T_L , calculado de acuerdo con la ecuación A.2.6-4, el valor de S_a no puede ser menor que el dado por la ecuación A.2.6-5.

$$T_L = 2.4F_v \quad (\text{A.2.6-4})$$

y

4.1. Recopilación de Datos

Tabla A.3-2 Sistema estructural combinado (Nota 1)

B. SISTEMA COMBINADO		Valor R_0 (Nota 2)	Valor Ω_0 (Nota 4)	zonas de amenaza sísmica					
				alta		intermedia		baja	
Sistema resistencia sísmica (fuerzas horizontales)	Sistema resistencia para cargas verticales			uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.
1. Pórticos de acero con diagonales excéntricas									
a. Pórticos de acero con diagonales excéntricas si las conexiones con las columnas por fuera del vínculo son resistentes a momento	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad mínima de disipación de energía (DMI)	7.0	2.0	si	45 m	si	60 m	si	Sin Límite
b. Pórticos de acero con diagonales excéntricas si las conexiones con las columnas por fuera del vínculo no son resistentes a momento	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad mínima de disipación de energía (DMI)	6.0	2.0	si	45 m	si	60 m	si	Sin Límite
c. Pórticos de acero con diagonales excéntricas si el vínculo no se conecta a la columna	pórticos de acero no resistentes a momentos	6.0	2.0	si	30 m	si	45 m	si	Sin Límite
d. Pórticos de acero con diagonales excéntricas si el vínculo tiene conexión resistente a momento con la columna	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad mínima de disipación de energía (DMI)	5.0	2.0	si	30 m	si	45 m	si	Sin Límite
2. Muros estructurales									
a. Muros de concreto con capacidad especial de disipación de energía (DES)	pórticos de concreto con capacidad especial de disipación de energía (DES)	7.0	2.5	si	72 m	si	sin límite	si	Sin límite
b. Muros de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	pórticos de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	5.0	2.5	no se permite		si	72 m	si	Sin límite
c. Muros de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	pórticos losa-columna (Nota 3) con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	3.5	2.5	no se permite		si	18 m	si	27 m
d. Muros de concreto con capacidad mínima de disipación de energía (DMI)	pórticos de concreto con capacidad mínima de disipación de energía (DMI)	2.5	2.5	no se permite		no se permite		si	72 m
e. Muros de concreto con capacidad mínima de disipación de energía (DMI)	pórticos losa-columna (Nota 3) con capacidad mínima de disipación de energía (DMI)	2.0	2.5	no se permite		no se permite		si	18 m
f. Muros de mampostería reforzada de bloque de perforación vertical (DES) con todas las celdas rellenas	pórticos de concreto con capacidad especial de disipación de energía (DES)	4.5	2.5	si	30 m	si	45 m	si	45 m
g. Muros de mampostería reforzada de bloque de perforación vertical (DMO)	pórticos de concreto con capacidad especial de disipación de energía (DES)	3.5	2.5	si	30 m	si	45 m	si	45 m
h. Muros de mampostería reforzada de bloque de perforación vertical (DMI)	pórticos de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	2.5	2.5	no se permite		si	30 m	si	45 m
i. Muros de mampostería confinada (DMO - capacidad moderada de disipación de energía)	pórticos de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	2.0	2.5	no se permite		Grupo I	18 m	Grupo I	21 m
j. Muros de mampostería confinada (DMI - capacidad moderada de disipación de energía)	pórticos de concreto con capacidad mínima de disipación de energía (DMI)	2.0	2.5	no se permite		no se permite		Grupo I	18 m
k. Muros de mampostería de cavidad reforzada (DES - capacidad especial de disipación de energía)	pórticos de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	4.0	2.5	no se permite		si	30 m	si	45 m
l. Muros de mampostería de cavidad reforzada (DES - capacidad especial de disipación de energía)	pórticos de concreto con capacidad mínima de disipación de energía (DMI)	2.0	2.5	no se permite		no se permite		si	45 m
m. Muros de cortante con placa de acero (DES)	pórticos de acero resistente o no a momentos	7	2	si	50 m	si	Sin límite	si	Sin límite

Tabla A.3-2 (continuación) Sistema estructural combinado (Nota 1)

B. SISTEMA COMBINADO		Valor R_0 (Nota 2)	Valor Ω_0 (Nota 4)	zonas de amenaza sísmica					
				alta		intermedia		baja	
Sistema resistencia sísmica (fuerzas horizontales)	Sistema resistencia para cargas verticales			uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.
n. Muros de cortante compuestos con placa de acero y concreto	pórticos de acero resistente o no a momentos	6.5	2.5	si	50 m	si	Sin límite	si	Sin límite
o. Muros de concreto reforzado (DES) mixtos con elementos de acero	pórticos de acero resistente o no a momentos	6.0	2.5	si	50 m	si	Sin límite	si	Sin límite
p. Muros de concreto reforzado (DMO) mixtos con elementos de acero	pórticos de acero resistente o no a momentos	5.5	2.5	No se permite		No se permite		si	Sin límite
q. Muros de concreto reforzado (DMI) mixtos con elementos de acero	pórticos de acero resistentes o no a momentos	5.0	2.5	no se permite		no se permite		si	45 m
3. Pórticos con diagonales concéntricas									
a. Pórticos de acero con diagonales concéntricas (DES)	pórticos de acero no resistentes a momentos	5.0	2.5	si	30 m	si	45 m	si	60 m
b. Pórticos de acero con diagonales concéntricas (DMI)	pórticos de acero no resistentes a momentos	4.0	2.5	no se permite		si	10 m	si	60 m
c. Pórticos mixtos con diagonales concéntricas (DES)	pórticos de acero resistentes o no a momentos	5.0	2.0	si	50 m	si	Sin límite	si	Sin límite
d. Pórticos mixtos con diagonales concéntricas (DMI)	pórticos de acero resistentes o no a momentos	3.0	2.0	no se permite (nota 5)		no se permite (nota 5)		si	Sin límite
e. Pórticos de acero con diagonales concéntricas restringidas a pandeo, con conexiones viga-columna resistentes a momento	pórticos de acero no resistentes a momentos	7.0	2.5	si	30 m	si	45 m	si	Sin límite
f. Pórticos de acero con diagonales concéntricas restringidas a pandeo, con conexiones viga-columna no resistentes a momento	pórticos de acero no resistentes a momentos	6.0	2.5	si	30 m	si	45 m	si	Sin límite
g. Pórticos de concreto con diagonales concéntricas con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	pórticos de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	3.5	2.5	no se permite		si	24 m	si	30 m

Notas:

1. El sistema combinado es un sistema estructural en el cual: (a) las cargas verticales son resistentes por un pórtico no resistente a momentos, esencialmente completo, y las fuerzas horizontales son resistentes por muros estructurales o pórticos con diagonales, o (b) las cargas verticales y horizontales son resistentes por un pórtico resistente a momentos, esencialmente completo, combinado con muros estructurales o pórticos con diagonales, y que no cumple los requisitos de un sistema dual.
2. Para edificaciones clasificadas como irregulares el valor de R_0 debe multiplicarse por ϕ_a , ϕ_p y ϕ_r para obtener $R = \phi_a \phi_p \phi_r R_0$.
3. Los pórticos losa-columna incluyen el reticular celular.
4. El valor de Ω_0 puede reducirse restandole 0.5 en estructuras con diafragma flexible, pero no debe ser menos de 2.0 para cualquier estructura.
5. Se permite una altura de 20 m en edificios de un piso (naves industriales o similares) que no sean del grupo de uso IV.

$$S_a = \frac{1.2A_v F_v T_0 I}{T^2} \tag{A.2.6-5}$$

- Cuando se utilice el análisis dinámico, tal como se define en el Capítulo A.5, para períodos de vibración diferentes del fundamental, en la dirección en estudio, menores de T_0 calculado de acuerdo con la ecuación A.2.6-6, el espectro de diseño puede obtenerse de la ecuación A.2.6-7.

$$T_0 = 0.1 \frac{A_v F_v}{A_a F_a} \tag{A.2.6-6}$$

y

$$S_a = 2.5 A_a F_a I (0.4 + 0.6 \frac{T}{T_0}) \tag{A.2.6-7}$$

4.1.1.9. Tipos de Análisis

- Método De La Fuerza Horizontal Equivalente

Período fundamental de la edificación

El valor del período fundamental de la edificación, T , debe obtenerse a partir de las propiedades de su sistema de resistencia sísmica, en la dirección bajo consideración, de acuerdo con los principios de la dinámica estructural, utilizando un modelo matemático linealmente elástico de la estructura. Este requisito puede suplirse por medio del uso de la siguiente ecuación:

4.1. Recopilación de Datos

Tabla A.3-3 Sistema estructural de pórtico resistente a momentos (Nota 1)

C. SISTEMA DE PÓRTICO RESISTENTE A MOMENTOS		Valor R_0 (Nota 2)	Valor Ω_0 (Nota 4)	zonas de amenaza sísmica					
Sistema resistencia sísmica (fuerzas horizontales)	Sistema resistencia para cargas verticales			Alta		Intermedia		baja	
				uso per- mit	altura máx.	uso per- mit	altura máx.	uso per- mit	altura máx.
1. Pórticos resistentes a momentos con capacidad especial de disipación de energía (DES)									
a. De concreto (DES)	el mismo	7.0	3.0	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
b. De acero (DES)	el mismo	7.0 (Nota-3)	3.0	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
c. Mixtos	Pórticos de acero o mixtos resistentes o no a momentos	7.0	3.0	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
d. De acero con cerchas dúctiles (DES)	Pórticos de acero resistentes o no a momentos	6.0	3.0	si	30 m	si	45 m	si	sin límite
2. Pórticos resistentes a momentos con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)									
a. De concreto (DMO)	el mismo	5.0	3.0	no se permite		si	sin límite	si	sin límite
b. De acero (DMO)	el mismo	5.0 (Nota-3)	3.0	no se permite		si	sin límite	si	sin límite
c. Mixtos con conexiones rígidas (DMO)	Pórticos de acero o mixtos resistentes o no a momentos	5.0	3.0	no se permite		si	sin límite	si	sin límite
3. Pórticos resistentes a momentos con capacidad mínima de disipación de energía (DMI)									
a. De concreto (DMI)	el mismo	2.5	3.0	no se permite		no se permite		si	Sin límite
b. De acero (DMI)	el mismo	3.00	2.5	no se permite		no se permite		si	Sin límite
c. Mixtos con conexiones totalmente restringidas a momento (DMI)	Pórticos de acero o mixtos resistentes o no a momentos	3.0	3.0	no se permite		no se permite		si	Sin límite
d. Mixtos con conexiones parcialmente restringidas a momento	Pórticos de acero o mixtos resistentes o no a momentos	6.0	3.0	no se permite		si	30 m	si	50 m
e. De acero con cerchas no dúctiles	el mismo	1.5	1.5	no se permite (nota 5)		no se permite (nota 5)		si	12 m
f. De acero con perfiles de lámina doblada en frío y perfiles tubulares estructurales PTE que no cumplen los requisitos de F.2.2.4 para perfiles no esbeltos (nota 6)	el mismo	1.5	1.5	no se permite (nota 5)		no se permite (nota 5)		si	Sin límite
g. Otras estructuras de celosía tales como vigas y cerchas		No se pueden usar como parte del sistema de resistencia sísmica, a no ser que tengan conexiones rígidas a columnas, en cuyo caso serán tratadas como pórticos de celosía							
4. Pórticos losa-columna (incluye reticular celulado)									
a. De concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	el mismo	2.5	3.0	no se permite		si	15 m	si	21 m
b. De concreto con capacidad mínima de disipación de energía (DMI)	el mismo	1.5	3.0	no se permite		no se permite		si	15 m
5. Estructuras de péndulo invertido									
a. Pórticos de acero resistentes a momento con capacidad especial de disipación de energía (DES)	el mismo	2.5 (Nota-3)	2.0	si	Sin límite	si	sin límite	si	Sin límite
b. Pórticos de concreto con capacidad especial de disipación de energía (DES)	el mismo	2.5	2.0	si	Sin límite	si	sin límite	si	Sin límite
c. Pórticos de acero resistentes a momento con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	el mismo	1.5 (Nota-3)	2.0	no se permite		si	sin límite	si	sin límite

Notas:

1. El sistema de pórtico es un sistema estructural compuesto por un pórtico especial, resistente a momentos, esencialmente completo, sin diagonales, que resiste todas las cargas verticales y las fuerzas horizontales.
2. Para edificaciones clasificadas como irregulares el valor de R_0 debe multiplicarse por ϕ_a , ϕ_p y ϕ_r para obtener $R = \phi_a \phi_p \phi_r R_0$.
3. Cuando se trate de estructuras de acero donde las uniones del sistema de resistencia sísmica son soldadas en obra, el valor de R_0 debe multiplicarse por 0.90.
4. El valor de Ω_0 puede reducirse restándole 0.5 en estructuras con diafragma flexible, pero no debe ser menos de 2.0 para cualquier estructura.
5. Se permite hasta una altura de 12m en edificios de un piso (naves industriales o similares) que no sean del grupo de Uso IV.
6. Los perfiles de lámina doblada y los perfiles tubulares estructurales que cumplen con los requisitos de F.2.2.4 para miembros no esbeltos que se diseñen con conexiones dúctiles calificadas de acuerdo a F.3.1.8 se podrán diseñar como pórticos resistentes a momentos convencionales.

4.1. Recopilación de Datos

Tabla A.3-4 Sistema estructural dual (Nota 1)

D. SISTEMA DUAL		Valor R_0 (Nota 2)	Valor Ω_0 (Nota 4)	zonas de amenaza sísmica					
				Alta		intermedia		baja	
Sistema resistencia sísmica (fuerzas horizontales)	Sistema resistencia para cargas verticales			uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.
1. Muros estructurales									
a. Muros de concreto con capacidad especial de disipación de energía (DES)	pórticos de concreto con capacidad especial de disipación de energía (DES)	8.0	2.5	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
b. Muros de concreto con capacidad especial de disipación de energía (DES)	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad especial de disipación de energía (DES)	8.0	2.5	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
c. Muros de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	pórticos de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	6.0	2.5	no se permite		si	sin límite	si	sin límite
d. Muros de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	6.0	2.5	no se permite		si	sin límite	si	sin límite
e. Muros de mampostería reforzada de bloque de perforación vertical (DES) con todas las celdas rellenas	pórticos de concreto con capacidad especial de disipación de energía (DES)	5.5	3.0	si	45 m	si	45 m	si	45 m
f. Muros de mampostería reforzada de bloque de perforación vertical (DES) con todas las celdas rellenas	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad especial de disipación de energía (DES)	5.5	3.0	si	45 m	si	45 m	si	45 m
g. Muros de mampostería reforzada de bloque de perforación vertical (DMO)	pórticos de concreto con capacidad especial de disipación de energía (DES)	4.5	2.5	si	35 m	si	35 m	si	35 m
h. Muros de mampostería reforzada de bloque de perforación vertical (DMO)	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad especial de disipación de energía (DES)	4.5	2.5	si	35 m	si	35 m	si	35 m
i. Muros de mampostería reforzada de bloque de perforación vertical (DMO)	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	3.5	2.5	no se permite		si	30 m	si	30 m
j. Muros de mampostería reforzada de bloque de perforación vertical (DMO)	pórticos de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	3.5	2.5	no se permite		si	30 m	si	30 m
k. Muros de cortante con placa de acero (DES)	pórticos de acero con alma llena, con conexiones rígidas (DES)	7.0	2.5	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
m. Muros de cortante mixtos con placa de acero	pórticos de acero con alma llena, con conexiones rígidas (DES)	6.5	2.5	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
n. Muros de concreto reforzado (DES) mixtos con elementos de acero	pórticos de acero con alma llena, con conexiones rígidas (DES)	6.0	2.5	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
o. Muros de concreto reforzado (DMI) mixtos con elementos de acero	pórticos de acero con alma llena, con conexiones rígidas (DES)	5.0	2.5	no se permite		no se permite		si	sin límite
p. Muros de concreto reforzado (DMI) mixtos con elementos de acero	pórticos de acero con alma llena, con conexiones rígidas (DMO)	4.0	3.0	no se permite		no se permite		si	sin límite
2. Pórticos de acero con diagonales excéntricas									
a. Pórticos de acero con diagonales excéntricas si las conexiones con las columnas por fuera del vínculo son resistentes a momento	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad especial de disipación de energía (DES)	8.0	2.5	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
b. Pórticos de acero con diagonales excéntricas si las conexiones con las columnas por fuera del vínculo no son resistentes a momento	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad especial de disipación de energía (DES)	7.0	2.5	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
c. Pórticos de acero con diagonales excéntricas si las conexiones con las columnas por fuera del vínculo son resistentes a momento	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	6.0	2.5	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
d. Pórticos de acero con diagonales excéntricas si las conexiones con las columnas por fuera del vínculo no son resistentes a momento	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	5.0	2.5	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
3. Pórticos con diagonales concéntricas									
a. De acero con capacidad especial de disipación de energía (DES)	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad especial de disipación de energía (DES)	6.0	2.5	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
b. De acero con capacidad mínima de disipación de energía (DMI)	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	3.0	2.5	no se permite		si	60 m	si	sin límite

Tabla A.3-4 (Continuación) *Sistema estructural dual*

D. SISTEMA DUAL		Valor R_0 (Nota 2)	Valor Ω_0 (Nota 4)	zonas de amenaza sísmica					
				Alta		intermedia		baja	
Sistema resistencia sísmica (fuerzas horizontales)	Sistema resistencia para cargas verticales			uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.
c. De concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	pórticos de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	4.0	2.5	no se permite		si	24 m	si	30 m
d. Pórticos mixtos con diagonales concéntricas (DES)	pórticos de acero con alma llena con conexiones rígidas (DES)	6.0	2.5	si	Sin límite	si	Sin límite	si	Sin límite
e. Pórticos de acero con diagonales concéntricas restringidas al pandeo	pórticos de acero con alma llena con conexiones rígidas (DES)	7.0	2.5	si	Sin límite	si	Sin límite	si	Sin límite
f. Pórticos de acero con diagonales concéntricas (DES)	pórticos de acero con alma llena con conexiones rígidas (DMO)	6.0	2.5	no se permite		si	10 m	si	Sin límite
g. Pórticos mixtos con diagonales concéntricas (DES)	pórticos de acero con alma llena con conexiones rígidas (DMO)	5.5	2.5	si	50 m	si	30 m	si	Sin límite
h. Pórticos con diagonales concéntricas que resistan solo a tensión	El mismo	3.0	2.5	no se permite (nota 4)					

Notas:

1. El sistema dual es un sistema estructural que tiene un pórtico espacial resistente a momentos y sin diagonales, combinado con muros estructurales o pórticos con diagonales. Para que el sistema estructural se pueda clasificar como sistema dual se deben cumplir los siguientes requisitos: (a) El pórtico espacial resistente a momentos, sin diagonales, esencialmente completo, debe ser capaz de soportar las cargas verticales. (b) Las fuerzas horizontales son resistidas por la combinación de muros estructurales o pórticos con diagonales, con el pórtico resistente a momentos, el cual puede ser un pórtico de capacidad especial de disipación de energía (DES), cuando se trata de concreto reforzado o acero estructural, un pórtico con capacidad moderada de disipación de energía de concreto reforzado, o un pórtico con capacidad mínima de disipación de energía de acero estructural. El pórtico resistente a momentos, actuando independientemente, debe diseñarse para que sea capaz de resistir como mínimo el 25 por ciento del cortante sísmico en la base. (c) Los dos sistemas deben diseñarse de tal manera que en conjunto sean capaces de resistir la totalidad del cortante sísmico en la base, en proporción a sus rigideces relativas, considerando la interacción del sistema dual en todos los niveles de la edificación, pero en ningún caso la responsabilidad de los muros estructurales o los pórticos con diagonales puede ser menor del 75 por ciento del cortante sísmico en la base.

2. Para edificaciones clasificadas como irregulares el valor de R_0 debe multiplicarse por ϕ_a , ϕ_p y ϕ_r para obtener $R = \phi_a \phi_p \phi_r R_0$.

El valor de Ω_0 puede reducirse restándole 0.5 en estructuras con diafragma flexible, pero no debe ser menos de 2.0 para cualquier estructura.

4. Se permite hasta una altura de 12m en edificios de un piso (naves industriales o similares) que no sean del grupo de uso IV.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (m_i \delta_i^2)}{\sum_{i=1}^n (f_i \delta_i)}} \quad (\text{A.4.2-1})$$

Los valores de f_i representan unas fuerzas horizontales distribuidas aproximadamente de acuerdo con las ecuaciones A.4.3-2 y A.4.3-3, o utilizando cualquier otra distribución racional que se aproxime a la del modo fundamental de la estructura en la dirección en estudio. Las deflexiones horizontales, δ_i , deben calcularse utilizando las fuerzas horizontales f_i .

El valor de \mathbf{T} no puede exceder $C_u T_a$, donde C_u se calcula por medio de la ecuación A.4.2-2 y T_a se calcula de acuerdo con A.4.2-3.

$$C_u = 1.75 - 1.2A_v F_v \quad (\text{A.4.2-2})$$

pero C_u no debe ser menor de 1.2.

Alternativamente el valor de \mathbf{T} puede ser igual al período fundamental aproximado, T_a , que se obtenga por medio de la ecuación A.4.2-3.

$$T_a = C_t h^\alpha \quad (\text{A.4.2-3})$$

donde C_t y α tienen los valores dados en la tabla A.4.2-1.

$$C_w = \frac{100}{A_B} \cdot \sum_{i=1}^{n_W} \left[\left(\frac{h_n}{h_{wi}} \right)^2 \frac{A_{wi}}{1 + 0.83 \left(\frac{h_{wi}}{h_n} \right)^2} \right]$$

Alternativamente, para edificaciones de 12 pisos o menos con alturas de piso, h_p , no mayores de 3 m cuyo sistema estructural de resistencia sísmica está compuesto por pórticos resistentes a momentos de concreto reforzado o acero estructural, el período de vibración aproximado, T_a , en s, puede determinarse por medio de la ecuación A.4.2-5.

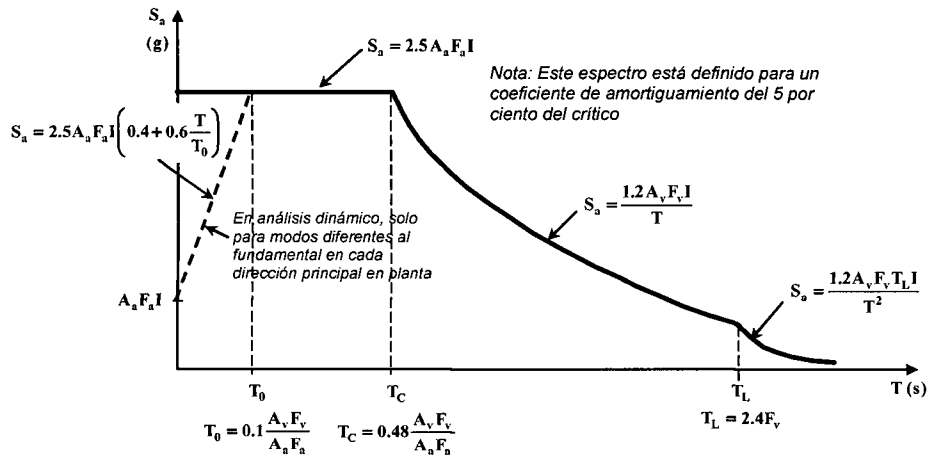


Figura A.2.6-1 - Espectro Elástico de Aceleraciones de Diseño como fracción de g

Tabla A.4.2-1 Valor de los parámetros C_t y α para el cálculo del período aproximado T_a

Sistema estructural de resistencia sísmica	C_t	α
Pórticos resistentes a momentos de concreto reforzado que resisten la totalidad de las fuerzas sísmicas y que no están limitados o adheridos a componentes más rígidos, estructurales o no estructurales, que limiten los desplazamientos horizontales al verse sometidos a las fuerzas sísmicas.	0.047	0.9
Pórticos resistentes a momentos de acero estructural que resisten la totalidad de las fuerzas sísmicas y que no están limitados o adheridos a componentes más rígidos, estructurales o no estructurales, que limiten los desplazamientos horizontales al verse sometidos a las fuerzas sísmicas.	0.072	0.8
Pórticos arriostrados de acero estructural con diagonales excéntricas restringidas a pandeo.	0.073	0.75
Todos los otros sistemas estructurales basados en muros de rigidez similar o mayor a la de muros de concreto o mampostería	0.049	0.75
Alternativamente, para estructuras que tengan muros estructurales de concreto reforzado o mampostería estructural, pueden emplearse los siguientes parámetros C_t y α , donde C_w se calcula utilizando la ecuación A.4.2-4.	0.0062	1.0

$$T_a = 0.1N \tag{A.4.2-5}$$

El valor de T obtenido al utilizar las ecuaciones A.4.2-1, A.4.2-3 o A.4.2-5 es un estimativo inicial razonable del período estructural para predecir las fuerzas a aplicar sobre la estructura con el fin de dimensionar su sistema de resistencia sísmica. Sin embargo, una vez dimensionada la estructura, debe calcularse el valor ajustado de T mediante la aplicación de análisis modal o de la ecuación A.4.2-1 para compararlo con el estimado inicial; si el periodo de la estructura diseñada difiriera en más del 10% con el periodo estimado inicialmente, debe repetirse el proceso de análisis, utilizando el último periodo calculado como nuevo estimado, hasta que se converja en un resultado dentro de la tolerancia del 10% señalada.

Fuerzas sísmicas horizontales equivalentes

El cortante sísmico en la base, V_s , equivalente a la totalidad de los efectos inerciales horizontales producidos por los movimientos sísmicos de diseño, en la dirección en estudio, se obtiene por

medio de la siguiente ecuación:

$$V_s = S_a g M$$

El valor de S_a en la ecuación anterior corresponde al valor de la aceleración, como fracción de la de la gravedad.

La fuerza sísmica horizontal, F_x , en cualquier nivel x , para la dirección en estudio, debe determinarse usando la siguiente ecuación:

$$F_x = C_{vx} V_s$$

y

$$C_{vx} = \frac{m_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n (m_i h_i^k)}$$

donde k es un exponente relacionado con el período fundamental, T , de la edificación de la siguiente manera:

- (a) Para T menor o igual a 0.5 segundos, $k = 1.0$,
- (b) Para T entre 0.5 y 2.5 segundos, $k = 0.75 + 0.5T$, y
- (c) Para T mayor que 2.5 segundos, $k = 2.0$.

Análisis de la estructura

El efecto de las fuerzas sísmicas, obtenidas de acuerdo con los requisitos de A.4.3, correspondientes a cada nivel, debe evaluarse por medio de un análisis realizado utilizando un modelo matemático linealmente elástico de la estructura, que represente adecuadamente las características del sistema estructural. El análisis, realizado de acuerdo con los principios de la mecánica estructural, debe tenerse en cuenta, como mínimo:

- (a) Las condiciones de apoyo de la estructura, especialmente cuando se combinen elementos verticales de resistencia sísmica con diferencias apreciables en su rigidez,
- (b) El efecto de diafragma, rígido o flexible, de los entrepisos de la edificación, en la distribución del cortante sísmico del piso a los elementos verticales del sistema estructural de resistencia sísmica,
- (c) Las variaciones en las fuerzas axiales de los elementos verticales del sistema de resistencia sísmica causadas por los momentos de vuelco que inducen las fuerzas sísmicas,
- (d) Los efectos torsionales.
- (e) Los efectos de la dirección de aplicación de la fuerza sísmica.

- (f) En estructuras de concreto reforzado y mampostería estructural, a juicio del ingeniero diseñador, consideraciones acerca del grado de fisuración de los elementos, compatibles con las fuerzas sísmicas y el grado de capacidad de disipación de energía prescrito para el material estructural, y

Como resultados del análisis se deben obtener, como mínimo:

- (a) Los desplazamientos horizontales de la estructura, incluyendo los efectos torsionales, que se emplean para evaluar si las derivas de la estructura cumplen los requisitos,
- (b) La distribución del cortante de piso, incluyendo los efectos torsionales, a todos los elementos verticales del sistema de resistencia sísmica,
- (c) Los efectos de las fuerzas sísmicas en la cimentación de la edificación, y
- (d) Las fuerzas internas (momentos flectores, fuerzas cortantes, fuerzas axiales y momentos de torsión) correspondientes a cada elemento que haga parte del sistema de resistencia sísmica.

- método del análisis dinámico

De acuerdo con la representación de los movimientos sísmicos de diseño empleada en el análisis dinámico, los procedimientos se dividen en:

- (a) Procedimientos espectrales, y (b) Procedimientos de análisis cronológico.

* **Análisis dinámico elástico espectral.**- Deben tenerse en cuenta los siguientes requisitos, cuando se utilice el método de análisis dinámico elástico espectral:

- (a) **Obtención de los modos de vibración** - Los modos de vibración deben obtenerse utilizando metodologías establecidas de dinámica estructural. Deben utilizarse todos los modos de vibración de la estructura que contribuyan de una manera significativa a la respuesta dinámica de la misma.
- (b) **Respuesta espectral modal** - La respuesta máxima de cada modo se obtiene utilizando las ordenadas del espectro de diseño, para el período de vibración propio del modo.
- (c) **Respuesta total** - Las respuestas máximas modales, incluyendo las de deflexiones, derivas, fuerzas en los pisos, cortantes de piso, cortante en la base y fuerzas en los elementos, se combinan de una manera estadística para obtener la respuesta total de la estructura a los movimientos sísmicos de diseño.

- (d) **Ajuste de los resultados** - Si los resultados de la respuesta total son menores que los valores mínimos, los resultados totales del análisis dinámico deben ser ajustados. El ajuste debe cubrir todos los resultados del análisis dinámico, incluyendo las deflexiones, derivas, fuerzas en los pisos, cortantes de piso, cortante en la base y fuerzas en los elementos.
- (e) **Evaluación de las derivas** - Se debe verificar que las derivas totales obtenidas, debidamente ajustadas, no excedan los límites establecidos.
- (f) **Fuerzas de diseño en los elementos** - Las fuerzas sísmicas internas totales de los elementos, F_s , debidamente ajustadas, se dividen por el valor del coeficiente de capacidad de disipación de energía, R , del sistema de resistencia sísmica, modificado de acuerdo con la irregularidad y la ausencia de redundancia, para obtener las fuerzas sísmicas reducidas de diseño, E , y se combinan con las otras cargas prescritas por este Reglamento, de acuerdo con el Título B (cargas).
- (g) **Diseño de los elementos estructurales** - Los elementos estructurales se diseñan y detallan siguiendo los requisitos propios del grado de capacidad de disipación de energía correspondiente del material.

Número de modos de vibración

Deben incluirse en el análisis dinámico todos los modos de vibración que contribuyan de una manera significativa a la respuesta dinámica de la estructura. Se considera que se ha cumplido este requisito cuando se demuestra que, con el número de modos empleados, p , se ha incluido en el cálculo de la respuesta, de cada una de las direcciones horizontales de análisis, j , por lo menos el 90 por ciento de la masa participante de la estructura. La masa participante, \bar{M}_j , en cada una de las direcciones de análisis, j , para el número de modos empleados, p , se determina por medio de las siguientes ecuaciones:

$$\bar{M}_j = \sum_{m=1}^p \bar{M}_{mj} \geq 0.90M \quad (\text{A.5.4-1})$$

$$\bar{M}_{mj} = \frac{\left(\sum_{i=1}^n m_i \phi_{ij}^m \right)^2}{\sum_{i=1}^n m_i (\phi_{ij}^m)^2} \quad (\text{A.5.4-2})$$

Cálculo del cortante modal en la base

La parte del cortante en la base contribuida por el modo m en la dirección horizontal j , V_{mj} , debe determinarse de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$V_{mj} = S_{am} \bar{M}_{mj} \quad (\text{A.5.4-3})$$

donde \bar{M}_{mj} está dado por la ecuación A.5.4-2, y S_{am} es el valor leído del espectro elástico de aceleraciones, S_a , para el período de vibración T_m correspondiente al modo de vibración

m . El cortante modal total en la base, V_{ij} , en la dirección j se obtiene combinando los cortantes contribuidos por cada modo, V_{mj} , en la misma dirección.

Combinación de los modos

Las respuestas máximas obtenidas para cada modo, m , de las deflexiones, derivas, fuerzas en los pisos, cortantes de piso, cortante en la base y fuerzas en los elementos, deben combinarse utilizando métodos apropiados y debidamente sustentados, tales como el de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados u otros. Debe tenerse especial cuidado cuando se calculen las combinaciones de las derivas, calculando la respuesta máxima de la deriva causada por cada modo independientemente y combinándolas posteriormente. No es permitido obtener las derivas totales a partir de deflexiones horizontales que ya han sido combinadas. Cuando se utilicen modelos matemáticos de análisis tridimensional deben tenerse en cuenta los efectos de interacción modal, tales como la combinación cuadrática total.

Ajuste de los resultados

El valor del cortante dinámico total en la base, V_{ij} , obtenido después de realizar la combinación modal, para cualquiera de las direcciones de análisis, j , no puede ser menor que el 80 por ciento para estructuras regulares, o que el 90 por ciento para estructuras irregulares, del cortante sísmico en la base, V_s , calculado por el método de la fuerza horizontal equivalente. Además, se deben cumplir las siguientes condiciones:

- (a) Para efectos de calcular este valor de V_s el período fundamental de la estructura obtenido en el análisis dinámico, T en segundos no debe exceder $C_u T_a$, y cuando se utilicen los procedimientos de interacción suelo-estructura se permite utilizar el valor de V_s reducido por esta razón.
- (b) Cuando el valor del cortante dinámico total en la base, V_{ij} , obtenido después de realizar la combinación modal, para cualquiera de las direcciones de análisis, j , sea menor que el 80 por ciento para estructuras regulares, o que el 90 por ciento para estructura irregulares, del cortante sísmico en la base, V_s , calculado como se indicó en (a), todos los parámetros de la respuesta dinámica, tales como deflexiones, derivas, fuerzas en los pisos, cortantes de piso, cortante en la base y fuerzas en los elementos de la correspondiente dirección j deben multiplicarse por el siguiente factor de modificación:
 - $0.80 \frac{V_s}{V_{ij}}$ para estructuras regulares
 - $0.90 \frac{V_s}{V_{ij}}$ para estructuras irregulares
- (c) Cuando el cortante sísmico en la base, V_{ij} , obtenido después de realizar la

combinación modal, para cualquiera de las direcciones principales, excede los valores prescritos en (a), todos los parámetros de la respuesta dinámica total, tales como deflexiones, derivas, fuerzas en los pisos, cortantes de piso, cortante en la base y fuerzas en los elementos, pueden reducirse proporcionalmente, a juicio del diseñador.

Efectos direccionales

Los efectos direccionales de los movimientos sísmicos de diseño deben tenerse en cuenta que en zonas de amenaza sísmica intermedia o alta deben considerarse los efectos ortogonales, salvo que (1) la estructura tenga diafragmas flexibles o (2) se trate de edificios de un piso (naves industriales o similares) en los cuales no haya irregularidades en planta del tipo 5P. Los efectos ortogonales pueden tenerse en cuenta suponiendo la concurrencia simultánea del 100% de las fuerzas sísmicas en una dirección y el 30% de las fuerzas sísmicas en la dirección perpendicular. Debe utilizarse la combinación que requiera la mayor resistencia del elemento; Los efectos de la aceleración vertical de los movimientos sísmicos en los voladizos y elementos preesforzados debe tenerse en cuenta las zonas de amenaza sísmica alta e intermedia.

torsión

En el diseño deben tenerse en cuenta los efectos de torsión en el piso, considerando que estos provienen de la incertidumbre en la localización de las masas dentro del piso, lo cual conduce a una torsión accidental, o debido a la excentricidad entre el centro de masas y el centro de rigidez cuando los diafragmas se consideran rígidos en su propio plano, o de la asimetría en la distribución de la masa y la rigidez de elementos verticales, cuando los diafragmas no pueden considerarse como rígidos en su propio plano.

- * **Método de análisis dinámico cronológico.-** La metodología de análisis dinámico cronológico puede ser utilizada cuando a juicio del ingeniero diseñador ella describe adecuadamente las propiedades dinámicas de la estructura y conduce a resultados representativos de los movimientos sísmicos de diseño. El modelo matemático empleado puede ser linealmente elástico o inelástico.

Respuesta máxima

Deben determinarse las respuestas máximas de las deflexiones, derivas, fuerzas en los pisos, cortantes de piso, cortante en la base y fuerzas en los elementos, para el conjunto de registros de la familia de acelerogramas requerida, los cuales, en este caso, no deben ser

menos de tres registros.

Ajuste de los resultados

El valor del máximo cortante dinámico total en la base, V_{tj} , obtenido para cualquiera de las direcciones principales, \mathbf{j} , no puede ser menor que el cortante sísmico en la base, V_s , calculado por el método de la fuerza horizontal equivalente. Debe notarse que en caso de utilizar modelo matemático inelástico, los resultados ya tienen involucrado el efecto asociado al R , lo que debe tomarse en cuenta para el ajuste requerido.

Cuando el valor máximo del cortante dinámico total en la base, V_{tj} , obtenido para cualquiera de las direcciones principales, \mathbf{j} , sea menor que el cortante sísmico en la base, V_s , calculado como se indicó anteriormente, todos los parámetros de la respuesta dinámica, tales como deflexiones, derivas, fuerzas en los pisos, cortantes de piso, cortante en la base y fuerzas en los elementos de la correspondiente dirección \mathbf{j} deben multiplicarse por el siguiente factor de modificación:

$$\frac{V_s}{V_{tj}}$$

Si se utilizan siete o más acelerogramas, en vez del valor máximo del cortante dinámico total en la base, V_{tj} , obtenido para cualquiera de las direcciones principales, \mathbf{j} , se puede utilizar el valor promedio de los valores obtenidos de todos los acelerogramas empleados, para efectos de cumplir los requisitos de esta sección.

Fuerzas de diseño en los elementos

Para obtener las fuerzas de diseño de los elementos, se utilizan las fuerzas sísmicas internas máximas en los elementos, F_s , debidamente ajustadas de acuerdo con los requisitos del apartado anterior, así:

- (a) Cuando se trate de un análisis dinámico elástico, se dividen por el valor del coeficiente de capacidad de disipación de energía, \mathbf{R} , del sistema de resistencia sísmica, modificado de acuerdo con la irregularidad y ausencia de redundancia, para obtener las fuerzas sísmicas reducidas de diseño, \mathbf{E} , y se combinan con las otras cargas prescritas por este Reglamento, de acuerdo con los requisitos del Título B, y
- (b) En los casos de análisis dinámico inelástico, las fuerzas al nivel en que ocurre la plastificación corresponde a las fuerzas sísmicas reducidas de diseño, \mathbf{E} , y no deben ser divididas por el coeficiente de capacidad de disipación de energía. En este caso al aplicar el ajuste de los resultados, se permite dividir el valor de V_s por \mathbf{R} para efectos de hacer las comparaciones indicadas allí. Debe verificarse que las combinaciones de carga prescritas por este Reglamento, de acuerdo con los requisitos del Título B, exceptuando

aquellas que incluyen sismo, en ningún caso conducen a esfuerzos mayores que los de plastificación.

4.1.1.10. Requisitos de la deriva

Se entiende por deriva el desplazamiento horizontal relativo entre dos puntos colocados en la misma línea vertical, en dos pisos o niveles consecutivos de la edificación.

Cálculo del desplazamiento horizontal

Desplazamientos horizontales en el centro de masa del piso, $\delta_{cm,j}$.- Corresponden a los desplazamientos horizontales, en las dos direcciones principales en planta, que tiene el centro de masa del piso.

Desplazamientos horizontales causados por efectos torsionales, $\delta_{t,j}$.- Corresponden a los desplazamientos horizontales adicionales, en las dos direcciones principales ortogonales en planta, causados por la rotación de toda la estructura con respecto a un eje vertical y debida a los efectos torsionales. Este efecto solo debe evaluarse cuando los diafragmas son rígidos. Cuando los diafragmas son rígidos el incremento en desplazamiento horizontal causado por los efectos torsionales en cualquiera de las dos direcciones principales en planta, se obtiene de:

$$\delta_{t,j} = r_j \theta_i$$

donde $\delta_{t,j}$ es el incremento en desplazamiento horizontal causado por los efectos torsionales en un punto dentro del nivel i , en una de las direcciones principales en planta, r_j es la proyección sobre la dirección perpendicular en planta a la dirección bajo estudio, j , de la distancia entre el centro de masa del piso y el punto de interés, y θ_i es la rotación alrededor de una eje vertical que pasa por el centro de masa del nivel i , causada por los efectos torsionales.

Desplazamientos horizontales causados por efectos P-Delta, $\delta_{pd,j}$.- Corresponden a los efectos adicionales, en las dos direcciones principales en planta, causados por los efectos de segundo orden (efectos P-Delta) de la estructura. Los efectos P-Delta producen un aumento en las deflexiones horizontales y en las fuerzas internas de la estructura. Estos efectos deben tenerse en cuenta cuando el índice de estabilidad, Q_i , es mayor de 0.10. El índice de estabilidad, para el piso i y en la dirección bajo estudio, se calcula por medio de la siguiente ecuación:

$$Q_i = \frac{P_i \Delta_{cm}}{V_i h_{pi}}$$

El índice de estabilidad de cualquier piso, Q_i , no debe exceder el valor de 0.30. Cuando el valor de Q_i es mayor que 0.30, la estructura es potencialmente inestable y debe rigidizarse, a menos que se cumplan, en estructuras de concreto reforzado

La deflexión adicional causada por el efecto P-Delta en la dirección bajo estudio y para el piso i , se calcula por medio de la siguiente ecuación:

$$\Delta_{pd} = \Delta_{cm} \left(\frac{Q_i}{1-Q_i} \right)$$

Desplazamientos horizontales totales

Los desplazamientos totales horizontales, $\delta_{tot,j}$, en cualquiera de las direcciones principales en planta, j , y para cualquier grado de libertad de la estructura, se obtienen de la siguiente suma de valores absolutos:

$$\delta_{tot,j} = |\delta_{cm,j}| + |\delta_{t,j}| + |\delta_{pd,j}|$$

donde $\delta_{cm,j}$ corresponde al desplazamiento horizontal del centro de masa en la dirección bajo estudio, j ; $\delta_{t,j}$ el desplazamiento adicional causado por los efectos torsionales en la dirección bajo estudio cuando el diafragma sea rígido, j , y $\delta_{pd,j}$ al desplazamiento adicional causado por el efecto P-Delta en la dirección bajo estudio, j .

Evaluación de la deriva máxima

Deriva máxima.- La deriva máxima para cualquier piso debe obtenerse así:

- En edificaciones regulares e irregulares que no tengan irregularidades en planta de los tipos 1aP ó 1bP (véase la tabla A.3-6), o edificaciones con diafragma flexible, la deriva máxima para el piso i , Δ_{max}^i , corresponde a la mayor deriva de las dos direcciones principales en planta, j , calculada como el valor absoluto de la diferencia algebraica de los desplazamientos horizontales del centro de masa del diafragma del piso i , $\delta_{cm,j}$, en la dirección principal en planta bajo estudio con respecto a los del diafragma del piso inmediatamente inferior ($i - 1$) en la misma dirección, incluyendo los efectos P-Delta.
- En edificaciones que tengan irregularidades en planta de los tipos 1aP ó 1bP (véase la tabla A.3-6) la deriva máxima en cualquier punto del piso i , se puede obtener como la diferencia entre los desplazamientos horizontales totales máximos, de acuerdo con los desplazamientos horizontales totales, del punto en el piso i y los desplazamientos horizontales totales máximos de un punto localizado en el mismo eje vertical en el piso inmediatamente inferior ($i - 1$), por medio de la siguiente ecuación:

$$\Delta_{max}^i = \sqrt{\sum_{j=1}^2 (\delta_{tot,j}^i - \delta_{tot,j}^{i-1})^2}$$

Alternativamente se pueden usar procedimientos para estimar respuestas máximas de cantidades vectoriales. El cumplimiento del cálculo de la deriva para cualquier punto del piso se puede realizar verificándola solamente en todos los ejes verticales de columna y en los puntos localizados en los bordes de los muros estructurales. La máxima deriva del piso i , $\delta_{tot,j}^i$, corresponde a la máxima deriva que se obtenga de todos los puntos así estudiados dentro del mismo piso i .

- En los pisos superiores de edificaciones que cumplen las condiciones (a) a (e) presentadas a

continuación, se permite calcular la deriva máxima del piso de la forma alternativa que se obtiene con la expresión A.6.3-2 indicada en esta sección.

- (a) La edificación tiene diez o más pisos de altura sobre su base.
- (b) El procedimiento alternativo solo es aplicable en los pisos superiores localizados por encima de dos tercios de la altura de la edificación medida desde su base.
- (c) El sistema estructural de resistencia sísmica es diferente a pórtico resistente a momento.
- (d) La edificación se clasifica como regular tanto en planta como en altura.
- (e) El índice de estabilidad, Q_i , es menor de 0.10 en todos los pisos donde sería aplicable este procedimiento alternativo.

La máxima deriva del piso i , δ_{max}^i , en el procedimiento alternativo corresponde a la máxima deriva de las dos direcciones principales en planta, j , calculada por medio de la siguiente ecuación:

$$\Delta_j^i = \delta_{cm,j}^i - 0.5 \left(\frac{(\delta_{cm,j}^{i-1} - \delta_{cm,j}^{i-2})(h_p^i - h_p^{i-1})}{h_p^{i-1}} + \delta_{cm,j}^{i-2} \right) - 0.5\delta_{cm,j}^{i-1} \quad (A.6.3-2)$$

Límites de la deriva

La deriva máxima para cualquier piso determinada de acuerdo con el procedimiento anteriores, no puede exceder los límites establecidos en la tabla A.6.4-1, en la cual la deriva máxima se expresa como un porcentaje de la altura de piso h_{pi} :

Tabla A.6.4-1 Derivas máximas como porcentaje de h_{pi}

Estructuras de:	Deriva máxima
concreto reforzado, metálicas, de madera, y de mampostería que cumplen los requisitos de (b)	1.0% ($\Delta_{max}^i \leq 0.010h_{pi}$)
de mampostería que cumplen los requisitos de (c)	0.5% ($\Delta_{max}^i \leq 0.005h_{pi}$)

- (a) Cuando se utilicen secciones fisuradas, tanto en concreto reforzado, como en mampostería y en el caso de estructuras mixtas con acero, las derivas pueden multiplicarse por 0.7 antes de hacer la comparación con los límites dados en la tabla A.6.4-1.
- (b) Cuando se haya efectuado un análisis inelástico verificando el desempeño de la totalidad de los elementos estructurales en un rango de desempeño no mayor a "Protección de la Vida", las derivas pueden multiplicarse por 0.7 antes de hacer la comparación con los límites dados en la tabla A.6.4-1.
- (c) Se permite emplear el límite de deriva máxima permisible de $0.010h_{pi}$ en edificaciones construidas con mampostería estructural cuando éstas estén compuestas por muros cuyo modo prevaeciente

de falla sea la flexión ante fuerzas paralelas al plano del muro, diseñados esencialmente como elementos verticales esbeltos que actúan como voladizos apoyados en su base o cimentación, y que se construyen de tal manera que la transferencia de momento entre muros a través de los elementos horizontales de acople en los diafragmas de entrepiso, ya sean losas, vigas de enlace, antepechos o dinteles, sea despreciable.

