

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO

CENTRO DE ESTUDIOS DE POSGRADO



**“REQUISITOS MÍNIMOS DE CÁLCULOS PARA DISEÑO SISMO-RESISTENTE
DE ESTRUCTURAS DE EDIFICACIÓN DE CONCRETO REFORZADO EN LA
CIUDAD DE RIOBAMBA”**

TESIS DE GRADO

Previa a la obtención del título de:

MAGISTER EN INGENIERÍA DE ESTRUCTURAS

SISMO-RESISTENTES

Autor: Ing. Diego Javier Barahona Rivadeneira

Ambato – Ecuador

2009

APROBACIÓN POR EL TUTOR

Cumpliendo con lo que estipula la Asesoría, CERTIFICO: que el informe final del trabajo titulado: “REQUISITOS MÍNIMOS DE CÁLCULOS PARA DISEÑO SISMO-RESISTENTE DE ESTRUCTURAS DE EDIFICACIÓN DE CONCRETO REFORZADO EN LA CIUDAD DE RIOBAMBA ” elaborado por el autor: Diego Javier Barahona Rivadeneira, egresado del Segundo Programa de la MAESTRÍA EN ESTRUCTURAS SISMO-RESISTENTES, QUE SE DESARROLLO EN LA FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA DE UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO, han sido debidamente revisadas e incorporadas las recomendaciones emitidas en las asesorías; en tal virtud, autorizo su presentación para su aprobación respectiva.

Es todo cuanto puedo certificar en honor a la verdad, facultando al interesado dar al presente documento el uso legal que estimen conveniente.

Ambato, Octubre de 2009

Ing. Carlos de la Torre Ms.C.

DIRECTOR DE TESIS

AUTORÍA DE LA TESIS

La responsabilidad del contenido de esta Tesis de Grado, nos corresponde exclusivamente a: Diego Javier Barahona Rivadeneira, Autor y Carlos de la Torre, Director de la Tesis; y el patrimonio intelectual de la misma a la Universidad Técnica de Ambato.

APROBACIÓN DEL TRIBUNAL DE GRADO.

Al Consejo de Postgrado de la UTA

El comité de defensa de la tesis “REQUISITOS MÍNIMOS DE CÁLCULO PARA DISEÑO SISMO-RESISTENTE DE ESTRUCTURAS DE EDIFICACIÓN DE CONCRETO REFORZADO EN LA CIUDAD DE RIOBAMBA” presentada por: Diego Javier Barahona Rivadeneira y conformada por:..... y Director de Tesis:..... y presidido por:....., una vez escuchada la defensa oral y revisada la tesis escrita en la cual se ha constatado el cumplimiento de las observaciones realizadas por el tribunal de defensa de la Tesis, remite la presente tesis para uso y custodia en las bibliotecas de la UTA.

FIRMAS.....

DEDICATORIA.

“A mi querido hijo, Diego Paúl quien nació durante la ejecución de la maestría, que Dios te bendiga siempre”

AGRADECIMIENTO

A Dios, que ha sido su voluntad mi existencia; a mis padres por su maravilloso ejemplo de perseverancia y trabajo, a mi esposa e hijos por ser siempre la motivación en mi vida.

Al señor director del proyecto, Ing. Ms. C. Carlos de la Torre, por su gran apertura para colaborar con la ejecución del proyecto.

A todas aquellas personas, que de alguna manera me brindaron su apoyo para el desarrollo del proyecto

ÍNDICE GENERAL DE CONTENIDOS

APROBACIÓN POR EL TUTOR	1
AUTORÍA DE LA TESIS	3
APROBACIÓN DEL TRIBUNAL DE GRADO.	4
DEDICATORIA.	5
AGRADECIMIENTO	6
ÍNDICE GENERAL DE CONTENIDOS	7
ÍNDICE DE TABLAS Y FIGURAS	12
RESUMEN EJECUTIVO	14
INTRODUCCIÓN	15