- (d) Cuando se trate de muros de mampostería estructural poco esbeltos o cuyo modo prevaleciente de falla sea causado por esfuerzos cortantes, debe emplearse el límite de deriva máxima permisible de $0.005h_{pi}$.
- (e) No hay límites de deriva en edificaciones de un piso, siempre que los muros y las particiones interiores y exteriores así como los cielorrasos se diseñen para acomodar las derivas del piso.

4.1.2. Matriz de registro de datos de la Norma Ecuatoriana De La Construcción Nec Capítulo 2 Peligro sísmico y Requisitos de diseño Sísmo-Resistente

4.1.2.1. Filosofía De Diseño Sismo-Resistente

Es la intención de la presente norma que, al cumplir con los requisitos aquí detallados, se proporcione a una estructura de uso normal de edificación, un adecuado diseño sísmo resistente que cumpla con la siguiente filosofía:

- Prevenir daños en elementos no estructurales y estructurales, ante terremotos pequeños y frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura.
- Prevenir daños estructurales graves y controlar daños no estructurales, ante terremotos moderados y poco frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura.
- Evitar el colapso ante terremotos severos que pueden ocurrir rara vez durante la vida útil de la estructura, procurando salvaguardar la vida de sus ocupantes.

Esta filosofía de diseño se consigue diseñando la estructura para que:

- Tenga la capacidad para resistir las fuerzas especificadas por esta norma.
- Presente las derivas de piso, ante dichas cargas, inferiores a las admisibles.
- Pueda disipar energía de deformación inelástica, haciendo uso de las técnicas de diseño por capacidad o mediante la utilización de dispositivos de control sísmico.

Para aquellas estructuras de ocupación especial y para las estructuras esenciales, catalogadas como tales según los requisitos establecidos, la filosofía de diseño busca además elevar el nivel de protección

de dichas estructuras y propender a que las mismas puedan mantenerse operacionales aún después de la ocurrencia del sismo de diseño.

4.1.2.2. Zonas Sísmicas Y Factor De Zona Z

Para los edificios de uso normal, se usa el valor de Z, que representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad. El sitio donde se construirá la estructura determinará una de las seis zonas sísmicas del Ecuador, caracterizada por el valor del factor de zona Z, de acuerdo el mapa de la Figura 2.1.

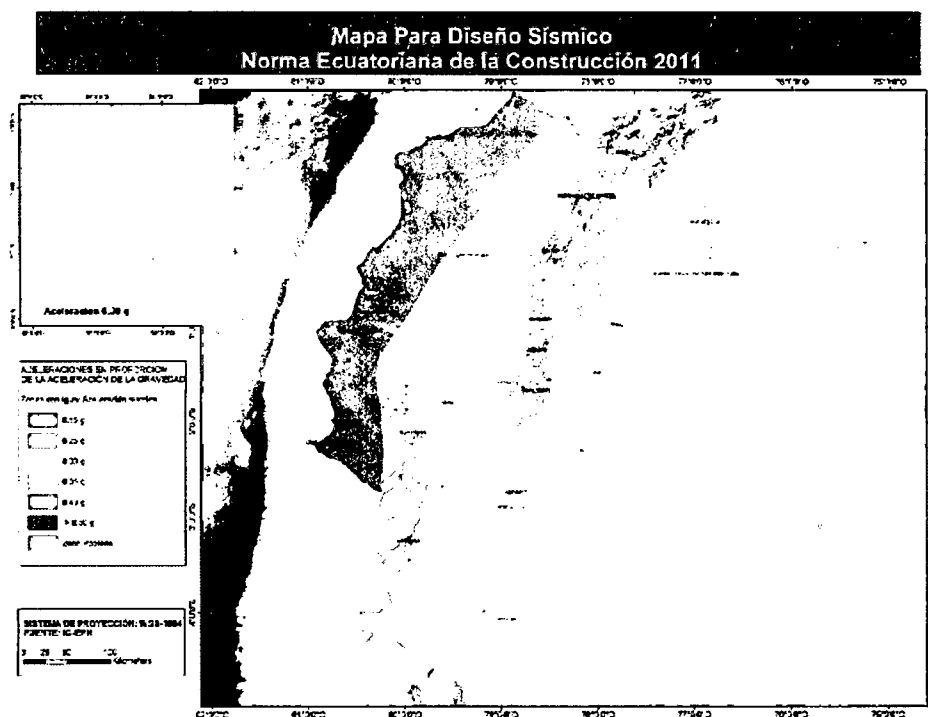


Figura 2.1. Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z

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

Tabla 2.1. Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	≥ 0.5
Caracterización de la amenaza sísmica	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy Alta

4.1.2.3. Geología Local, Perfiles De Suelo Y Comportamiento Sísmico

Se definen seis tipos de perfil de suelo los cuales se presentan en la Tabla 2.3. Los parámetros utilizados en la clasificación son los correspondientes a los 30 m superiores del perfil para los perfiles tipo A a E. Aquellos perfiles que tengan estratos claramente diferenciados deben subdividirse, asignándoles un subíndice *i* que va desde 1 en la superficie, hasta *n* en la parte inferior de los 30 m superiores del perfil. Para el perfil tipo F se aplican otros criterios y la respuesta no debe limitarse a los 30 m superiores del perfil en los casos de perfiles con espesor de suelo significativo.

Tabla 2.3. Clasificación de los perfiles de suelo.

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500m/s$
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500m/s > V_s \geq 760m/s$
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760m/s > V_s \geq 360m/s$
	perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50.0$ $\bar{S}_u = 100kPa (\approx 1kgf/cm^2)$
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 m/s > V_s \geq 180m/s$
	perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ $100kPa > \bar{S}_u \geq 50kPa$
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180m/s$
	perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $\bar{S}_u < 50kPa$
F	<p>Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases:</p> <p>F1 - Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.</p> <p>F2 - Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas ($H > 3m$ para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).</p> <p>F3 - Arcillas de muy alta plasticidad ($H > 7.5$ m con índice de Plasticidad $IP > 75$)</p> <p>F4 - Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda ($H > 30m$)</p> <p>F5 - Suelos con contrastes de impedancia α ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.</p> <p>F6 - Rellenos colocados sin control ingenieril.</p>	

Coefficientes de amplificación o de amplificación dinámica de perfiles de suelo F_a , F_d y F_s :

Nota: Para los suelos tipo F no se proporcionan valores de F_a , F_d ni de F_s , debido a que requieren un estudio especial, conforme lo estipula los requisitos para los estudios de respuesta dinámica para suelos tipo F y para estudios de microzonificación sísmica.

Tabla 2.5. Tipo de suelo y Factores de sitio F_a

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	valor Z (g)	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	≥ 0.5
A		0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B		1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C		1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D		1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.15
E		1.8	1.5	1.4	1.28	1.15	1.05
F		ver nota	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota

Tabla 2.6. Tipo de suelo y Factores de sitio F_d

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	valor Z (g)	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	≥ 0.5
A		0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B		1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C		1.6	1.5	1.4	1.35	1.3	1.25
D		1.9	1.7	1.6	1.50	1.4	1.3
E		2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F		ver nota	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota

Tabla 2.7. Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo F_s

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	valor Z (g)	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	≥ 0.5
A		0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B		0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C		1.0	1.1	1.2	1.25	1.30	1.45
D		1.2	1.25	1.3	1.4	1.5	1.65
E		1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2.0
F		ver nota	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota

4.1.2.4. Tipo de uso, destino e importancia de la estructura, coeficiente I

La estructura a construirse se clasificará en una de las categorías que se establecen en la Tabla 2.9, y se adoptará el correspondiente factor de importancia I.

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

Tabla 2.9. *Tipo de uso, destino e importancia de la estructura*

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

4.1.2.5. Carga Sísmica Reactiva W

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

4.1.2.6. Configuración Estructural

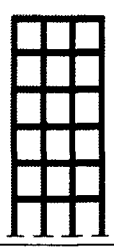
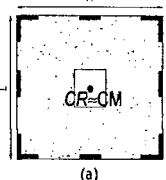
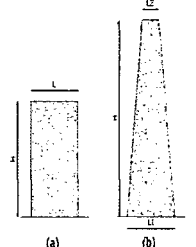

Diseñadores arquitectónicos y estructurales deben procurar que la configuración de la estructura sea simple y regular para lograr un adecuado desempeño sísmico. La Tabla 2.10 muestra configuraciones estructurales recomendadas. Cambios abruptos de rigidez y resistencia como los mostrados en la Tabla 2.11, deben evitarse con el fin de impedir acumulación de daño en algunos componentes en desmedro de la ductilidad global del sistema, y por lo tanto no se recomiendan. Si el diseñador utiliza una configuración similar a las no recomendadas, deberá demostrar el adecuado desempeño sísmico de su

estructura, siguiendo los lineamientos especificados en el capítulo de Evaluación Sísmica de Estructuras.

Estructuras Regulares En Planta Y Elevación.- Una estructura se considera como regular en planta y en elevación, cuando no presenta ninguna de las condiciones de irregularidad descritas en las Tablas 2.12 y 2.13.

Coefficientes De Configuración Estructural.- El propósito de los coeficientes de configuración estructural es penalizar al diseño de estructuras irregulares, tanto en planta como en elevación, debido a que la presencia de dichas irregularidades usualmente causa un comportamiento deficiente ante la ocurrencia de un sismo. Las Tablas 2.12 y 2.13 describen las tipologías de irregularidades que se pueden presentar con mayor frecuencia en las estructuras de edificación, y junto a la descripción se ha incluido una caracterización de la severidad de tales irregularidades. Sin embargo, la descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales. Estos coeficientes incrementan el valor del cortante de diseño, con la intención de proveer de mayor resistencia a la estructura, pero no evita el posible comportamiento sísmico deficiente de la edificación. Por tanto, es recomendable evitar al máximo la presencia de las irregularidades mencionadas.

Tabla 2.10. Configuraciones estructurales recomendadas

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

Coefficiente De Configuración Estructural En Planta Φ_P - El coeficiente Φ_P se estimará a partir del análisis de las características de regularidad e irregularidad en las plantas en la estructura, descritas en la Tabla 2.12. Se utilizará la expresión:

$$\Phi_P = \Phi_{PA} \times \Phi_{PB}$$

en donde:

Φ_{PA} = el mínimo valor Φ_{Pi} de cada piso i de la estructura, obtenido de la Tabla 2.12, para cuando se encuentran presentes las irregularidades tipo 1, 2 y/o 3 (Φ_{Pi} en cada piso se calcula como el mínimo valor expresado por la tabla para las tres irregularidades),

Φ_{PB} = se establece de manera análoga, para cuando se encuentran presentes las irregularidades tipo 4 en la estructura.

Cuando una estructura no contempla ninguno de los tipos de irregularidades descritas en la Tabla 2.12, en ninguno de sus pisos, Φ_P tomará el valor de 1 y se le considerará como regular en planta.

Coefficiente De Configuración Estructural En Elevación Φ_E El coeficiente Φ_E se estimará a partir del análisis de las características de regularidad e irregularidad en elevación de la estructura, descritas en la Tabla 2.13. Se utilizará la expresión:

$$\Phi_E = \Phi_{EA} \times \Phi_{EB}$$

en donde:

Φ_{EA} = el mínimo valor Φ_{Ei} de cada piso i de la estructura, obtenido de la Tabla 2.13, para cuando se encuentran presentes las irregularidades tipo 1 (Φ_{Ei} en cada piso se calcula como el mínimo valor expresado por la tabla para la irregularidad tipo 1),

Φ_{EB} = se establece de manera análoga, para cuando se encuentran presentes las irregularidades tipo 2 y/o 3 en la estructura,

Cuando una estructura no contempla ninguno de los tipos de irregularidades descritos en la Tabla 2.13, en ninguno de sus niveles, Φ_E tomará el valor de 1 y se le considerará como regular en elevación.

Adicionalmente, se debe tomar en cuenta que, cuando la deriva máxima de cualquier piso es menor de 1.3 veces la deriva del piso inmediato superior, puede considerarse que no existen irregularidades de los tipos 1, 2, ó 3.

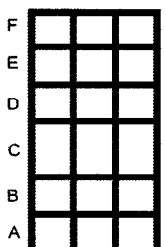
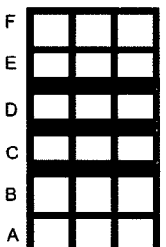
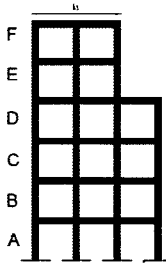
Tabla 2.11. Configuraciones estructurales no recomendadas

CONFIGURACIONES NO RECOMENDADAS		
Se ha comprobado que el desempeño sísmico de éste tipo de configuraciones no es adecuado; sin embargo se podrán utilizar, siempre que el diseñador presente un estudio complementario de acuerdo al Capítulo		
IRREGULARIDADES EN ELEVACIÓN	IRREGULARIDADES EN PLANTA	
<p>Ejes verticales discontinuos o muros soportados por columnas. La estructura se considera irregular no recomendada cuando existen desplazamientos en el alineamiento de elementos verticales del sistema resistente, dentro del mismo plano en el que se encuentran, y estos desplazamientos son mayores que la dimensión horizontal del elemento.</p>		<p>Desplazamiento de los planos de acción de elementos vertical. Una estructura se considera irregular no recomendada cuando existen discontinuidades en los ejes verticales, tales como desplazamientos del plano de acción de elementos verticales del sistema resistente.</p>
<p>Piso débil-Discontinuidad en la resistencia. La estructura se considera irregular no recomendada cuando la resistencia del piso es menor que el 70% de la resistencia del piso inmediatamente superior, (entendiéndose por resistencia del piso la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada).</p>		
<p>Columna corta. Se debe evitar la presencia de columnas cortas, tanto en el diseño como en la construcción de las estructuras.</p>		

Tabla 2.12. Coeficientes de irregularidad en planta

IRREGULARIDAD PENALIZADA EN PLANTA	
<p>Tipo 1 - Irregularidad torsional $\phi_{pi} = 0.9$ $\Delta > 1.2 \frac{(\Delta_1 + \Delta_2)}{2}$</p> <p>Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.</p>	
<p>Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas $\phi_{pi} = 0.9$ $A > 0.15B$ y $C > 0.15D$</p> <p>La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.</p>	
<p>Tipo 3 - Discontinuidades en el sistema de piso $\phi_{pi} = 0.9$ a) $CxD > 0.5Ax B$ b) $[CxD + CxE] > 0.5Ax B$</p> <p>La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.</p>	
<p>Tipo 4 - Ejes estructurales no paralelos $\phi_{pi} = 0.9$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

Tabla 2.13. Coeficientes de irregularidad en elevación

IRREGULARIDAD PENALIZADA EN ELEVACIÓN	
<p>Tipo 1 - Piso flexible $\phi_{Ei} = 0.9$ Rigidez $K_c < 0.70$ Rigidez K_D Rigidez $< 0.80 \frac{(K_D + K_E + K_F)}{3}$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80% del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.</p>	
<p>Tipo 2 - Distribución de masa $\phi_{Ei} = 0.9$ $m_D > 1.50m_E$ ó $m_D > 1.50m_C$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.</p>	
<p>Tipo 3 - Irregularidad geométrica $\phi_{Ei} = 0.9$ $a > 1.3 b$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

4.1.2.7. Sistemas Estructurales

en la norma ecuatoriana se aprecian 2 grupos de sistemas estructurales: los sistemas estructurales dúctiles y los sistemas estructurales de ductilidad limitada, las que se nombran a continuación.

a) Sistemas Estructurales Dúctiles

1. Sistemas Duales

- Pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras, sean de hormigón o acero laminado en caliente.
- Pórticos de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.
- Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).
- Pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.

2. Pórticos resistentes a momentos

- Pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.
- Pórticos espaciales sismo-resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.
- Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.

3. Otros sistemas estructurales para edificaciones

- Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.
- Pórticos espaciales sismo-resistentes de hormigón armado con vigas banda.

b) Sistemas Estructurales de Ductilidad Limitada

1. Pórticos resistentes a momento

- Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en el capítulo 4, limitados a 2 pisos.
- Estructuras de acero conformado en frío, aluminio, madera, limitados a 2 pisos.

2. Muros estructurales portantes

- Mampostería no reforzada, limitada a un piso.
- Mampostería reforzada, limitada a 2 pisos.
- Mampostería confinada, limitada a 2 pisos.
- Muros de hormigón armado, limitados a 4 pisos.

4.1.2.8. Factor De Reducción De Resistencia Sísmica R

La presente Norma requiere que el diseñador seleccione el sistema estructural a utilizarse para la edificación, de entre 2 grupos, los sistemas estructurales dúctiles y los sistemas estructurales de ductilidad limitada, los cuales se encuentran descritos en la Tabla 2.14, junto con el valor de reducción de resistencia sísmica R correspondiente. Debe tomarse el menor de los valores de R para los casos en los cuales el sistema resistente estructural resulte en una combinación de varios sistemas como los descritos en la Tabla 2.14. Para otro tipo de estructuras diferentes a las de edificación.

Tabla 2.14. *Coefficiente de reducción de respuesta estructural R*

Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural R, Sistemas Estructurales Dúctiles	
Sistemas Duales	
Pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras, sean de hormigón o acero laminado en caliente.	7
Pórticos de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	7
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	7
Pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	6
Pórticos resistentes a momentos	
Pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	6
Pórticos espaciales sismo-resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	6
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	6
Otros sistemas estructurales para edificaciones	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos espaciales sismo-resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5

Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural R, Sistemas Estructurales de Ductilidad Limitada	
Pórticos resistentes a momento	
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en el capítulo 4, limitados a 2 pisos	3
Estructuras de acero conformado en frío, aluminio, madera, limitados a 2 pisos	3
Muros estructurales portantes	
Mampostería no reforzada, limitada a un piso	1
Mampostería reforzada, limitada a 2 pisos	3
Mampostería confinada, limitada a 2 pisos	3
Muros de hormigón armado, limitados a 4 pisos	3

El factor R implica una fuerte reducción de las fuerzas sísmicas de diseño, lo cual es permitido siempre que las estructuras y sus conexiones se diseñen para desarrollar un mecanismo de falla previsible y con adecuada ductilidad, donde el daño se concentre en secciones especialmente detalladas para funcionar como rótulas plásticas. En tal sentido, para el caso de sistemas estructurales dúctiles, las estructuras

de hormigón armado deberán diseñarse, detallarse y construirse cumpliendo los requisitos establecidos en el capítulo correspondiente de esta norma, mientras que las estructuras de acero laminado en caliente y sus conexiones deberán diseñarse, detallarse y construirse cumpliendo los requisitos establecidos en el capítulo correspondiente de esta norma.

4.1.2.9. Espectro Elástico De Diseño En Aceleraciones

El espectro de respuesta elástico de aceleraciones expresado como fracción de la aceleración de la gravedad S_a , para el nivel del sismo de diseño, se proporciona en la Figura 2.3, consistente con el factor de zona sísmica Z , el tipo de suelo del sitio de emplazamiento de la estructura y considerando los valores de los coeficiente de amplificación o de amplificación de suelo de las Tablas 2.5, 2.6 y 2.7. Dicho espectro, que obedece a una fracción de amortiguamiento respecto al crítico de 0.05, se obtiene mediante las siguientes ecuaciones, válidas para periodos de vibración estructural T pertenecientes a 2 rangos:

$$S_a = \eta Z F_a \text{ para } 0 \leq T \leq T_C$$

$$S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_C}{T} \right)^r \text{ para } T > T_C$$

donde $r=1$, para tipo de suelo A, B o C y $r=1.5$, para tipo de suelo D o E. Asimismo, de los análisis de las ordenadas de los espectros de peligro uniforme en roca para el 10% de probabilidad de excedencia en 50 años (Periodo de retorno 475 años), que se obtienen a partir de los valores de aceleraciones espectrales proporcionados por las curvas de peligro sísmico y, normalizándolos para la aceleración máxima en el terreno, Z , se definieron los valores de la relación de amplificación espectral, η (S_a/Z , en roca), que varían dependiendo de la región del Ecuador, adoptando los siguientes valores:

$\eta = 1.8$ (Provincias de la Costa, excepto Esmeraldas), 2.48 (Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos), 2.6 (Provincias del Oriente)

Los límites para el periodo de vibración T_C y T_L se obtienen de las siguientes expresiones:

$$T_C = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a}; T_L = 2.4 F_d$$

No obstante, para los perfiles de suelo tipo D y E, los valores de T_L se limitarán a un valor máximo de 4 segundos.

Para análisis dinámico y, únicamente para evaluar la respuesta de los modos de vibración diferentes al modo fundamental, el valor de S_a debe evaluarse mediante la siguiente expresión, para valores de periodo de vibración menores a T_0 :

$$S_a = ZF_a \left(1 + (\eta - 1) \frac{T}{T_0} \right) \text{ para } T \leq T_0$$

$$T_0 = 0.10 F_s \frac{F_d}{F_a}$$

Si de estudios de microzonificación sísmica realizados para una región determinada del país, se establecen valores de F_a , F_d , F_s y de S_a diferentes a los establecidos en esta sección, se podrán utilizar los valores de los mencionados estudios, prevaleciendo los de este documento como requisito mínimo.

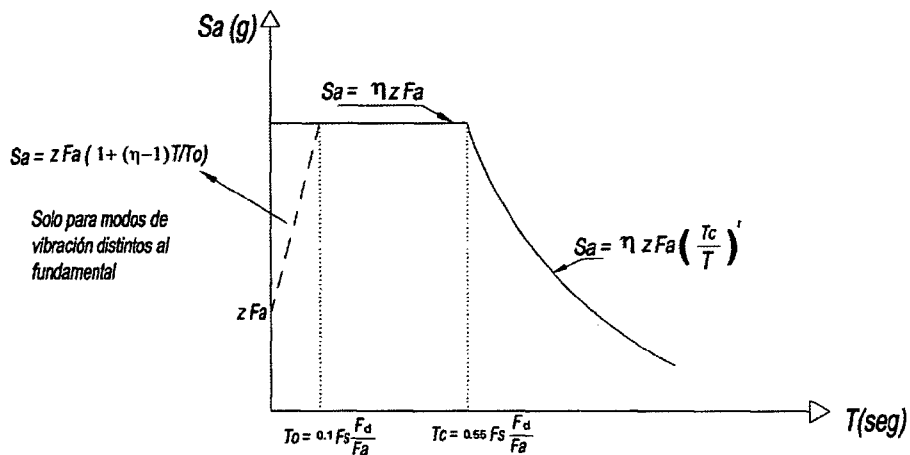


Figura 2.3. Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

4.1.2.10. Tipos de Análisis

* Análisis Estático

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

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

en donde:

I = factor de importancia. W = carga reactiva. S_a = aceleración espectral correspondiente al espectro de respuesta elástico para diseño. R = Factor de reducción de respuesta estructural. ϕ_p , ϕ_E = Factores de configuración estructural en planta y en elevación.

periodo de vibración T .- El periodo de vibración de la estructura, para cada dirección principal, será estimado a partir de uno de los métodos descritos a continuación:

Método 1

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

$$T = C_t h_n^a$$

en donde:

h_n = altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura, en metros.

- Para estructuras de acero sin arriostramientos, $C_t = 0.072$ y $a = 0.80$
- Para estructuras de acero con arriostramientos, $C_t = 0.073$ y $a = 0.75$
- Para pórticos espaciales de hormigón armado sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras, $C_t = 0.047$ y $a = 0.9$
- Para pórticos espaciales de hormigón armado con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural, $C_t = 0.049$ y $a = 0.75$

Alternativamente, para estructuras que tengan muros estructurales de hormigón armado o mampostería estructural, el valor de C_t puede calcularse mediante la siguiente ecuación y el valor de a es 1.0.

$$C_t = \frac{0.0062}{\sqrt{C_w}}; C_w = \frac{100}{A_B} \cdot \sum_{i=1}^{n_w} \left[\left(\frac{h_n}{h_{wi}} \right)^2 \frac{A_{wi}}{1+0.83 \left(\frac{h_{wi}}{l_{wi}} \right)^2} \right]$$

Donde:

A_B = área de la edificación en su base, en metros cuadrados.

n_w = número de muros de la edificación diseñados para resistir las fuerzas sísmica en la dirección de estudio.

h_{wi} = altura del muro i medida desde la base, en metros.

A_{wi} = área mínima de cortante de la sección de un muro estructural i , medida en un plano horizontal, en el primer nivel de la estructura y en la dirección de estudio, en metros cuadrados.

l_{wi} = longitud medida horizontalmente, en metros, de un muro estructural i en el primer nivel de la estructura y en la dirección de estudio.

Método 2

El periodo fundamental T puede ser calculado, utilizando las propiedades estructurales y las características de deformación de los elementos resistentes, en un análisis apropiado y

adecuadamente sustentado. Este requisito puede ser cumplido mediante la utilización de la siguiente expresión, aplicada en cada dirección principal de la estructura o por medio de un análisis modal:

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

Donde:

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

δ_i = deflexión elástica del piso i , calculada utilizando las fuerzas laterales f_i .

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

El valor de T obtenido al utilizar los métodos 1 o 2 es una estimación inicial razonable del periodo estructural que permite el cálculo de las fuerzas sísmicas a aplicar sobre la estructura y realizar su dimensionamiento. Sin embargo, una vez dimensionada la estructura, los periodos fundamentales deben recalcularse por el método 2 o por medio de un análisis modal, y el cortante basal debe ser re-evaluado junto con las secciones de la estructura. Este proceso debe repetirse hasta que en iteraciones consecutivas, la variación de periodos sea menor o igual a 10%.

Distribución vertical de fuerzas laterales.- En ausencia de un procedimiento más riguroso, basado en los principios de la dinámica, las fuerzas laterales totales de cálculo deben ser distribuidas en la altura de la estructura, utilizando las siguientes expresiones:

$$V = \sum_{i=1}^n F_i ; V_x = \sum_{i=x}^n F_i ; F_x = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} V$$

en donde:

V = cortante total en la base de la estructura.

V_x = cortante total en el piso x de la estructura.

F_i = fuerza lateral aplicada en el piso i de la estructura.

F_x = fuerza lateral aplicada en el piso x de la estructura.

n = número de pisos de la estructura.

w_x = peso asignado al piso o nivel x de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W.

w_i = peso asignado al piso o nivel i de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W .

h_x = altura del piso x de la estructura.

h_i = altura del piso i de la estructura.

k = coeficiente relacionado con el periodo de vibración de la estructura T , que se evalúa de la siguiente manera:

- Para valores de $T \leq 0.5s$, $k = 1.0$
- Para valores de $0.5s < T \leq 2.5s$, $k = 0.75 + 0.50T$
- Para valores de $T > 2.5$, $k = 2.0$

La distribución de fuerzas verticales se asemeja a una distribución triangular, similar al modo fundamental de vibración, pero dependiente del periodo fundamental de vibración.

Distribución horizontal del cortante.- El cortante de piso V_x debe distribuirse entre los diferentes elementos del sistema resistente a cargas laterales en proporción a sus rigideces, considerando la rigidez del piso. En el caso de que la estructura presente un sistema de pisos flexibles, la distribución del cortante de piso hacia los elementos del sistema resistente se realizará tomando en cuenta aquella condición.

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, con el fin de tomar en cuenta los posibles efectos de torsión accidental, tanto para estructuras regulares como para estructuras irregulares. El efecto de este desplazamiento debe incluirse en la distribución del cortante de piso y en los momentos torsionales.

Dirección de aplicación de fuerzas sísmicas.- Para la selección de la dirección de aplicación de las fuerzas sísmicas, deben considerarse los efectos ortogonales, suponiendo la concurrencia simultánea del 100% de las fuerzas sísmicas en una dirección y el 30% de las fuerzas sísmicas en la dirección perpendicular. Debe utilizarse la combinación que requiera la mayor resistencia del elemento. Alternativamente, los efectos ortogonales pueden calcularse como la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los efectos producidos por el 100% de las fuerzas sísmicas actuando independientemente en las dos direcciones ortogonales, asignándole el signo que conduzca al resultado más conservador.

Momentos torsionales horizontales.- El momento torsional de diseño en un piso determinado debe calcularse como el momento resultante de las excentricidades entre las cargas laterales de diseño en los pisos superiores al piso considerado y los elementos resistentes a cargas laterales en el piso, más la torsión accidental.

Cuando existe irregularidad torsional, los efectos deben ser considerados incrementando la torsión accidental en cada nivel mediante un factor de amplificación A_x , calculado con la expresión:

$$A_x = \left(\frac{\delta_{\max}}{1.2\delta_{prom}} \right)^2$$

en donde:

δ_{prom} = promedio de desplazamientos de los puntos extremos de la estructura en el nivel x .

δ_{\max} = valor del desplazamiento máximo en el nivel x .

Sin embargo, A_x no necesita ser mayor que 3.0.

Componentes verticales del sismo de diseño.- De existir voladizos horizontales en las estructuras, éstos se diseñarán para una fuerza neta vertical reversible F_{ver} expresada por:

$$F_{ver} = \frac{2}{3}I(\eta ZF_a)W_p$$

en donde:

W_p = peso que actúa en el voladizo.

Se reconoce la necesidad de considerar los efectos de la componente vertical de los sismos, especialmente sobre elementos que exceden los límites de las plantas de los pisos, como son los voladizos. La expresión toma en cuenta que, al menos en el campo no cercano, la acción máxima de la componente vertical se puede estimar como los dos tercios de la acción máxima horizontal, y que la rigidez de los voladizos horizontales requeriría utilizar un espectro de diseño plano establecido por el valor de ηZF_a , que a su vez depende de la región del país donde se ejecutará el proyecto y del tipo de suelo del emplazamiento.

* Análisis Dinámico

La base del análisis constituirá una representación apropiada de la acción sísmica, de conformidad con los principios de la dinámica estructural.

La componente vertical del sismo puede definirse mediante el escalamiento de la componente horizontal de la aceleración por un factor mínimo de 2/3.

El modelo matemático de la estructura incluirá todos los elementos que conforman el sistema estructural resistente, así como también la distribución espacial de las masas y rigideces en la estructura, con una aproximación tal que sea capaz de capturar las características más significativas del comportamiento dinámico. Para el análisis dinámico de estructuras irregulares se utilizará un modelo tridimensional. Para el caso de estructuras de hormigón armado y de mampostería, en el cálculo de la rigidez y de las derivas máximas se deberán utilizar los valores de las inercias agrietadas de los elementos estructurales, de similar forma a la descrita para el procedimiento de cálculo estático de fuerzas sísmicas.

- **análisis dinámico espectral.**- Constituye un análisis dinámico elástico de la estructura, que utiliza la máxima respuesta de todos los modos de vibración que contribuyan significativamente a la respuesta total de la estructura. Las respuestas modales máximas son calculadas utilizando las ordenadas de un espectro de respuesta, que corresponden a los periodos de los modos de vibración. Las contribuciones modales máximas son combinadas de una forma estadística para obtener una aproximación de la respuesta estructural total.

Espectro de respuesta

Para propósitos de cálculo de las fuerzas, momentos y desplazamientos dinámicos, el espectro sísmico de respuesta elástico en aceleraciones a utilizarse es el descrito en los items anteriores.

Número de modos

Se deben considerar en el análisis todos los modos de vibración que contribuyan significativamente a la respuesta total de la estructura. Este requisito puede satisfacerse al utilizar todos los modos que involucren la participación de una masa modal acumulada de al menos el 90% de la masa total de la estructura, en cada una de las direcciones horizontales principales consideradas.

Combinación de modos

Las fuerzas máximas en elementos, los desplazamientos, cortantes de piso, fuerzas cortantes y reacciones máximas para cada modo, se combinarán utilizando métodos reconocidos por la dinámica estructural. Cuando se utilicen modelos tri-dimensionales, los efectos de interacción modal deben ser considerados cuando se combinen los valores modales máximos.

Reducción de las fuerzas dinámicas de respuesta elástica para diseño

Las fuerzas obtenidas mediante análisis elástico dinámico pueden ser reducidos para propósitos de diseño, con el limitante de que en ningún caso podrán reducirse los parámetros de respuesta elástica a valores tales que el cortante basal de diseño reducido sea menor que el cortante basal de respuesta elástica dividido por R. El valor de R podrá ser aplicado en el cálculo del cortante basal, siempre y cuando la estructura sea diseñada cumpliendo con todos los requisitos de diseño sismo-resistente acordes con la filosofía de diseño de la presente norma. Las fuerzas dinámicas obtenidas deberán también ser modificadas por los factores de importancia y de configuración estructural en planta y en elevación, de similar manera que en el caso de las fuerzas estáticas.

Efectos direccionales

Los efectos direccionales de las componentes horizontales de los sismos se deben tomar en cuenta de igual forma a la descrita para el método estático. Cuando existe la presencia de voladizos horizontales, los efectos de la componente vertical de los sismos debe considerarse de similar manera a la descrita en el método estático. Alternativamente, la respuesta dinámica vertical puede calcularse utilizando métodos dinámicos; sin embargo, en ningún caso la respuesta utilizada para diseño será menor que la obtenida aplicando el método estático.

Torsión

El análisis deberá considerar los efectos torsionales, incluyendo los efectos debidos a la torsión accidental especificados para el caso del análisis estático. Cuando se utilizan modelos tridimensionales en el análisis, los efectos de la torsión accidental deben considerarse, mediante una apropiada re-localización de las masas, o mediante la aplicación de los procedimientos estáticos equivalentes descritos en la sección correspondiente al análisis estático de este documento.

- **análisis en el tiempo.**- Constituye un análisis de la respuesta dinámica de la estructura en cada incremento de tiempo, cuando la base de la misma está sujeta a un acelerograma específico.

Registros de aceleración

Los análisis paso a paso en el tiempo deben realizarse utilizando las dos componentes

horizontales de registros de acelerogramas apropiadamente seleccionados y escalados a partir de los registros de no menos de 3 eventos sísmicos. Estos acelerogramas deben poseer las características de magnitud, distancia a la falla, mecanismos de falla y efectos del suelo, consistentes con aquellos parámetros que controlen el sismo de diseño. Cuando no se disponga de al menos 3 eventos sísmicos, pueden utilizarse acelerogramas apropiadamente simulados para generar el número de registros y de componentes requeridos. Para cada par de componentes horizontales de los acelerogramas, debe construirse la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los espectros característicos del sitio, para una fracción del amortiguamiento respecto al crítico de 0.05. Los acelerogramas deben ser escalados de tal forma que el valor promedio de los espectros provenientes de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los espectros de los registros no se encuentre por debajo del espectro de aceleraciones amortiguado al 5% del sismo de diseño para periodos entre $0.2 T$ y $1.5 T$, siendo T el periodo fundamental de la estructura, medido en segundos. Ambas componentes de los acelerogramas deben aplicarse simultáneamente al modelo, a fin de considerar efectos torsionales. Los parámetros de interés deben calcularse para cada paso de tiempo del registro dato. Si se realizan los análisis para los 3 pares de registros, se tomarán para el diseño la respuesta máxima de los parámetros de interés. Si se realizan 7 o más análisis paso a paso en el tiempo, se utilizará para el diseño el valor promedio de los parámetros de respuesta de interés.

Análisis elásticos paso a paso en el tiempo

Los análisis elásticos paso a paso en el tiempo deben cumplir con los requisitos especificados en este documento para realizar análisis dinámicos, construir modelos matemáticos de las estructuras, definir la acción sísmica, el número de modos, la reducción de los parámetros elásticos de respuesta a efectos de diseño, los efectos direccionales, de torsión y de registros de aceleración. Los parámetros de respuesta obtenidos a partir de análisis elásticos paso a paso se denominarán parámetros de respuesta elástica, y pueden reducirse de conformidad con lo dispuesto en este documento para el caso de análisis dinámicos.

Análisis no-lineales paso a paso en el tiempo

Los análisis no-lineales paso a paso en el tiempo deberán cumplir con los principios establecidos por la dinámica estructural, y los acelerogramas a utilizar deberán cumplir con los mismos requisitos especificados en *Registros de aceleración*. Las capacidades y las características de los elementos estructurales no-lineales deberán modelarse de manera consistente con datos experimentales o mediante análisis adecuadamente sustentados. La

respuesta máxima inelástica en desplazamientos no deberá ser reducida y cumplirá con los límites establecidos anteriormente en este documento.

Revisión del diseño cuando se utilicen análisis no-lineales paso a paso en el tiempo

Si se realiza un análisis no lineal paso a paso con el fin de justificar un diseño estructural que no pueda ser justificado con el método de diseño estático o dinámico, se deberá realizar una revisión del diseño de la estructura por parte de un equipo independiente de ingenieros que incluyan a personas ampliamente reconocidas y experimentadas en métodos de análisis sísmicos inelásticos. La revisión del diseño de la estructura deberá incluir, pero no limitarse a lo siguiente:

- Revisión de los criterios aplicados para la obtención de un espectro para el sitio de emplazamiento y /o para la generación de acelerogramas.
- Revisión del diseño preliminar de la estructura (previo a la aplicación del análisis no-lineal)
- Revisión del diseño final de la estructura y de todos los criterios de análisis empleados.

La memoria de cálculo incluirá, a más de los cálculos y los planos de detalle, un escrito firmado por todos los miembros del equipo independiente de ingenieros que realizó la revisión, en el que se certifique que todas las revisiones descritas se han realizado.

Ajuste de resultados del análisis dinámico

El valor del cortante dinámico total en la base obtenido por cualquier método de análisis dinámico, no puede ser menor que el 80% del cortante basal obtenido por el método estático, en el caso de estructuras regulares, ni menor que el 90% para el caso de estructuras irregulares. Para cumplir este requisito, los resultados totales del análisis dinámico deberán ser ajustados y cubrir todos los resultados, incluyendo las deflexiones, derivas, fuerzas en los pisos, cortantes de piso, cortante en la base y fuerzas en los elementos.

4.1.2.11. Control De La Deriva De Piso

Es ampliamente reconocido que el daño estructural se correlaciona mejor con el desplazamiento que con la resistencia lateral desarrollada. Excesivas deformaciones han ocasionado ingentes pérdidas por daños a elementos estructurales y no estructurales. El diseñador debe comprobar que su estructura presentará deformaciones inelásticas controlables, mejorando substancialmente el diseño conceptual.

Por lo tanto, los límites a las derivas de entrepiso inelásticas máximas, Δ_M , se presentan en la Tabla 2.8, los cuales deben satisfacerse en todas las columnas del edificio.

Tabla 2.8. Valores de Δ_M máximos, expresados como fracción de la altura de piso

Estructuras de	Δ_M máxima
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.020
De mampostería	0.010

4.1.3. Matriz de registro de datos de la Norma Técnica Peruana E-030

4.1.3.1. Filosofía y Principios del diseño sismo-resistente

La filosofía del diseño sismo-resistente consiste en:

- a. Evitar pérdidas de vidas.
- b. Asegurar la continuidad de los servicios básicos.
- c. Minimizar los daños a la propiedad.

Se reconoce que dar protección completa frente a todos los sismos no es técnica ni económicamente factible para la mayoría de las estructuras. En concordancia con tal filosofía se establecen en esta Norma los siguientes principios para el diseño:

- a. La estructura no debería colapsar, ni causar daños graves a las personas debido a movimientos sísmicos severos que puedan ocurrir en el sitio.
- b. La estructura debería soportar movimientos sísmicos moderados, que puedan ocurrir en el sitio durante su vida de servicio, experimentando posibles daños dentro de límites aceptables.

4.1.3.2. Zonificación

El territorio peruano se considera dividido en tres zonas, como se muestra en la Figura 4.1. La zonificación propuesta se basa en la distribución espacial de la sismicidad observada, las características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación de éstos con la distancia epicentral, así como en información neotectónica.

A cada zona se asigna un factor Z según se indica en la Tabla N°1. Este factor se interpreta como la aceleración máxima del terreno con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años.



Figura 4.1: Zonas sísmicas Perú.

Tabla N°1	
FACTORES DE ZONA	
ZONA	Z
3	0.4
2	0.3
1	0.15

4.1.3.3. Condiciones Geotécnicas

Para los efectos de la norma peruana, los perfiles de suelo se clasifican tomando en cuenta las propiedades mecánicas del suelo, el espesor del estrato, el período fundamental de vibración y la velocidad de propagación de las ondas de corte. Los tipos de perfiles de suelos son cuatro:

Tabla N°2			
Parámetros del Suelo			
Tipo	Descripción	Tp (s)	S
S1	Roca o suelos muy rígidos	0.4	1
S2	Suelos intermedios	0.6	1.2
S3	Suelos flexibles o con estratos de gran espesor	0.9	1.4
S4	Condiciones excepcionales	*	*

(*) Los valores de Tp y S para este caso serán establecidos por el especialista, especialista, pero en ningún caso serán menores que los especificados para el perfil tipo S3.

4.1.3.4. Categoría de las Edificaciones (Factor de Uso)

Cada estructura debe ser clasificada de acuerdo con las categorías indicadas en la Tabla N° 3. El coeficiente de uso e importancia (U), definido en la Tabla N° 3 se usará según la clasificación que se haga.

Tabla N° 3		
CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES		
CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
A Edificaciones Esenciales	Edificaciones esenciales cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después que ocurra un sismo, como hospitales, centrales de comunicaciones, cuarteles de bomberos y policía, subestaciones eléctricas, reservorios de agua. Centros educativos y edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre. También se incluyen edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, como grandes hornos, depósitos de materiales inflamables o tóxicos.	1.5
B Edificaciones Importantes	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas como teatros, estadios, centros comerciales, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos, bibliotecas y archivos especiales. También se considerarán depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento	1.3
C Edificaciones Comunes	Edificaciones comunes, cuya falla ocasionaría pérdidas de cuantía intermedia como viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios, fugas de contaminantes, etc.	1
D Edificaciones Menores	Edificaciones cuyas fallas causan pérdidas de menor cuantía y normalmente la probabilidad de causar víctimas es baja, como cercos de menos de 1,50m de altura, depósitos temporales, pequeñas viviendas temporales y construcciones similares.	(*)

(*) En estas edificaciones, a criterio del proyectista, se podrá omitir el análisis por fuerzas sísmicas, pero deberá proveerse de la resistencia y rigidez adecuadas para acciones laterales.

4.1.3.5. Peso de la Edificación

El peso (P), se calculará adicionando a la carga permanente y total de la Edificación un porcentaje de la carga viva o sobrecarga que se determinará de la siguiente manera:

- a. En edificaciones de las categorías A y B, se tomará el 50% de la carga viva.
- b. En edificaciones de la categoría C, se tomará el 25% de la carga viva.
- c. En depósitos, el 80% del peso total que es posible almacenar.
- d. En azoteas y techos en general se tomará el 25% de la carga viva.

- e. En estructuras de tanques, silos y estructuras similares se considerará el 100% de la carga que puede contener.

4.1.3.6. Configuración Estructural

Las estructuras deben ser clasificadas como regulares o irregulares con el fin de determinar el procedimiento adecuado de análisis y los valores apropiados del factor de reducción de fuerza sísmica.

- a. **Estructuras Regulares.** Son las que no tienen discontinuidades significativas horizontales o verticales en su configuración resistente a cargas laterales.
- b. **Estructuras Irregulares.** Se definen como estructuras irregulares aquellas que presentan una o más de las características indicadas en la Tabla N°4 o Tabla N° 5.

Tabla N° 4 IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA
<p>Irregularidades de Rigidez - Piso blando</p> <p>En cada dirección la suma de las áreas de las secciones transversales de los elementos verticales resistentes al corte en un entrepiso, columnas y muros, es menor que 85% de la correspondiente suma para el entrepiso superior, o es menor que 90% del promedio para los 3 pisos superiores. No es aplicable en sótanos. Para pisos de altura diferente multiplicar los valores anteriores por (h_i/h_d) donde h_d es altura diferente de piso y h_i es la altura típica de piso.</p>
<p>Irregularidad de Masa</p> <p>Se considera que existe irregularidad de masa, cuando la masa de un piso es mayor que el 150% de la masa de un piso adyacente. No es aplicable en azoteas.</p>
<p>Irregularidad Geométrica Vertical</p> <p>La dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 130% de la correspondiente dimensión en un piso adyacente. No es aplicable en azoteas ni en sótanos.</p>
<p>Discontinuidad en los Sistemas Resistentes.</p> <p>Desalineamiento de elementos verticales, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento de magnitud mayor que la dimensión del elemento.</p>

Tabla N° 5 IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA
<p>Irregularidad Torsional</p> <p>Se considerará sólo en edificios con diafragmas rígidos en los que el desplazamiento promedio de algún entrepiso exceda del 50% del máximo permisible indicado en la Tabla N°8 del Artículo 15 (15.1). En cualquiera de las direcciones de análisis, el desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos, en un extremo del edificio, es mayor que 1,3 veces el promedio de este desplazamiento relativo máximo con el desplazamiento relativo que simultáneamente se obtiene en el extremo opuesto.</p>
<p>Esquinas Entrantes</p> <p>La configuración en planta y el sistema resistente de la estructura, tienen esquinas entrantes, cuyas dimensiones en ambas direcciones, son mayores que el 20% de la correspondiente dimensión total en planta.</p>
<p>Discontinuidad del Diafragma</p> <p>Diafragma con discontinuidades abruptas o variaciones en rigidez, incluyendo áreas abiertas mayores a 50% del área bruta del diafragma.</p>

4.1.3.7. Sistema Estructurales

Los sistemas estructurales se clasificarán según los materiales usados y el sistema de estructuración sismorresistente predominante en cada dirección, para la norma E030 se presenta a continuación:

- **Acero**
 - Pórticos dúctiles con uniones resistentes a momentos.
- **Otras estructuras de acero:**
 - Arriostres Excéntricos.
 - Arriostres en Cruz.
- **Concreto Armado**
 - Pórtico
 - Dual
 - De muros estructurales.
 - Muros de ductilidad limitada.
- **Albañilería Armada o Confinada.**
- **Madera (Por esfuerzos admisibles).**

4.1.3.8. Factor de Reducción sísmica

Según la clasificación que se haga de una edificación se usará un coeficiente de reducción de fuerza sísmica (R). Para el diseño por resistencia última las fuerzas sísmicas internas deben combinarse con factores de carga unitarios. En caso contrario podrá usarse como (R) los valores establecidos en Tabla N°6 previa multiplicación por el factor de carga de sismo correspondiente.

Tabla N° 6 SISTEMAS ESTRUCTURALES	
Sistema Estructural	Coefficiente de Reducción, R Para estructuras regulares
Acero	
Pórticos dúctiles con uniones resistentes a momentos.	9.5
Otras estructuras de acero:	
Arriostres Excéntricos.	6.5
Arriostres en Cruz.	6.0
Concreto Armado.	
Pórticos.	8
Dual.	7
De muros estructurales.	6
Muros de ductilidad limitada.	4
Albañilería Armada o Confinada.	3
Madera (Por esfuerzos admisibles)	7

4.1.3.9. Aceleración Espectral

Para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utilizará un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones definido por:

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} \cdot g$$

donde:

$C = 2.5 * \frac{T_p}{T}$; $C \leq 2.5$ = Coeficiente de amplificación sísmica

Z = Factor de zona.

U = Factor de uso e importancia.

S = Factor de suelo

R = Coeficiente de reducción de solicitaciones sísmicas

Para el análisis en la dirección vertical podrá usarse un espectro con valores iguales a los 2/3 del espectro empleado para las direcciones horizontales.

4.1.3.10. Tipos de Análisis

* Análisis Estático

Debe emplearse sólo para las estructuras clasificadas como regulares, de no más de 45 m de altura y las estructuras de muros portantes de no más de 15 m de altura, aún cuando sean irregulares, podrán analizarse mediante el procedimiento de fuerzas estáticas.

Período Fundamental

a. El período fundamental para cada dirección se estimará con la siguiente expresión:

$$T = \frac{h_n}{C_T}$$

donde :

CT = 35 para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean únicamente pórticos.

CT = 45 para edificios de concreto armado cuyos elementos sismorresistentes sean pórticos y las cajas de ascensores y escaleras.

CT = 60 para estructuras de mampostería y para todos los edificios de concreto armado cuyos elementos sismorresistentes sean fundamentalmente muros de corte.

b. También podrá usarse un procedimiento de análisis dinámico que considere las características de rigidez y distribución de masas en la estructura. Como una forma sencilla de este procedimiento puede usarse la siguiente expresión:

$$T = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{\left(\sum_{i=1}^n P_i \cdot D_i^2\right)}{\left(g \cdot \sum_{i=1}^n F_i \cdot D_i\right)}}$$

Cuando el procedimiento dinámico no considere el efecto de los elementos no estructurales, el periodo fundamental deberá tomarse como el 0,85 del valor obtenido por este método.

Fuerza Cortante en la Base

La fuerza cortante total en la base de la estructura, correspondiente a la dirección considerada, se determinará por la siguiente expresión:

$$V = \frac{zucs}{R} \cdot P; \frac{C}{R} \geq 0.125$$

Distribución de la Fuerza Sísmica en Altura

Si el período fundamental T , es mayor que 0,7 s, una parte de la fuerza cortante V , denominada F_a , deberá aplicarse como fuerza concentrada en la parte superior de la estructura. Esta fuerza F_a se determinará mediante la expresión:

$$F_a = 0,07 \cdot T \cdot V \leq 0,15 \cdot V$$

donde el período T en la expresión anterior será el mismo que el usado para la determinación de la fuerza cortante en la base.

El resto de la fuerza cortante, es decir ($V - F_a$) se distribuirá entre los distintos niveles, incluyendo el último, de acuerdo a la siguiente expresión:

$$F_i = \frac{P_i \cdot h_i}{\sum_{j=1}^n P_j \cdot h_j} \cdot (V - F_a)$$

Efectos de Torsión

Se supondrá que la fuerza en cada nivel (F_i) actúa en el centro de masas del nivel respectivo y debe considerarse además el efecto de excentricidades accidentales como se indica a continuación. Para cada dirección de análisis, la excentricidad accidental en cada nivel (e_i), se considerará como 0,05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la de la acción de las fuerzas. En cada nivel además de la fuerza actuante, se aplicará el momento accidental denominado Mt_i que se calcula como:

$$Mt_i = \pm F_i e_i$$

Se puede suponer que las condiciones más desfavorables se obtienen considerando las excentricidades accidentales con el mismo signo en todos los niveles. Se considerarán únicamente los incrementos de las fuerzas horizontales no así las disminuciones.

Fuerzas Sísmicas Verticales

La fuerza sísmica vertical se considerará como una fracción del peso. Para las zonas 3 y 2 esta fracción será de $2/3 Z$. Para la zona 1 no será necesario considerar este efecto.

* Análisis Dinámico

El análisis dinámico de las edificaciones podrá realizarse mediante procedimientos de combinación espectral o por medio de análisis tiempo-historia. Para edificaciones convencionales podrá usarse el procedimiento de combinación espectral; y para edificaciones especiales deberá usarse un análisis tiempo-historia.

- Análisis por combinación modal espectral

a. Modos de Vibración.- Los periodos naturales y modos de vibración podrán determinarse por un procedimiento de análisis que considere apropiadamente las características de rigidez y la distribución de las masas de la estructura.

b. Aceleración Espectral.- Para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utilizará un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones definido por:

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} \cdot g$$

Para el análisis en la dirección vertical podrá usarse un espectro con valores iguales a los 2/3 del espectro empleado para las direcciones horizontales.

c. Criterios de Combinación.- Mediante los criterios de combinación que se indican, se podrá obtener la respuesta máxima esperada (r) tanto para las fuerzas internas en los elementos componentes de la estructura, como para los parámetros globales del edificio como fuerza cortante en la base, cortantes de entrepiso, momentos de volteo, desplazamientos totales y relativos de entrepiso.

La respuesta máxima elástica esperada (r) correspondiente al efecto conjunto de los diferentes modos de vibración empleados (r_i) podrá determinarse usando la siguiente expresión.

$$r = 0,25 \cdot \sum_{i=1}^m |r_i| + 0,75 \cdot \sqrt{\sum_{i=1}^m r_i^2}$$

Alternativamente, la respuesta máxima podrá estimarse mediante la combinación cuadrática completa de los valores calculados para cada modo.

En cada dirección se considerarán aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90% de la masa de la estructura, pero deberá tomarse en cuenta por lo menos los tres primeros modos predominantes en la dirección de análisis.

c. Fuerza Cortante Mínima en la Base.- Para cada una de las direcciones consideradas en el análisis, la fuerza cortante en la base del edificio no podrá ser menor que el 80% del valor calculado según el procedimiento estático para estructuras regulares, ni menor que el 90% para estructuras irregulares.

Si fuera necesario incrementar el cortante para cumplir los mínimos señalados, se deberán escalar proporcionalmente todos los otros resultados obtenidos, excepto los desplazamientos.

e. Efectos de Torsión.- La incertidumbre en la localización de los centros de masa en cada nivel, se considerará mediante una excentricidad accidental perpendicular a la dirección del sismo igual a 0,05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis. En cada caso deberá considerarse el signo más desfavorable.

- Análisis Tiempo-Historia

El análisis tiempo historia se podrá realizar suponiendo comportamiento lineal y elástico y deberán utilizarse no menos de cinco registros de aceleraciones horizontales, correspondientes a sismos reales o artificiales. Estos registros deberán normalizarse de manera que la aceleración máxima corresponda al valor máximo esperado en el sitio.

Para edificaciones especialmente importantes el análisis dinámico tiempo-historia se efectuará considerando el comportamiento inelástico de los elementos de la estructura.

4.1.3.11. Control de Desplazamientos Laterales

El máximo desplazamiento relativo de entrepiso, no deberá exceder la fracción de la altura de entrepiso que se indica en la Tabla N° 8.

Tabla N° 8	
LÍMITES PARA DESPLAZAMIENTO LATERAL DE ENTREPISO	
Estos límites no son aplicables a naves industriales	
Material Predominante	(Δ_i/h_{e_i})
Concreto Armado	0.007
Acero	0.010
Albañilería	0.005
Madera	0.01

4.1.4. Matriz de registro de datos de la Norma Chilena Oficial Nch 433.0f1996

4.1.4.1. Principios e hipótesis básicos

Esta norma, aplicada en conjunto con las normas de diseño específicas para cada material, está orientada a lograr estructuras que:

- a) resistan sin daños movimientos sísmicos de intensidad moderada;
- b) limiten los daños en elementos no estructurales durante sismos de mediana intensidad;
- c) aunque presenten daños, eviten el colapso durante sismos de intensidad excepcionalmente severa.

Aun cuando los puntos anteriores mencionan tres niveles de intensidad de movimiento sísmico, esta norma no los define en forma explícita. Por otra parte, el estado del arte en la disciplina no permite establecer objetivos de desempeño más específicos que los antes genéricamente señalados.

El análisis para determinar los esfuerzos internos debidos a la acción sísmica se debe basar en el comportamiento lineal y elástico de la estructura; sin embargo, el dimensionamiento de los elementos estructurales se debe hacer por el método especificado en la norma de diseño relativa a cada material, que puede ser por tensiones admisibles o por el método de los factores de carga y resistencia. El análisis de los efectos de otras cargas que se pueden combinar con los efectos de la acción sísmica, también se debe basar en la teoría lineal-elástica del comportamiento estructural.

4.1.4.2. Zonificación sísmica

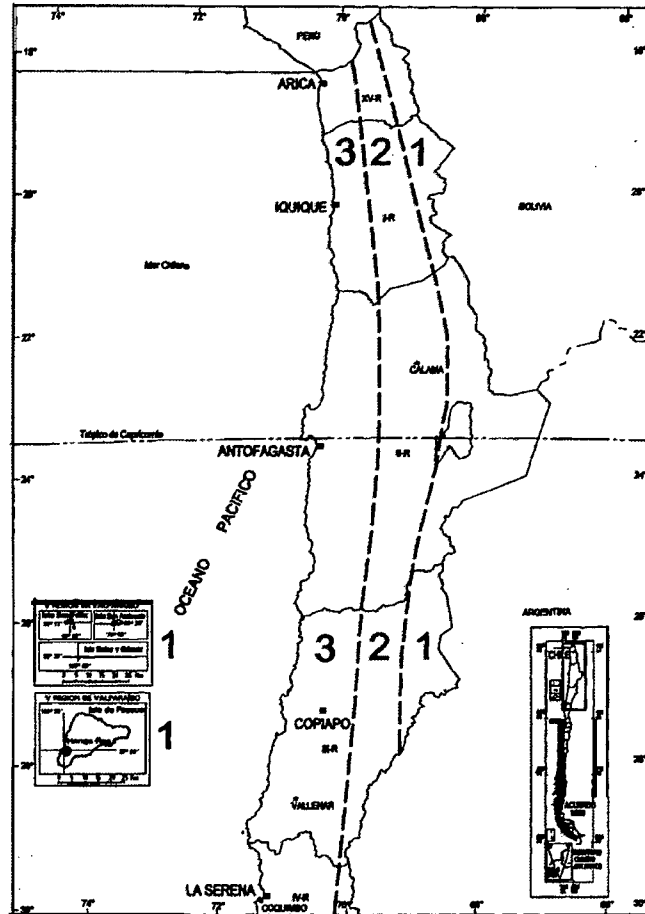
Se distinguen tres zonas sísmicas en el territorio Chileno, tal como se indica en Figuras 4.1 a), 4.1 b) Y 4.1 c). Anexadas.

Tabla 6.2 - Valor de la aceleración efectiva A_o

Zona sísmica	A_o
1	0.20 g
2	0.30 g
3	0.40 g

4.1.4.3. Efecto del suelo de fundación y de la topografía en las características del movimiento sísmico

Los parámetros que representan las características del suelo de fundación que influyen en el valor del esfuerzo de corte basal, se determinan de acuerdo a los valores establecidos en Tabla 6.3 para los tipos



Figuras 4.1 a) Zonificación sísmica de las regiones I, II, III y XV.

de terrenos que se definen en Tabla 4.3. Se supone que dichos terrenos son de topografía y estratificación horizontal, y las estructuras afectadas se encuentran lejos de singularidades geomorfológicas y topográficas.

Se excluyen de Tabla 4.3 los siguientes tipos de suelos, los cuales requieren de un estudio especial:

- a) suelos potencialmente licuables, entendiendo por ellos las arenas, arenas limosas o limos, saturados, con Índice de Penetración Estándar N menor que 20, (normalizado a la presión efectiva de sobrecarga de 0,10 MPa);
- b) suelos susceptibles de densificación por vibración.

Cuando la información sobre el suelo de fundación no baste para clasificarlo de acuerdo con lo establecido en Tabla 4.3, se debe suponer el perfil del suelo que resulte en el mayor valor del esfuerzo de corte basal.

Tabla 4.3 - Definición de los tipos de suelos de fundación. (Sólo para ser usada con Tabla 6.3)

Tipo de suelo	Descripción
I	Roca: Material natural, con velocidad de propagación de ondas de corte in-situ igual o mayor que 900 m/s, o bien, resistencia de la compresión uniaxial de probetas intactas (sin fisuras) igual o mayor que 10 MPa y RQD igual o mayor que 50%.
II	a) Suelo con V_s igual o mayor que 400 m/s en los 10m superiores, y creciente con la profundidad; o bien, b) Grava densa, con peso unitario seco γ_d igual o mayor que 20 kN/m ³ , o índice de densidad ID(DR) (densidad relativa) igual o mayor que 75%, o grado de compactación mayor que 95% del valor Proctor Modificado; o bien c) Arena densa, con ID(DR) mayor que 75%, o Índice de Penetración Estándar N mayor que 40 (normalizado a la presión efectiva de sobrecarga de 0,10 MPa). o grado de compactación superior al 95% del valor Proctor Modificado; o bien, d) Suelo cohesivo duro, con resistencia al corte no drenado S_u igual o mayor que 0,10 MPa (resistencia a la compresión simple q_u igual o mayor que 0,20 MPa) en probetas sin fisuras. En todo los casos, las condiciones indicadas se deben cumplir independientemente de la posición del nivel freático y el espesor mínimo del estrato debe ser 20 m. Si el espesor sobre la roca es menor que 20 m, el suelo se debe clasificar como tipo I.
III	a) Arena permanentemente no saturada, con ID(DR) entre 55 y 75%, o N mayor que 20 (sin normalizar a la presión efectiva de sobrecarga de 0,10 MPa); o bien, b) Grava o arena no saturada, con grado de compactación menor que el 95% del valor Proctor Modificado; o bien, c) Suelo cohesivo con S_u comprendido entre 0,025 y 0,10 MPa (q_u entre 0,20 MPa) independientemente del nivel freático; o bien, d) Arena saturada con N comprendido entre 20 y 40 (normalizado a la presión efectiva de sobrecarga de 0,10 MPa). Espesor mínimo del estrato: 10m. Si el espesor del estrato sobre la roca o sobre suelo correspondiente al tipo II es menor que 10m, el suelo se debe clasificar como tipo II.
IV	Suelo cohesivo saturado con S_u igual o menor que 0,025 MPa (q_u igual o menor que 0,050 MPa). Espesor mínimo del estrato: 10m. Si el espesor del estrato sobre suelo correspondiente a algunos de los tipos I,II o III es menor que 10 m, el suelo se debe clasificar como tipo III.

Tabla 6.3 - Valor de los parámetros que dependen del tipo de suelo

Tipo de suelo	S	T_o (s)	T' (s)	n	p
I	0.90	0.15	0.20	1.00	2.00
II	1.00	0.30	0.35	1.33	1.50
III	1.20	0.75	0.85	1.80	1.00
IV	1.30	1.20	1.35	1.80	1.00

4.1.4.4. Clasificación de ocupación de edificios y otras estructuras de acuerdo a su importancia, uso y riesgo de falla

Para los efectos de la aplicación de esta norma los edificios y otras estructuras se clasifican en la forma siguiente:

4.1.4.5. Peso de la Edificación

Para el cálculo de las masas se deben considerar las cargas permanentes más un porcentaje de la sobrecarga de uso, que no puede ser inferior a 25% en construcciones destinadas a la habitación privada o al uso público donde no es usual la aglomeración de personas o cosas, ni a un 50% en construcciones en que es usual esa aglomeración.

4.1.4.6. Modelos estructurales

Diafragmas de piso.

Se debe verificar que los diafragmas tienen la rigidez y la resistencia suficiente para lograr la distribución de las fuerzas inerciales entre los planos o subestructuras verticales resistentes. Si existen dudas sobre la rigidez del diafragma, se debe tomar en cuenta su flexibilidad agregando los grados de libertad que sea necesario o introduciendo separaciones estructurales.

Los edificios de planta irregular (en H, en L, en T, en U, etc.) sólo se pueden proyectar como una sola estructura, cuando los diafragmas se calculen y construyan de modo que la obra se comporte durante los sismos como un solo conjunto, y teniendo en cuenta lo especificado en el párrafo anterior. En caso contrario, cada cuerpo se debe proyectar como una estructura separada.

Si el edificio de planta irregular se proyecta como una sola estructura, se debe poner especial cuidado en el diseño de las conexiones entre las distintas partes que forman la planta.

En los niveles donde haya discontinuidad de rigideces en los planos resistentes u otras subestructuras verticales, se debe verificar que el diafragma sea capaz de redistribuir las fuerzas.

Compatibilidad de deformaciones horizontales

En los edificios con diafragmas horizontales, los métodos de análisis deben satisfacer las condiciones

Tabla 4.1 - *Categoría de Ocupación de edificios y otras estructuras*

Naturaleza de la ocupación	Categoría de Ocupación
<p>Edificios y otras estructuras aisladas o provisionales no destinadas a habitación, no clasificables en las Categorías de Ocupación 11, 111 Y IV que representan un bajo riesgo para la vida humana en el caso de falla, incluyendo, pero no exclusivamente:</p> <ul style="list-style-type: none"> -Instalaciones agrícolas. -Ciertas instalaciones provisorias. -Instalaciones menores de almacenaje. 	I
<p>Todos los edificios y otras estructuras destinados a la habitación privada o al uso público que no pertenecen a las Categorías de Ocupación 1, 111 y IV, y edificios u otras estructuras cuya falla I puede poner en peligro otras construcciones de las Categorías de Ocupación 1, 111 y IV.</p>	II
<p>Edificios y otras estructuras cuyo contenido es de gran valor, incluyendo, pero no exclusivamente:</p> <ul style="list-style-type: none"> -bibliotecas. -museos. <p>Edificios y otras estructuras donde existe frecuentemente aglomeración de personas, incluyendo, pero no exclusivamente:</p> <ul style="list-style-type: none"> -salas destinadas a asambleas para 100 o más personas; -estadios y graderías al aire libre para 2 000 o más personas; -escuelas, parvularios y recintos universitarios; -cárceles y lugares de detención; -locales comerciales con una superficie mayor o igual que 500 m² por piso, o de altura mayor que 12 m; -centros comerciales con pasillos cubiertos, con un área total mayor que 3 000 m² sin considerar la superficie de estacionamientos. <p>Edificios y otras estructuras no incluidas en la Categoría de Ocupación IV (incluyendo, pero no exclusivamente, instalaciones que manufacturan, procesan, manipulan, almacenan, usan o desechan sustancias tales como combustibles peligrosos, productos químicos peligrosos, residuos peligrosos o explosivos) que contienen cantidades suficientes de sustancias peligrosas para el público en caso que se liberen.</p> <p>Edificios y otras estructuras que contengan sustancias peligrosas deben ser clasificadas como estructuras de la Categoría de Ocupación 11 si se demuestra satisfactoriamente ante la Autoridad Competente mediante una estimación del riesgo, según NCh3171, que la liberación de la sustancia peligrosa no presenta una amenaza para el público.</p>	III

Tabla 4.1 - *Categoría de Ocupación de edificios y otras estructuras*

Naturaleza de la ocupación	Categoría de Ocupación
<p>Edificios y otras estructuras clasificadas como edificios gubernamentales, municipales, de servicios públicos o de utilidad pública, incluyendo, pero no exclusivamente:</p> <ul style="list-style-type: none"> -cuarteles de policía; -centrales eléctricas y telefónicas; -correos y telégrafos; -radioemisoras; -canales de televisión; -plantas de agua potable y de bombeo. <p>Edificios y otras estructuras clasificadas como instalaciones esenciales cuyo uso es de especial importancia en caso de catástrofe, incluyendo, pero no exclusivamente:</p> <ul style="list-style-type: none"> -hospitales; -postas de primeros auxilios; -cuarteles de bomberos; -garajes para vehículos de emergencia; -estaciones terminales; -refugios de emergencia; -estructuras auxiliares (incluyendo, pero no exclusivamente a, torres de comunicación, estanques de almacenamiento de combustible, estructuras de subestaciones eléctricas, estructuras de soporte de estanques de agua para incendios o para consumo doméstico o para otro material o equipo contra incendios) requeridas para la operación de estructuras con Categoría IV durante una emergencia. -torres de control de aviación, centros de control de tráfico aéreo, y hangares para aviones de emergencia. -edificios y otras estructuras que tengan funciones críticas para la defensa nacional. <p>Edificios y otras estructuras (incluyendo, pero no exclusivamente, instalaciones que manufacturan, procesan, manipulan, almacenan, usan o desechan sustancias tales como combustibles peligrosos, productos químicos peligrosos, residuos peligrosos o explosivos) que contienen sustancias peligrosas en cantidades superiores a las establecidas por la Autoridad Competente.</p> <p>Edificios y otras estructuras que contengan sustancias peligrosas deben ser clasificadas como estructuras de la Categoría de Ocupación II si se puede demostrar satisfactoriamente a la Autoridad Competente mediante una estimación de riesgo, como se describe en NCh3171, que una fuga de estas sustancias no representa una amenaza para el público. No se permite esta clasificación reducida si los edificios u otras estructuras también funcionan como instalaciones esenciales o utilidad pública.</p>	IV

Tabla 6.1 - *Valor del coeficiente I*

Categoría del edificio	I
I	0.6
II	1.0
III	1.2
IV	1.2

de compatibilidad de los desplazamientos horizontales de las subestructuras verticales y de los diafragmas horizontales. Estas condiciones se deben cumplir en todos los niveles en que existan diafragmas.

En los pisos sin diafragma rígido los elementos resistentes se deben calcular con las fuerzas horizontales que inciden directamente sobre ellos.

4.1.4.7. Sistemas estructurales

La transmisión de las fuerzas desde su punto de aplicación a los elementos resistentes y al suelo de fundación, se debe hacer en la forma más directa posible a través de elementos dotados de la resistencia y la rigidez adecuadas.

Para los efectos de esta norma se distinguen los siguientes tipos de sistemas estructurales:

1. **Sistemas de muros y otros sistemas arriostrados:** Las acciones gravitacionales y sísmicas son resistidas por muros, o bien, por pórticos arriostrados que resisten las acciones sísmicas mediante elementos que trabajan principalmente por esfuerzo axial.
2. **Sistemas de pórticos:** Las acciones gravitacionales, y las sísmicas en ambas direcciones de análisis, son resistidas por pórticos.
3. **Sistemas mixtos:** Las cargas gravitacionales y sísmicas son resistidas por una combinación de los sistemas anteriores.

4.1.4.8. Factor de modificación de la respuesta.

El factor de modificación de la respuesta R_o (o R) se establece en Tabla 5.1. Este factor refleja las características de absorción y disipación de energía de la estructura resistente, así como la experiencia sobre el comportamiento sísmico de los diferentes tipos de estructuraciones y materiales empleados.

En edificios que presenten pisos con diferentes sistemas o materiales estructurales, las solicitaciones sísmicas se deben determinar con el valor de R_o (o R) que corresponda al del subsistema con menor R_o (o R), excepto para los casos que se indican explícitamente en Tabla 5.1.

Si la estructura resistente del edificio contempla sistemas con diferente valor de R_o (o R) según distintas direcciones horizontales, el análisis sísmico se debe efectuar con el menor valor de R_o (o R).

Tabla 5.1 - Valores máximos de los factores de modificación de la respuesta¹⁾.

Sistema estructural	Material estructural	R	R _o
Pórticos	Acero estructural		
	a) Marcos corrientes (OMF)	4	5
	b) Marcos intermedios (IMF)	5	6
	c) Marcos especiales (SMF)	7	11
	d) Marco de vigas enrejadas (STMF)	6	10
	Hormigón armado	7	11
Muros y sistemas arriostados	Acero estructural		
	a) Marcos concéntricos corrientes (OCBF)	3	5
	b) Marcos concéntricos especiales (SCBF)	5.5	8
	c) Marcos excéntricos (EBF)	6	10
	Hormigón armado	7	11
	Hormigón armado y albañilería confinada		
	- Si se cumple el criterio A ²⁾	6	9
	- Si no se cumple el criterio A ²⁾	4	4
	Madera	5.5	7
	Albañilería confinada	4	4
	Albañilería armada		
- De bloques de hormigón o unidades de geometría similar en las Que se llenan todos los huecos, y albañilería de muros doble chapa	4	4	
- De ladrillos cerámicos tipo rejilla con y sin relleno de huecos y albañilería de bloques de hormigón o unidades de geometría similar en Que no se llenan todos los huecos	3	3	
Cualquier tipo de estructuración o material que no pueda ser clasificado en alguna de las categorías anteriores ³⁾	2	-	
<p>1) Los valores indicados en esta tabla para acero estructural y hormigón armado suponen el cumplimiento de lo establecido en 5.3.3 y 5.3.4 respectivamente.</p> <p>2) Criterio A: los muros de hormigón armado deben tomar en cada piso, el 50% del esfuerzo de corte del piso, como mínimo.</p> <p>3) No procede el uso del análisis modal espectral para este tipo de estructuración o material. Por lo tanto, no se establece un valor para R_o.</p>			

4.1.4.9. Espectro de diseño

El espectro de diseño que determina la resistencia sísmica de la estructura está definido por:

$$S_a = \frac{IA_o\alpha}{R^*}$$

en que los valores del I y A_o son el coeficiente relativo al edificio, cuyos valores se especifican en Tabla 6.1 y la aceleración máxima efectiva determinada por la Tabla 6.2.

El factor de amplificación α se determina para cada modo de vibrar n , de acuerdo con la expresión:

$$\alpha = \frac{1+4.5\left(\frac{T_n}{T_o}\right)^p}{1+\left(\frac{T_n}{T_o}\right)^3}$$

en que:

T_n = período de vibración del modo n ;

T_o, p = parámetros relativos al tipo de suelo de fundación que se determinan de Tabla 6.3 según la clasificación de Tabla 4.3.

El factor de reducción R^* se determina de:

$$R^* = 1 + \frac{T^*}{0.10T_o + \frac{T^*}{R_o}}$$

en que:

T^* = período del modo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis;

R_o = valor para la estructura que se establece de acuerdo a la tabla 5.1.

Para los edificios estructurados con muros, el factor de reducción R^* se puede determinar usando la siguiente expresión alternativa:

$$R^* = 1 + \frac{NR_o}{4T_oR_o + N}$$

en que:

N = número de pisos del edificio.

4.1.4.10. Tipos de Análisis

Cualquiera sea el método de análisis usado, se debe considerar un modelo de la estructura con un mínimo de tres grados de libertad por piso.

* Análisis estático

El método de análisis estático sólo se puede usar en el análisis sísmico de las siguientes estructuras resistentes:

- a) todas las estructuras de las categorías I y II ubicadas en la zona sísmica 1;
- b) todas las estructuras de no más de 5 pisos y de altura no mayor que 20 m;
- c) las estructuras de 6 a 15 pisos cuando se satisfagan las siguientes condiciones para cada dirección de análisis:
 - i) los cuocientes entre la altura total h del edificio, y los períodos de los modos con mayor masa traslacional equivalente en las direcciones "x" e "y", T_x Y T_y , respectivamente, deben ser iguales o superiores a 40 m/s;
 - ii) el sistema de fuerzas sísmicas horizontales del método estático debe ser tal que los esfuerzos de corte y momentos volcantes en cada nivel no difieran en más de 10% respecto del resultado obtenido mediante un análisis modal espectral con igual esfuerzo de corte basal.

Si se cumplen las condiciones (i) e (ii) anteriores y el esfuerzo de corte basal que se obtenga de la aplicación de las fuerzas sísmicas estáticas horizontales resultase menor que el determinado por el esfuerzo de corte basal, dichas fuerzas se deben multiplicar por un factor de manera que el esfuerzo de corte basal alcance el valor señalado, como mínimo.

El esfuerzo de corte basal

$$Q_o = CIP$$

en que:

C = coeficiente sísmico.

I = coeficiente relativo al edificio, cuyos valores se especifican en Tabla 6.1.

P = peso total del edificio sobre el nivel basal.

El coeficiente sísmico C, se obtiene de la expresión:

$$C = \frac{2.75A_o}{gR} \left(\frac{T'}{T^*} \right)^n$$

en que:

n, T' = son parámetros relativos al tipo de suelo de fundación que se determinan de Tabla 6.3 según la clasificación de Tabla 4.3;

A_o = aceleración efectiva máxima, se determina de Tabla 6.2 de acuerdo con la zonificación sísmica del país indicada en 4.1 .

R = factor de reducción que se establece en 5.7;

T^* = período del modo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis.

En ningún caso el valor de C será menor que $A_o/6g$.

El valor de C no necesita ser mayor que el indicado en Tabla 6.4.

Tabla 6.4 . Valores máximos del coeficiente sísmico C

R	C_{max}
2	0,90 SA_o/g
3	0,60 SA_o/g
4	0,55 SA_o/g
5.5	0,40 SA_o/g
6	0,35 SA_o/g
7	0,35 SA_o/g

En el caso de edificios estructurados para resistir las solicitaciones sísmicas mediante muros de hormigón armado, o una combinación formada por muros y pórticos de hormigón armado y paños de albañilería confinada, el valor máximo del coeficiente sísmico obtenido de Tabla 6.4 se puede reducir multiplicándolo por el factor f determinado por la expresión:

$$f = 1,25 - 0,5q(0,5 \leq q \leq 1,0)$$

donde q es el menor de los valores obtenidos por el cálculo del cociente del esfuerzo de corte tomado por los muros de hormigón armado dividido por el esfuerzo de corte total en cada uno de los niveles de la mitad inferior del edificio, en una y otra de las direcciones de análisis.

Para estructuras de no más de 5 pisos las fuerzas sísmicas horizontales se pueden calcular por la expresión:

$$F_k = \frac{A_k P_k}{\sum_{j=1}^N A_j P_j} Q_o$$

en que:

$$A_k = \sqrt{1 - \frac{Z_{k-1}}{h}} - \sqrt{1 - \frac{Z_k}{h}}$$

Para estructuras de más de 5 pisos pero de menos de 16 pisos, se puede usar el sistema de fuerzas definido por las expresiones anteriores o cualquier otro sistema de fuerzas horizontales, siempre que se satisfagan las condiciones (i) e (ii) especificados anteriormente.

Las fuerzas se deben aplicar independientemente en cada una de las dos direcciones de análisis, todas en el mismo sentido.

Los edificios de dos o más pisos sin diafragma rígido en el nivel superior se pueden analizar suponiendo la existencia de un diafragma rígido en dicho nivel. Sin embargo, para el diseño del piso sin diafragma, cada elemento resistente al sismo se debe calcular aplicando una aceleración horizontal igual a $1,20F_N g/P_N$ a la masa que tributa sobre él.

En particular, se debe verificar que la magnitud de los desplazamientos horizontales perpendiculares al plano resistente, obtenidos del análisis anterior, satisfagan los controles.

Para determinar el esfuerzo de corte basal de los edificios de un piso que tienen diafragma rígido en el nivel superior, se puede usar un coeficiente sísmico igual al 80%.

Análisis por torsión accidental

Los resultados del análisis hecho para las fuerzas estáticas aplicadas en cada una de las direcciones de acción sísmica, se deben combinar con los del análisis por torsión accidental.

Para este efecto, se deben aplicar momentos de torsión en cada nivel, calculados como el producto de las fuerzas estáticas que actúan en ese nivel por una excentricidad accidental dada por:

$$\pm 0,10b_{ky} Z_k/h \text{ para el sismo según X;}$$

$$\pm 0,10b_{kx} Z_k/h \text{ para el sismo según Y;}$$

Se debe tomar igual signo para las excentricidades en cada nivel, de modo que en general, es necesario considerar dos casos para cada dirección de análisis.

* **Análisis modal espectral**

Este método se puede aplicar a las estructuras que presenten modos normales de vibración clásicos, con amortiguamientos modales del orden de 5% del amortiguamiento crítico.

Una vez determinados los períodos naturales y modos de vibrar, las masas equivalentes para cada modo n están dadas por las siguientes expresiones:

$$M_{nx} = \frac{L_{nx}^2}{M_n} \quad M_{ny} = \frac{L_{ny}^2}{M_n} \quad M_{n\theta} = \frac{L_{n\theta}^2}{M_n}$$

en que:

$$L_{nx} = \{\phi_n\}^T [M] \{r_x\}$$

$$L_{ny} = \{\phi_n\}^T [M] \{r_y\}$$

$$L_{n\theta} = \{\phi_n\}^T [M] \{r_\theta\}$$

$$M_n = \{\phi_n\}^T [M] \{\phi_n\}$$

Se debe incluir en el análisis todos los modos normales ordenados según valores crecientes de las frecuencias propias, que sean necesarios para que la suma de las masas equivalentes para cada una de las dos acciones sísmicas sea mayor o igual a un 90% de la masa total.

Análisis por torsión accidental

El efecto de la torsión accidental se debe considerar en cualquiera de las dos formas alternativas siguientes:

- a) desplazando transversalmente la ubicación de los centros de masas del modelo en $\pm 0,05 b_{ky}$ para el sismo de dirección X, y en $\pm 0,05 b_{kx}$ para el sismo de dirección Y. Se debe tomar igual signo para los desplazamientos en cada nivel k , de modo que en general, es necesario considerar dos modelos en cada dirección de análisis, además del modelo con los centros de masas en su ubicación natural;
- b) aplicando momentos de torsión estáticos en cada nivel, calculados como el producto de la variación del esfuerzo de corte combinado en ese nivel, por una excentricidad accidental dada por:

$$\pm O, lb_{ky}Z_k/h \text{ para el sismo según X; } \pm O, lb_{kx}Z_k/h \text{ para el sismo según Y;}$$

Se debe tomar igual signo para las excentricidades en cada nivel, de modo que en general, es necesario considerar dos casos para cada dirección de análisis. Los resultados de estos análisis se deben sumar a los de los análisis modales espectrales que resultan de considerar el sismo actuando según la dirección X o Y de la planta, del modelo con los centros de masas en su ubicación natural.

Espectro de diseño

El espectro de diseño que determina la resistencia sísmica de la estructura está definido por:

$$S_a = \frac{IA_o\alpha}{R^*}$$

los parámetros y/o variables están definidas en el ítem anterior.

Superposición modal

Los desplazamientos y rotaciones de los diafragmas horizontales y las solicitaciones de cada elemento estructural se deben calcular para cada una de las direcciones de acción sísmica, superponiendo las contribuciones de cada uno de los modos de vibrar.

La superposición de los valores máximos modales se debe hacer mediante la expresión:

$$X = \sqrt{\sum_i \sum_j \rho_{ij} X_i X_j}$$

en que las sumas \sum_i y \sum_j son sobre todos los modos considerados; los coeficientes de acoplamiento modal ρ_{ij} se deben determinar por uno de los métodos alternativos siguientes:

- a) El método CQC.

$$\rho_{ij} = \frac{8\xi^2 r^{3/2}}{(1+r)(1-r)^2 + 4\xi^2 r(1+r)}$$

en que:

$$r = \frac{T_i}{T_j}$$

ξ = razón de amortiguamiento, uniforme para todos los modos de vibrar, que se debe tomar igual a 0,05.

- b) El método CQC con ruido blanco filtrado por un suelo de característica T_o .

$$\rho_{ij} = \rho^* \text{ si } T_i/T_o \geq 1.35$$

$$\rho_{ij} = 1 - 0.22(1 - \rho^*) [\log(T_i/T_o) + 2]^2 \text{ si } T_i/T_o < 1.35$$

en que ρ^* está dado por:

$$\rho^* = 0 \text{ si } T_i/T_j \geq 1.25$$

$$\rho^* = 1 + 4(1 - T_i/T_j) \text{ si } T_i/T_j < 1.25$$

en las expresiones anteriores se debe tomar $T_i > T_j$.

Limitaciones del esfuerzo de corte basal

Si la componente del esfuerzo de corte basal en la dirección de la acción sísmica resulta menor que, $IA_oP/6g$ los desplazamientos y rotaciones de los diafragmas horizontales y las solicitaciones de los elementos estructurales se deben multiplicar por un factor de manera que dicho esfuerzo de corte alcance el valor señalado, como mínimo.

La componente del esfuerzo de corte basal en la dirección de la acción sísmica no necesita ser mayor que $IC_{max}P$, en que C_{max} se determina de la tabla 6.4. En caso que dicha componente sea mayor que la cantidad anterior, las solicitaciones de los elementos estructurales se pueden multiplicar por un factor de modo que dicho esfuerzo de corte no sobrepase el valor $IC_{max}P$. Esta disposición no rige para el cálculo de los desplazamientos y rotaciones de los diafragmas horizontales de piso.

En el diseño de los elementos estructurales se debe considerar que los esfuerzos internos y los desplazamientos no satisfacen las condiciones de equilibrio y de compatibilidad, cuando ellos se obtienen usando el método de Análisis Modal Espectral. El proyectista debe considerar este hecho en el diseño sismorresistente, de modo de asegurar que el diseño quede por el lado de la seguridad.

4.1.4.11. Control de desplazamientos

Los desplazamientos horizontales y rotaciones de los diafragmas de piso se deben calcular para las acciones sísmicas de diseño estipuladas en cláusula 6, incluyendo el efecto de la torsión accidental.

desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos, medido en el centro de masas en cada una de las direcciones de análisis, no debe ser mayor que la altura de entrepiso multiplicada por 0,002.

El desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos, medido en cualquier punto de la planta en cada una de las direcciones de análisis, no debe exceder en más de 0,001 h al desplazamiento relativo correspondiente medido en el centro de masas, en que h es la altura de entrepiso.

En pisos sin diafragma rígido, el valor máximo del desplazamiento transversal de entrepiso de las cadenas, producido por solicitaciones que actúan perpendicularmente al plano del muro sobre el que se ubica la cadena, debe ser igual o menor que la altura de entrepiso multiplicada por 0,002.

Capítulo 5

ANÁLISIS COMPARATIVO

En todos los códigos estudiados los principios para el cálculo de la respuesta estructural son los mismos, aunque no todos utilizan los mismos parámetros para aplicar cada uno de estos conceptos.

5.1. Matriz de Comparación

La matriz de comparación es una herramienta gráfica que muestra la conexión o relación entre ideas, muestras, problemas, causas y procesos, métodos y objetivos y, en general, entre conjuntos de datos, en la forma de una tabla (matriz).

Nos permite analizar y clasificar sistemáticamente la presencia e intensidad de las relaciones entre los conjuntos de elementos, la matriz de comparación se puede realizar bajo distintas modalidades, para comparar más de dos listas de factores o elementos.

Para continuar con la investigación se elaboro la matriz de comparación de datos que se muestra en la tabla 5.2:

Tabla 5.1: Matriz de Comparación

Matriz de Comparación					
ANÁLISIS COMPARATIVO DE LAS NORMAS DE DISEÑO SISMO-RESISTENTE EN LOS PAÍSES LATINOAMERICANOS COLINDANTES AL CINTURÓN DE FUEGO					
Aspectos	Normativas	NSR-10, Título A ¹	NEC-11 Cap. 2 ²	E.030 ³	Nch 433.0f1996 ⁴
Filosofía					
Zonificación					
Uso					
Peso de edificación					
Nivel de desempeño					
Configuración estructural					
Sistemas estructurales					
Factor de reducción sísmica					
Espectro de respuesta					
Tipos de análisis					
Controles					

1. Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10 Título A - Requisitos generales de diseño y construcción sismo resistente.
2. Norma Ecuatoriana De La Construcción NEC-11 CAPÍTULO 2 Peligro sísmico y requisitos de diseño sismo resistente .
3. Norma técnica Peruana E.030 diseño sismo resistente.
4. Norma Chilena Oficial NCh 433.0f1996 Modificada en 2009 Diseño sísmico de edificios .

5.2. Filosofía de diseño

Es importante tener presente la filosofía adoptada en el diseño sismorresistente de la gran mayoría de las edificaciones y obras de ingeniería existentes en áreas urbanas.

La filosofía de diseño aceptada por prácticamente todos los países sísmicos del mundo establece, por una parte, que los edificios deben diseñarse de modo que no sufran daños de ninguna especie durante los eventos sísmicos que ocurren frecuentemente, esto es, varias veces durante el período de vida útil (50 a 70 años) del edificio. Pero por otra parte, establece que las estructuras pueden sufrir daños, e incluso tener que demolerse con posterioridad al sismo, ante la eventualidad del sismo más severo que se puede esperar en un determinado lugar, siempre y cuando se garantice que la estructura no colapsará durante la ocurrencia de este sismo severo. La justificación de esta filosofía radica en el elevado costo que significaría diseñar las estructuras para impedir la ocurrencia de daños durante el sismo de gran severidad, unido al hecho de la muy baja probabilidad de ocurrencia de tal evento sísmico. Esta filosofía, de aplicarse adecuadamente en un determinado país, garantiza la preservación de las vidas humanas frente a cualquiera circunstancia, junto con optimizar el uso de los recursos económicos de la sociedad.

Tabla 5.2: Matriz de Comparación - Filosofías

Matriz de Comparación				
ANÁLISIS COMPARATIVO DE LAS NORMAS DE DISEÑO SISMO-RESISTENTE EN LOS PAÍSES LATINOAMERICANOS COLINDANTES AL CINTURÓN DE FUEGO				
Aspectos \ Normativa	NSR-10, Título A	NEC-11 Cap.2	E.030	Nch 433.0f1996
Filosofía	Dúctil	Dúctil	Dúctil	Dúctil

5.3. Zonificación sísmica

Las definiciones de sismos leves, moderados y severos son variables, pero generalmente se relacionan con la vida útil de la estructura, la probabilidad de excedencia del sismo, su período de retorno, y el comportamiento estructural. En tal sentido en los códigos analizados el sismo de diseño tiene un período de retorno de 475 años, correspondiente a una probabilidad de excedencia de 10% en 50 años de exposición, que es generalmente la vida útil de una edificación común.

El sismo de diseño es representado en los códigos por un factor que representa la aceleración pico efectiva en la base, asociada a las probabilidades descritas líneas atrás, y se obtiene de mapas de zonificación de cada país.

En la tabla 5.3 se muestran las diferentes zonificaciones de las normativas en estudio con sus respectivas aceleraciones expresadas en función de la gravedad, en la figura 5.1 se indica el mapa de zonificación sísmica de Colombia, Ecuador, Perú y Chile, que consta en las normativas, desde una perspectiva

mayor .

Nótese que a nivel de fronteras la aceleración varia de un país a otro. En el caso específico de la frontera de Perú con Chile, se tiene en Perú 0.4g y en Chile la aceleración varia entre 0.2g a 0.4g, algo similar se tiene en las fronteras. según [Aguir R.] [16] esto amerita que a futuro se piense en tener un solo mapa de zonificación sísmica en América Latina y una sola normativa sísmica.

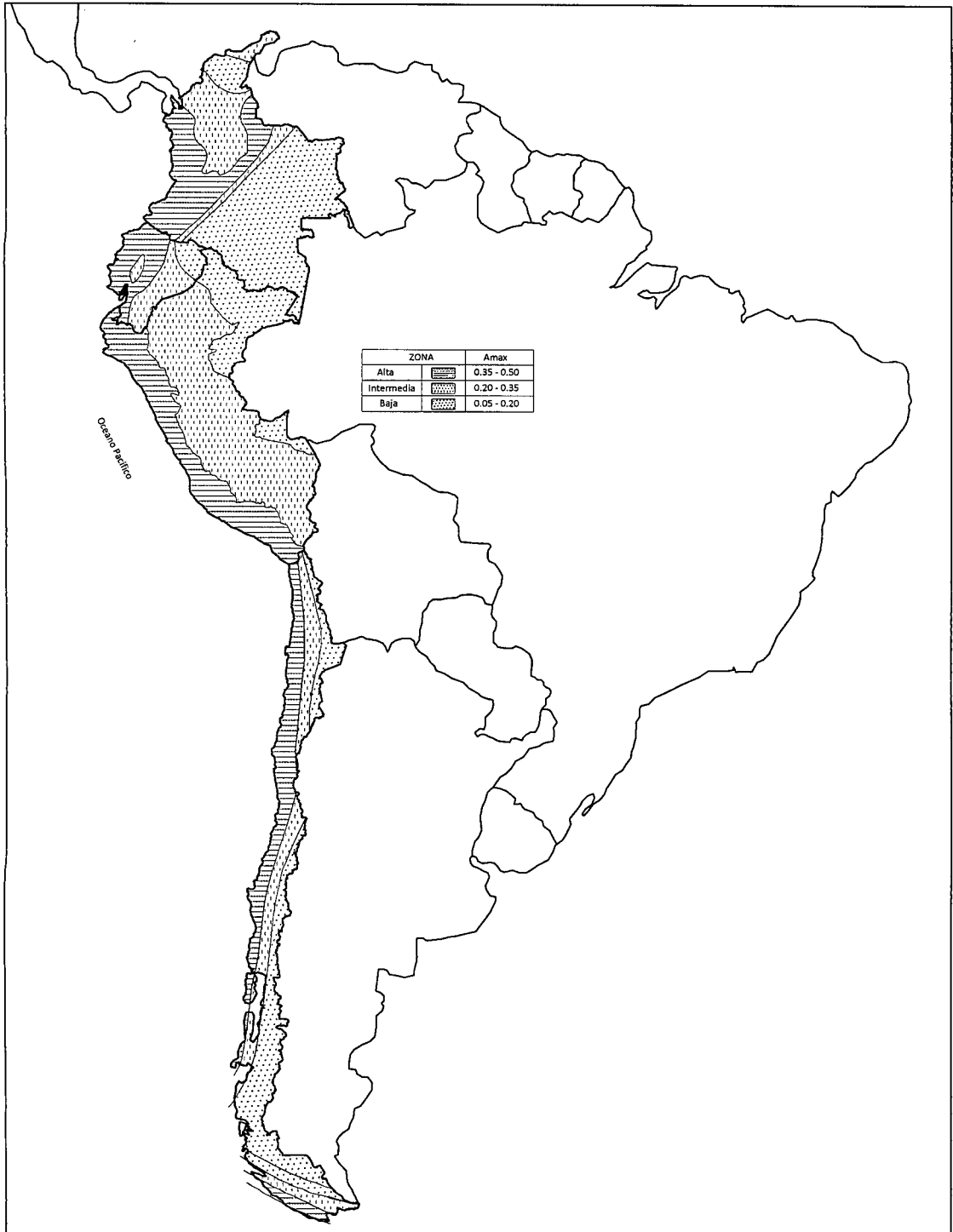


Figura 5.1: Zonificación sísmica en Colombia, Ecuador, Peru y Chile al 2015.

Tabla 5.3: Matriz de Comparación - Zonificación

Matriz de Comparación								
ANÁLISIS COMPARATIVO DE LAS NORMAS DE DISEÑO SISMO-RESISTENTE EN LOS PAÍSES LATINOAMERICANOS COLINDANTES AL CINTURÓN DE FUEGO								
Normativas	Nsr-10, Título A		NEC-11 Cap.2		E.030		Nch 433.0f1996	
Aspectos								
Zonificación								
-formula	Aa Av		Z		Z		Ao	
-Numero de zonas	10		6		3		3	
-Observaciones	Región N°	Aa o Av	Zona sísmica	Z	Zona sísmica	Z	Zona sísmica	A _o
	10	0.05	I	0.15	1	0.15	1	0.2
	9	0.10	II	0.25	2	0.3	2	0.3
	8	0.15	III	0.30	3	0.4	3	0.4
	7	0.20	IV	0.35				
	6	0.25	V	0.40				
	5	0.30	VI	≥ 0.5				
	4	0.35						
	3	0.40						
	2	0.45						
1	0.50							

5.4. Perfiles de Suelo

La geología del lugar y las características del suelo tienen una gran influencia en el movimiento del terreno, ya que la aceleración en la base rocosa del emplazamiento de una obra, se ve modificada al pasar por los estratos de suelo hasta llegar a la cimentación de la estructura. Esto se debe a que el suelo actúa como un filtro, de modo que ajusta algunas características de la onda a sus propiedades dinámicas, con efectos de amplificación o atenuación de los movimientos, en combinación con otros factores, como el espesor del suelo y las características de amplitud y frecuencia de los movimientos originales.

Para determinar la posible respuesta del terreno ante un sismo, primero deben determinarse las propiedades dinámicas de los diferentes tipos de suelos, como son el módulo de cortante y el amortiguamiento, los cuales están interrelacionados con la densidad, la velocidad de onda de corte, el módulo de Poisson, etc.

Los perfiles de suelo se clasifican tomando en cuentas estas consideraciones, adaptadas por cada normativa de acuerdo a su realidad, en la tabla 5.4 se muestra los diferentes perfiles de suelo de las normativas en estudio.

En los códigos de diseño sísmico **Nsr-10** y **NEC-11 Cap.2**, se establecen parámetros adicionales que dependen del tipo de suelo, como por ejemplo, los períodos que limitan la plataforma horizontal del espectro de aceleraciones, en algunos casos con un período mayor que cero por la izquierda, lo que hace que para períodos cortos el espectro tenga una rama con cierta pendiente hasta alcanzar la plataforma horizontal.

En la norma **E.030** la influencia del suelo en el movimiento sísmico está representada por el Factor de Suelo **S**, el cual es mayor conforme el suelo se hace más blando. Por lo tanto la aceleración máxima que recibe una estructura en su base será el producto **ZS**.

Por otro lado, el código sísmico de Chile presenta un espectro que no posee plataforma horizontal para la aceleración máxima, sino que este alcanza un valor máximo de aceleración únicamente en el instante T_0 , cuyo valor depende del tipo de suelo.

Tabla 5.4: Matriz de Comparación - Perfiles de Suelo

Matriz de Comparación								
ANÁLISIS COMPARATIVO DE LAS NORMAS DE DISEÑO SISMO-RESISTENTE EN LOS PAÍSES LATINOAMERICANOS COLINDANTES AL CINTURÓN DE FUEGO								
Aspectos	Nsr-10, Titulo A		NEC-11 Cap.2		E.030		Nch 433.0f1996	
Perfiles de Suelo								
-formula	-		-		-		-	
-Numero de perfiles	6		6		4		4	
-Observaciones	Tipo de perfil	Descripción	Tipo de perfil	Descripción	Tipo de perfil	Descripción	Tipo de perfil	Descripción
	A	Peril de roca competente	A	Peril de roca competente	S1	Roca o suelos muy rígidos	I	Roca, Material natural
	B	Perfil de roca de rigidez media	B	Perfil de roca de rigidez media	S2	Suelos intermedios	II	Grava densa, arena densa, suelo cohesivo duro, etc
	C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda	C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda	S3	Suelos flexibles o con estratos de gran espesor	III	Arena permanentemente no saturada, grava o arena no saturada, suelo cohesivo
	D	Perfiles de suelos rígidos	D	Perfiles de suelos rígidos	S4	Condiciones excepcionales	IV	Suelo cohesivo saturado
	E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante $180 \text{ m/s} > v_s$	E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante $180 \text{ m/s} > v_s$				
	F	requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista	F	requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista				

5.5. Usos

Los hospitales, departamentos de bomberos, centros de comunicación, plantas de agua, instalaciones eléctricas, centros de comunicación, instalaciones de energía, instalaciones militares, aeropuertos importantes, etc., deben tener una función continua, de aquí nace la definición de clasificación por importancia de una edificación, para la cual la edificación debe estar en condiciones de servicio después de ocurrido un evento sísmico.

Asimismo se clasifican las edificaciones con el fin de establecer los procedimientos mínimos de análisis, así como para determinar los coeficientes de modificación de respuesta.

En la tabla 5.5 se muestran los diferentes usos para cada normativa en estudio, es apreciable que para estructuras del mismo uso estos son bastante parecidos, presentando diferencias menores, en la mayoría de los casos el valor del Factor de Uso, varía entre 1 para edificaciones comunes, a 1.5 para edificaciones de seguridad crítica, aunque en el caso de la norma **Nch 433.0f1996** toma valores menores de 1 para estructuras o construcciones provisionales, y para edificaciones de seguridad crítica toma el valor máximo de 1.2 para el coeficiente de importancia.

De lo anterior según [Aguiar R.] [17] el valor de la aceleración máxima del terreno esta obtenida para un periodo de retorno de 475 años con una probabilidad de excedencia del 10% esto si se considera para un coeficiente de importancia igual a 1, si se considera el coeficiente de importancia igual a 1.5 en este caso la probabilidad de excedencia esta al rededor del 2% que es una cantidad muy baja considerando el periodo de retorno, es importante que se tenga muy en cuenta que si se trabaja con un coeficiente de importancia igual a 1.5 se está incrementando las fuerzas sísmicas en 50% cantidad que es demasiado alta y debido a esto es que se tiene una probabilidad de excedencia muy baja. Por lo tanto, recomienda que para edificaciones de seguridad crítica se calcule con un factor de importancia 1.3, cabe resaltar que esto lo recomienda para la norma **NEC-11 Cap.2** sin embargo, dado los mismos principios para el calculo de las aceleraciones máximas del suelo en las normativas en estudio, es valida la recomendación.

Las normativas consideran un Factor de Uso o Importancia que modifica el espectro de acuerdo con el grupo de uso en que se encuentre la edificación. Así se le otorga un nivel de desempeño más confiable a la estructura, asumiendo que esto se consigue reduciendo las demandas de ductilidad del sistema para sismos raros o muy raros, o limitando el inicio del comportamiento inelástico para sismos moderados u ocasionales.

En general, cuánto más importante sea el uso para el cual está destinada la estructura, tanto mayor será el valor de este coeficiente, aumentando así su resistencia.

Tabla 5.5: Matriz de Comparación - Usos

Matriz de Comparación								
ANÁLISIS COMPARATIVO DE LAS NORMAS DE DISEÑO SISMO-RESISTENTE EN LOS PAÍSES LATINOAMERICANOS COLINDANTES AL CINTURÓN DE FUEGO								
Aspectos \ Normativas	Nsr-10, Título A		NEC-11 Cap.2		E.030		Nch 433.0f1996	
Usos								
-formula	I		I		U		I	
-Numero de Usos	4		3		4		4	
-Observaciones	Grupo de Uso	Coficiente de Importancia I	Categoría	Factor I	Categoría	Factor U	Categoría de edificación	coeficiente, I
	IV Edificaciones indispensables	1.50	Edificaciones esenciales y/o peligrosas	1.50	A Edificaciones Esenciales	1.5	IV	1.2
	III Edificaciones de atención a la comunidad	1.25	Estructuras de ocupación especial	1.30	B Edificaciones Importantes	1.3	III	1.2
	II Estructuras de ocupación especial	1.10	Otras estructuras	1.00	C Edificaciones Comunes	1.0	II	1.0
	I Estructuras de ocupación normal	1.00			D Edificaciones Menores	(*)	I	0.6

(*) En estas edificaciones, a criterio del proyectista, se podrá omitir el análisis por fuerzas sísmicas, pero deberá proveerse de la resistencia y rigidez adecuadas para acciones laterales.

5.6. **Peso de la Edificación**

El peso de la edificación, se calcula tomando el total de la carga permanente (carga muerta) mas un porcentaje de la sobrecarga de uso (carga viva) que varia de un 25% a un 50% dependiendo de las condiciones y usos que se tenga, esta reducción es debido a que en las normativas en el apartado de cargas, estas consideran las cargas máximas que se esperan que ocurra en la edificación, esta circunstancia sumada a la probabilidad de ocurrencia de un sismo son mínimas, por ende no es técnicamente recomendable utilizar el 100% de la sobrecarga por uso, este aspecto es tomado por cada país para establece sus criterios de asignación para el diseño sísmico.

En la tabla 5.6 se muestran los criterios abordados en las normativas en estudio, pudiéndose apreciar similitudes entre ellas.

En la normativa colombiana **Nsr-10, Título A**, considera el total de carga permanente y solo en el caso de las bodegas y depósitos considera un 25% de la carga viva, para los demás casos no se menciona un valor específico, esto se interpreta que para el análisis sísmico de la norma colombiana para el cálculo del peso de la edificación, solo se emplean las cargas permanentes a excepción de las bodegas y depósitos que si se les considera un 25%, sin considerar las demás cargas por ocupación o uso (carga viva). Las cargas por ocupación o uso son empleadas en el diseño estructural con las diferentes combinaciones que se establecen en su norma de cargas sin intervenir en el peso de la edificación.

por otra parte la **NEC-11 Cap.2**, establece que para el peso reactivo se considere el total de la carga muerta mas un 25% de la carga viva de piso y para el caso de estructuras de bodegas y almacenes mas un 50% de la carga viva.

La norma peruana **E.030**, establece de una manera clara que para el peso de la edificación se considere la carga muerta al 100% mas un porcentaje de la carga viva que varia entre 25% y 50% de acuerdo a la categoría de la edificación, asimismo establece los porcentajes de participación de la carga viva para otros casos.

Chile con su norma **Nch 433.0f1996**, señala que para el cálculo del peso total de la estructura se debe considerar las cargas permanentes mas un porcentaje de la carga viva que varia de un 25% para edificaciones donde no es usual la aglomeración de personas, a un 50% donde la aglomeración es común, esta normativa deja la elección de porcentaje de la participación de la carga viva a criterio del diseñador con las especificaciones anteriores.

Tabla 5.6: Matriz de Comparación - Pesos de Edificación

Matriz de Comparación				
ANÁLISIS COMPARATIVO DE LAS NORMAS DE DISEÑO SISMO-RESISTENTE EN LOS PAÍSES LATINOAMERICANOS COLINDANTES AL CINTURÓN DE FUEGO				
Aspectos \ Normativas	Nsr-10, Titulo A	NEC-11 Cap.2	E.030	Nch 433.0f1996
Peso de la edificación				
-Denominación	Carga gravitacional o peso	Carga Sísmica Reactiva W	Peso de la Edificación	Peso de la Edificación
-Observaciones	100%(CM)+25%(CV)	100%(CM)+(25% @ 50%)(CV)	100%(CM)+(25% @ 50%)(CV)	100%(CM)+(25% @ 50%)(CV)
	La carga gravitatoria o peso M debe ser igual a la masa de la estructura más la masa de los elementos tales como muros divisorios y particiones, equipos permanentes, tanques y sus contenidos, etc. En depósitos y bodegas debe incluirse además un 25 por ciento de la masa que produce la carga viva.	La carga sísmica W representa la carga reactiva por sismo y es igual a la carga muerta total de la estructura más un 25% de la carga viva de piso. En el caso de estructuras de bodegas o de almacenaje, W se calcula como la carga muerta más un 50% de la carga viva de piso.	<p>a. En edificaciones de las categorías A y B, se tomará el 50% de la carga viva.</p> <p>b. En edificaciones de la categoría C, se tomará el 25% de la carga viva.</p> <p>c. En depósitos, el 80% del peso total que es posible almacenar.</p> <p>d. En azoteas y techos en general se tomará el 25% de la carga viva.</p> <p>e. En estructuras de tanques, silos y estructuras similares se considerará el 100% de la carga que puede contener.</p>	Para el cálculo de las masas se deben considerar las cargas permanentes más un porcentaje de la sobrecarga de uso, que no puede ser inferior a 25% en construcciones destinadas a la habitación privada o al uso público donde no es usual la aglomeración de personas o cosas, ni a un 50% en construcciones en que es usual esa aglomeración.

CM: Carga Muerta

CV: Carga Viva

5.7. Configuración Estructural

Se dice que una edificación es sismo-resistente aquella que cuando se diseña y construye con una adecuada configuración estructural, con componentes de dimensiones apropiadas y con materiales de proporción y resistencia suficientes para soportar la acción de las fuerzas causadas por sismos frecuentes.

La experiencia ha demostrado que la configuración de la edificación y su estructuración juegan un papel muy importante en el diseño a solicitaciones sísmicas intensas. Los estudios analíticos confirman las observaciones de campo según las cuales, edificaciones irregulares dan lugar a elevadas demandas localizadas de resistencia y/o ductilidad; esto conduce a una respuesta inadecuada, a menudo de consecuencias catastróficas, ya que la estructura portante no alcanza a desarrollar íntegramente su capacidad portante. Se recomienda simplicidad de las estructuras así como la simetría para lograr mejores resultados, en este caso lo simple genera mejores resultados.

Las estructuras de acuerdo a la configuración estructural se clasifican como irregulares o regulares, según se tenga o no algún tipo de irregularidad en elevación o en planta. Los tipos de irregularidades que podemos encontrar en elevación son piso blando, irregularidad en masa, irregularidad geométrica vertical, discontinuidad en los sistemas resistentes, etc. Mientras que en planta encontramos irregularidades del tipo torsional, esquinas entrantes, discontinuidad del diafragma, entre otras.

Las normativas en este sentido castigan a las irregularidades de la estructura con factores que afectan al coeficiente de reducción sísmica, a excepción de la norma **Nch 433.0f1996**, la norma colombiana **Nsr-10, Título A** castiga con 3 factores que dependen de la configuración en planta, elevación y ausencia de redundancia, en cambio la norma ecuatoriana **NEC-11 Cap.2** castiga las irregularidades con 2 factores que dependen de la configuración en planta y elevación, por otra parte la norma peruana **E.030** castiga con cifras determinadas para estructuras consideradas como irregulares se considera un factor 0.75 y para regulares este factor es 1, para la norma chilena **Nch 433.0f1996** estos factores no son considerados, pero se mencionan algunas recomendaciones para la configuración estructural.

Tabla 5.7: Matriz de Comparación Configuración Estructural

Matriz de Comparación				
ANÁLISIS COMPARATIVO DE LAS NORMAS DE DISEÑO SISMO-RESISTENTE EN LOS PAÍSES LATINOAMERICANOS COLINDANTES AL CINTURÓN DE FUEGO				
Aspectos \ Normativas	Nsr-10, Titulo A	NEC-11 Cap.2	E.030	Nch 433.0f1996
Configuración Estructural				
-Factores de Reducción	$\phi_p \phi_a \phi_r$	$\Phi_P \Phi_E$	-	-
-Observaciones	<ul style="list-style-type: none"> - Configuración en planta ϕ_p - Configuración en la altura ϕ_a - Ausencia de redundancia en el sistema estructural de resistencia sísmica ϕ_r 	<ul style="list-style-type: none"> - Coeficiente De Configuración Estructural En Planta Φ_P - Coeficiente De Configuración Estructural En Elevación Φ_E 	<ul style="list-style-type: none"> - Estructuras Regulares = 1.0 - Estructuras Irregulares = 0.75 	

5.8. Sistemas Estructurales

Un sistema estructural deriva su carácter único de cierto número de consideraciones tales como funciones estructurales resistentes a la compresión, resistencia a la tensión; para cubrir claros horizontales, verticalmente; en voladizo u horizontal, la forma geométrica u orientación, los materiales de los elementos, la forma y unión de los elementos, la forma de apoyo de la estructura, las condiciones específicas de carga, las consideraciones de usos impuestas, las propiedades de los materiales, etc. y la necesidad de funciones especiales como desarmar o mover.

Debe darse prioridad a la concepción de un sistema estructural integral, con configuración sencilla; es decir, estructuras regulares, preferiblemente hiperestáticas, con detalles constructivos adecuados y cimentaciones seguras.

En la tabla 5.8 se muestran los sistemas estructurales considerados en las normativas en estudio, la normativa colombiana **Nsr-10, Título A** reconocen cuatro tipos generales de sistemas estructurales de resistencia sísmica. Cada uno de ellos se subdivide según los tipos de elementos verticales utilizados para resistir las fuerzas sísmicas y el grado de capacidad de disipación de energía del material estructural empleado, en la norma ecuatoriana **NEC-11 Cap.2** se aprecian 2 grupos de sistemas estructurales clasificados de acuerdo a la ductilidad: los sistemas estructurales dúctiles y los sistemas estructurales de ductilidad limitada, la norma peruana **E.030**, clasifica los sistemas estructurales según los materiales usados y el sistema de estructuración sismorresistente predominante en cada dirección y la norma chilena **Nch 433.0f1996** hace una clasificación un tanto general agrupándolos en 3 grupos como se muestra en la matriz de comparación.

Tabla 5.8: Matriz de Comparación - Sistemas Estructurales

Matriz de Comparación					
ANÁLISIS COMPARATIVO DE LAS NORMAS DE DISEÑO SISMO-RESISTENTE EN LOS PAÍSES LATINOAMERICANOS COLINDANTES AL CINTURÓN DE FUEGO					
Aspectos	Normativas	Nsr-10, Titulo A	NEC-11 Cap.2	E.030	Nch 433.0f1996
Sistemas Estructurales					
-Observaciones	-Sistema de muros de carga. -Sistema combinado. -Sistema de portico. -Sistema dual.	a) Sistemas Estructurales Dúctiles. -Sistemas Duales. -Porticos resistentes a momentos. -Otros sistemas estructurales para edificaciones. b) Sistemas Estructurales de Ductilidad Limitada. -Porticos resistentes a momento. -Muros estructurales portantes	*Acero: -Porticos dúctiles con uniones resistentes a momentos. *Otras estructuras de acero: -Arriostres Excéntricos. -Arriostres en Cruz. *Concreto Armado: -Portico -Dual -De muros estructurales. -Muros de ductilidad limitada. *Albañilería Armada o Con nada. *Madera (Por esfuerzos admisibles)	1. Sistemas de muros y otros sistemas arriostrados. 2. Sistemas de porticos. 3. Sistemas mixtos.	

5.9. Factor De Reducción Sísmica

Si un sistema estructural se somete a la acción sísmica, en un tiempo determinado la fuerza inercial sobre la masa será máxima para un amortiguamiento específico. Si este sistema estructural responde inelásticamente, la carga será inferior que la elástica para la misma acción sísmica; esto es en cierta manera una reducción en la fuerza sísmica cuando una estructura incursiona en rango no lineal.

Una de las debilidades de la mayor parte de normativas sísmicas es que no indican como se debe evaluar el factor de reducción de las fuerzas sísmicas R , en parte se debe a que este es un tema que está actualmente en investigación, a pesar de que se ha venido trabajando desde hace unos 30 años, pero esto es una razón más para ser cautelosos en la selección del valor de reducción de las fuerzas sísmicas. [Aguiar R.] [?]

Algunas normativas presentan este valor para diferentes tipologías estructurales y responden más al criterio de expertos basados en un comportamiento cualitativo de las estructuras, pero no indican como se debe evaluar este factor.

Según [Aguiar R.] [17] dos debilidades presentan la mayor parte de normativas en cuanto al factor R y son las siguientes:

- El factor R depende del período de vibración de la estructura pero muy pocas normas consideran esta variable y dan un solo valor de R al margen del período.
- Por otra parte, el factor R depende del tipo de suelo, entre otros. De tal forma que se debería especificar el factor R y el tipo de suelo.

En la tabla 5.9 se muestran los factores de reducción sísmica considerados en las normativas en estudio, las normativas **Nsr-10, Título A, NEC-11 Cap.2** y la **E.030** especifican valores similares, en cambio la normativa de Chile **Nch 433.0f1996** se aprecia valores muy altos, sin embargo la deriva de piso máxima permitida es 0.1% y es deriva elástica, no obstante es un valor bastante bajo. De tal manera que mientras más bajo es la deriva de piso máxima permitida mayor es el factor R , cabe resaltar que en esta normativa se trabajan con dos tipos de factores de reducción sísmica RR_o , la primera empleada solo para el análisis estático, mientras la segunda es empleada para el análisis dinámico, pero no directamente, el factor de reducción final se calcula empleando la fórmula estipulada en la norma que esta en función de R_o , periodos de los modos y parámetros relativos al tipo de fundación.

Tabla 5.9: Matriz de Comparación - Factor De Reducción Sísmica

Matriz de Comparación									
ANÁLISIS COMPARATIVO DE LAS NORMAS DE DISEÑO SISMO-RESISTENTE EN LOS PAÍSES LATINOAMERICANOS COLINDANTES AL CINTURÓN DE FUEGO									
Normativas	Nsr-10, Titulo A		NEC-11 Cap.2		E.030		Nch 433.0f1996		
Aspectos									
Factor De Reducción Sísmica									
-Denominación	R_o		R		R		R, R_o		
-Observaciones	Sistema Estructural	R_o	Sistema Estructural	R	Sistema Estructural	R	Sistema Estructural	R	R_o
	A. SISTEMA DE MUROS DE CARGA		Sistemas Estructurales Dúctiles		Acero		Porticos		
	1. Paneles de cortante de madera	3.00	Sistemas Duales	6-7	Porticos dúctiles con uniones resistentes a momentos.	9.5	Acero estructural	4-7	5-11
	2. Muros estructurales	1.0-5.0	Porticos resistentes a momentos	6	Otras estructuras de acero:		Hormigón armado	7.0	11
	3. Porticos con diagonales	2.0-5.0	Otros sistemas estructurales para edificaciones	5	Arriostres Excéntricos.	6.5	Muros y sistemas arriostros		
	B. SISTEMA COMBINADO		Sistemas Estructurales de Ductilidad Limitada		Arriostres en Cruz.	6	Acero estructural	3-6	5-10
	1. Porticos de acero con diagonales excéntricas	5.0-7.0	Porticos resistentes a momentos	3	Concreto Armado.		Hormigón armado	7	11
	2. Muros estructurales	2.0-7.0	Muros estructurales portantes	1-3	Porticos.	8	Hormigón armado y albañilería confinada	4-6	4-9
	3. Porticos con diagonales concéntricas	3.0-7.0			Dual	7	Madera	5.5	7
	C. SISTEMA DE PORTICO RESISTENTE A MOMENTOS				De muros estructurales.	6	Albañilería con nada	4	4
	1. Porticos resistentes a momentos (DES)	6.0-7.0			Muros de ductilidad limitada.	4	Albañilería armada	3-4	3-4
	2. Porticos resistentes a momentos (DMO)	5.0			Albañilería Armada o Confinada.	3			
	3. Porticos resistentes a momentos (DMI)	1.5-6.0			Madera (Por esfuerzos admisibles)	7			
	4. Porticos losa-columna (incluye reticular celulado)	1.5-2.5							
	5. Estructuras de péndulo invertido	1.5-2.5							

5.10. Espectro de Diseño

El concepto de espectros, en sus distintas modalidades, es una herramienta de gran utilidad en la ingeniería sísmica, ya sea para comprender y evaluar el efecto de los terremotos sobre las construcciones como así también para estimar la demanda sísmica en el diseño de estructuras. Es por ello que resulta de sumamente importante para el ingeniero estructural comprender la teoría que lo fundamenta, la metodología para su obtención, el campo de validez y la forma práctica de empleo.

Para el espectro de aceleraciones se seleccionan registros sísmicos de una determinada región, que se encuentren registrados sobre el mismo tipo de suelo ya que se ha visto que un mismo sismo puede tener diferentes registros en suelo duro y en suelo blando a pesar de que los dos sitios están muy cercano, es preferible que los registros con los cuales se obtengan los espectros sean de eventos con magnitudes mayores a cuatro o en su defecto que tengan aceleraciones máximas superiores al 10% de la aceleración de la gravedad.

A partir de los parámetros seleccionados, mencionados anteriormente, se construyeron los espectros de aceleraciones correspondientes a cada uno de los códigos que son objeto del presente estudio, cuyas ecuaciones se presentan en la Tabla 5.10, éstas fueron realizadas de acuerdo a las siguientes suposiciones:

- Comparar respuestas de aceleración lineal con una relación de amortiguamiento del 5%.
- Para una zona de mayor sismicidad de cada normativa con una aceleración máxima del suelo de 0.4g.
- Para una edificación de seguridad crítica de acuerdo a las normativas.
- Se considera para dos escenarios: para el suelo mas duro y/o firme y para el suelo mas critico.

Seleccionado los parámetros de acuerdo a las condiciones creadas anteriormente se construyen los espectros de aceleraciones elásticos y se realiza la comparación con las normativas en estudio.

5.10.1. Comparación de espectros para suelos duros y/o firmes

En la figura 6.3 se muestran los espectros de aceleraciones elásticos de las 4 normativas en estudio, correspondiente a suelos duros y/o firmes, la gráfica muestra en el eje de las ordenadas la aceleración espectral (S_a) expresada como fracción de la gravedad, y en el eje de abcisas el periodo (T) expresada en segundos.

En los códigos de diseño sísmico estudiados se establecen parámetros adicionales que dependen del tipo de suelo, como por ejemplo, los períodos que limitan la plataforma horizontal del espectro de aceleraciones, en algunos casos con un período mayor que cero por la izquierda, lo que hace que para períodos cortos el espectro tenga una rama con cierta pendiente hasta alcanzar la plataforma horizontal.

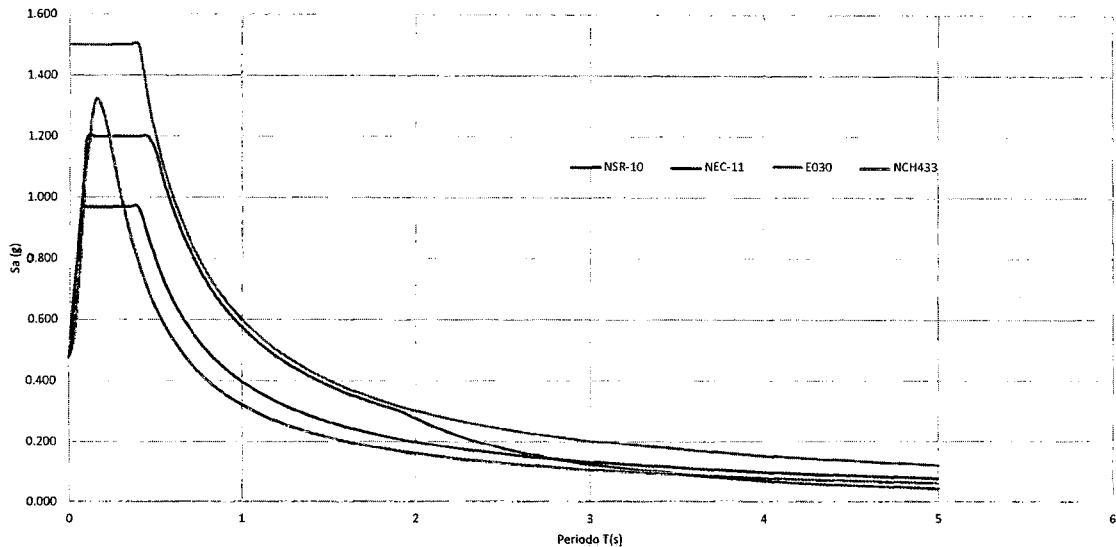


Figura 5.2: Espectros elásticos para suelos firmes.

Por otro lado, el código sísmico de Chile presenta un espectro que no posee plataforma horizontal para la aceleración máxima, sino que este alcanza un valor máximo de aceleración únicamente en el instante T_0 , cuyo valor depende del tipo de suelo.

De la gráfica, se observa que la norma **E030** presenta aceleraciones mayores que el resto de las normativas, para periodos cortos, intermedios y prolongados, siendo la envolvente de las demás normativas, esto implica que la norma peruana presenta mayores aceleraciones que el resto generando mayores fuerzas en el análisis estructural y mayores desplazamientos.

La norma chilena **NCH433**, presenta mayores aceleraciones para periodos cortos, por encima de las normativas colombiana y ecuatoriana, con un máximo de S_a para un periodo único T_0 establecido en la norma. Para periodos intermedios se aprecia una caída por debajo de las normas en estudio y para periodos largos es la norma colombiana quien decae por debajo de todas las normas en estudio.

Por otra parte en la normativa colombiana **NSR-10**, la aceleración espectral para periodos cortos se encuentra por debajo de las normativas peruana y chilena, para periodos intermedios se encuentra solo por debajo de la normativa peruana y para periodos largos presenta un tercer tramo que decae hasta llegar por debajo de todas las normativas en estudio.

Finalmente la normativa ecuatoriana **NEC-11**, presenta aceleraciones espectrales bajas con respecto a las demás normativas para periodos cortos, para periodos intermedios se encuentra por debajo de las normativas peruana y colombiana, y por encima de la normativa chilena y para periodos largos solo esta por debajo de la normativa peruana.

Desde una perspectiva general para periodos cortos la norma **E030** genera mayores aceleraciones

espectrales seguido por las normas **NCH433**, **NSR-10** y la **NEC-11**, para periodos intermedios la norma **E030** presenta mayores aceleraciones espectrales seguidos por la norma **NSR-10**, **NEC-11** y con una caída por debajo de todas las norma esta la **NCH433** y para periodos largos se aprecia que sigue siendo la norma **E030** con mayor aceleración seguido por la norma **NEC-11**, seguida por la **NCH433** y por ultimo con una caída en su cuarto tramo la **NSR-10**. Para las edificaciones comunes de uso habitacional se aprecia un aumento en la aceleración espectral de la norma **NCH433**, que para periodos cortos sobrepasa las aceleraciones espectrales de las normativas en estudio, esto nos da a entender que la norma **NCH433** es mas exigente para edificaciones comunes de uso habitación con periodos cortos.

5.10.2. Comparación de espectros para suelos críticos

En la figura 6.3 se muestran los espectros de aceleraciones elásticas de las 4 normativas en estudio, correspondiente a suelos críticos, la gráfica muestra en el eje de las ordenadas la aceleración espectral (S_a) expresada como fracción de la gravedad, y en el eje de abcisas el periodo (T) expresada en segundos.

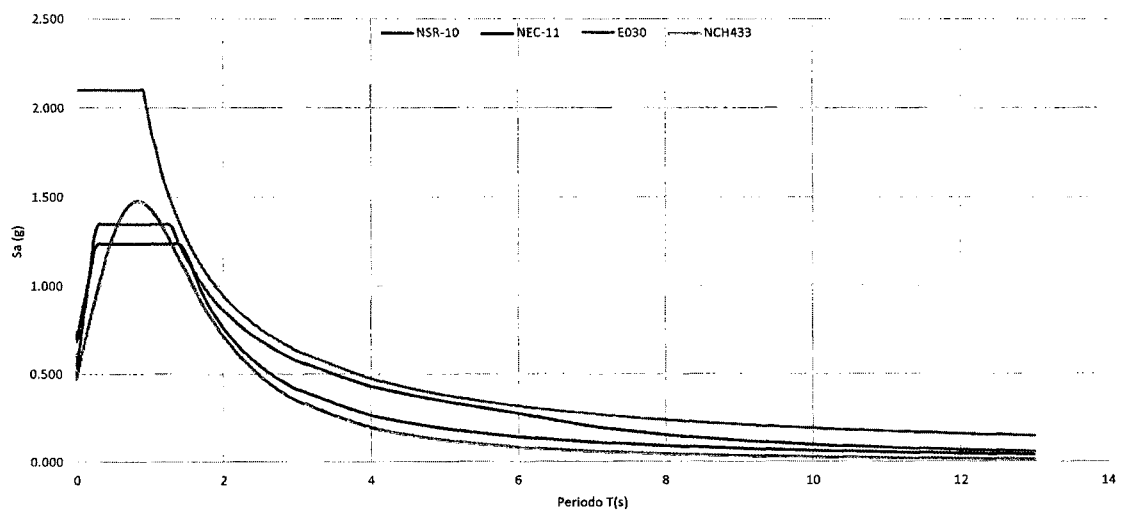


Figura 5.3: Espectros elásticos para suelos críticos.

De la gráfica se observa que la norma **E030** sigue manteniendo con las mayores aceleraciones espectrales siendo el mas conservador, por otra parte los espectros de aceleraciones de las demás normativa en estudio tienden a aproximarse en sus espectros, la norma **NSR-10** para periodos largos tiende a caer por debajo de las demás normativas en estudio.

Tabla 5.10: Matriz de Comparación - Espectros de Respuesta

Matriz de Comparación					
ANÁLISIS COMPARATIVO DE LAS NORMAS DE DISEÑO SISMO-RESISTENTE EN LOS PAÍSES LATINOAMERICANOS COLINDANTES AL CINTURÓN DE FUEGO					
Aspectos	Normativas	Nsr-10, Titulo A	NEC-11 Cap.2	E.030	Nch 433.0f1996
Espectros de Respuesta					
-Formula		$S_a = \frac{1.2A_v F_v I}{T}$	$S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_c}{T}\right)^r$	$S_a = \frac{ZUCS}{R} \cdot g$	$S_a = \frac{I A_o \alpha}{R^*}$
-Observaciones		A_v = Factor De acuerdo a la zonificación	η = Factor de acuerdo a la ubicación del proyecto	Z = Factor de zona	I = Coeficiente de Importancia
		F_v = Factor de acuerdo al peril de suelo.	Z = factor de zona	U = Factor de uso e importancia	A_o = Aceleración efectiva
		T = período de vibración del sistema elástico, en segundos.	F_aF_dF_s = Factor de acuerdo al peril de suelo.	C = Coeficiente de amplificación sísmica	α = Factor de ampliación
		I = coeficiente de importancia	$T_c = 0.55 \cdot F_s \cdot F_d / F_a$	S = Factor de suelo	R* = Factor de reducción
			r = Factor de acuerdo al tipo de suelo	R = Coeficiente de reducción de solicitaciones sísmicas	
			T = Periodo de vibración del sistema, en segundos		

5.11. Tipos de Análisis

Los tipos de análisis son establecidos por cada normativa en estudio de acuerdo a su realidad, en la tabla 5.11 se muestran los diferentes análisis propuestos por cada normativa en estudio.

Todas las normativas en estudio exigen un análisis estático, este método representa las solicitaciones sísmicas mediante un conjunto de fuerzas horizontales actuando en los centros de masas de cada piso, en dos direcciones ortogonales. Estas fuerzas se obtienen distribuyendo en cada nivel, la fuerza cortante en la base de la estructura, calculada a partir de los parámetros definidos anteriormente. En este análisis no es necesario el cálculo del período fundamental de vibración de una manera precisa, ya que los códigos establecen fórmulas aproximadas para la estimación del mismo. Cabe señalar que los reglamentos limitan el uso de este procedimiento de cálculo, a estructuras de poca altura y sin irregularidades en planta y/o elevación.

Cada país en sus normas establecen límites para el uso del análisis estático, los cuales se muestran en la tabla 5.12, siendo la norma chilena NCH433 quien cuenta con una mejor distribución y selección para aplicación para este método, ya que para su selección esta relacionada con la zona, importancia, altura y características adicionales propias de la estructura, este tipo de clasificación hace que para una misma estructura se use el análisis estático de acuerdo a la zona, mientras sea una zona de baja sismicidad y reúna ciertas características se podrá usar este método y si la zona es de alta sismicidad este método estará restringido dando lugar a los análisis dinámicos, esto es importante destacar ya que la complejidad del análisis debe estar en relación a la sismicidad de la zona. Luego esta la norma colombiana NSR-10 que también tiene restricciones de acuerdo a la zona, importancia, altura y características de la estructuras, también se destaca esta norma por tener una relación intrínseca con la zona y estructura, a continuación esta la norma peruana E030 que solo limita a las estructuras de acuerdo a la regularidad, altura y sistema estructural y por último esta la norma ecuatoriana NEC-11 que solo restringe de acuerdo a su regularidad, en este último el análisis estático tiene más libertad que en las demás normas.

Entre los análisis dinámicos los códigos permiten el Análisis Modal Espectral, y el Análisis Tiempo - Historia, a excepción de la normativa chilena, para cualquier edificación. El primero de ellos es el más utilizado y consiste en la aplicación de las fuerzas sísmicas a la estructura, deducidas en base a un espectro de aceleraciones. Este método implica el uso simultáneo de modos de vibrar, pero en la mayoría de códigos se establece como requisito que se considere al menos un número de modos, tal que se garantice que el 90% de la masas efectivas de la estructura participen en el cálculo de la respuesta, para cada dirección horizontal principal. La respuesta hallada para cada modo, debe ser combinada luego por algún criterio de combinación, como por ejemplo la combinación cuadrática completa (CQC)

Tabla 5.11: Matriz de Comparación - Tipos de Análisis

Matriz de Comparación				
ANÁLISIS COMPARATIVO DE LAS NORMAS DE DISEÑO SISMO-RESISTENTE EN LOS PAÍSES LATINOAMERICANOS COLINDANTES AL CINTURÓN DE FUEGO				
Aspectos \ Normativas	Nsr-10, Titulo A	NEC-11 Cap.2	E.030	Nch 433.0f1996
Tipos de Análisis				
-Observaciones	Método De La Fuerza Horizontal Equivalente	Análisis Estático	Análisis Estático	Análisis Estático
	Análisis dinámico elástico espectral	análisis dinámico espectral	Análisis por combinación modal espectral	Análisis modal espectral
	Método de análisis dinámico cronológico	análisis en el tiempo	Análisis Tiempo-Historia	

Tabla 5.12: Limitaciones para el análisis estático.

LIMITACIONES DEL ANÁLISIS ESTÁTICO			
NSR-10	NEC-11	E030	NCH433
Todas las edificaciones, regulares e irregulares, en las zonas de amenaza sísmica baja.	Para el cálculo de estructuras regulares tanto en planta como en elevación, es suficiente la aplicación de procedimientos estáticos de determinación de fuerzas laterales.	Debe emplearse solo para las estructuras clasificadas como regulares, de no más de 45 m de altura y las estructuras de muros portantes de no más de 15 m de altura, a un cuando sean irregulares, podrán analizarse mediante el procedimiento de fuerzas estáticas.	Todas las estructuras de las categorías I y II ubicadas en la zona sísmica 1.
Todas las edificaciones, regulares e irregulares, pertenecientes al grupo de uso I, localizadas en zonas de amenaza sísmica intermedia.			Todas las estructuras de no más de 5 pisos y de altura no mayor que 20 m.
Edificaciones regulares, de 20 niveles o menos y 60 m de altura, en cualquier zona de amenaza sísmica, exceptuando edificaciones localizadas en lugares que tengan un perfil de suelo tipo D, E o F, con periodos de vibración mayores de $2T_C$.			Las estructuras de 6 a 15 pisos cuando se satisfagan las siguientes condiciones para cada dirección de análisis:
Edificaciones irregulares que no tengan más de 6 niveles ni más de 18 m de altura medidos a partir de la base.			<ul style="list-style-type: none"> - Los cocientes entre la altura total h del edificio, y los periodos de los modos con mayor masa traslacional equivalente en las direcciones "x" e "y", "T x" y "T y", respectivamente, deben ser iguales o superiores a 40 m/s; - El sistema de fuerzas sísmicas horizontales del método estático debe ser tal que los esfuerzos de corte y momentos volcantes en cada nivel no difieran en más de 10% respecto del resultado obtenido mediante un análisis modal espectral con igual esfuerzo de corte basal.

o la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS) o la combinación de estos. Este tipo de análisis es muy fácil de emplear hoy en día con la ayuda de programas de cómputo.

La normativa chilena NCH433, establece solo dos tipos de análisis el estático y el análisis modal espectral con tres grados de libertad por planta, a diferencia de las demás normas en estudio no establece un análisis dinámico cronológico.

5.12. Controles

Los controles comprenden el desplazamiento lateral relativo, que es la diferencia de los desplazamientos laterales entre dos niveles consecutivos, producidos por la aplicación sobre la estructura de las solicitaciones sísmicas, estos desplazamientos laterales incluyen las deformaciones por traslación directa y traslación por torsión, y de ser necesario deben considerarse también los efectos de segundo orden o P-Delta.

En la Tabla 5.15 se listan los criterios que tienen los códigos presentados, para establecer los límites de la deriva de entrepiso. Como podemos ver estos límites dependen en algunos casos del material predominante de la estructura, de su importancia o uso, y de su período fundamental o altura.

El código chileno establece sus tolerancias para los desplazamientos elásticos obtenidos con solicitaciones sísmicas reducidas. Sin embargo, los demás códigos establecen sus límites para los desplazamientos máximos inelásticos, que se estiman amplificando los desplazamientos elásticos por un factor.

Si representamos los desplazamientos obtenidos de acuerdo a cada normativa con Δ_e , entonces los desplazamientos esperados se calcularán como:

$$DE = \Delta_e \cdot \Psi \quad (1.1)$$

donde Ψ es el factor de amplificación de desplazamientos elásticos de cada norma, tal como se muestra en la tabla 5.13:

La norma colombiana NSR-10 trabaja con espectros elásticos para el análisis sísmico y la evaluación de la deriva se da sin ningún factor de corrección por ello en la tabla 5.13 se aprecia la unidad, vale señalar que la norma NSR-10 para el análisis sísmico trabaja con fuerzas sin reducir, la reducción se da para el diseño de los elementos estructurales, las demás normas en estudio trabajan con espectros inelásticos con fuerzas reducidas, para la evaluación de los controles la norma ecuatoriana NEC-11 multiplica a los desplazamientos elásticos por $0.75R$ para convertirlos en desplazamientos

Tabla 5.13: Factores de ampliación de desplazamientos elásticos.

Norma	Ψ
NSR-10	1.00
NEC-11	0.75R
E030	0.75R
NCH433	1.00

inelásticos, para la norma peruana E030 sucedo casi lo mismo se le multiplica a los desplazamientos elásticos por $0.75R$ para convertirlos en desplazamientos inelásticos, la diferencia entre la norma peruana y ecuatoriana radica en el factor R que son calcular de diferente manera, para la norma chilena NCH433 se realizan los controles para desplazamientos elásticos sin ningún factor que lo multiplique.

Los factores de reducción R para los diferente análisis establecidos por las normas, actúan como constantes que afectan directamente en las variables del análisis sísmico, para el caso de las normativas en estudio el R divide al espectro, factorizando esta variable sera de la forma $1/R$, de la misma manera para la evaluación de los controles se les multiplica con un factor en función de R (no todas) para convertirlas en desplazamientos inelásticos, dicho esto los desplazamientos obtenidos por los espectros de fuerza reducidas están en función del R y multiplicados por los diferentes factores establecidos por las normas, se obtienes los desplazamientos finales para realizar los controles, en este resultado final se observan algunas simplificaciones que ocurre del R , de la ecuación anterior 1.1:

$$DE = \Delta_e \cdot \Psi$$

Los desplazamientos obtenidos Δ_e , los expresamos en función de un desplazamiento Δ_1 y de R representada por $\Phi = f(R)$:

$$\Delta_e = \Delta_i \cdot \Phi \tag{1.2}$$

Reemplazando en la ecuación 1.2 en la ecuación 1.1:

$$DE = \Delta_i \cdot \Phi \cdot \Psi \tag{1.3}$$

De la ecuación 1.3 la única variable en los resultados es el Δ_i , las demás variable son constantes que podemos representarlos con una única constante K :

$$K = \Phi \cdot \Psi$$

Finalmente la ecuación final quedara así:

$$DE = \Delta_i \cdot K \tag{1.4}$$

Los valores de K para cada normativa en estudio se muestran en la tabla 5.14 .

Tabla 5.14: Factores de ampliación de desplazamientos.

Norma	K
NSR-10	1.00
NEC-11	0.75
E030	0.75
NCH433	$1.00/R^*$

Los resultados son los mismos que se obtienen de un espectro elástico, pero este resultado es modificado por la constante K para el control de cada normativa, para la evaluación de la deriva según el análisis anterior y la tabla 5.14 permiten afirmar que el factor R no interviene en la evaluación de la deriva a excepción de la norma chilena NCH433 que si esta en relación de su factor de reducción.

De acuerdo a la tabla anterior podemos observamos que para la norma NSR-10 el valor de K sigue siendo lo mismo esto debido a que la norma ya trabaja con espectros elásticos, por otra parte la norma ecuatoriana NEC-11 el valor de K es 0.75 esto significa que hay que multiplicar a los desplazamientos obtenidos a partir de espectros elásticos por 0.75 para poder hacer los controles, lo mismo ocurre con la norma peruana E030, para la norma chilena NCH433 el coeficiente K esta en función del factor de disipación de energía, en este caso a diferencia de las demás normativas en estudio lo definira el tipo de sistema estructural a utilizar.

Este análisis se realia con el fin de tener las expresiones mas simplificadas respecto al control de cada normativa, para así tener una perspectiva mas directa, simple para realizar comparaciones y sacar conclusiones.

Tabla 5.15: Matriz de Comparación - Controles

Matriz de Comparación							
ANÁLISIS COMPARATIVO DE LAS NORMAS DE DISEÑO SISMO-RESISTENTE EN LOS PAÍSES LATINOAMERICANOS COLINDANTES AL CINTURÓN DE FUEGO							
Normativas	Nsr-10, Título A		NEC-11 Cap.2		E.030		Nch 433.0f1996
Aspectos							
Control de Desplazamientos							
-Observaciones	Estructuras de:	Deriva máxima	Estructuras de:	Δ_M máxima	Material Predominante	Δ_i/h_{ei}	Control de desplazamientos
	concreto reforzado, metálicas, de madera	$\Delta_{max}^i \leq 0.010h_{pi}$	Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.02	Concreto Armado	0.007	desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos, medido en el centro de masas en cada una de las direcciones de análisis, no debe ser mayor que la altura de entrepiso multiplicada por 0,002 ...
	De mampostería	$\Delta_{max}^i \leq 0.005h_{pi}$	De mampostería	0.01	Acero	0.010	
					Albañilería	0.005	
				Madera	0.01		

... El desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos, medido en cualquier punto de la planta en cada una de las direcciones de análisis, no debe exceder en más de $0,001h$ al desplazamiento relativo correspondiente medido en el centro de masas, en que h es la altura de entrepiso.

De la ecuación 1.4 para evaluar los controles serán de la forma:

$$DE = \Delta_i \cdot K < \Delta_M \quad (1.5)$$

Donde Δ_M es el limite de deriva establecida por cada norma.

En la tabla 5.16 se muestran los parámetros considerados por las normas:

Tabla 5.16: Factores de la ecuación 1.5 de cada norma.

NORMA	Sistema estructural	K	Δ_i	Δ_M
NSR-10	Concreto reforzado, estructuras metálicas, madera	1.00	Δ_i	0.01
	Mampostería	1.00	Δ_i	0.005
NEC-11	Hormigón armado, estructuras metálicas, madera	0.75	Δ_i	0.02
	Mampostería	0.75	Δ_i	0.01
E030	Concreto armado	0.75	Δ_i	0.007
	acero	0.75	Δ_i	0.01
	albañilería	0.75	Δ_i	0.005
	madera	0.75	Δ_i	0.01
NCH433	En el centro de masa	1.00/R	Δ_i	0.002
	En cualquier punto	1.00/R	Δ_i	0.001

De la ecuación 1.5 despejando el desplazamiento en términos de la deriva de cada normativa tendrá la forma general:

$$\Delta_i < \Delta_M / K \quad (1.6)$$

Al aplicar esta formula en las normas en estudio se tiene la tabla 5.17, que son valores ya reducidos a su maxima expresión para poder hacer una comparación sin términos intermedios y mas directa.

De la tabla anterior podemos decir que todas las normativas a excepción de la norma chilena establecen limites constante por no decir fijos para evaluación de sus controles, estas constantes mostradas en la tabla anterior son valores reducidos matemáticamente sin alterar el procedimiento de análisis y resultados, estos resultados muestran que para los limites de deriva no intervienen los factores de reducción, tipos de suelo, altura de la edificación, entre otros, solo un valor constante definida de acuerdo al sistema estructural, en el caso de la norma chilena NCH433 el limite de deriva esta en función del factor de reducción y esta a la ves esta relacionada con el periodo de mayor masa traslacional, involucrando así al tipo de estructura, altura y parámetros dependientes del suelo para evaluar los controles.

Tabla 5.17: Reducción Final de los controles de deriva

NORMA	Sistema estructural	Δ_i		Δ_M/K
NSR-10	Concreto reforzado, estructuras metálicas, madera	Δ_i	<	0.0100
	Mampostería	Δ_i	<	0.0050
NEC-11	Hormigón armado, estructuras metálicas, madera	Δ_i	<	0.0267
	Mampostería	Δ_i	<	0.0133
E030	Concreto armado	Δ_i	<	0.0093
	acero	Δ_i	<	0.0133
	albañilería	Δ_i	<	0.0067
	madera	Δ_i	<	0.0133
NCH433	En el centro de masa	Δ_i	<	0.002*R
	En cualquier punto	Δ_i	<	0.001*R

De la tabla 5.17 haciendo un análisis comparativos de los controles, dada la misma estructura para las mismas condiciones, para estructuras de concreto armado la norma peruana E030 es la mas conservadora ya que permite limites de derivas menores que las demás normas, teniendo así las estructuras mas rígidas del grupo, quien sigue es la norma colombiana NSR-10 con limites de derivas muy cercanas a la peruana, la norma ecuatoriana NEC-11 tiene los limites de deriva mas amplias relativamente del grupo, esto en parte debido a que trabajan con inercia agrietadas, superando a la norma colombiana en un 266% y a la norma peruana en un 286% esto indica que la norma ecuatoriana permite mayores desplazamientos, siendo sus estructuras mas flexibles que el resto y por ultimo la norma chilena al estar en función del factor de reducción de fuerzas sísmicas los limites de deriva varían de acuerdo al sistema estructural, periodos de vibración y condiciones del suelo, involucrando directamente la edificación y su entorno, para edificaciones con periodos bajos los limites de deriva pueden llegar incluso a valores menores que a la de la norma peruana exigiendo estructuras mas rígidas, por otra parte para periodos largos los limites de deriva se extienden llegando en casos específicos a superar a las normas en estudio.

Para estructuras de madera, albañilería y estructuras metálicas y/o acero la norma colombiana NSR-10 es la mas conservadora en sus controles, seguida por la norma peruana E030, luego esta la norma ecuatoriana NEC-11 con un control menos riguroso y la norma chilena NCH433 con sus limites de control variables, que oscilan desde controles estrictos a controles mas holgados de acuerdo al factor de reducción sísmica.

Parte V

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Capítulo 6

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

6.1. Ejemplo de Aplicación

6.1.1. Consideraciones Generales

Para una mejor interpretación y contraste de resultados en cuanto a normativas sísmicas, se realizará el análisis sísmico de una estructura de seguridad crítica, esto con el fin de poder apreciar la rigurosidad de cada normativa.

El análisis sísmico realizado toma las siguientes consideraciones:

- Sera una edificación de seguridad crítica.
- Para un suelo intermedio.
- Para una zona de mayor sismicidad de cada normativa con una aceleración máxima del suelo de 0.4g.

Es importante destacar que en el ejemplo que se presenta se analiza la capacidad sismorresistente de un sistema estructural para las mismas condiciones y/o exposiciones, cumpliendo la función a la que esta destinada con un grado razonable de seguridad, y de manera que tenga un comportamiento adecuado en las condiciones normales de servicio.

Se realizará un análisis dinámico del tipo modal espectral, ya que este método esta considerado por todas las normativas en estudio, esto con fin de tener resultados para las mismas condiciones y los mismos métodos de análisis.

En el alcance de este trabajo solo se diseñó la superestructura, el diseño de la cimentación no fue considerado, sin embargo podría ser motivo de un trabajo futuro.

6.1.2. Proyecto "Clínica Don Bosco"

Para el ejemplo de aplicación de tomo como referencia al proyecto construcción de la "Clínica Don Bosco", ubicado en el distrito de Ayacucho, provincia de Huamanga del departamento de Ayacucho. La edificación será de concreto armado, cuenta con 08 pisos, 01 semisótano y una azotea, cada uno de los cuales tiene 384.77 m² de área aproximadamente que incluye las áreas comunes como el ascensor, escaleras y hall de acceso, con un área techada total de 2894.94 m², con una altura del nivel de terreno de 27.00 m. En la figura 6.1 se muestra la distribución del semisótano. La distribución de los ambientes se da de acuerdo sus necesidades humanas y tecnológicas involucradas a fin de dirigirlo hacia la satisfacción de esas necesidades, además cuenta con 02 ascensores para agilizar la circulación, así como de 01 escaleras principal de 1.90 m de ancho a dos tramos por nivel. Los planos del proyecto se anexan.

Debe notarse que la estructura presenta una geometría irregular tanto en planta como en elevación, con reducidos efectos torsionales debido a la escasa excentricidad generada.

Se considera en la dirección *X* un sistema sismorresistente conformado principalmente por porticos y en la dirección *Y* un sistema sismorresistente conformado principalmente de porticos y muros, las losas serán aligeradas de 20 cm de espesor y las losas macizas de espesor 20 cm.

La estructuración que se realiza a la arquitectura del proyecto busca obedecer los siguientes criterios:

- Simplicidad y simetría
- Hiperestaticidad
- Rigidez lateral
- Diafragma rígido
- Elementos no estructurales

Cada uno de estos criterios fueron considerados para la estructuración del proyecto analizando las ventajas y desventajas que se obtienen al realizar una y otra decisión en la estructuración.

El edificio tiene una estructura relativamente simple porque cuenta con muros o placas continuas, es deseable que el edificio posea simetría en ambos sentidos, en este caso no ocurre, por tanto se espera efectos torsionales. Se dispone de placas de concreto armado predominantemente en la dirección *Y* del

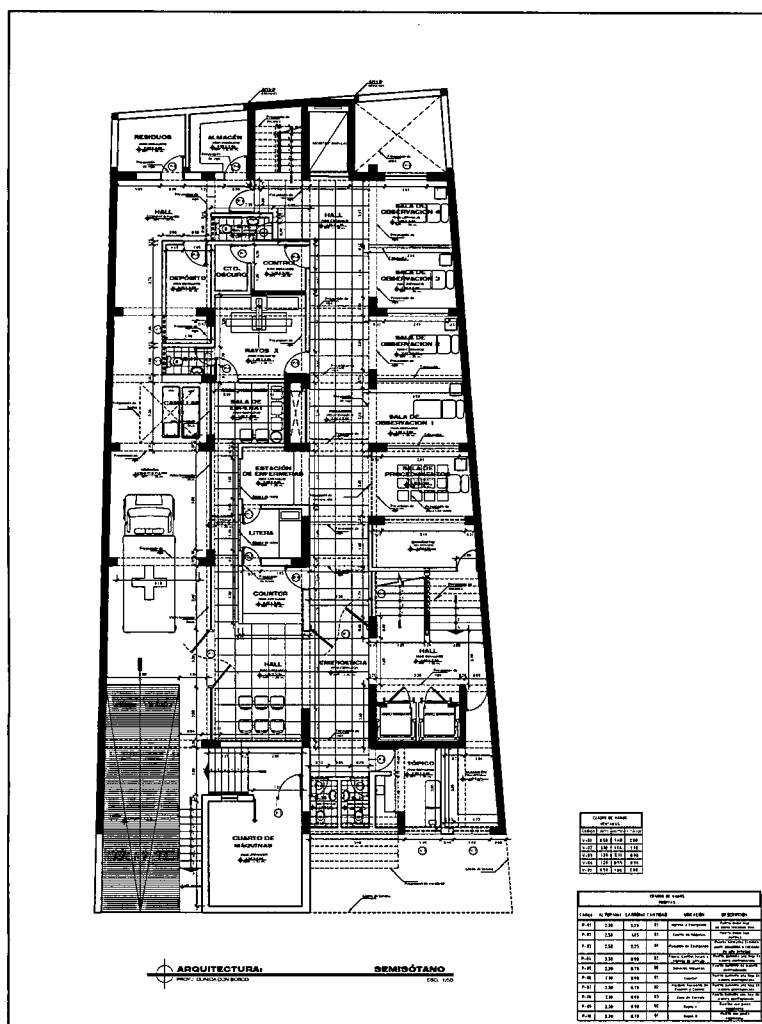


Figura 6.1: Planta de distribución del simisótano.

edificio, las cuales en combinación con los cajas de ascensores y escaleras brindan la rigidez lateral necesaria para controlar las deformaciones laterales. Puesto que si se tienen excesivas deformaciones generarán pánico en las personas y daño en los elementos no estructurales.

6.1.3. Predimensionamiento

Dada la condición de que nos encontramos en una zona de alta sismicidad, se requiere que el sistema estructural del edificio esté orientado a conseguir un buen desempeño sísmico, por lo que se busca que la estructuración sea lo más simple posible, es por esto que debemos considerar algunos criterios universalmente de predimensionamiento aceptados por la mayoría de las normas en estudio, se realizó un único predimensionamiento ya que se pretende evaluar una misma estructura para diferentes acciones

sísmicas impuestas por cada norma en estudio.

Losa.- Para predimensionar el espesor (h) de las losas aligeradas armadas en un sentido se siguió la relación:

$$h \geq L/25$$

Para el caso de losas macizas armadas 2 sentidos y apoyadas sobre sus cuatro lados, se utiliza la siguiente relación

$$h \geq L/40$$

por tanto

$$h \geq 4.20/25 = 0.168 \text{ (losa aligerada)}$$

$$h \geq 3.15/40 = 0.080 \text{ (losa armada)}$$

Con los valores obtenidos se decide uniformizar el sistema de techos a un espesor de 0.20 m para losas aligeradas y macizas.

Vigas.- El peralte (h) y ancho (b) mínimo de la viga se obtendrá de las siguientes relaciones:

$$\left. \begin{array}{l} \text{Vigas continuas} \\ \text{vigas simplemente apoyadas} \end{array} \right\} \begin{array}{l} h \geq \frac{L_n}{12} \\ h \geq \frac{L_n}{10} \end{array} \left. \vphantom{\begin{array}{l} \text{Vigas continuas} \\ \text{vigas simplemente apoyadas} \end{array}} \right\} 0.3h \leq b \leq 0.5h$$

Además la base debe ser mayor o igual a 0.25 m para vigas sismorresistentes.

Las vigas del proyecto presentan las siguientes características:

- **Vigas principales.-** La edificación cuenta con una luz máxima de 6.65 m, entonces $6.67/12 = 0.556$ por tanto la sección será de 30 x 60 cm, para las demás secciones se tiene una luz de 5.45 m, $5.45/12 = 0.454$ por tanto para las demás secciones serán de 30 x 50 cm.
- **Vigas secundarias.-** Para estas vigas se consideraron vigas de 30 x 50 cm, esto para poder tener conexiones uniformes con las columnas y mantener una arquitectura uniforme.
- **Vigas chatas.-** Denominadas así pues son vigas que tienen el mismo peralte que la losa aligerada, en nuestro caso vigas chatas de 0.20 m de peralte; estas vigas no cargan la losa de los pisos, pero soportan la carga de tabiques por lo cual su ancho variará según esa condición.

Columnas.- Se predimensiona de tal forma que el esfuerzo axial máximo en la sección de la columna bajo solicitaciones de servicio sea igual o menor a 0.45 f'c, entonces:

$$A \geq \frac{P_{servicio}}{0.45f'c}$$

$$P_{servicio} = \# \text{ pisos} \times \text{Área tributaria} \times \text{carga unitaria}$$

En algunos casos se incrementa la sección de la columna con la finalidad de reducir la luz libre de vigas y/o vistas arquitectónicas.

Para la edificación se selecciona la parte más crítica, con un carga total de servicio de 198 tn, aplicando la fórmula se tiene un área de 2100 cm², por tanto se empleara columnas de 30x70 cm, para demás columnas se empleara se empleara tomando en base a este predimensionado, teniendo en cuenta la arquitectura, deriva y conexiones estructurales.

Placas.- Para el predimensionamiento de placas se asignará a los muros un área de corte (A_c) que sea capaz de asumir la totalidad de la fuerza cortante generada por el sismo, o sea $\phi V_c > V_u$. Los muros Serán considerados en la dirección Y.

El área de corte se puede estimar de la siguiente manera:

$$A_c \geq \frac{V}{\phi 0.53 \sqrt{f'c}}$$

Para el cálculo de la cortante basal debido a sismo, por simplicidad, se hará de acuerdo a la norma peruana e030 donde se usa de la siguiente expresión:

$$V_{est} = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot P$$

Donde:

$$Z = 0.4 \text{ (zona 3)} \quad U = 1.5 \text{ (Esencial)}$$

$$S = 1.2 \text{ (Suelo intermedio)} \quad R = 5.25 \text{ (irregular) Dirección Y.}$$

$$C = 2.5 \frac{T_p}{T} \leq 2.5 \text{ para } T = h/C_t, C = 1.33$$

Reemplazando:

$$V_{est} = 528.04 \text{ tn}$$

$$A_c \geq 55000.78 \text{ cm}^2,$$

El ancho de las placas serán de 25 cm, por tanto se requerirá un mínimo de 22 m de muros de corte para poder absorber todo el cortante en la base, la densidad de muros (placas) es adecuada en la dirección "Y", mientras que en la dirección "X" es insuficiente, por lo cual se formarán pórticos, de tal forma que aporten cierta resistencia y rigidez al sistema estructural.

Las dimensiones finales para el análisis se presentan en los anexos.

6.1.4. Modelo Estructural

Para el análisis sísmico de la estructura se utilizó el programa ETABS 2013, el cual es un programa de análisis pseudo-tridimensional. Se tomó como base las disposiciones dictadas por las normas en estudio, en la figura 6.2 se muestra el modelo idealizado a partir del predimensionamiento, en el modelo estructural del edificio se tuvieron en cuenta las siguientes consideraciones al momento de colocar los datos al programa:

- El edificio se modeló considerando los nueve pisos y el semi-sótano, debido a la presencia de los muros de sótano, no ha sido necesario restringir los desplazamientos de dicho nivel, ya que estos desplazamientos son casi nulos.
- Las cargas muerta y viva se aplicaron directamente a las losas (aligeradas y macizas) como carga uniformemente distribuida.
- Se definió la masa de la estructura, en función de las cargas asignadas al modelo, es decir se consideró para cada nivel la masa proveniente de las cargas muertas y carga viva actuante de acuerdo a cada norma.
- Se definieron la cantidad de modos de vibración de la estructura, los cuales fueron de 3 por cada nivel (2 de traslación en las direcciones X-X e Y-Y y una de rotación alrededor del eje Z-Z).

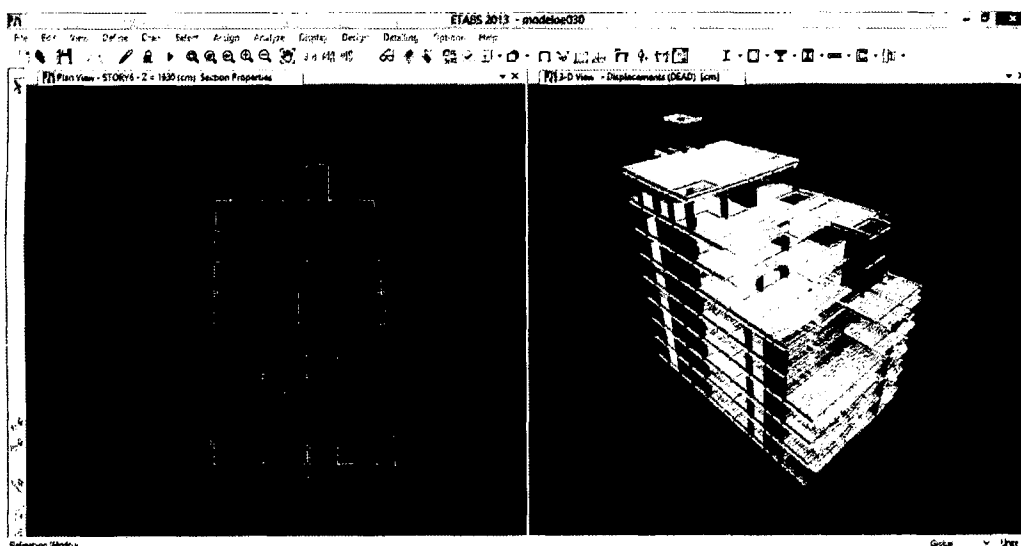


Figura 6.2: Modelo estructural para análisis.

6.1.5. Análisis Sísmico con la norma colombiana NSR-10

6.1.5.1. Metrado de cargas

Para el metrado de cargas se debe estimar las cargas actuantes sobre los distintos elementos estructurales que componen el edificio. Todos los elementos de la estructura deben ser diseñados para resistir las cargas que se le apliquen en ellos como consecuencia de su uso previsto, para ello la Norma colombiana NSR-10 título B, Cargas, establece los valores mínimos para ser usados en este propósito.

Para hallar la carga muerta utilizaremos los siguientes pesos unitarios:

▪ Concreto Armado	2400 Kg/m ³
▪ Albañilería hueca	1350 Kg/m ³
▪ Albañilería solida	1800 Kg/m ³
▪ Aligerados (h=20cm)	300 Kg/m ²
▪ Acabados (falso piso + piso terminado)	100 Kg/m ²

Para hallar las cargas vivas utilizaremos las sobrecargas de la Norma NSR-10:

▪ Cuartos de cirugía, laboratorios	400.00 Kg/m ²
▪ Cuartos privados	200.00 Kg/m ²
▪ Corredores y escaleras	500.00 Kg/m ²

Para la consideración de la masa se tiene en cuenta el 100% de la carga muerta, más la masa de los elementos tales como muros divisorios y particiones, equipos permanentes, tanques y sus contenidos, etc. En depósitos y bodegas debe incluirse además un 25% de la masa que produce la carga viva.

6.1.5.2. Espectro de aceleraciones

Las sollicitaciones sísmicas se determinan, según lo indicado en la Norma NSR-10, por espectros elásticos de aceleraciones de diseño, el cual se define como:

$$S_a = 2.5A_a F_a I \quad \text{para } T \leq T_C$$

$$S_a = \frac{1.2A_v F_v I}{T} \quad \text{para } T_C \leq T \leq T_L$$

$$S_a = \frac{1.2A_v F_v T_L I}{T^2} \quad \text{para } T > T_L$$

$$S_a = 2.5A_a F_a I (0.4 + 0.6T/T_0) \quad \text{para } T < T_0 \text{ solo para modos distintos al fundamental.}$$

Donde:

$$T_0 = 0.10 \frac{A_v F_v}{A_a F_a} = 0.145$$

$$T_C = 0.48 \frac{A_v F_v}{A_a F_a} = 0.698$$

$$T_L = 0.24 F_v = 3.840$$

A_a, A_v : factores de zona, $A_a = 0.4$; $A_v = 0.4$

I : Coeficiente de importancia, edificación indispensable, $I=1.5$

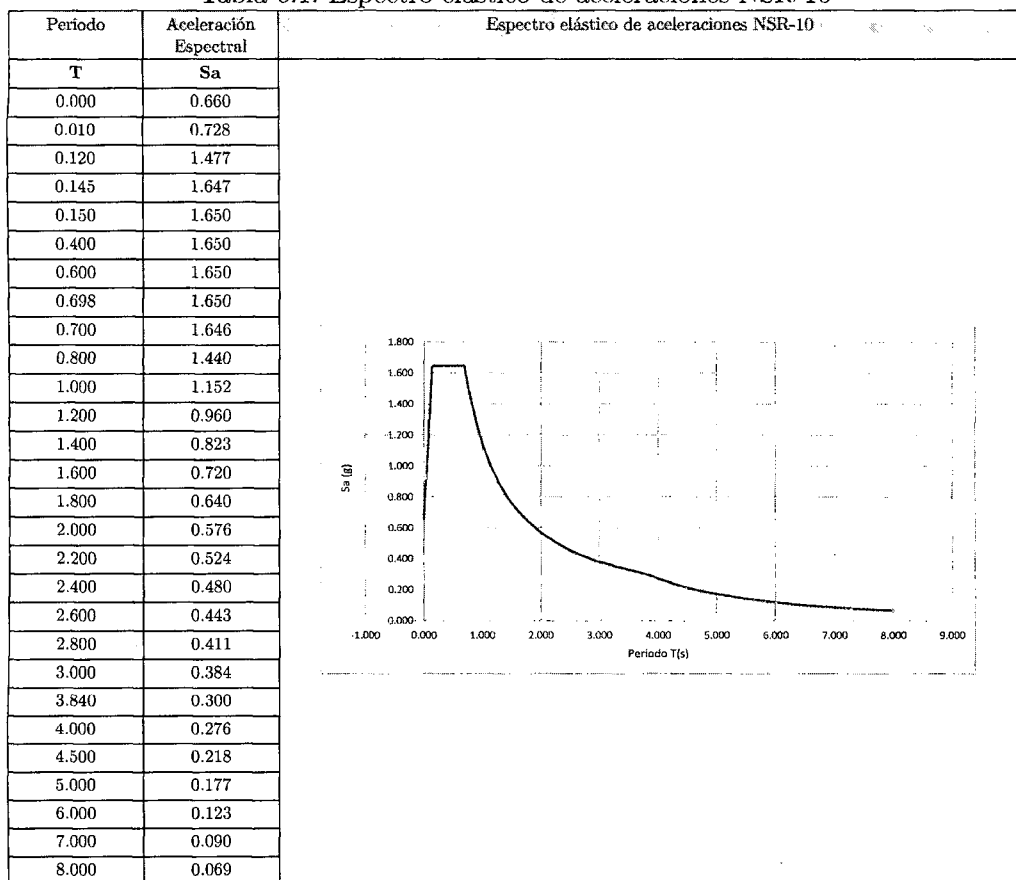
Factores de suelo (perfil de suelo tipo D)

$$F_a = 1.1$$

$$F_v = 1.6$$

En la tabla 6.1 se muestran los valores de las aceleraciones obtenidas para el análisis sísmico.

Tabla 6.1: Espectro elástico de aceleraciones NSR-10



6.1.5.3. Controles

- **Control de Cortantes.- Cortante sísmico en la base.-** Esta da por la siguiente expresión:

$$V_S = S_a \cdot g \cdot M, S_a = 1.65$$

$$V_S = 5504.97tn$$

Cortante Dinámico.- Del análisis modal espectral se tiene:

Tabla 6.2: Cortantes dinámicas según la NSR-10

Cortantes dinámicos			
Story	VX	VY	T
	tonf	tonf	tonf-m
STORY10	35.90	34.29	967.10
STORY9	604.44	656.51	14231.80
STORY8	1327.18	1292.02	27133.12
STORY7	2114.38	2029.53	41816.07
STORY6	3084.20	3741.50	57988.26
STORY5	4034.16	3841.35	73290.23
STORY4	4771.17	4489.62	84670.27
STORY3	5439.90	5002.47	94384.45
STORY2	5978.29	5326.95	101812.89
STORY1	6306.13	5453.39	106468.07

Las cortantes máximas en cada dirección para evaluar los controles de la cortantes según esta norma son:

$$V_x = 6306.13tn$$

$$V_y = 5453.39tn$$

El cortante Dinámico no debe ser menor al 90% del cortante estático:

Cortante Estático		Cortante Dinámico		Condición
	$V_{estatico}$	0.9V	$V_{dinamico}$	
Vx	5504.97	4954.47	6306.13	cumple
Vy	5504.97	4954.47	5453.39	cumple

▪ Desplazamientos máximos.-

Del análisis tenemos los máximos desplazamientos y rotaciones.

UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
cm	cm	cm	rad	rad	rad
9.40	2.72	1.14	0.00443	0.01055	0.00738

▪ Control de Derivas.-

Los desplazamientos laterales máximos producto de la combinación modal obtenidos en los diferentes pisos del edificio se muestran en la tabla a continuación.

El máximo desplazamiento relativo de entrepiso dividido por la altura de entrepiso, según la norma NSR-10 para este caso no deberá exceder a $\Delta_i/h_{ei} \leq 0.01$, por tanto del análisis se tiene.

Tabla 6.3: Derivas por nivel, NSR-10

TABLE: Story Drifts		
Story	Drift en X	Drift en Y
STORY10	0.00183	0.000794
STORY9	0.00257	0.001360
STORY8	0.00271	0.001284
STORY7	0.00285	0.001248
STORY6	0.00348	0.001097
STORY5	0.00456	0.001716
STORY4	0.00483	0.001404
STORY3	0.00491	0.001173
STORY2	0.00521	0.001236
STORY1	0.00423	0.000559

Deriva		Der. Max.	Condición
Deriva en XX	0.0052	0.01	cumple
Deriva en YY	0.0017	0.01	cumple

6.1.6. Análisis Sísmico con la norma ecuatoriana NEC-11

6.1.6.1. Metrado de cargas

Para el metrado de cargas se debe estimar las cargas actuantes sobre los distintos elementos estructurales que componen el edificio. Todos los elementos de la estructura deben ser diseñados para resistir las cargas que se le apliquen en ellos como consecuencia de su uso previsto, para ello la Norma ecuatoriana NEC-11 capítulo 1, Cargas y materiales, establece los valores mínimos para ser usados en este propósito.

Para hallar la carga muerta utilizaremos los siguientes pesos unitarios:

- Concreto Armado 2400 Kg/m³
- Albañilería hueca 1350 Kg/m³
- Albañilería solida 1800 Kg/m³
- Aligerados (h=20cm) 300 Kg/m²

- Acabados (falso piso + piso terminado) **100 Kg/m²**

Para hallar las cargas vivas utilizaremos las sobrecargas de la Norma NEC-11:

- Sala de quirófanos, laboratorios **295.72 Kg/m²** (2.9 KN/m²)
- Sala de pacientes **203.94 Kg/m²** (2.0 KN/m²)
- Corredores en pisos superiores a la planta baja **407.89 Kg/m²** (4.0 KN/m²)

Para la consideración de la masa se tiene en cuenta el 100% de la carga muerta más un 25% de la carga viva de piso. En el caso de estructuras de bodegas o de almacenaje, W se calcula como la carga muerta más un 50% de la carga viva de piso.

6.1.6.2. Espectro de aceleraciones

Las solicitaciones sísmicas se determinan, según lo indicado en la Norma NEC-11, por espectros inelásticos de pseudo-aceleraciones, el cual se define como:

$$S_a = \eta z F_a I \cdot g \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_C$$

$$S_a = \eta z F_a I \left(\frac{T_C}{T} \right)^r \cdot g \quad \text{para } T \geq T_C$$

$$S_a = z F_a I (1 + (\eta - 1) T / T_0) \cdot g \quad \text{para } T < T_0 \text{ solo para modos distintos al fundamental.}$$

Donde:

$$T_0 = 0.10 F_s \frac{F_d}{F_a} = 0.175$$

$$T_C = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a} = 0.963$$

η : Provincia de la costa, $\eta=1.8$

z : Factor de zona (V), $z=0.4$

r : para tipo de suelo D, $r=1.5$

I : Coeficiente de importancia, edificación esencial, $I=1.5$

Factor de suelo (perfil de suelo tipo D)

$$F_a = 1.2$$

$$F_d = 1.4$$

$$F_s = 1.5$$

Coefficiente de reducción sísmica (R): en la dirección "X" el sistema estructural está conformado por pórticos de concreto, por consiguiente se usará un R=6, Mientras que en la dirección "Y" el sistema estructural está conformado por porticos y muros de corte , por consiguiente se usará un R=7.

$$R_X = 6$$

$$R_Y = 7$$

Coefficientes de configuración en planta y elevación.

Para la configuración estructural en planta, la estructura presenta las irregularidades tipo 2 y tipo 4 descritas en las tabla 2.12.

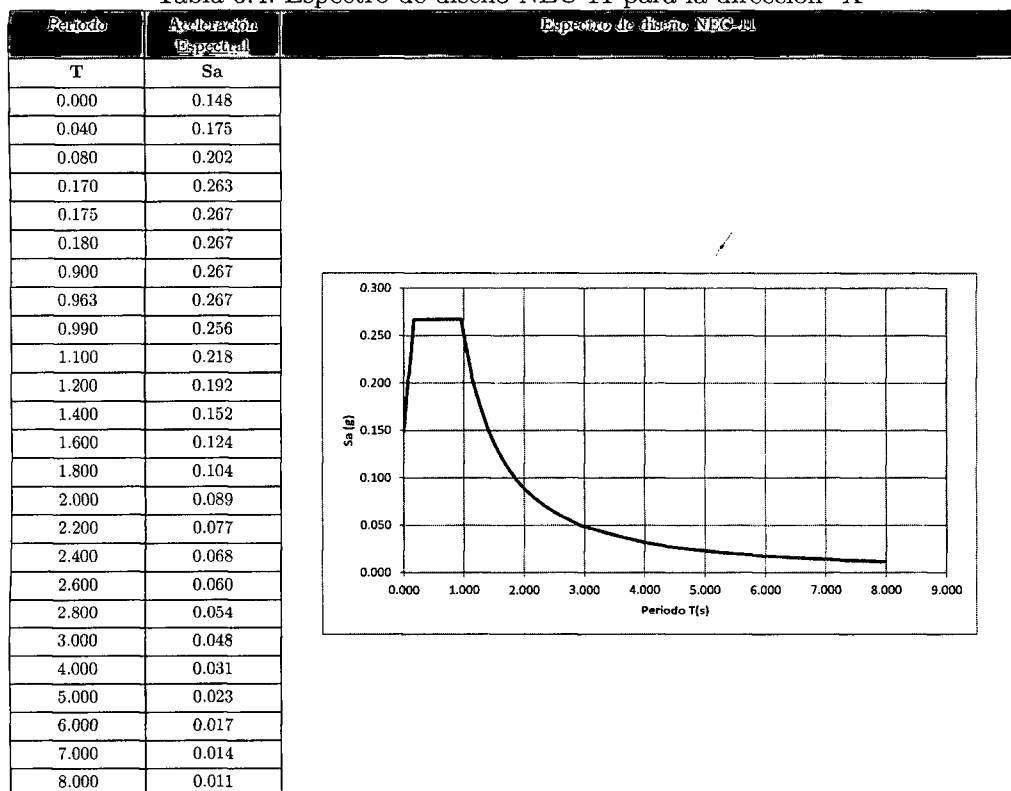
$$\Phi_P = 0.9 \times 0.9 = 0.81$$

Para la configuración estructural en elevación, la estructura cumple con las condiciones impuestas por la norma NEC-11 siendo una estructura regular en altura

$$\Phi_E = 1.00$$

En las tablas 6.4 y 6.5 se muestran los valores de las aceleraciones obtenidas para el análisis sísmico.

Tabla 6.4: Espectro de diseño NEC-11 para la dirección "X"



6.1.6.3. Controles

- Control de Cortantes.-

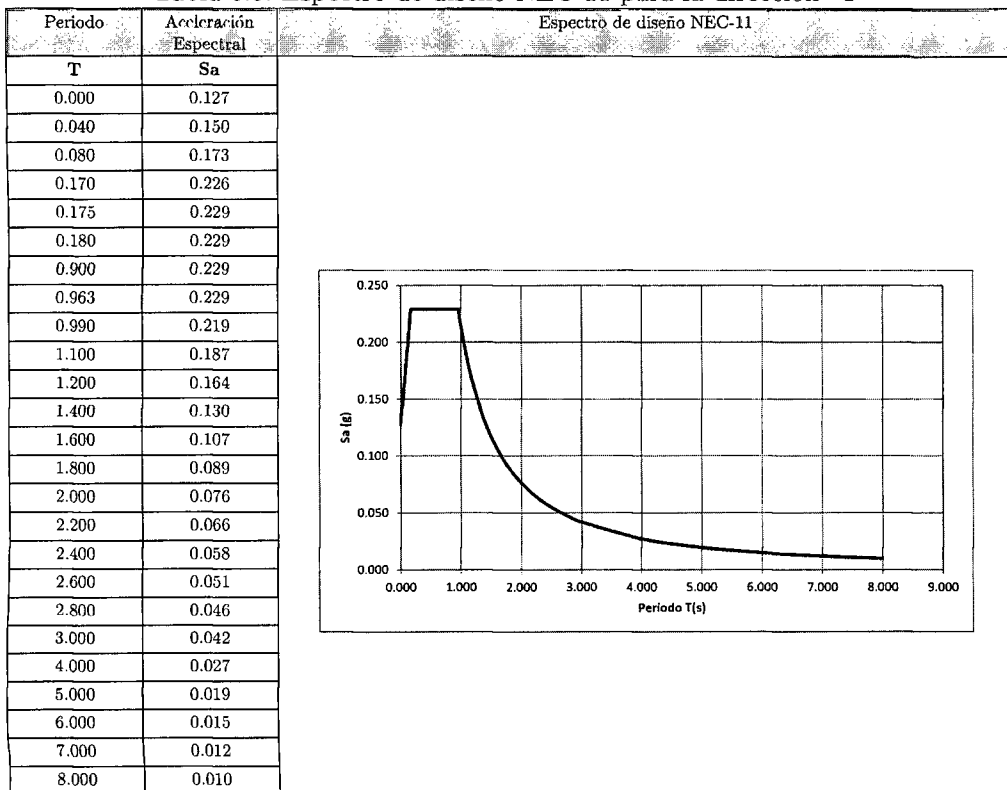
Cortante estático.- Esta da por la siguiente expresión:

$$V = \frac{I \cdot S_a}{R \cdot \Phi_P \cdot \Phi_E} W$$

$$V_X = 0.2667 \times W = 866.469 \text{tn}$$

$$V_Y = 0.2286 \times W = 742.688 \text{tn}$$

Tabla 6.5: Espectro de diseño NEC-11 para la dirección "Y"



Cortante Dinámico.- Del análisis modal espectral se tiene:

Tabla 6.6: Cortantes dinámicas según la NEC-11

Cortantes dinámicas			
Story	VX	VY	T
	tnf	tnf	tnf-m
STORY10	5.92	4.95	159.81
STORY9	99.42	87.59	2377.55
STORY8	199.20	166.19	4135.17
STORY7	312.15	256.37	6269.59
STORY6	489.58	492.17	8691.09
STORY5	580.84	573.01	10749.57
STORY4	683.24	548.08	12373.02
STORY3	775.42	607.96	13743.56
STORY2	850.38	646.63	14788.11
STORY1	897.30	670.31	15453.66

Las cortantes máximas en cada dirección para evaluar los controles de la cortantes según esta norma son:

$$V_x = 897.30tn$$

$$V_y = 670.31tn$$

El cortante Dinámico no debe ser menor al 90% del cortante estático:

Cortante Estático		Cortante Dinámico		Condición
$V_{estatico}$	0.9V	$V_{dinamico}$		
Vx	866.469	779.822	897.30	cumple
Vy	742.688	668.419	670.31	cumple

▪ **Desplazamientos máximos.-**

Del análisis tenemos los máximos desplazamientos y rotaciones.

UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
cm	cm	cm	rad	rad	rad
1.80	0.47	0.20	0.000755	0.001939	0.001256

▪ **Control de Derivas.-**

Los desplazamientos laterales máximos producto de la combinación modal obtenidos en los diferentes pisos del edificio se muestran en la tabla a continuación. Los desplazamientos laterales obtenidos del análisis dinámico han sido multiplicados por 0.75 el valor de R, para obtener los desplazamientos inelásticos.

El máximo desplazamiento relativo de entrepiso dividido por la altura de entrepiso, según la norma NEC-11 para este caso no deberá exceder a $\Delta_i/he_i \leq 0.02$, por tanto del análisis se tiene.

Tabla 6.7: Derivas por nivel, NEC-11

TABLE: Story Drifts		
Story	Drift en X	Drift en Y
	0.75R	0.75R
STORY10	0.00114	0.00061
STORY9	0.00164	0.00104
STORY8	0.00163	0.00093
STORY7	0.00169	0.00090
STORY6	0.00203	0.00063
STORY5	0.00264	0.00105
STORY4	0.00276	0.00097
STORY3	0.00280	0.00081
STORY2	0.00292	0.00085
STORY1	0.00222	0.00037

Deriva		0.75xR	Der. Max.	Condición
Deriva en XX	0.00081	0.0029	0.02	cumple
Deriva en YY	0.00026	0.0011	0.02	cumple

6.1.7. Análisis Sísmico con la norma peruana E030

6.1.7.1. Metrado de cargas

Para el metrado de cargas se debe estimar las cargas actuantes sobre los distintos elementos estructurales que componen el edificio. Todos los elementos de la estructura deben ser diseñados para resistir las cargas que se le apliquen en ellos como consecuencia de su uso previsto, para ello la Norma Peruana E-020 de Cargas establece los valores mínimos para ser usados en este propósito. Estos valores están divididos en dos tipos de cargas, carga muerta (CM), y carga viva (CV).

Para hallar la carga muerta utilizaremos los siguientes pesos unitarios:

▪ Concreto Armado	2400 Kg/m³
▪ Albañilería hueca	1350 Kg/m³
▪ Albañilería solida	1800 Kg/m³
▪ Aligerados (h=20cm)	300 Kg/m²
▪ Acabados (falso piso + piso terminado)	100 Kg/m²

Para hallar las cargas vivas utilizaremos las sobrecargas de la Norma E-020:

▪ Salas de operación, laboratorios y zonas de servicio	300 Kg/m²
▪ Cuartos	200 Kg/m²
▪ Corredores y escaleras	400 Kg/m²

Se definió la masa de la estructura, en función de las cargas asignadas al modelo, es decir se consideró para cada nivel la masa proveniente de las cargas muertas al 100% y el 50% de la carga viva actuante.

6.1.7.2. Espectro de aceleraciones

Las solicitaciones sísmicas se determinan, según lo indicado en la Norma E.030, por espectros inelásticos de pseudo-aceleraciones, el cual se define como:

$$S_a = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot g$$

Donde:

Factor de zona (Z): (zona sísmica 3), por ende Z=0.4.

Factor de uso (U): por tratarse de una edificación esencial U=1.5

Factor del suelo (S): suelo de tipo S2, entonces S=1.2 , T_p =0.6

Factor de amplificación sísmica (C): representa el factor de amplificación de la respuesta de la estructura respecto de la aceleración del suelo, $C = 2.5(T_p/T) \leq 2.5$.

Coefficiente de reducción sísmica (R): en la dirección "X" el sistema estructural está conformado por pórticos de concreto, por consiguiente se usará un R=8, Mientras que en la dirección "Y" el sistema estructural está conformado por porticos y muros de corte , por consiguiente se usará un R=7, la estructura se considera como irregular por tanto a estos resultados se les multiplicara por 0.75.

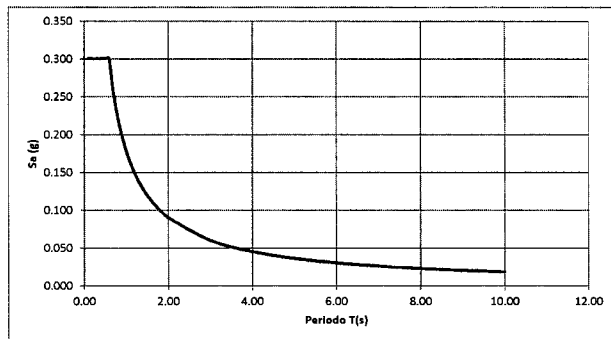
$$R_x = 8 \times 0.75 = 6$$

$$R_y = 7 \times 0.75 = 5.25$$

En las tablas 6.8 y 6.9 se muestran los valores de las aceleraciones obtenidas para el análisis sísmico.

Tabla 6.8: Valores de aceleración espectral para la dirección "X"

Factor de Amplificación Sísmica	Periodo	Aceleración Espectral	Espectro de Pseudo-Aceleraciones
C	T	S _a	
2.500	0.100	0.300	
2.500	0.200	0.300	
2.500	0.300	0.300	
2.500	0.400	0.300	
2.500	0.500	0.300	
2.500	0.600	0.300	
2.143	0.700	0.257	
1.875	0.800	0.225	
1.667	0.900	0.200	
1.500	1.000	0.180	
1.364	1.100	0.164	
1.250	1.200	0.150	
1.154	1.300	0.138	
1.071	1.400	0.129	
1.000	1.500	0.120	
0.938	1.600	0.113	
0.882	1.700	0.106	
0.833	1.800	0.100	
0.789	1.900	0.095	
0.750	2.000	0.090	
0.500	3.000	0.060	
0.375	4.000	0.045	
0.300	5.000	0.036	
0.250	6.000	0.030	
0.214	7.000	0.026	
0.188	8.000	0.023	
0.167	9.000	0.020	
0.150	10.000	0.018	



6.1.7.3. Controles

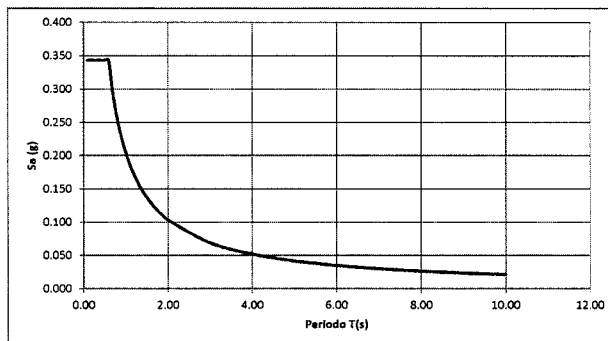
- Control de Cortantes.-

Cortante estático.- Esta da por la siguiente expresión:

$$V = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} P, C = 2.5(T_p/T) \leq 2.5$$

Tabla 6.9: Valores de aceleración espectral para la dirección "Y"

Factor de Amplificación Sísmica	Periodo	Aceleración Espectral	Espectro de Pseudo-Aceleraciones
C	T	S _a	
2.500	0.100	0.343	
2.500	0.200	0.343	
2.500	0.300	0.343	
2.500	0.400	0.343	
2.500	0.500	0.343	
2.500	0.600	0.343	
2.143	0.700	0.294	
1.875	0.800	0.257	
1.667	0.900	0.229	
1.500	1.000	0.206	
1.364	1.100	0.187	
1.250	1.200	0.171	
1.154	1.300	0.158	
1.071	1.400	0.147	
1.000	1.500	0.137	
0.938	1.600	0.129	
0.882	1.700	0.121	
0.833	1.800	0.114	
0.789	1.900	0.108	
0.750	2.000	0.103	
0.500	3.000	0.069	
0.375	4.000	0.051	
0.300	5.000	0.041	
0.250	6.000	0.034	
0.214	7.000	0.029	
0.188	8.000	0.026	
0.167	9.000	0.023	
0.150	10.000	0.021	



$$V_X = 0.300xP = 998.754tn$$

$$V_Y = 0.343xP = 1141.433tn$$

Cortante Dinámico.- Del análisis modal espectral se tiene:

Tabla 6.10: Cortantes dinámicas según la E030

Cortantes dinámicas			
Story	VX	VY	T
	tnf	tnf	tnf-m
STORY10	8.42	10.75	254.04
STORY9	122.25	144.37	2857.75
STORY8	267.17	284.72	5513.35
STORY7	408.98	419.87	8261.94
STORY6	588.32	748.93	11214.51
STORY5	739.64	866.62	13906.06
STORY4	863.28	849.04	15863.38
STORY3	971.29	937.88	17619.40
STORY2	1069.46	1023.19	19087.12
STORY1	1141.32	1067.46	20123.50

Las cortantes máximas en cada dirección para evaluar los controles de la cortantes según esta norma son:

$$V_X = 1141.317tn$$

$$V_Y = 1047.464tn$$

El cortante Dinámico no debe ser menor al 90% del cortante estático:

Cortante Estático		Cortante Dinámico		Condición
$V_{estatico}$	0.9V	$V_{dinamico}$		
Vx	998.7543	898.879	1141.317	cumple
Vy	1141.433	1027.290	1067.464	cumple

▪ **Desplazamientos máximos.-**

Del análisis tenemos los máximos desplazamientos y rotaciones.

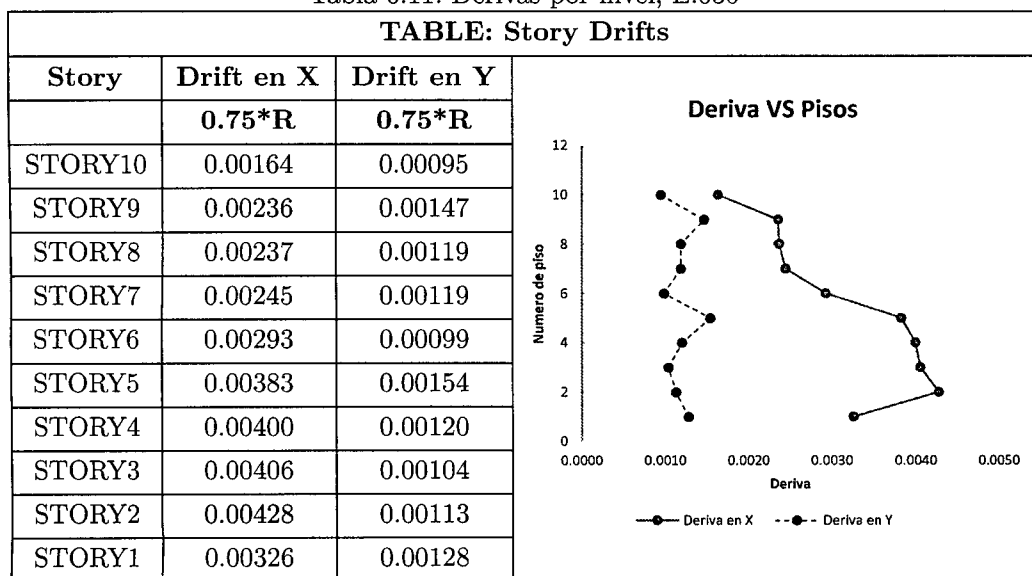
UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
cm	cm	cm	rad	rad	rad
1.99	0.73	0.23	0.000872	0.002187	0.001442

■ **Control de Derivas.-**

Los desplazamientos laterales máximos producto de la combinación modal obtenidos en los diferentes pisos del edificio se muestran en la tabla a continuación. Los desplazamientos laterales obtenidos del análisis dinámico han sido multiplicados por 0.75 veces el valor de R, para obtener los desplazamientos inelásticos.

El máximo desplazamiento relativo de entrepiso dividido por la altura de entrepiso, según la norma E030 para este caso no deberá exceder a $\Delta_i/he_i \leq 0.007$, por tanto del análisis se tiene.

Tabla 6.11: Derivas por nivel, E.030



Deriva		0.75xR	Der. Max.	Condición
Deriva en XX	0.0010	0.0043	0.007	cumple
Deriva en YY	0.0004	0.0015	0.007	cumple

6.1.8. Análisis Sísmico con la norma chilena NCH433

6.1.8.1. Metrado de cargas

Para el metrado de cargas se debe estimar las cargas actuantes sobre los distintos elementos estructurales que componen el edificio. Todos los elementos de la estructura deben ser diseñados para resistir las cargas que se le apliquen en ellos como consecuencia de su uso previsto, para ello la Norma chilena de cargas, establece los valores mínimos para ser usados en este propósito.

Para hallar la carga muerta utilizaremos los siguientes pesos unitarios:

▪ Concreto Armado	2400 Kg/m³
▪ Albañilería hueca	1350 Kg/m³
▪ Albañilería solida	1800 Kg/m³
▪ Aligerados (h=20cm)	300 Kg/m²
▪ Acabados (falso piso + piso terminado)	100 Kg/m²

Para hallar las cargas vivas utilizaremos las sobrecargas de la Norma NSR-10:

▪ Cuartos de cirugía, laboratorios	305.91 Kg/m² (3.0 kPa)
▪ Cuartos privados	203.94 Kg/m² (2.0 kPa)
▪ Corredores y escaleras	407.89 Kg/m² (4.0 kPa)

Se definió la masa de la estructura, en función de las cargas asignadas al modelo, es decir se consideró para cada nivel la masa proveniente de las cargas muertas al 100% y el 50% de la carga viva actuante.

6.1.8.2. Espectro de aceleraciones

El espectro de diseño que determina la resistencia sísmica de la estructura esta definido por:

$$S_a = \frac{I A_0 \alpha}{R^*}$$

Donde:

A_0 : factores de zona, $A_0 = 0.4g$

Factores de suelo (perfil de suelo tipo III)

$$S = 1.20$$

$$T_0 = 0.75$$

$$T' = 0.85$$

$$n = 1.80$$

$$p = 1.00$$

I : Coeficiente de importancia, Tipo IV, $I = 1.2$

$$\alpha = \frac{1+4.5\left(\frac{T_n}{T_o}\right)^p}{1+\left(\frac{T_n}{T_o}\right)^3}$$

T_n = período de vibración del modo n

$$R^* = 1 + \frac{T^*}{0.10T_o + T_o^*}$$

T^* = período del modo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis.

$$T_X^* = 0.329 \text{ s}$$

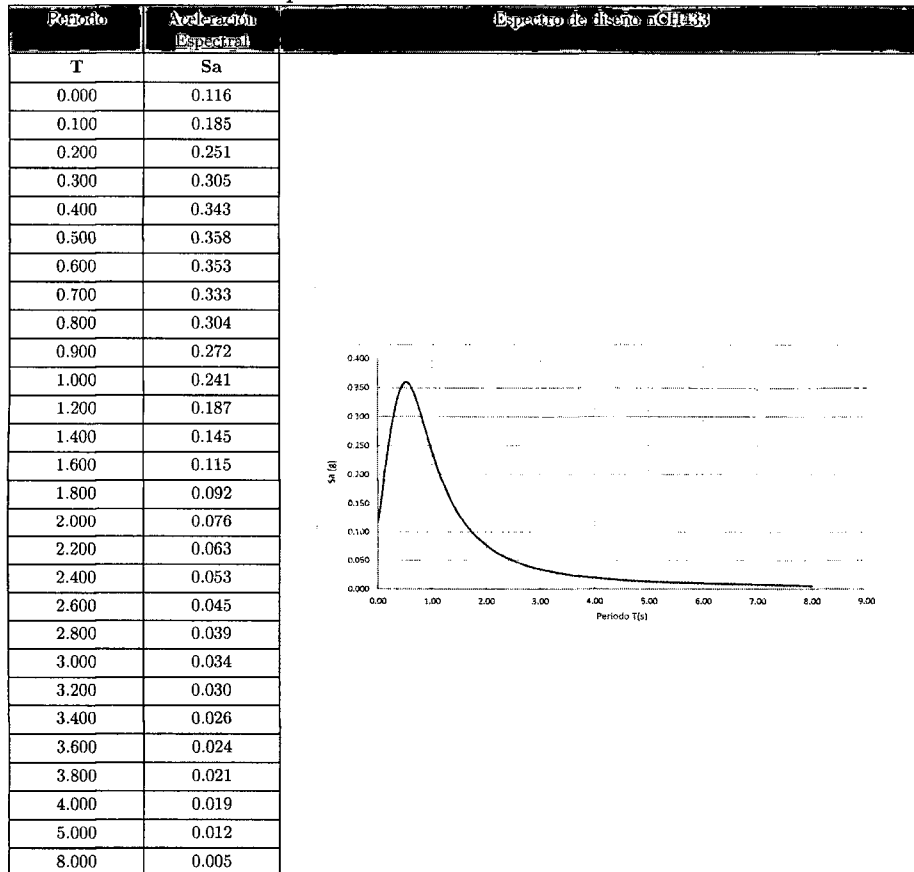
$$T_Y^* = 0.204 \text{ s}$$

R_o = valor para la estructura que se establece de acuerdo a la tabla 5.1.

$$R_o = 11$$

En las tablas 6.12 y 6.13 se muestran los valores de las aceleraciones obtenidas para el análisis sísmico.

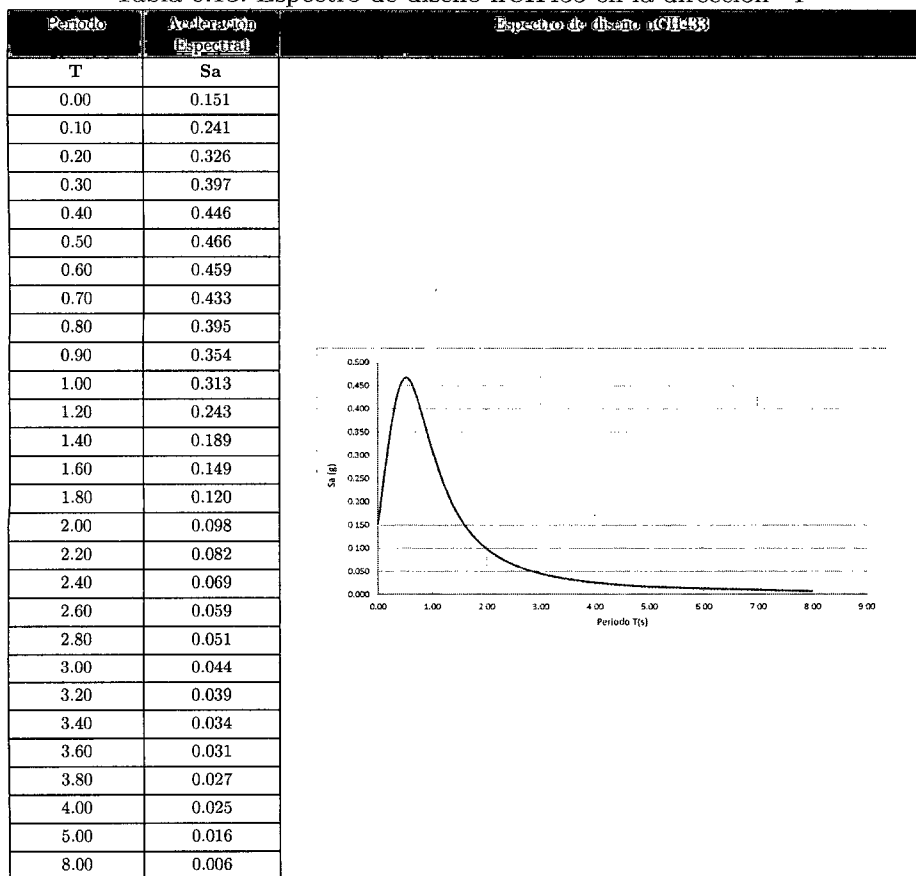
Tabla 6.12: Espectro de diseño nCH433 en la dirección "X"



6.1.8.3. Controles

- Control de Cortantes.-

Tabla 6.13: Espectro de diseño nCH433 en la dirección "Y"



Cortante basal.- El esfuerzo de corte basal está dado por:

$$Q_0 = CIP$$

Donde:

Q_0 : Esfuerzo de Corte Basal.

C : Coeficiente Sísmico, usaremos $C = 0,35S_{Ao}/g$.

I : Coeficiente de Importancia, usaremos $I = 1,20$.

luego $Q_0 = 0.202P = 671.163 \text{ tn}$

Cortante Dinámico.- Del análisis modal espectral se tiene:

Tabla 6.14: Cortantes dinámicas según la NCH433

TABLE: Story Forces			
Story	VX	VY	T
	tnf	tnf	tnf-m
STORY10	6.66	6.61	178.859
STORY9	112.34	122.62	2631.239
STORY8	242.96	240.39	4968.173
STORY7	387.62	376.44	7654.983
STORY6	584.84	689.41	10608.396
STORY5	739.06	812.37	13398.588
STORY4	871.44	823.50	15470.270
STORY3	990.60	915.06	17227.890
STORY2	1087.02	974.12	18567.671
STORY1	1146.09	1062.57	19412.948

Las cortantes máximas en cada dirección para evaluar los controles de la cortantes según esta norma son:

$$V_X = 1146.09 \text{ tn}$$

$$V_Y = 1062.57 \text{ tn}$$

El cortante Dinámico no debe ser menor al $IA_0P/6g = 266.33 \text{ tn}$.

El cortante Dinámico no debe ser mayor a $0.35SIA_0P/g = 671.163 \text{ tn}$.

Ante estos controles los cortantes dinámicos cumplen la primera condición, pero para el cortante máximo no cumplen ya que sobrepasan este valor, la norma señala que en caso que dicha componente sea mayor que la cantidad anterior, las solicitaciones de los elementos estructurales

se pueden multiplicar por un factor de modo que dicho esfuerzo de corte no sobrepase el valor máximo. Esta disposición no rige para el cálculo de los desplazamientos y rotaciones de los diafragmas horizontales de piso.

■ **Desplazamientos máximos.-**

Del análisis tenemos los máximos desplazamientos y rotaciones.

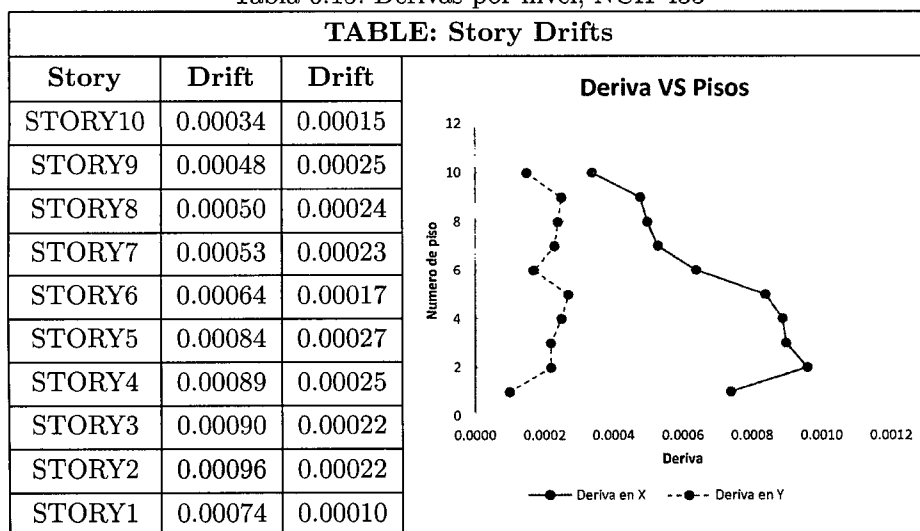
UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
cm	cm	cm	rad	rad	rad
1.71	0.49	0.21	0.000804	0.001937	0.001352

■ **Control de Derivas.-**

Los desplazamientos laterales máximos producto de la combinación modal obtenidos en los diferentes pisos del edificio se muestran en la tabla a continuación.

El máximo desplazamiento relativo de entrepiso dividido por la altura de entrepiso, según la norma nCh433 para este caso no deberá exceder a $\Delta_i/he_i \leq 0.001$, por tanto del análisis se tiene.

Tabla 6.15: Derivas por nivel, NCH 433



Deriva		Der. Max.	Condición
Deriva en XX	0.00096	0.001	cumple
Deriva en YY	0.00027	0.001	cumple

6.2. VALIDACIÓN DE RESULTADOS

Se considera muy importante que cualquier proceso de investigación se encuentre estrechamente relacionado con el mundo real de aplicación. Se corre el riesgo que la investigación avance por un sendero que diverja con la realidad práctica, dificultando posteriormente la aplicación de los resultados y conclusiones obtenidas de la investigación.

La validación técnica, se desarrolla en contraste con los reglamentos de cada país en estudio, con los criterios de la ingeniería sismorresistente, y con los conceptos de la construcción de estructuras de concreto armado.

En tal sentido se analizó un edificio de sistema dual y aporticado de concreto armado con las diferentes normas en estudio, en la que se generó un escenario de tal forma que las condiciones y/o exposiciones sean idénticas al momento de realizar el análisis ya que es intrincado efectuar una comparación entre las demandas que imponen las normas de diseño sísmico, debido a las diferencias existentes tanto en los valores límites de la deriva, como en los procedimientos de cálculo de los desplazamientos laterales, etc. Otro factor que dificulta la comparación es que mientras la mayoría de las normas limitan los máximos desplazamientos inelásticos, otros lo hacen con los desplazamientos elásticos directamente obtenidos con las fuerzas no reducidas, como es el caso de las normas de Chile y Colombia.

De los resultados del ejemplo de aplicación podemos afirmar que, el mayor cortante estático en la dirección del "X" (sistema aporticado) y en la dirección "Y" (sistema dual), lo tiene la norma peruana E030, seguida por la norma colombiana NSR-10, después esta la norma ecuatoriana NEC-11 y por último esta la chilena NCH433, esto nos da a entender que la norma peruana en cuanto al análisis estático es más exigente que las demás normas y la norma chilena NCH433 tiene la cortante más baja. De las restricciones para el análisis estático de la tabla 5.12, el ejemplo de aplicación no califica para un análisis estático, estos valores solo son usados por los controles de la cortante dinámica, no obstante nos dan como referencia la magnitud de las fuerzas si fueran el caso, estos resultados para un eventual análisis estático no son determinantes ya que para su aplicación amerita una clasificación según cada norma, vale decir que se puede aplicar en una cierta normativa y en otra no puede calificar.

Para el caso de la cortantes dinámicas en ambas direcciones "X" e "Y" la norma chilena NCH433 cuenta con los valores más altos, seguido por la norma peruana E030, después esta la norma colombiana NSR-10 y por último esta la norma ecuatoriana NEC-11. Todas las normas cumplen con sus controles a excepción de la norma chilena NCH433 que se sale de sus límites, para estos casos la norma chilena señala que para estos casos las solicitaciones de los elementos estructurales se pueden multiplicar por

un factor de modo que los esfuerzos de corte no sobrepasen los valores máximos, esta disposición no rige para el calculo de los desplazamientos y rotaciones de los diafragmas horizontales de piso, teniendo esto como referencia para los controles no se hizo uso del factor.

Las magnitudes de las cortantes dinámicas y los resultados del análisis estructural están definidos por el espectro de diseño y el periodo de vibración de la es estructura, los periodos de vibración indistintamente de cualquier norma esta definida por la rigidez y masa de la estructura, en la tabla 6.16 se muestra los periodos fundamentales del análisis, la diferencia de estos valores radica en la masa de la estructura, las cuales varían de acuerdo al metrado de cargas que establecen cada norma.

Tabla 6.16: Periodos Fundamentales

Norma	Periodo fundamental (s)
NSR-10	0.335
NEC-11	0.330
E030	0.329
NCH433	0.329

Los espectro utilizados para el análisis se muestran en las figuras 6.3 y 6.4 , que en combinación con los periodos de vibración se obtiene las aceleraciones espectrales, estos valores actúan directamente en la magnitud de las fuerza y estos a su vez en los esfuerzos y deformaciones de la estructura. Evaluándose desde este punto la rigurosidad, exigencia, etc. de cada norma.

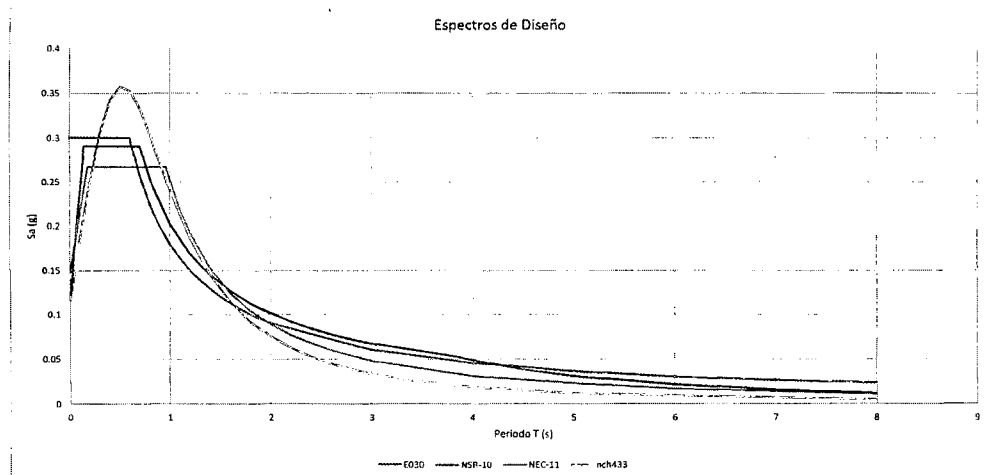


Figura 6.3: Espectros de diseño en la dirección X.

De lo anterior las aceleraciones espectrales para los periodos fundamentales según los espectros de diseño se muestra en la tabla 6.17 , siendo la norma chilena NCH433 con la mayor aceleración seguido por la norma peruana E030, después esta la norma colombiana NSR-10 y como ultimo esta norma

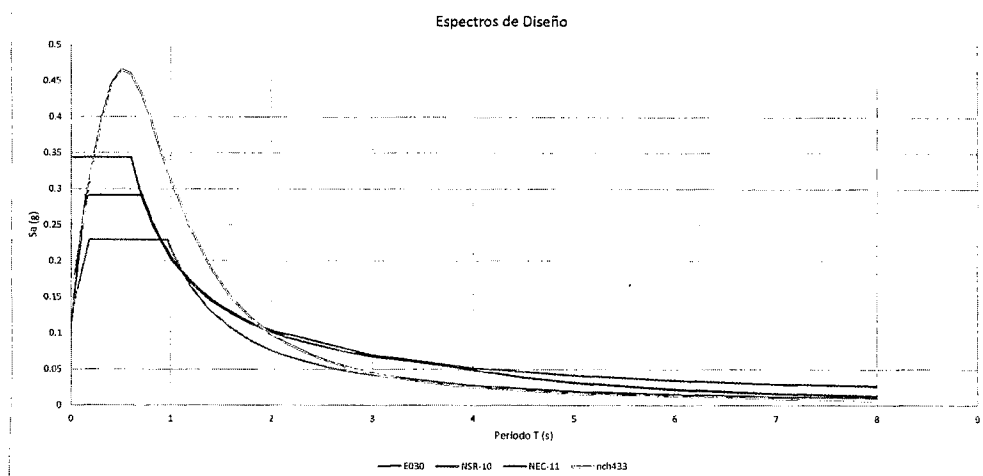


Figura 6.4: Espectros de diseño en la dirección Y.

ecuatoriana NEC-11. En función a este resultado las cortantes dinámicas siguen este mismo orden como se muestran en la tabla 6.18.

Tabla 6.17: Aceleraciones Espectrales

Norma	Periodo fundamental T (s)	Aceleración espectral Sa (g) en X	Aceleración espectral Sa (g) en Y
NCH433	0.329	0.316	0.411
E030	0.329	0.300	0.343
NSR-10	0.335	0.291	0.283
NEC-11	0.330	0.267	0.229

Del análisis realizado a la edificación esencial de concreto armado de sistema aporticado y dual, ubicado en una zona de sismicidad comparables entre si, se calcularon los desplazamientos laterales resultantes de la aplicación de las demandas de cada código, Tomando en cuenta las diferencias entre los códigos de diseño sismorresistente en cuanto al cálculo y los límites del desplazamiento lateral, se empleo un índice para cuantificar qué tan rigurosos son estos reglamentos en el control de las derivas, se utilizo el *índice de rigurosidad* I.R. establecido por Luis Eduardo Andrade Insúa [6], que se calcula como el cociente entre la deriva máxima calculada con las fuerzas que estipula un determinado código, y la deriva límite correspondiente a dicho código, si pensamos en el I.R. como un calificativo que otorga una estructura al código con el que se analiza, tendremos que valores pequeños de este índice serán otorgados a códigos poco exigentes, mientras que valores mayores pero menores que 1, serán los que se otorguen a otros más exigentes.

Tabla 6.18: Cortantes dinámicas

Cortantes Dinámicas		
Norma	Vx (tn)	Vy (tn)
NCH433	1146.090	1062.570
E030	1141.317	1047.464
NSR-10	1112.192	961.797
NEC-11	897.300	670.310

La Tabla 6.19 presenta los máximos valores del I.R. obtenidos del análisis.

Tabla 6.19: Valores máximos de I.R.

Norma		Deriva máxima	Deriva límite	I.R.	
NSR-10	X	0.0052	0.01	0.52	
	Y	0.0017	0.01	0.17	
NEC-11	X	0.0029	0.02	0.15	→ I.R. Min.
	Y	0.0011	0.02	0.06	→ I.R. Min.
E030	X	0.0043	0.007	0.61	
	Y	0.0015	0.007	0.21	
NCH433	X	0.00096	0.001	0.96	→ I.R. Max.
	Y	0.00027	0.001	0.27	→ I.R. Max.

Como se aprecia en la Tabla 6.19, el mayor valor del I.R. corresponde a la norma chilena NCH433 en ambas direcciones siendo la mas exigente, seguido esta la norma peruana E030, después esta la norma colombiana NSR-10 y por ultimo esta la norma ecuatoriana NEC-11 con el menor valor del I.R. siendo la menos exigente del grupo.

6.3. DISCUSIÓN DE RESULTADOS

El objetivo de la presente tesis es Establecer, en cuanto a los aspectos técnicos de la Ingeniería Sísmica, cuáles son las discrepancias y similitudes entre las normativas de Perú, Chile, Ecuador y Colombia vigente, concerniente a las edificaciones sismo-resistentes, para proponer mejoras e identificar debilidades. para alcanzar este objetivo se preciso los aspectos técnicos de la Ingeniería Sísmica que son considerados en las normas mencionadas vigentes, luego se contrasto estos aspectos técnicos y finalmente se identificaron debilidades para proponer mejoras.

Como una de las referencias en la presente investigación se tubo a la investigación realizada por

Huaman Cevallos Victor M. (2004)[3], donde se realiza el análisis de dos edificaciones aproticada de uso común, para después identificar similitudes y diferencias, en donde también se desarrolla un software para el análisis estructural tanto para la norma peruana y japonesa, respecto a la presente investigación se realiza un análisis comparativo partiendo desde los parámetros sísmicos con una matriz de comparación para un rango de normas de países colindadas no obstante con la misma falla, para el caso aplicativo se selecciono una edificación de categoría esencial con el fin contrastar resultados. también se tuvo como referencias a las investigaciones realizadas por Vargas I, Roger (2012)[4] y Cámara F. Lisseth(2012)[5] donde los autores comparan y/o establecen, en cuanto a los aspectos técnicos de la Ingeniería Sísmica, cuáles son las discrepancias y similitudes entre la normativa Venezolana y la normativa Chilena vigente, concerniente a las edificaciones sismo-resistentes, partiendo desde escenarios distintos y con diferentes fallas presentes, además de estar separados geográficamente, para la presente investigación se toma en cuenta estos aspecto en tal sentido realiza una análisis comparativo entre países colindantes entre si con la misma falla presente, aunque los países presentes la misma falla y sean colindantes entre si y estén influenciadas por las norma norteamericanas, presentan diferencias en cuanto a cálculos, espectros de diseño y controles, ante ello se realiza también un análisis de una edificación de categoría esencial en el que se le crea un escenario con características similares en cada norma para sacar conclusiones y recomendaciones.

Para la recolección de datos se selecciono como instrumento la matriz de registro y la matriz de comparación, se estableció la validez de todos los instrumentos que se utilizaron a través de una evaluación realizada, la validez alcanzó un porcentaje de 90% de validez inter-jueces, razón por la que los instrumentos se consideraron válidos y con una confiabilidad de los instrumentos utilizados que alcanzó un valor de 0.85, razón por la que los instrumentos se consideraron *muy confiables*.

En los capítulos precedentes se han presentado los resultados del análisis comparativo realizado entre las normas en estudio, consecuentemente la discusión gira en relación a los aspectos técnicos de la Ingeniería Sísmica.

Como primer punto las filosofías de diseño sísmico aceptada por prácticamente todos los países sísmicos del mundo establece, por una parte, que los edificios deben diseñarse de modo que no sufran daños de ninguna especie durante los eventos sísmicos que ocurren frecuentemente, esto es, varias veces durante el período de vida útil del edificio. Pero por otra parte, establece que las estructuras pueden sufrir daños, e incluso tener que demolerse con posterioridad al sismo, ante la eventualidad del sismo más severo que se puede esperar en un determinado lugar, siempre y cuando se garantice que la estructura no colapsará durante la ocurrencia de este sismo severo. La justificación de esta

filosofía radica en el elevado costo que significaría diseñar las estructuras para impedir la ocurrencia de daños durante el sismo de gran severidad, unido al hecho de la muy baja probabilidad de ocurrencia de tal evento sísmico. Esta filosofía, de aplicarse adecuadamente en un determinado país, garantiza la preservación de las vidas humanas frente a cualquiera circunstancia, junto con optimizar el uso de los recursos económicos de la sociedad, en tal sentido no se encontraron diferencias significativas.

Las zonificaciones sísmicas están establecidas de acuerdo a cada norma basada en la distribución espacial de la sismicidad observada, las características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación de éstos con la distancia epicentral, también esta relacionado a los tipos de estudios y métodos empleados, así como en información neotectónica. Del análisis y con referencia a la tabla 5.3 se tiene que la norma NSR-10 cuenta con una mayor distribución de aceleraciones del grupo, con valores altos de 0.5g y los valores mas bajos 0.05g, la norma NEC-11 cuentan con la segunda mayor distribución de las aceleraciones del grupo, es la única que acepta aceleraciones mayores a 0.5g para condiciones excepcionales, la norma E030 cuenta con 03 zonas aunque estos valores ya se pretenden cambiar a 04 zonas con la nueva actualización de la norma ampliandose el rango de valores para las zonas costeras y disminuyendo para las zonas de menos sismicidad y por ultimo esta la norma chilena NCH433 que cuenta con 03 zonas sísmicas, es la norma con el mayor valor mínimo de las aceleraciones del grupo, esto debido a tener una extensión territorial corta en dirección a la falla, por ende las distribuciones de las zonas sísmicas también están en relación a la extensión territorial y forma de cada país en relación a la falla presente, otro punto que también debemos tener muy en cuenta es la zonificación presente en las fronteras de cada país, según la figura 5.1 se muestra este detalle en el que se observa la discontinuidad de aceleraciones de un país a otro, en este aspecto según [Aguiar R.] [16] esto amerita que a futuro se piense en tener un solo mapa de zonificación, se coincide en este punto con el autor, ya que con la muy publicitada globalización y la constante comunicación científica se espere el logro de este objetivo, todo ello para tener una zonificación mas allá de las fronteras sin subestimar ni sobreestimar las aceleraciones como hoy en día se observan.

En los códigos de diseño sísmico estudiados los perfiles de suelo se clasifican tomando en cuenta las propiedades dinámicas de los diferentes de los diferentes tipos de suelo adaptados a cada normativa de acuerdo a su realidad. De lo anterior para las normas NSR-10 y NEC-11 se establecen parámetros adicionales que dependen del tipo de suelo, estos parámetros limitan la plataforma horizontal del espectro de aceleraciones, lo que hace que para periodos cortos el espectro tenga una rama con cierta pendiente hasta alcanzar la plataforma horizontal, en la E030 los parámetros establecido por el suelo limitan el espectro implícitamente con la fórmula del espectro, por otro lado la norma NCH433 no posee plataforma horizontal para la aceleración máxima, sino que este alcanza un valor máximo de

aceleración únicamente en el instante T_0 , cuyo valor depende del tipo de suelo.

Para el caso de los usos en la tabla 5.5 se muestran los diferentes valores para cada norma en estudio, es apreciable que para estructuras del mismo uso estos son bastante parecidos, presentando diferencias menores, en la mayoría de los casos el valor del Factor de Uso, varía entre 1 para edificaciones comunes, a 1.5 para edificaciones de seguridad crítica, aunque en el caso de la norma Nch 433 toma valores menores de 1 para estructuras o construcciones provisionales, y para edificaciones de seguridad crítica toma el valor máximo de 1.2, según [Aguilar R.] [17] el valor de la aceleración máxima del terreno está obtenida para un periodo de retorno de 475 años con una probabilidad de excedencia del 10% esto si se considera para un coeficiente de importancia igual a 1, si se considera el coeficiente de importancia igual a 1.5 en este caso la probabilidad de excedencia está al rededor del 2% que es una cantidad muy baja considerando el periodo de retorno, en este aspecto se coincide con el autor teniendo en cuenta que si se trabaja con un coeficiente de importancia igual a 1.5 se está incrementando las fuerzas sísmicas en 50% cantidad que es demasiado alta para una probabilidad de excedencia muy baja, por lo tanto se recomienda que para edificaciones de seguridad crítica se calcule con un factor de importancia 1.3, ante lo dicho cabe resaltar a la norma chilena Nch433 que trabaja con factor de uso máximo de 1.2.

En el caso de los pesos de la edificación para el análisis sísmico todas establecen el 100% de la carga muerta y un porcentaje de la carga viva que varía entre el 25% al 50% de acuerdo al uso e importancia de la estructura, cabe mencionar que la norma NSR-10 solo incrementa un 25% en caso de bodegas y depósitos, para el resto de los casos no se aumenta la carga viva, del grupo esta norma NSR-10 cuenta con la menor matriz de masa y en el otro extremo se encuentra la norma E030 con valores más conservadores siendo la norma con la matriz de masa mayor, la definición de la masa afecta en el cálculo de los periodos de vibración, modos de vibración y factores de participación.

Las normas para la configuración estructural castigan a las irregularidades de la estructura con factores que afectan al coeficiente de reducción sísmica, a excepción de la norma Nch 433, la norma colombiana Nsr-10, Título A castiga con 3 factores que dependen de la configuración en planta, elevación y ausencia de redundancia, en cambio la norma ecuatoriana NEC-11 Cap.2 castiga las irregularidades con 2 factores que dependen de la configuración en planta y elevación, por otra parte la norma peruana E.030 castiga con cifras determinadas para estructuras consideradas como irregulares se considera un factor 0.75 y para regulares este factor es 1, para la norma chilena Nch 433 estos factores no son considerados, pero se mencionan algunas recomendaciones para la configuración estructural, estos factores afectan directamente al factor de reducción sísmica, para el caso de Chile el factor de reducción no se ve afectada por ningún factor, viendo un poco más adentro el factor de

reducción sísmica esta en función de parámetros, entre ellos esta el periodo de mayor masa traslacional que esta relacionada con la configuración de la estructura.

Para los sistemas estructurales, la normativa colombiana **Nsr-10, Titulo A** reconoce cuatro tipos generales de sistemas estructurales de resistencia sísmica. Cada uno de ellos se subdivide según los tipos de elementos verticales utilizados para resistir las fuerzas sísmicas y el grado de capacidad de disipación de energía del material estructural empleado, en la norma ecuatoriana **NEC-11 Cap.2** se aprecian 2 grupos de sistemas estructurales clasificados de acuerdo a la ductilidad: los sistemas estructurales dúctiles y los sistemas estructurales de ductilidad limitada, la norma peruana **E.030**, clasifica los sistemas estructurales según los materiales usados y el sistema de estructuración sismorresistente predominante en cada dirección y la norma chilena **Nch 433.0f1996** hace una clasificación un tanto general agrupándolos en 3 grupos, de lo anterior se resalta a la norma ecuatoriana **NEC-11 Cap.2** por hacer una clasificación mas detallada de acuerdo a la ductilidad ameritando una aceptación y consideración mayor ante este sistema, además se establecen limites para su empleo, en este punto las demás normas son ambiguas solo se mencionan sin limitaciones, teniendo en cuenta que la filosofía de diseño apunta a estructuras dúctiles.

El factor de reducción sísmica **R** refleja las características de absorción y disipación de energía de la estructura resistente, así como la experiencia sobre el comportamiento sísmico de los diferentes tipos de estructuraciones y materiales empleados. Según [Aguiar R.] [17] dos debilidades presentan la mayor parte de normativas en cuanto al factor **R**, primero el factor **R** depende del período de vibración de la estructura pero muy pocas normas consideran esta variable y dan un solo valor de **R** al margen del período y el factor **R** depende del tipo de suelo de tal forma que se debería especificar el factor **R** en función del tipo de suelo. De lo anterior las normas NSR-10, NEC-11 y E030 presentan valores similares entre si, estas normas dan un solo valor de **R** que no esta en función y/o depende del período y tipo de suelo, esta es una debilidad que tienen estas tres normas en parte se debe a que este es un tema que está actualmente en investigación, a pesar de que se ha venido trabajando desde hace unos 30 años, pero esto es una razón más para ser cautelosos en la selección del valor de reducción de las fuerzas sísmicas, por otra parte esta la norma chilena Nch433 donde se aprecia valores muy altos, sin embargo la deriva de piso máxima permitida es 0.1% y es deriva elástica, no obstante es un valor bastante bajo, cabe resaltar que en esta norma se trabajan con dos tipos de factores de reducción sísmica RR_0 , la primera empleada solo para el análisis estático, mientras la segunda es empleada para el análisis dinámico, el factor de reducción final se calcula empleando la formula estipulada en la norma que esta en función de R_0 , periodos de los modos y parámetros relativos al tipo de suelo, en esta parte se resalta a esta norma por presentar una formula muy

elaborada para el cálculo del factor de reducción sísmica, siendo la más resaltante del grupo, para las demás normas en estudio se recomienda hacer un mejor análisis en el cálculo del factor de reducción sísmica además de tener en cuenta la relación que tiene con las características de la estructura y el suelo.

Los espectros constituyen actualmente una de las herramientas más usadas para representar el Peligro Sísmico con fines de diseño sismorresistente. La importancia de los espectros en el diseño 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 para el diseño de estructuras. Sin embargo debe aclararse, que los espectros de respuesta omiten información importante dado que los efectos de los sismos 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. Del análisis para la zona de mayor sismicidad, suelos firmes y para una edificación esencial, figura 6.3, la norma peruana E030 actúa como la envolvente de los espectros estudiados, siendo la norma con las mayores aceleraciones del grupo tanto para periodos cortos, intermedio y largos, seguido esta la norma chilena NCH433 para periodos cortos, para periodos intermedio y largos se aprecia una caída por debajo de las demás normas dando a entender que es más exigente para periodos cortos, luego esta la norma colombiana NSR-10 que para periodos cortos se encuentra por debajo de Perú y Chile, para periodos intermedios solo se encuentra por debajo de la norma peruana y para periodos largos tiende a caer por debajo del grupo por último esta la norma ecuatoriana NEC-11 con los valores más bajos para periodos cortos, para periodos intermedios solo esta por encima de la norma chilena NCH433 y para periodos largos tiende a ser más exigente estando solo por debajo de la norma peruana. Para el segundo caso presentado para suelos críticos, figura 6.3, la distribución tiende a mantener el mismo orden descrito anteriormente pero con valores de aceleraciones espectrales mayores y prolongados. Estos espectros son para una edificación esencial pero si cambiamos para una edificación de uso habitacional surge un cambio en la norma chilena NCH433, esta se coloca sobre todas las normas en estudio para periodos cortos a la vez que se aprecia un aumento para periodos intermedios y largos, esto es debido al coeficiente de uso que se emplea, mientras que en las demás normas para edificaciones esenciales se hace un incremento del 50% en las fuerzas sísmicas, la norma chilena solo hace un incremento del 20% por ende la norma chilena es más exigente para estructuras de uso habitacional especialmente para periodos cortos.

Todas las normas en estudio exigen un análisis estático y dinámico, entre los análisis dinámicos los códigos permiten el Análisis Modal Espectral y el Análisis Tiempo - Historia, a excepción de la normativa chilena que solo establece el análisis modal espectral.

Los sismos severos han mostrado la estrecha relación entre los desplazamientos laterales y el daño que sufren los edificios, como un parámetro para cuantificar el daño, en la Tabla 5.15 se listan los criterios que tienen los códigos presentados, para establecer los límites de la deriva de entrepiso, donde se observa que la norma colombiana NSR-10 trabaja con espectros elásticos y hace el control con la deriva elástica, la norma ecuatoriana NEC-11 al igual que la norma peruana E030 trabajan con espectros inelásticos y hacen su control de deriva inelásticamente y por último la norma chilena trabaja con espectros inelásticos y hace su control con deriva elástica. Luego de realizar reducciones hasta llegar a la tabla 5.17 podemos decir que todas las normativas a excepción de la norma chilena establecen límites constante por no decir fijos para evaluación de sus controles, estas constantes mostradas en la tabla son valores reducidos matemáticamente sin alterar el procedimiento de análisis y resultados, estos resultados muestran que para los límites de deriva no intervienen los factores de reducción, tipos de suelo, altura de la edificación, entre otros, solo un valor constante definida de acuerdo al sistema estructural, en el caso de la norma chilena NCH433 el límite de deriva está en función del factor de reducción y está a la vez esta relacionada con el periodo de mayor masa traslacional, involucrando así al tipo de estructura, altura y parámetros dependientes del suelo para evaluar los controles, lo cual es destacable en esta norma, la deriva se debe evaluar en función del sistema, configuración, entorno y materiales presentes en la estructura siempre con la debida sustentación, esto lo tiene en cuenta la norma chilena. Como recomendación debemos tener en cuenta estos aspectos para futuras actualizaciones de las normas. De la Tabla 5.15 se puede deducir que para estructuras de concreto armado la norma peruana E030 es la más conservadora ya que permite límites de derivas menores del grupo, teniendo así las estructuras más rígidas del grupo, quien sigue es la norma colombiana NSR-10 con límites de derivas muy cercanas a la peruana, la norma ecuatoriana NEC-11 tiene los límites de deriva más amplias relativamente del grupo, esto en parte debido a que trabajan con inercia agrietadas, superando a la norma colombiana y a la norma peruana esto indica que la norma ecuatoriana permite mayores desplazamientos, siendo sus estructuras más flexibles que el resto y por último la norma chilena al estar en función del factor de reducción de fuerzas sísmicas los límites de deriva varían de acuerdo al sistema estructural, periodos de vibración y condiciones del suelo, involucrando directamente la edificación y su entorno, para edificaciones con periodos bajos los límites de deriva pueden llegar incluso a valores menores que a la de la norma peruana exigiendo estructuras más rígidas, por otra parte para periodos largos los límites de deriva se extienden llegando en casos específicos a superar a las normas en estudio. Para estructuras de madera, albañilería y estructuras metálicas y/o acero la norma colombiana NSR-10 es la más conservadora en sus controles, seguida por la norma peruana E030, luego está la norma ecuatoriana NEC-11 con un control menos riguroso y la norma chilena NCH433 con sus límites de control variables, que oscilan desde controles estrictos a controles más holgados de acuerdo al factor de reducción sísmica.

De los análisis de resultados obtenidos aplicando la matriz de registro, se observa que a pesar de ser escenarios diferentes existe gran similitud entre las normas sismorresistentes partiendo desde lo más básico e ineludible al diseño sísmico como lo es la Filosofía, las diferencias más marcadas se encuentran en los procesos de cálculo y las formas espectrales.

Del ejemplo de aplicación concentrándonos en los espectros obtenidos, tenemos la distribución casi similar al análisis comparativo de los espectros a nivel elástico que se realizó como se muestra en la figuras , con la diferencia de que el espectro chileno sobrepasa a los demás espectros para periodos de hasta 2 s, este caso ya se preveía dado que estos espectros están a nivel inelástico por ende los factores de reducción sísmica ya intervienen y por tener un R en función del entorno y características de la edificación, el espectro chileno varía a diferencia de los demás que son valores casi estáticos, por ello se nota esta anomalía en el espectro respecto al análisis realizado anteriormente, siguiendo con la discusión estos valores en combinación con el periodo fundamental de vibración se realiza el análisis, que es el mismo indistintamente de la norma, como la aceleración espectral se mantiene constante en el análisis se afirma que a mayor aceleración espectral se generan mayores fuerza y a mayores fuerzas mayores desplazamientos, esto se aprecia en la tabla 6.18 de cortantes dinámicas que mantiene el mismo orden que de las aceleraciones espectrales que se muestran en la tabla 6.17, para el caso de los desplazamientos este orden no se mantiene debido a que cada norma establece sus controles distintamente así como el límite de estos, ya sea la forma de de cálculo del efecto de torsión, la inclusión de efectos P-delta, así como de las combinaciones de respuestas modales, mientras que las normas E030 y NCH433 establecen combinaciones modales, las normas NSR-10 y NEC-11 dejan al estructural la elección de una combinación modal adecuada. En cuanto a la exigencia de una norma respecto a las demás se realizó la validación de estos resultados con el índice de rigurosidad siendo la norma chilena NCH433 la más exigente para el ejemplo aplicativo, seguido por la norma peruana E030, después esta la norma colombiana NSR-10 y por último la norma ecuatoriana NEC-11 dando a entender que esta norma acepta estructuras más flexibles pero recordemos que esta norma trabaja con inercias agrietadas, a partir de estos resultados y de las disertaciones anteriores podemos generalizar y decir que la norma chilena NCH433 y la norma peruana E030 en ese orden, son las más exigentes con demandas de rigidez mayores, por otra parte las normas NSR-10 y NEC-11 son las menos exigentes por consiguiente admiten estructuras más flexibles.

Parte VI

**CONCLUSIONES Y
RECOMENDACIONES**

Capítulo 7

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1. Resumen

La presente investigación tiene como objetivo *Establecer, en cuanto a los aspectos técnicos de la Ingeniería Sísmica, cuáles son las discrepancias y similitudes entre las normativas de Colombia, Ecuador, Perú y Chile vigentes, concerniente a las edificaciones sismo-resistentes, para proponer mejoras e identificar debilidades.* A lo largo de la tesis se han desarrollado los conceptos, instrumentos de recolección y comparación de datos y modelos para alcanzar los objetivos, los mismos que han sido aplicados a un análisis sísmico de una edificación esencial. De los resultados obtenidos, se puede afirmar que a pesar de ser escenarios diferentes existe gran similitud entre las normas sismorresistentes partiendo desde lo más básico e ineludible al diseño sísmico como lo es la Filosofía, las diferencias más marcadas se encuentran en los procesos de cálculo, las formas espectrales y los controles, para este último se realiza una reducción llegando a la mínima expresión de los controles donde la norma chilena relaciona al control de deriva con el factor de reducción, esto por trabajar con espectros inelásticos y realizar controles con deriva elástica, para el resto de las normas en estudio se dan valores fijos. En el caso práctico se aplican los índices de rigurosidad donde muestran que la norma chilena es la más rigurosa, seguida por la norma peruana, seguida por la norma colombiana y por último la norma ecuatoriana. Se resalta a la norma chilena ya que las diferencias son más enmarcadas que al resto de normas.

7.2. Conclusiones

A continuación se enumeran las principales conclusiones derivadas del análisis de los resultados obtenidos:

- Las filosofías de diseño tienen por objeto salvaguardar la vida y evitar el colapso, aceptando el daño en el rango no lineal, en este aspecto las normas en estudio son similares al punto de ser aceptada por prácticamente todos los países sísmicos del mundo, apuntado así al diseño de estructuras dúctiles.
- Para las zonas sísmicas se tienen distribuciones de acuerdo a cada país, estas distribuciones son realizadas casi independiente por cada país con la mínima o nula comunicación y/o participación entre sí, ante ello se observa la discontinuidad de aceleraciones de un país a otro al punto de subestimar o sobreestimar valores en regiones colindantes, se espera que para futuras actualizaciones de las normas se tengan en cuenta este aspecto, con la mejora y constante comunicación científica para tener una zonificación más extensa y una mejor distribución coherente especialmente en las zonas fronterizas.
- Los perfiles de suelo se clasifican de acuerdo a propiedades dinámicas, en tal sentido las normas NSR-10 y NEC-11 se establecen parámetros que limitan la plataforma horizontal del espectro de aceleraciones, lo que hace que para periodos cortos el espectro tenga una rama con cierta pendiente hasta alcanzar la plataforma horizontal, en la E030 los parámetros establecidos por el suelo limitan el espectro implícitamente con la fórmula del espectro, por otro lado la norma NCH433 no posee plataforma horizontal para la aceleración máxima, sino que este alcanza un valor máximo de aceleración únicamente en el instante T_0 , cuyo valor depende del tipo de suelo.
- Para los usos es apreciable que para estructuras del mismo uso estos son bastante parecidos, donde sus valores varían entre 1 en edificaciones comunes, a 1.5 en edificaciones críticas, para el caso de la norma Nch 433 toma valores menores de 1 en construcciones provisionales, y en edificaciones de seguridad crítica toma el valor máximo de 1.2, al trabajar con un coeficiente de importancia igual a 1.5 se está incrementando las fuerzas sísmicas en 50% cantidad que es demasiado alta para una probabilidad de excedencia muy baja, por lo tanto se recomienda que para edificaciones de seguridad crítica se calcule con un factor de importancia menor a 1.5, ante lo dicho cabe resaltar a la norma chilena Nch433 que trabaja con factor de uso máximo de 1.2.
- Las normas para la configuración estructural castigan a las irregularidades de la estructura con factores que afectan al coeficiente de reducción sísmica, a excepción de la norma Nch 433, donde el factor de reducción no se ve afectada por ningún factor, pero el factor de reducción sísmica está en función de parámetros, entre ellos está el periodo de mayor masa traslacional que está relacionada con la configuración de la estructura.

- En los sistemas estructurales norma ecuatoriana **NEC-11 Cap.2** hace una clasificación mas detallada de acuerdo a la ductilidad ameritando una aceptación y consideración mayor ante este sistema, donde se establecen limites para su empleo, en este punto las demás normas son ambiguas solo se mencionan sin limitaciones, teniendo en cuenta que la filosofía de diseño apunta a estructuras dúctiles.
- Para el factor de reducción sísmica **R**, las normas NSR-10, NEC-11 y E030 presentan valores similares entres si, estas normas dan un solo valor de R que no esta en función y/o depende del período y tipo de suelo, en la norma chilena Nch433 se tienen valores muy altos además de trabajar con dos tipos de factores de reducción sísmica RR_o , la primera empleada para el análisis estático, mientras la segunda es empleada para el análisis dinámico, el factor de reducción final se calcula empleando la formula que esta en función de R_o , periodos de los modos y parámetros relativos al tipo de suelo, en esta parte se resalta a esta norma por presentar una formula muy elaborada para el calculo del factor de reducción sísmica, siendo la mas resaltante del grupo.
- Son necesarios más estudios e investigaciones para determinar factores de respuesta R que correspondan con la capacidad de absorción y disipación de energía de las estructuras, tomando en cuenta las variables sismológicas, geotécnicas y estructurales.
- Las normas ecuatoriana, peruana y chilena trabajan con espectros inelásticos a excepción de la norma colombiana que trabaja con espectros elásticos.
- En cuanto a espectros para la zona de mayor sismicidad, suelos firmes y para una edificación esencial, la norma peruana E030 actúa como la envolvente de los espectros estudiados, siendo la norma con las mayores aceleraciones del grupo tanto para periodos cortos, intermedio y largos, para suelos críticos, la norma peruana sigue contando con los valores mas altos pero con valores de aceleraciones espectrales mayores y prolongados. al cambiar el factor de uso a una edificación de uso habitacional surge un cambio en la norma chilena NCH433, esta se coloca sobre todas las normas en estudio para periodos cortos a la vez que se aprecia un aumentos para periodos intermedios y largos, la norma chilena es mas exigente para estructuras de uso habitacional especialmente para periodos cortos.
- En el control de derivas las normas de Perú y Ecuador trabajan con derivas inelásticas y las normas colombianas y chilenas tienen controles de deriva a nivel elástico, las normas a excepción de la norma chilena establecen limites constante por no decir fijos para evaluación de sus controles, solo un valor constante definida de acuerdo al sistema estructural y/o material, para de la norma chilena NCH433 el limite de deriva esta en función del factor de reducción y esta a la vez se relacionada con el periodo de mayor masa traslacional, involucrando así al tipo de estructura, altura y parámetros dependientes del suelo, los controles se debería evaluar en fun-

ción del sistema, configuración, entorno y materiales presentes en la estructura, como lo viene trabajando la norma chilena.

- Para estructuras de concreto armado la norma peruana E030 es la mas conservadora permitiendo limites de derivas menores del grupo, con estructuras mas rígidas del grupo, quien sigue es la norma colombiana NSR-10 con limites de derivas muy cercanas a la peruana, la norma ecuatoriana NEC-11 tiene los limites de deriva mas amplias del grupo, esto en parte debido a que trabajan con inercia agrietadas, siendo sus estructuras mas flexibles y por ultimo la norma chilena al estar en función del factor de reducción sísmicas los limites de deriva varían de acuerdo al sistema estructural, periodos de vibración y condiciones del suelo, involucrando directamente la edificación y su entorno, para edificaciones con periodos bajos los limites de deriva pueden llegar incluso a valores menores que a la de la norma peruana exigiendo estructuras mas rígidas, para periodos largos los limites de deriva se extienden llegando en casos específicos a superar a las normas en estudio. Para estructuras de madera, albañilería y estructuras metálicas y/o acero la norma colombiana NSR-10 es la mas conservadora, seguida por la norma peruana E030, luego esta la norma ecuatoriana NEC-11 y la norma chilena NCH433 con sus limites de control variables, que oscilan desde controles estrictos a controles mas holgados.
- La exigencia de una norma respecto a las demás medida con el índice de rigurosidad, muestra que la norma chilena NCH433 es la mas exigente, seguido por la norma peruana E030, después esta la norma colombiana NSR-10 y por ultimo la norma ecuatoriana NEC-11 dando a entender que esta norma acepta estructuras mas flexibles pero recordemos que esta norma trabaja con inercias agrietadas, la norma chilenas NCH433 y la norma peruana E030 en ese orden, son las mas exigentes con demandas de rigidez mayores, por otra parte las normas NSR-10 y NEC-11 son las menos exigentes por consiguiente admiten estructuras mas flexibles.

7.3. Recomendaciones

- Para realizar las zonificaciones sísmicas se debe tener en cuenta las zonas fronterizas ya que son en estas zonas donde se notan discontinuidades en las aceleraciones, siendo una misma zona dividida con una línea fronteriza, se recomienda una constante comunicación de las partes para poder tener una mejor distribución no solo a nivel nacional sino a nivel de latinoamérica especialmente en las zonas de mayor sismicidad de la región.
- Se recomienda para el caso de los factores de uso especialmente para las edificaciones esenciales se haga una reducción del valor ya que las normas en estudio en cuanto a uso están estructurada hasta el punto de ser algo exigente, se recomienda una revisión a los factores de importancia ya que al aplicar éstos no se está diseñando para una excedencia de 10% si no mucho menor,

umentando el periodo de retorno de 475 años para estructuras con vida útil de 50 años, entendiéndose que deben conservarse no obstante ajustándose. De lo anterior se exceptúa a la norma chilena ya que esta ya trabaja con un valor máximo de 1.2.

- Para las demás normas en estudio a excepción de la norma chilena, se recomienda hacer un mejor análisis en el cálculo del factor de reducción sísmica además de tener en cuenta la relación que tiene con las características de la estructura y el suelo.
- Dada la alta variabilidad existente en las construcciones en los países (sobre todo en la construcción denominada "informal"), es recomendable un límite de la deriva relativamente bajo en comparación con los de los códigos de países con mayor nivel de desarrollo, ya que en esos países existe mayor uniformidad en el aspecto constructivo.
- Las futuras ediciones de las normas sismorresistentes deben incluir definiciones precisas del daño estructural, así como recomendaciones sobre métodos idóneos para su cuantificación y más aún, dar valores límites de daño como requerimiento de un buen diseño. En pocos años ya no serán excusas los costos del análisis, ni la falta de conocimiento de los ingenieros estructurales.

7.4. Temas afines por investigar

A continuación presento algunos temas por investigar relacionados a la investigación:

- Realización de un estudio comparativo de diseño sismorresistente, con el cual se puede cuantificar los costos de cada diseño.
- Relación del factor de reducción sísmica con la estructura y el suelo de fundación.
- El Control de Deriva y sus Implicaciones Económicas.
- Relación del factor de reducción sísmica con la deriva.
- Aspectos a ser considerados para las futuras actualizaciones de las normas.

Bibliografía

- [1] Grases J. Principios de ingeniería estructural en zonas sísmicas. [Documento en línea]. Tomado de la Biblioteca Virtual de Desastres de la OPS, Visto en Setiembre de 2015 <http://www.angelfire.com/nt/terremotos/ingenieriaestructural.html>, 2011.
- [2] J. Hurtado de Barrera. *Guía para para la comprensión holística de la ciencia*. Universidad Nacional Abierta, Dirección de Investigación y Postgrado, tercera edición, Caracas, 2010.
- [3] Victor M. Huaman Cevallos. *Tesis Para Optar El Título De Ingeniero Civil, Evaluación y comparación de las normas sismorresistentes peruana y japonesa en edificios de 10 y 5 pisos, programa*. Presentado Ante La Universidad Nacional San Cristóbal de Huamanga, Perú, 2004.
- [4] Roger Vargas I. *Tesis para optar titulo, Estudio comparativo entre las normas técnicas venezolanas y las normas técnicas chilenas vigentes, covenin 1756-2001, nch 433 mod. 2009.edificaciones sismo-resistentes*. Presentado ante la Ilustre Universidad Central de Venezuela, 2012.
- [5] Cámara F. Lisseth y Sánchez H. Marianna. *Tesis para optar titulo, Comparación de la norma venezolana covenin 1756:2001 edificaciones sismorresistentes con la norma chilena oficial nch433.of96 mod. 2009 diseño sísmico de edificios y su propuesta de norma técnica de emergencia*. Presentado ante la Ilustre Universidad Central de Venezuela, 2012.
- [6] Luis Eduardo Andrade Insúa. *Tesis Para Optar El Título De Ingeniero Civil, Control De La Deriva En Las Normas De Diseño Sismorresistente*. Presentado ante la Pontificia Universidad Católica Del Perú, 2004.
- [7] José Alberto Acero Martínez. *Tesis para optar el grado académico de Magíster en Ingeniería Civil, Comparación de las Normas Sísmicas más utilizadas para Puentes Continuos en el Perú y sus Métodos de Análisis*. Presentado ante la Pontificia Universidad Católica Del Perú, 2004.
- [8] Fernando Villalobos Freddy J. Lanza S., Scarlet H. Puentes M. Estudio comparativo de la norma sismorresistente venezolana actual con códigos sísmicos de otros países. *Revista INGENIERÍA UC, vol. 10, núm. 3, pp. 59-66, Universidad de Carabobo*, diciembre, 2003.

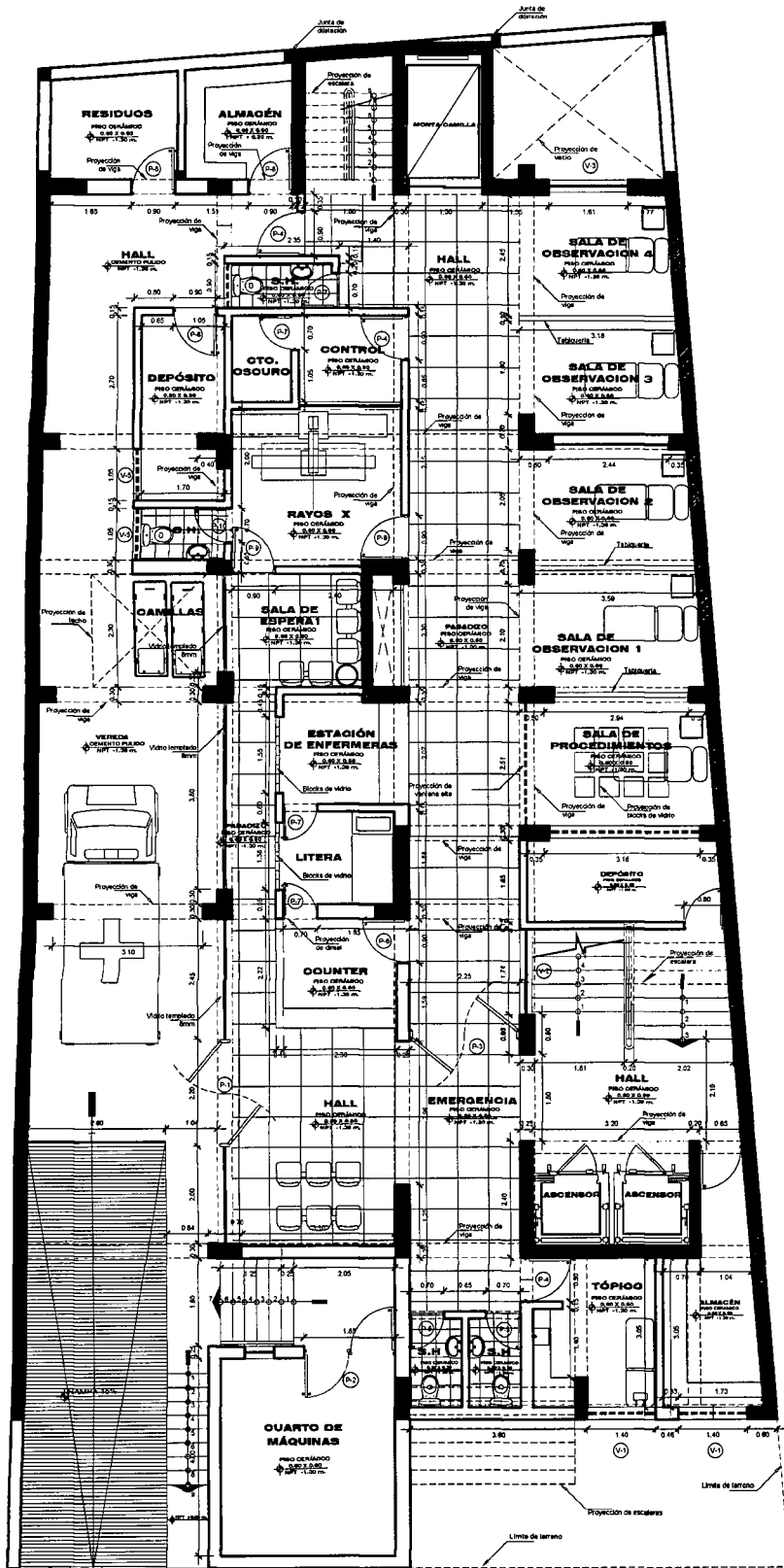
-
- [9] Sebastián Delgado. Daño estructural en pórticos planos de concreto armado diseñados según normas sísmicas. *Rev. Int. de desastres naturales, accidentes e infraestructura civil*, 2010.
- [10] Reglamento colombiano de construcción sismo resistente. *Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial, Bogotá D.C., Colombia*, 2010.
- [11] Norma ecuatoriana de la construcción nec-11, capítulo 2, riesgo sísmico, evaluación y rehabilitación de estructuras. *Ministerio de desarrollo urbano y vivienda, Quito Ecuador*, 2011.
- [12] Norma técnica de edificación e030 diseño sismo-resistente. *Ministerio De Vivienda, Construcción Y Saneamiento, Lima Perú*, 2003.
- [13] Norma chilena oficial nch 433.0f1996, diseño sísmico de edificios. *Instituto Nacional de Normalización, Chile*, 2009.
- [14] Grace Estefania Zeghen Torres Mariarlen Carolina Tirado Yáñez. *Tesis Para Optar El Título De Ingeniero Civil, Evolución De Las Normas Venezolanas De Edificaciones Sismorresistentes Y Su Comparación Con La Norma Americana UBC*. Presentado Ante La Universidad De Oriente, Barcelona, 2007.
- [15] Francisco Javier Crisafulli. Diseño sismorresistente de construcciones de acero. *Instituto Latinoamericano del Fierro y el Acero (ILFAFA), Santiago, Chile*, 2008.
- [16] Roberto Aguiar Falconí. Espectros sísmicos de riesgo uniforme para verificar desempeño estructural en los países sudamericanos. *Boletín técnico, IMME v.42 n.1 Caracas*, 2004.
- [17] Roberto Aguiar Falconí. *Análisis Sísmico de Edificios*. Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército. Valle de los Chillos, Ecuador, 2008.
- [18] Jesús Choque Contreras. *Tesis Para Optar El Título De Ingeniero Civil, Proyecto de estructuras de un edificio en surco Con un sótano y cuatro pisos*. Presentado Ante La Pontificia Universidad Católica del Perú, Perú, 2010.
- [19] Carlos Eduardo Huari Wilson. *Tesis Para Optar El Título De Ingeniero Civil, Estructuras de un edificio de departamentos de diez pisos, ubicado en una esquina de Miraflores, dentro de un conjunto conformado por tres edificios*. Presentado Ante La Pontificia Universidad Católica del Perú, Perú, 2010.
- [20] Jorge Víctor León Vargas Edmundo David Pajares Cabrera. *Tesis Para Optar El Título De Ingeniero Civil, Diseño de un edificio de concreto armado de 6 niveles*. Presentado Ante La Pontificia Universidad Católica del Perú, Perú, 2010.
- [21] Walter Rafael Paredes Culcay. *Tesis Para Optar El Título De Ingeniero Civil, Incidencia del factor de reducción de la fuerza sísmica "R" de la norma ecuatoriana de la construcción 2011*

(NEC-2011) en el cálculo estructural del edificio de estructura mixta de 3 pisos de la iglesia cristiana gran campaña de fe de la ciudad de Ambato. Presentado Ante La Universidad Técnica de Ambato, Ecuador, 2013.

- [22] Jesus Iglesias. Normas de diseño sismorresistente en américa latina: Limitaciones. *Organización Panamericana de la Salud. Washington D.C. US., 1989.*

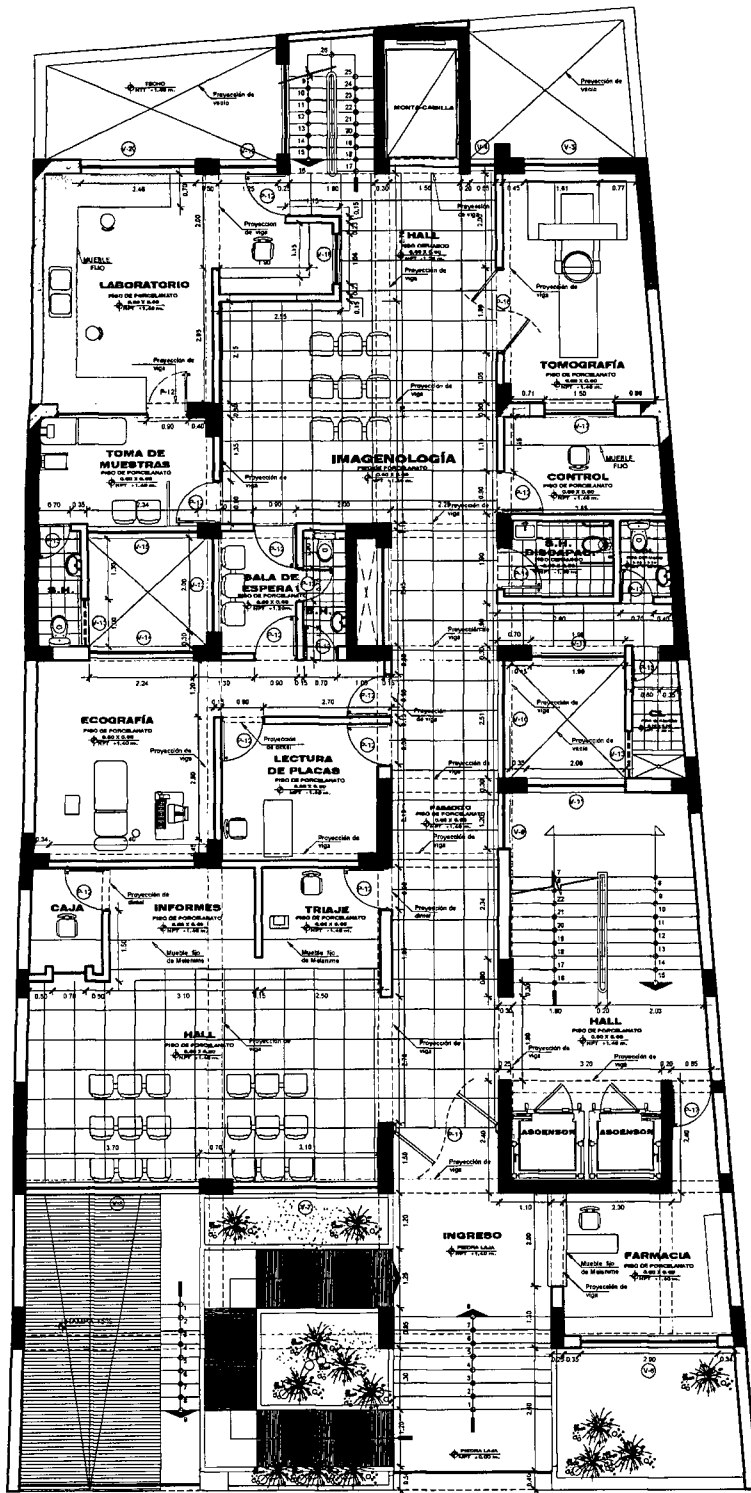
Apéndice A

Planos de Arquitectura del ejemplo de aplicación



CUADRO DE VANOS VENTANAS			
Código	ALTO	LARGO	ÁREA
V-01	0.50	1.40	2.00
V-02	1.40	1.70	2.38
V-03	1.20	2.11	2.53
V-04	1.20	0.55	0.66
V-05	0.50	1.05	0.53

CUADRO DE VANOS PUERTAS					
Código	ALTURA(m)	LARGO(m)	CANTIDAD	UBICACION	DESCRIPCION
P-01	2.30	2.20	01	Ingreso a Emergencia	Puerta contra incendio con vidrio templado 5mm
P-02	2.50	1.85	01	Cuarta de Maquinas	Puerta contra incendio
P-03	2.50	2.25	01	Pabellón de Emergencia	Puerta horizontal batiente acero inoxidable e iluminada de alta resistencia
P-04	2.30	0.90	03	Vestib. Control Rayos X Ingreso de Servicio	Puerta batiente con hoja de madera contrachapada
P-05	2.30	0.70	02	SerVICES REPONEN	Puertas batientes con hoja de madera contrachapada
P-06	2.10	0.50	01	Comedor	Puerta batiente con hoja de madera contrachapada
P-07	2.30	0.70	02	Acceso a Almacenes de Control y Control	Puerta batiente con hoja de madera contrachapada
P-08	2.10	0.50	03	Zona de Servicio	Puerta batiente con hoja de madera contrachapada
P-09	2.30	0.50	02	Rayos X	Puertas con vidrio templado
P-10	2.30	0.70	01	Rayos X	Puerta con vidrio templado

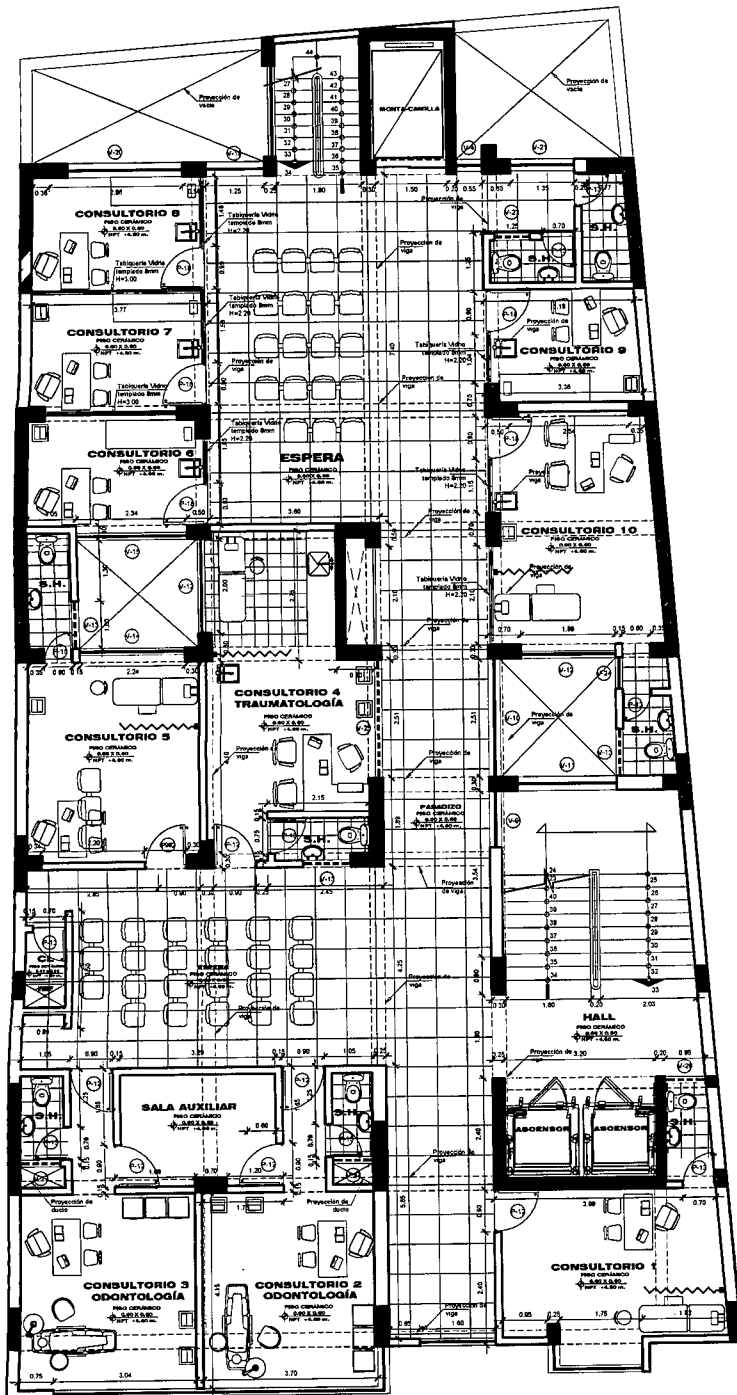


CUADRO DE VANDOS VENTANAS

Código	Alto	Ancho	Alté/2m
V-06	1.70	2.90	0.90
V-07	2.20	3.10	0.40
V-08	2.20	3.70	0.40
V-09	0.80	1.20	1.75
V-10	1.55	2.50	0.95
V-11	1.80	2.09	1.00
V-12	1.70	2.00	1.00
V-13	0.60	1.00	2.20
V-14	1.70	2.24	1.00
V-15	1.80	2.34	1.00
V-16	1.70	1.68	1.00
V-17	1.70	1.50	1.00
V-18	1.70	1.05	1.00
V-19	1.70	1.25	1.00
V-20	1.70	2.46	1.00

CUADRO DE VANDOS PUERTAS

Código	Altura	Largura	Cantidad	Ubicación	Descripción
P-01	2.34	2.25	01	INGRESO PRINCIPAL	Puerta abanico tipo de vidrio laminado
P-02	2.20	2.10	15	ECOGRAFIA - RADIOLOGIA	Puerta abanico con tipo de vidrio laminado
P-03	2.20	0.76	02	LABORATORIO	Puerta abanico con tipo de vidrio laminado
P-04	2.20	0.50	02	LABORATORIO	Puerta abanico con tipo de vidrio laminado
P-05	2.20	0.20	01	LABORATORIO	Puerta abanico con tipo de vidrio laminado
P-06	2.20	1.93	01	RECEPCION	Puerta abanico con tipo de vidrio laminado
P-07	2.20	0.65	01	FARMACIA	Puerta abanico con tipo de vidrio laminado



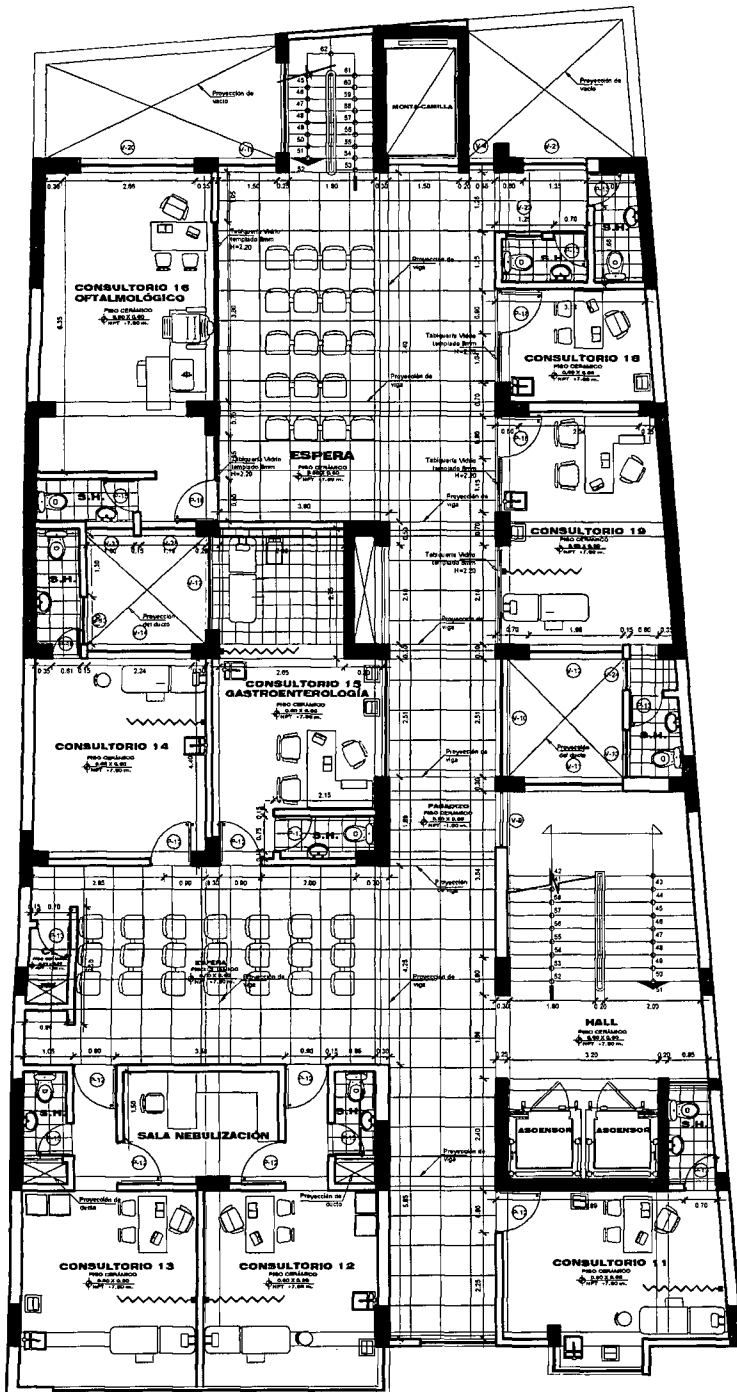
10000 DE VIENTOS
(Vientos)

Alto	210	150	120
V-1	150	150	150
V-2	170	160	150
V-3	150	160	150
V-4	170	170	150
V-5	170	170	150
V-6	170	170	150
V-7	170	170	150
V-8	170	170	150
V-9	170	170	150
V-10	170	170	150
V-11	170	170	150
V-12	170	170	150
V-13	170	170	150
V-14	170	170	150
V-15	170	170	150
V-16	170	170	150
V-17	170	170	150
V-18	170	170	150
V-19	170	170	150
V-20	170	170	150
V-21	170	170	150
V-22	170	170	150
V-23	170	170	150

ARQUITECTURA: **SEGUNDO PISO**
 PROJ. CLÍNICA ESC. 1/50

CUADRO DE VANDOS
VENTANAS

CÓDIGO	ALTURA	LANZADA	CANTIDAD	UBICACION	DESCRIPCION
V-12	2.20	0.80	06	OPERA TORRES	Para el interior del Hall de espera y para el acceso al consultorio 10
V-21	2.20	0.80	03	OPERA TORRES	Para el interior del Hall de espera y para el acceso al consultorio 10
V-15	2.20	0.80	02	OPERA TORRES	Para el interior del Hall de espera y para el acceso al consultorio 10



ARQUITECTURA:

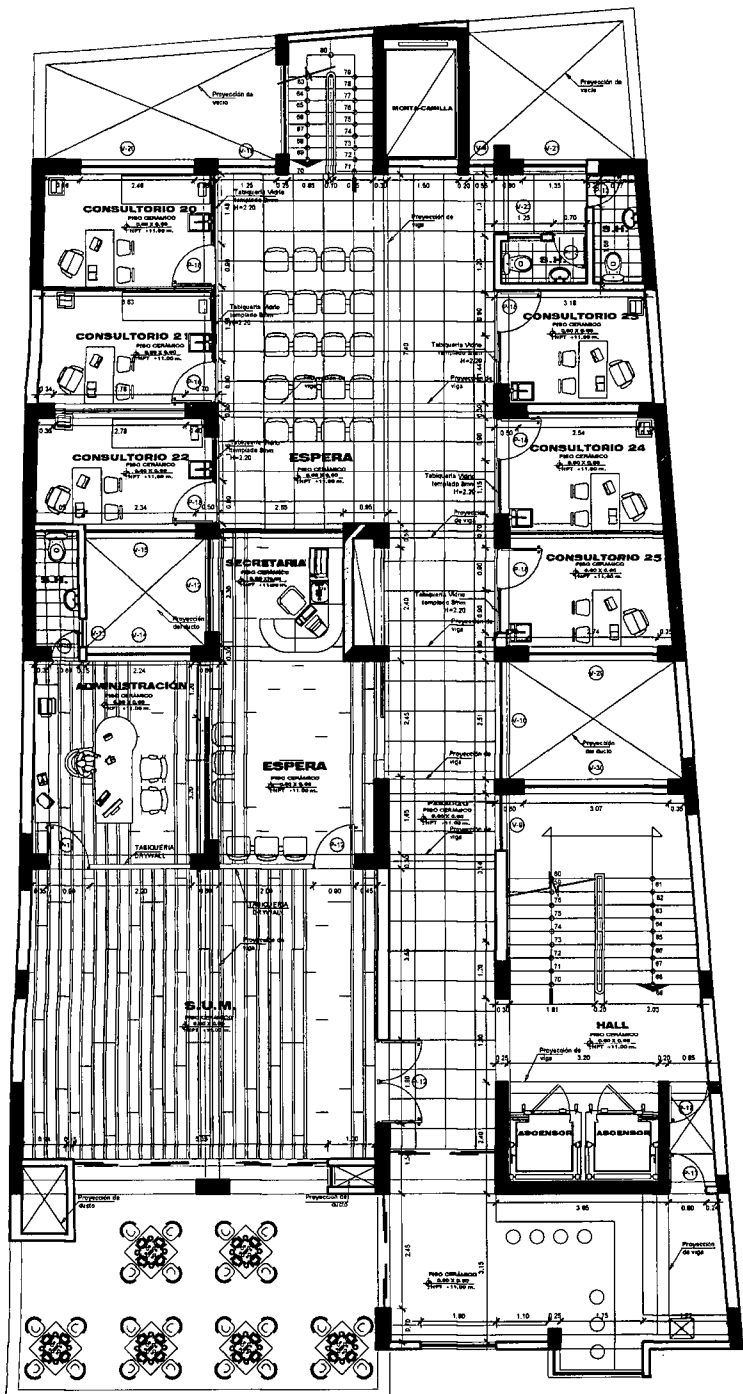
PROY.: CLINICA

TERCER PISO

ESC. 1/50

CUADRO DE VENTAS			
VENTANAS			
Código	ALTO	ANCHO	ÁREA
V-10	1.55	2.50	0.95
V-11	1.80	2.89	1.00
V-12	1.70	2.80	1.00
V-13	0.60	1.90	2.20
V-14	1.70	2.24	1.00
V-15	1.80	2.24	1.00
V-16	1.70	1.80	1.00
V-17	1.70	1.50	1.00
V-18	1.70	1.95	1.00
V-19	1.70	1.25	1.00
V-20	1.70	2.87	1.00
V-21	1.70	1.15	1.00
V-22	1.70	0.55	1.00
V-23	0.60	0.75	2.20
V-24	1.70	0.65	1.00
V-25	1.00	2.50	1.70
V-26	0.60	0.85	2.20
V-27	0.60	0.85	2.00
V-28	1.80	1.18	1.00

CUADRO DE VENTAS					
Código	ALTO	ANCHO	CANTIDAD	SECCION	DESEMPEÑO
P-10	1.20	0.90	06	CLAS. 1000	Para el uso de...
P-11	1.20	0.90	03	CLAS. 1000	Para el uso de...
P-16	1.20	0.90	05	CLAS. 1000	Para el uso de...



ARQUITECTURA:
 PROV.: CLINICA

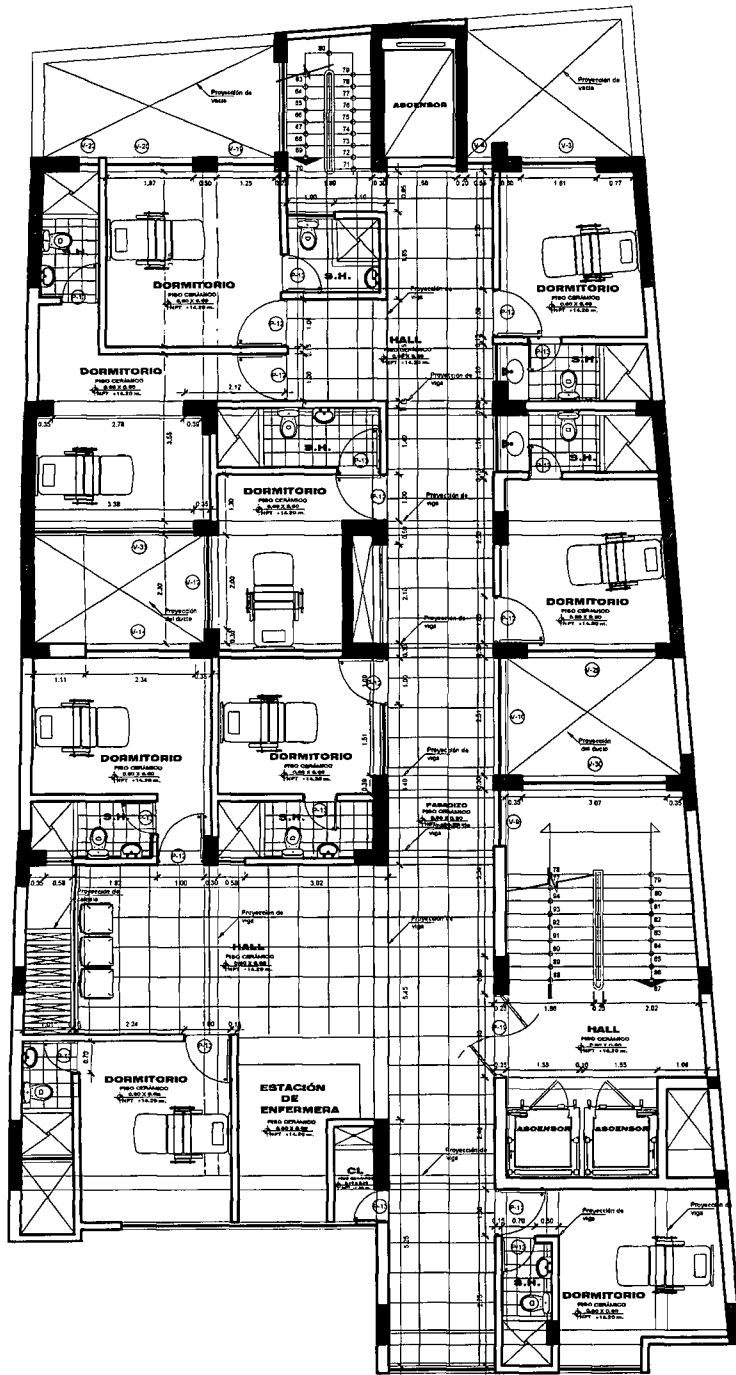
CUARTO PISO
 ESC. 1/50

COORDENADAS
METERAS

LINEA	ALTO	ANCHO	AREA
V-28	111	228	25308
V-17	848	183	15414
V-26	176	221	38896
V-25	189	226	42714
V-24	176	125	21900
V-23	173	181	31313
V-22	173	181	31313
V-21	173	181	31313
V-20	173	181	31313
V-19	173	181	31313
V-18	173	181	31313
V-17	848	183	15414
V-16	178	145	25690
V-15	178	145	25690
V-14	178	145	25690
V-13	178	145	25690
V-12	178	145	25690
V-11	178	145	25690
V-10	178	145	25690
V-9	178	145	25690
V-8	178	145	25690
V-7	178	145	25690
V-6	178	145	25690
V-5	178	145	25690
V-4	178	145	25690
V-3	178	145	25690
V-2	178	145	25690
V-1	178	145	25690

COORDENADAS
METERAS

LINEA	ALTO	ANCHO	AREA
V-10	121	810	98010
V-9	121	810	98010
V-8	121	810	98010
V-7	121	810	98010
V-6	121	810	98010
V-5	121	810	98010
V-4	121	810	98010
V-3	121	810	98010
V-2	121	810	98010
V-1	121	810	98010

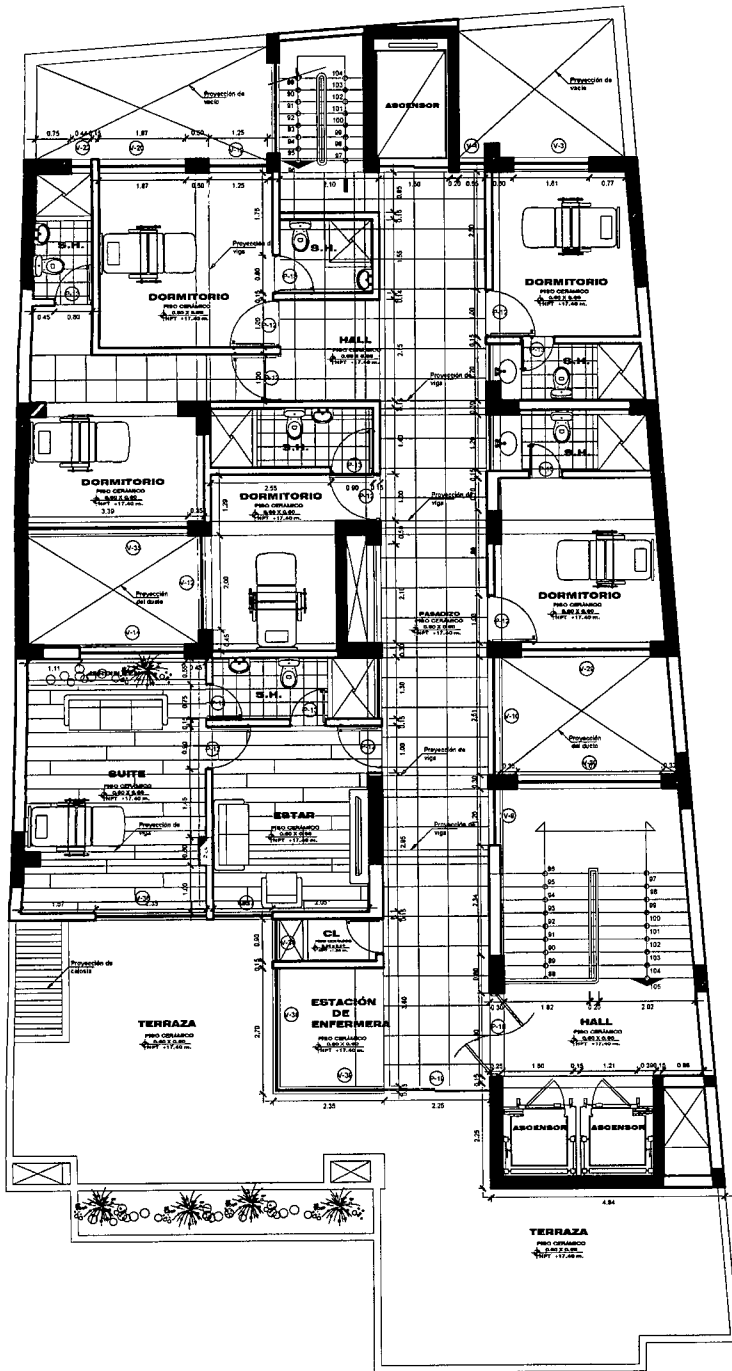


ARQUITECTURA:
PROY.: CLINICA

QUINTO PISO
EBC. 1/50

CUADRO DE VANDOS VENTANAS			
Código	ALTO (m)	LARGO (m)	DESCRIPCION
V-03	1.20	2.10	8-99
V-06	1.20	0.55	8-99
V-08	1.50	2.50	8-99
V-10	1.70	2.00	100
V-16	1.70	2.20	100
V-17	1.70	2.20	100
V-20	1.70	2.20	100
V-22	1.70	0.45	100
V-27	1.70	0.45	100
V-30	1.80	0.15	200
V-35	1.70	1.10	100

CUADRO DE VANDOS PUERTAS				
Código	ALTO (m)	LARGO (m)	CANTIDAD	DESCRIPCION
P-12	2.20	0.80	06	COMUNICACION
P-13	2.20	0.70	04	Servicio Hospitalario
P-18	2.20	1.00	01	hall

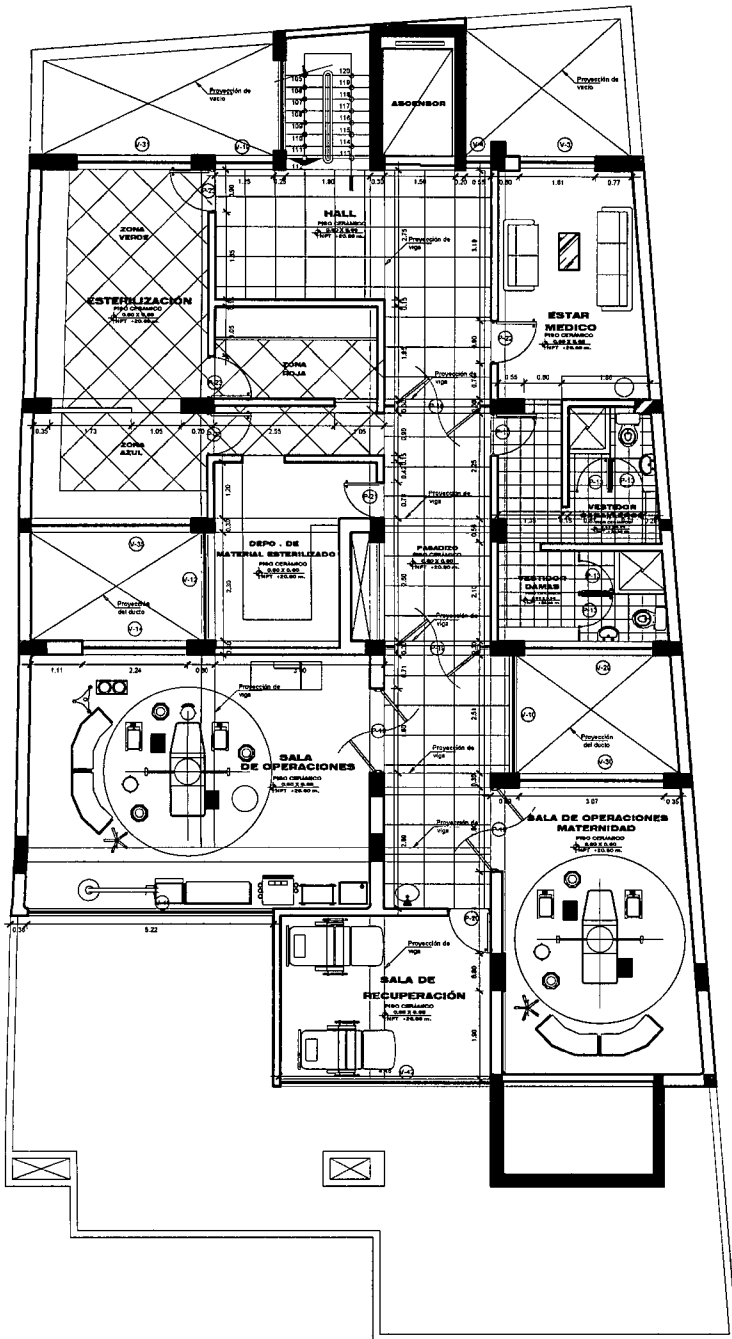


ARQUITECTURA:
PROY. CLUNCA

SEXTO PISO
ESC. 1/50

Código	Altura	Superficie	Uso
101	2.20	6.50	PH
102	2.20	6.50	PH
103	2.20	6.50	PH
104	2.20	6.50	PH
105	2.20	6.50	PH
106	2.20	6.50	PH
107	2.20	6.50	PH
108	2.20	6.50	PH
109	2.20	6.50	PH
110	2.20	6.50	PH
111	2.20	6.50	PH
112	2.20	6.50	PH
113	2.20	6.50	PH
114	2.20	6.50	PH
115	2.20	6.50	PH
116	2.20	6.50	PH
117	2.20	6.50	PH
118	2.20	6.50	PH
119	2.20	6.50	PH
120	2.20	6.50	PH

CUADRO DE VANTOS					
Código	Altura	L. Área	Cantidad	Ubicación	Descripción
P-12	2.20	6.50	PH	Dormitorio	VENTILADOR DE TUBO
P-13	2.20	6.50	PH	Suite	VENTILADOR DE TUBO
P-14	2.20	6.50	PH	HALL	VENTILADOR DE TUBO



ARQUITECTURA:
PROY.: CLINICA

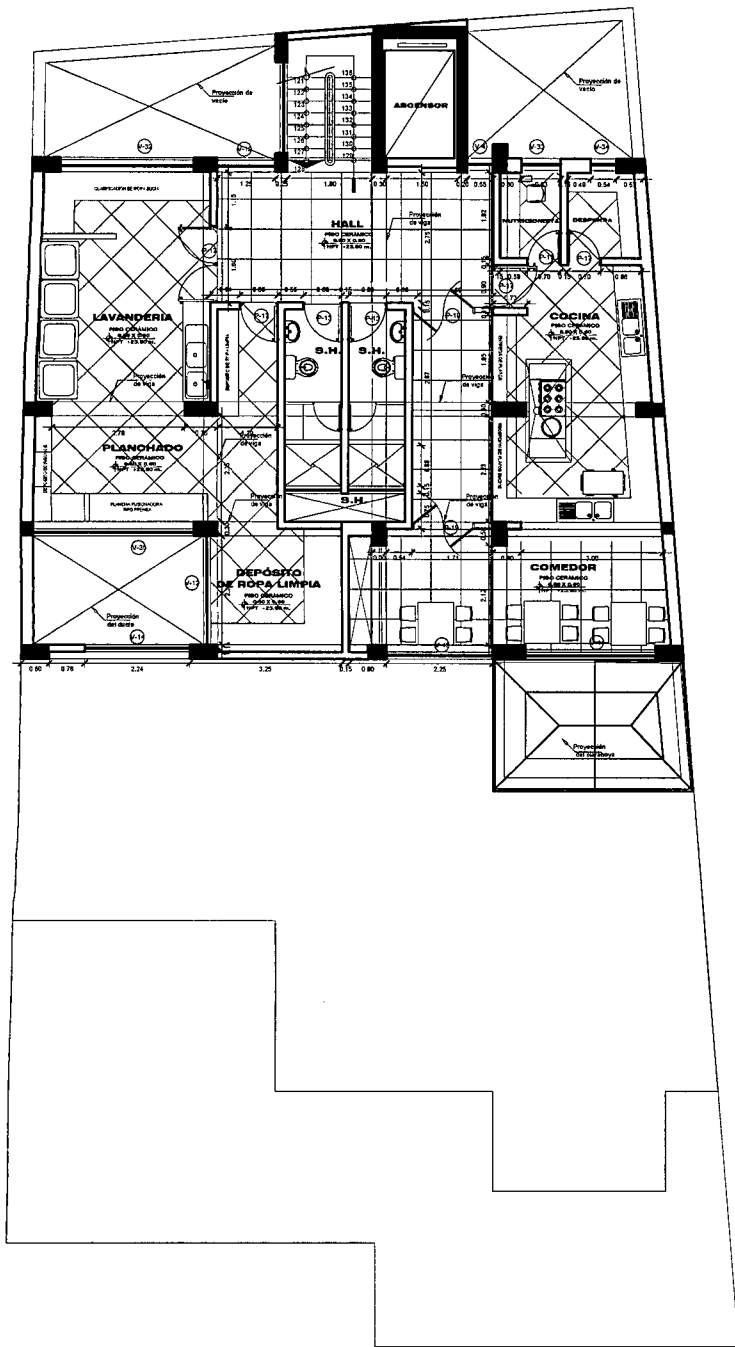
SEPTIMO PISO
ESC. 1/50

CUADRO DE VENTAS
VENTANA

V-01	1,50	2,20	1,00
V-02	1,50	2,20	1,00
V-03	1,50	2,20	1,00
V-04	1,50	2,20	1,00
V-05	1,50	2,20	1,00
V-06	1,50	2,20	1,00
V-07	1,50	2,20	1,00
V-08	1,50	2,20	1,00
V-09	1,50	2,20	1,00
V-10	1,50	2,20	1,00
V-11	1,50	2,20	1,00
V-12	1,50	2,20	1,00
V-13	1,50	2,20	1,00
V-14	1,50	2,20	1,00
V-15	1,50	2,20	1,00
V-16	1,50	2,20	1,00
V-17	1,50	2,20	1,00
V-18	1,50	2,20	1,00
V-19	1,50	2,20	1,00
V-20	1,50	2,20	1,00
V-21	1,50	2,20	1,00
V-22	1,50	2,20	1,00
V-23	1,50	2,20	1,00

CUADRO DE PUERTAS
PUERTA

PUERTA	ANCHO	ALTO	TIPO	REMARKS	REVISIONES
P-01	1,20	2,10	SI	Normal	1/1/77
P-02	1,20	2,10	SI	Normal	1/1/77
P-03	1,20	2,10	SI	Normal	1/1/77
P-04	1,20	2,10	SI	Normal	1/1/77
P-05	1,20	2,10	SI	Normal	1/1/77
P-06	1,20	2,10	SI	Normal	1/1/77
P-07	1,20	2,10	SI	Normal	1/1/77
P-08	1,20	2,10	SI	Normal	1/1/77
P-09	1,20	2,10	SI	Normal	1/1/77
P-10	1,20	2,10	SI	Normal	1/1/77
P-11	1,20	2,10	SI	Normal	1/1/77
P-12	1,20	2,10	SI	Normal	1/1/77
P-13	1,20	2,10	SI	Normal	1/1/77
P-14	1,20	2,10	SI	Normal	1/1/77
P-15	1,20	2,10	SI	Normal	1/1/77
P-16	1,20	2,10	SI	Normal	1/1/77
P-17	1,20	2,10	SI	Normal	1/1/77
P-18	1,20	2,10	SI	Normal	1/1/77
P-19	1,20	2,10	SI	Normal	1/1/77
P-20	1,20	2,10	SI	Normal	1/1/77
P-21	1,20	2,10	SI	Normal	1/1/77
P-22	1,20	2,10	SI	Normal	1/1/77
P-23	1,20	2,10	SI	Normal	1/1/77



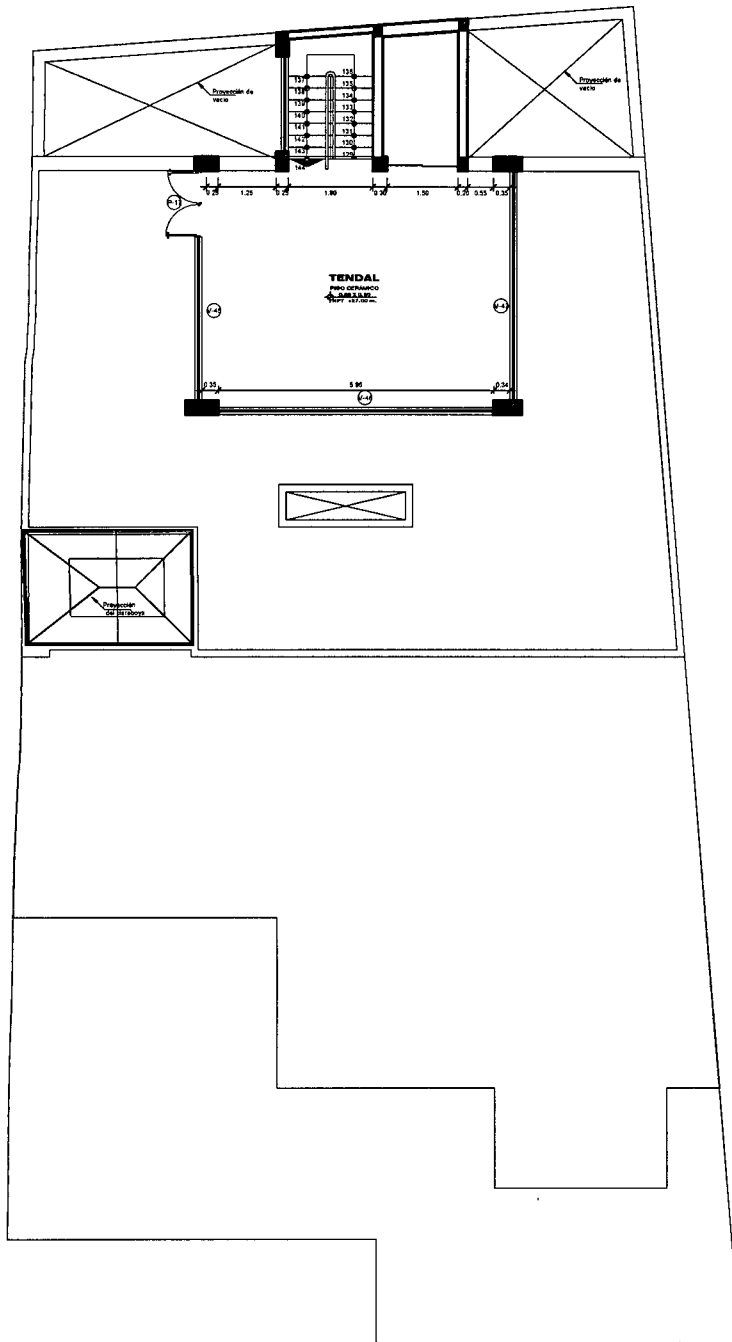
ARQUITECTURA:
PROY.: CLÍNICA

OCTAVO PISO

ESC. 1/50

CUADRO DE VAMOS			
VENTANA			
Modelo	ANCHO	ALTO	AREA
V-04	1.30	0.55	0.715
V-02	1.10	0.50	0.550
V-06	1.10	0.45	0.495
V-05	1.30	0.55	0.715
V-03	1.00	0.45	0.450
V-12	1.00	0.20	0.200
V-20	1.00	0.20	0.200
V-08	1.10	0.55	0.605
V-07	1.30	0.55	0.715
V-11	1.00	0.20	0.200
V-13	1.30	0.20	0.260

CUADRO DE VAMOS PUERTAS					
Código	AL TIRAMÁN	LARGO	CANTIDAD	UBICACION	DESCRIPCION
P-13	2.20	0.70	02	Entrada: Higiénica	PUERTA CERRADA CON PELLIZCO PARA CERRAR CON CLAVE
P-18	2.20	1.00	02	Pasadizo	PUERTA CERRADA CON PELLIZCO PARA CERRAR CON CLAVE
P-19	2.20	1.00	01	Lavandería	PUERTA CERRADA CON PELLIZCO PARA CERRAR CON CLAVE
P-21	2.20	0.90	01	Entrada	PUERTA CERRADA CON PELLIZCO PARA CERRAR CON CLAVE



ARQUITECTURA:
PROY.: CLINICA

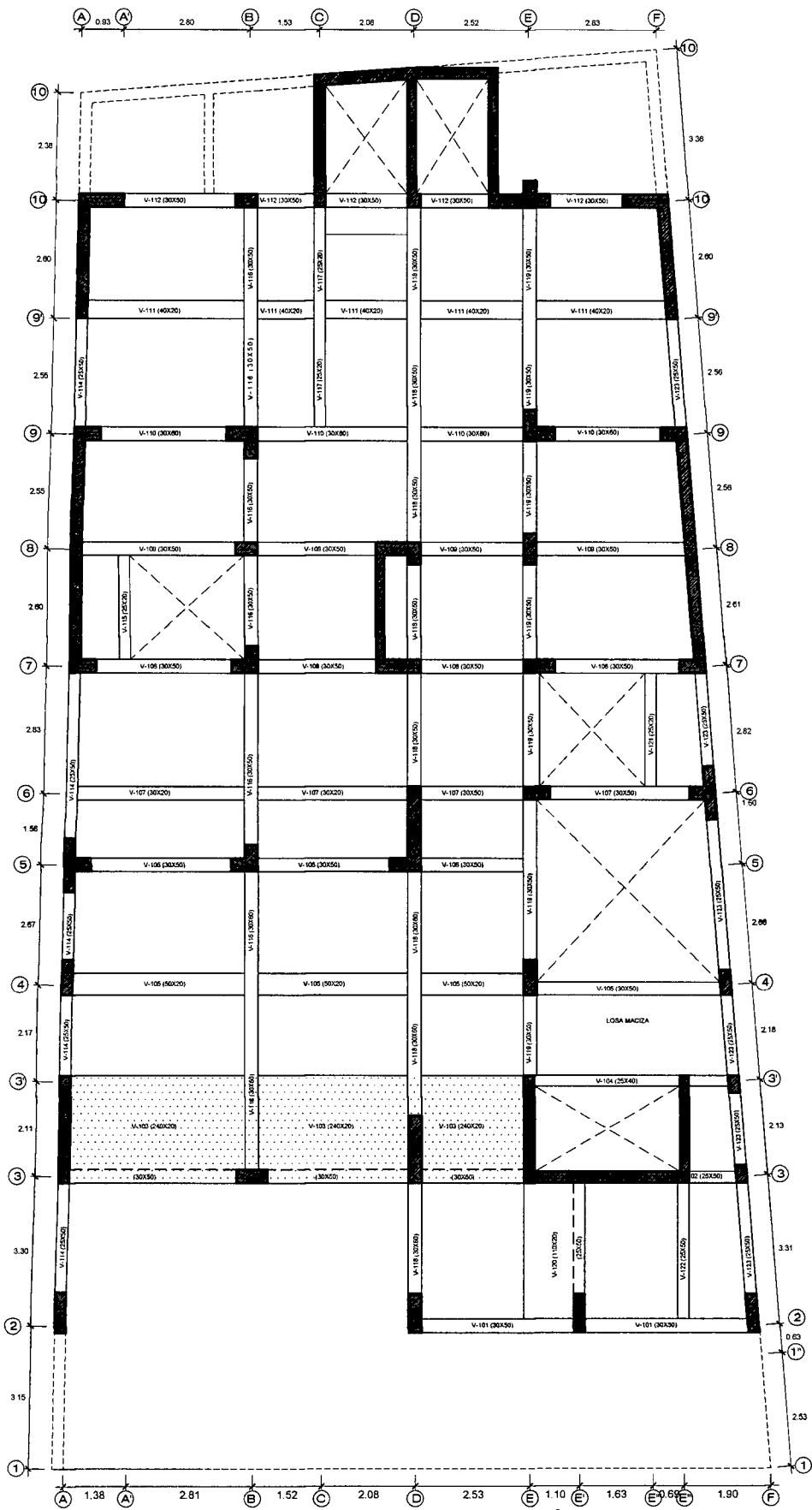
AZOTEA
ESC. 1/50

CUADRO DE VARIOS VENTANA			
CÓDIGO	ALTO	ANCHO	ALTIMETRIA
V-45	1.70	3.55	1.00
V-46	1.70	5.85	1.00
V-47	1.70	4.95	1.00

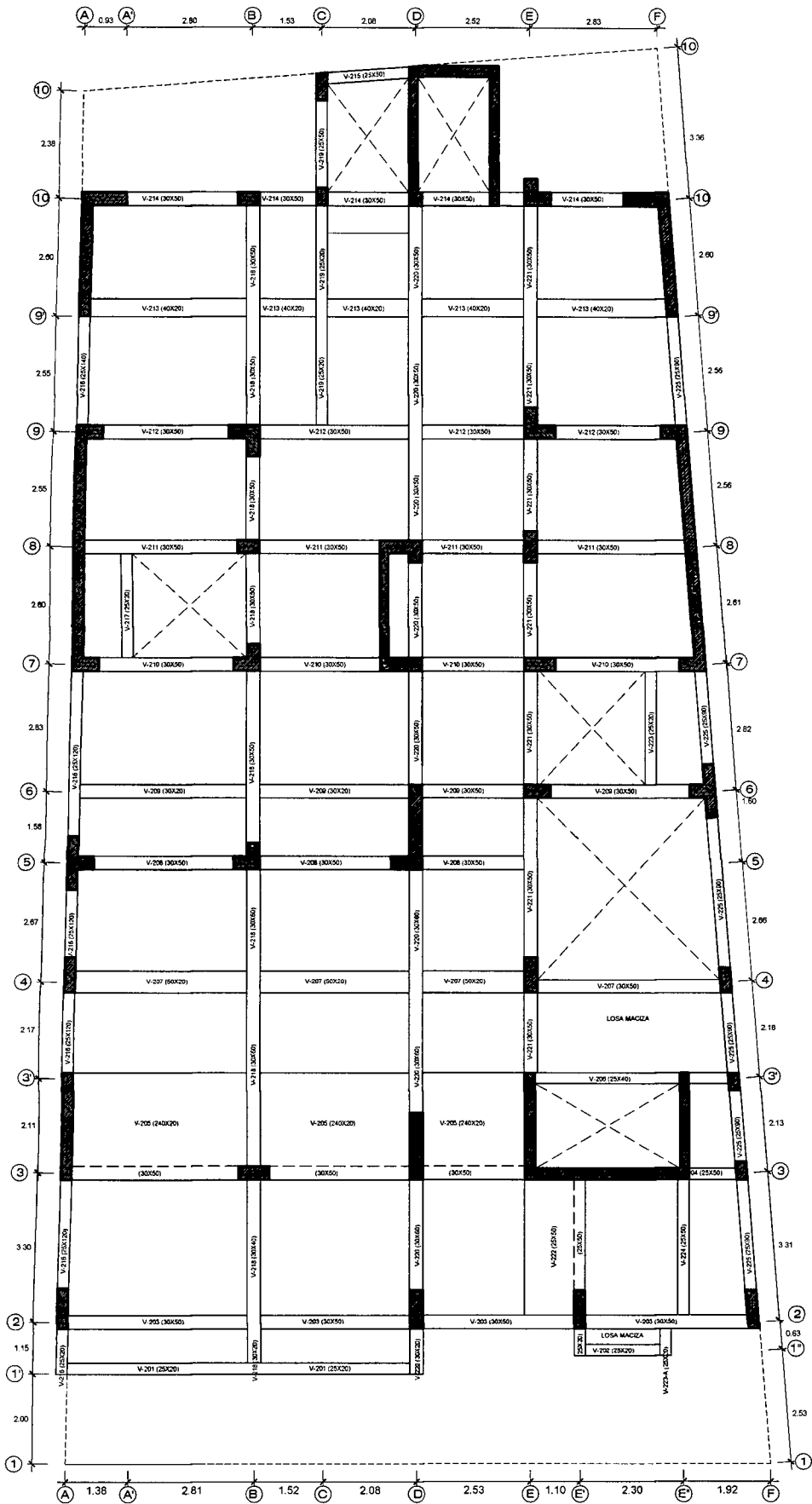
CUADRO DE VARIOS PUERTAS						
CÓDIGO	ALTURAJM	LARGO	CANTIDAD	UBICACION	DESCRIPCION	
P-12	2.20	0.90	04	CONCHA IDROMC	Puerta que abre una zona de trabajo independiente.	
P-13	2.20	0.70	01	Servicio Higienico	Puerta que lleva una zona de trabajo independiente.	
P-19	2.20	1.00	01	Hall	Puerta que lleva una zona de trabajo independiente.	

Apéndice B

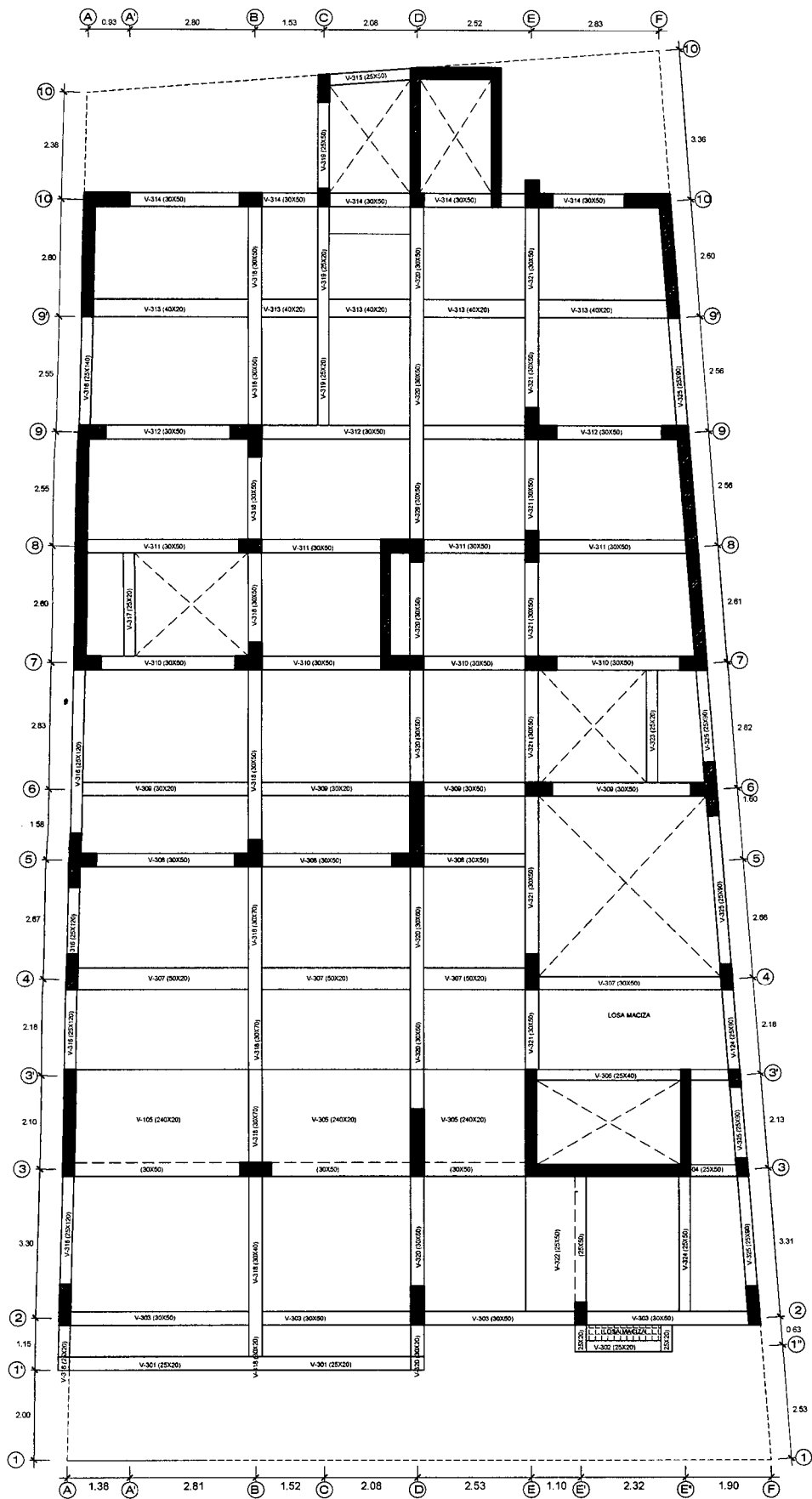
Planos de predimensionamiento de estructuras para el análisis



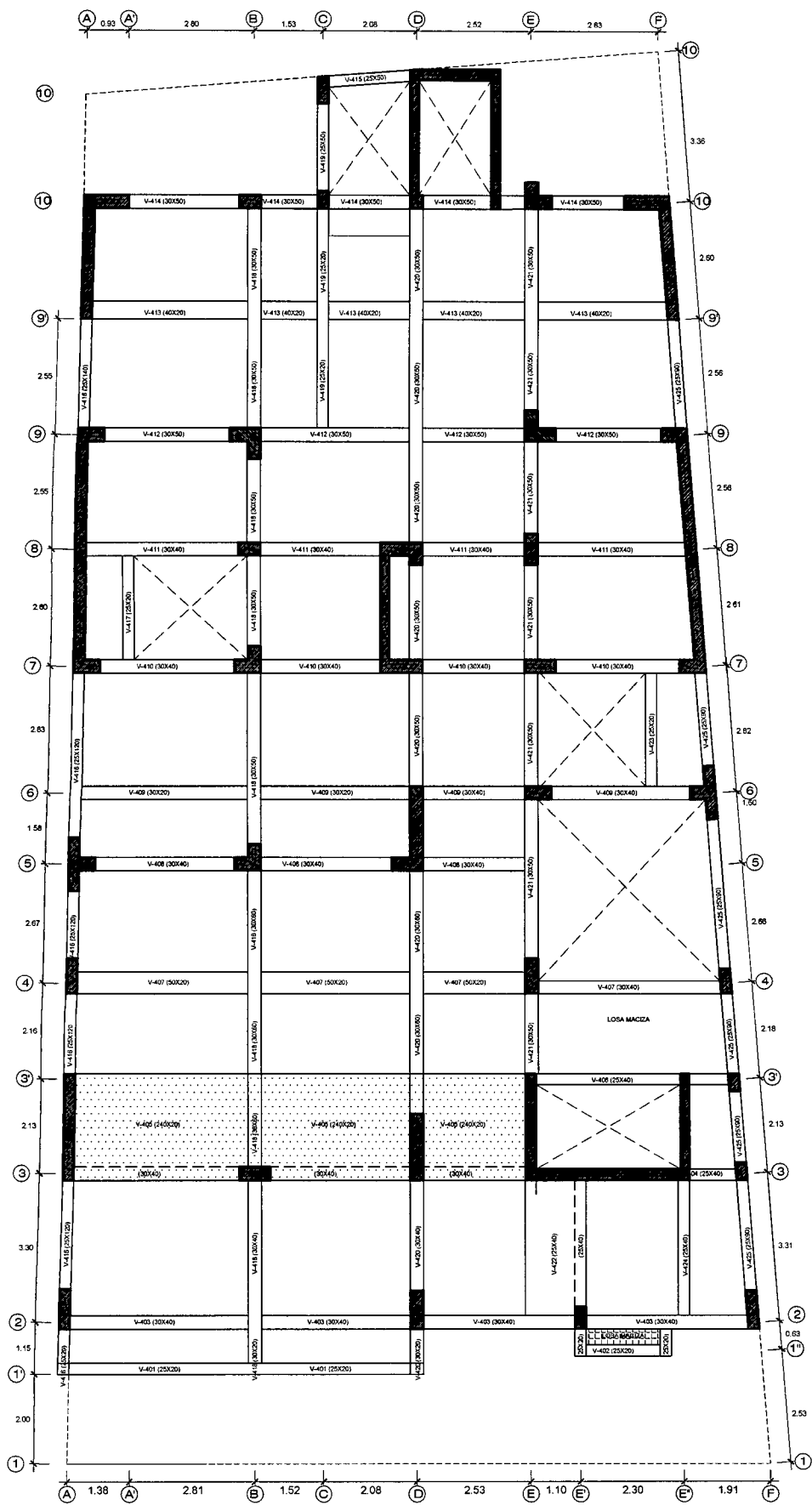
ESTRUCTURAS-LOSA ALIGERADA: SEMISÓTANO



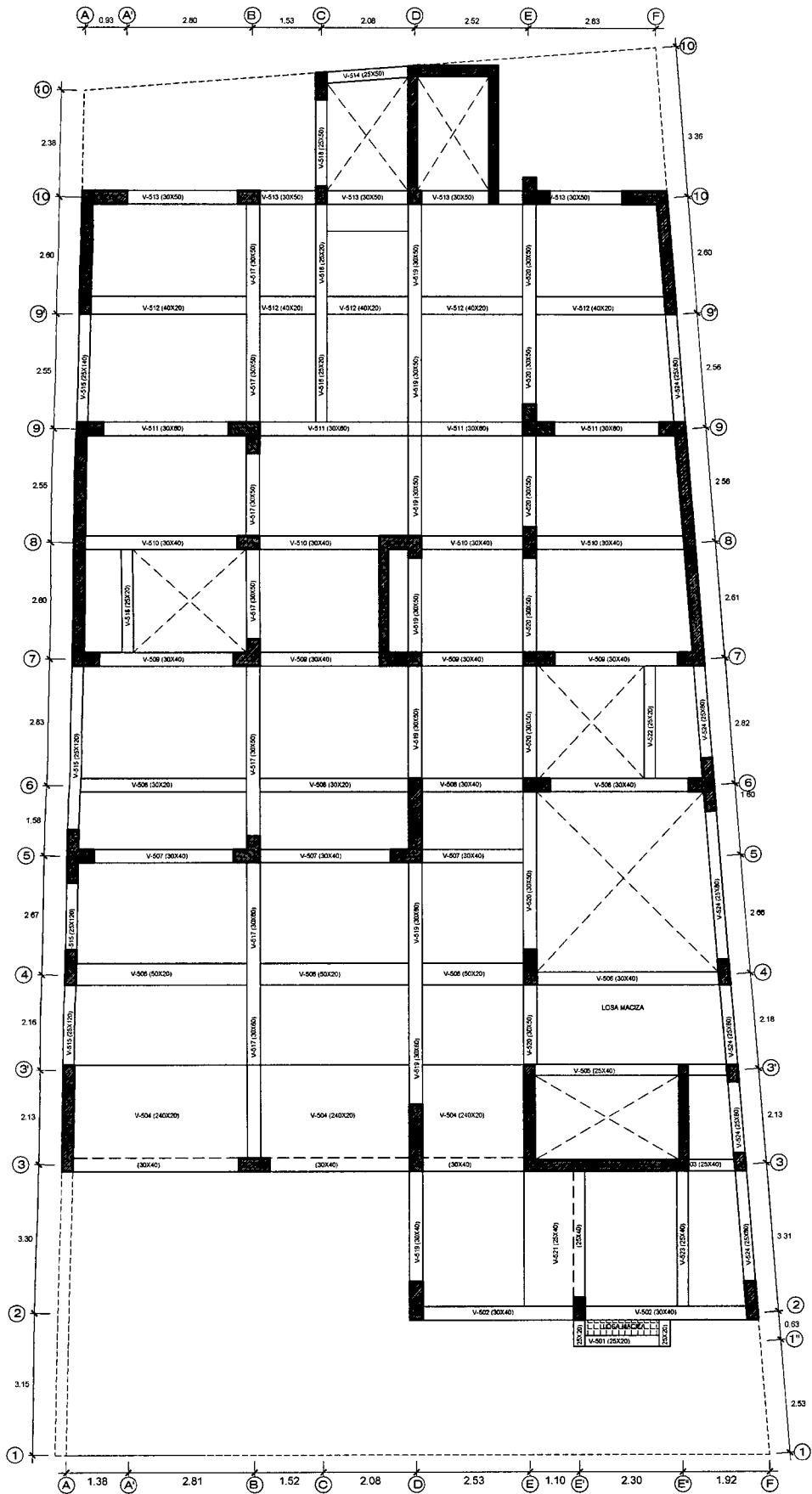
ESTRUCTURAS-LOSA ALIGERADA: PRIMER PISO



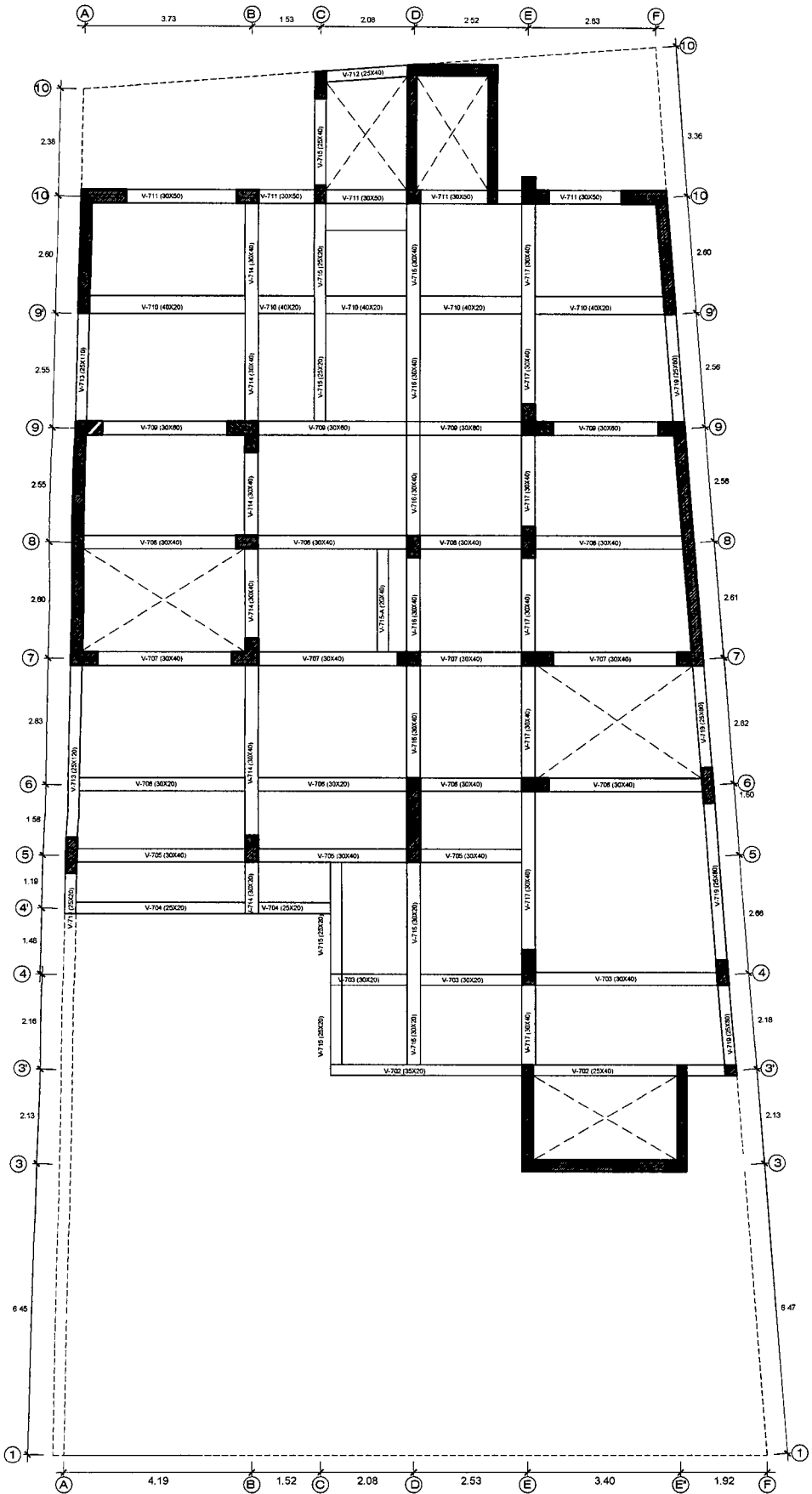
ESTRUCTURAS-LOSA ALIGERADA: SEGUNDO PISO



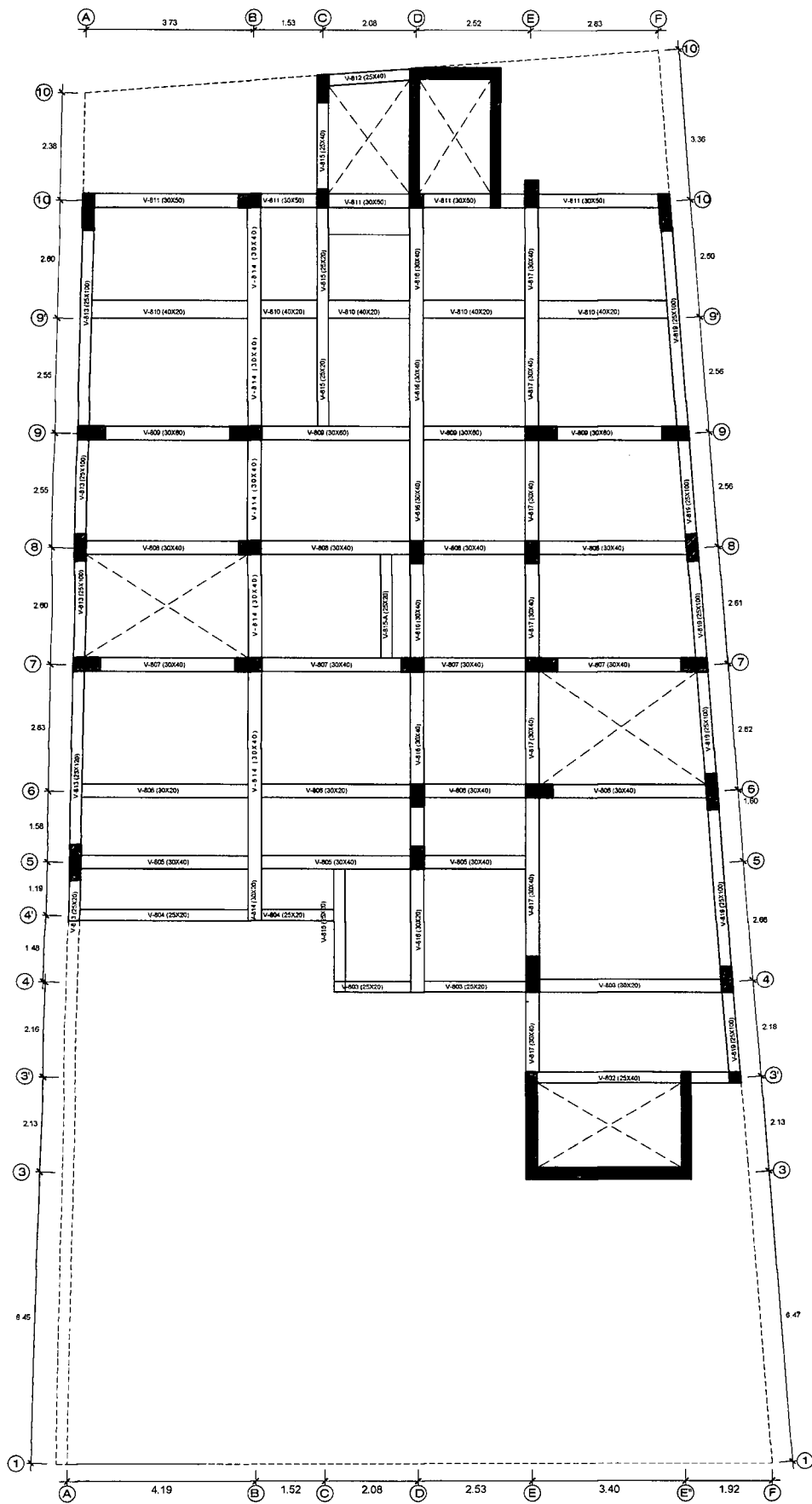
ESTRUCTURAS-LOSA ALIGERADA: TERCER PISO



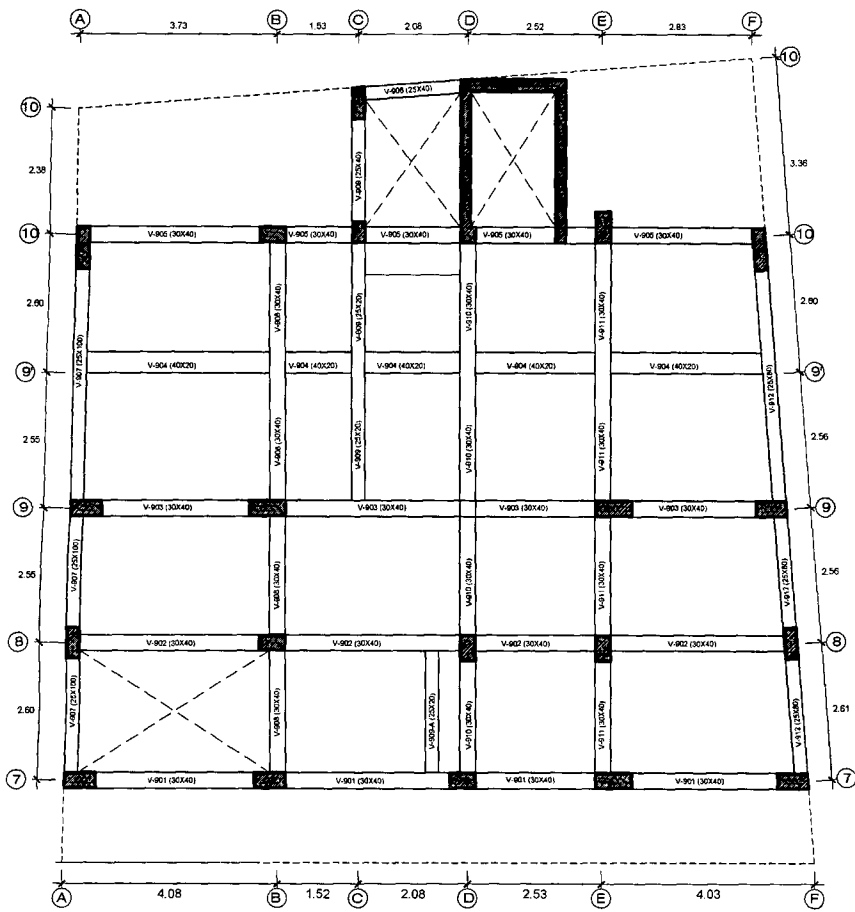
ESTRUCTURAS LOSA ALIGERADA: CUARTO PISO



ESTRUCTURAS LOSA ALIGERADA: SEXTO PISO



ESTRUCTURAS LOSA ALIGERADA: SEPTIMO PISO



ESTRUCTURAS LOSA ALIGERADA: OCTAVO PISO



ESTRUCTURAS-LOSA ALIGERADA: AZOTEA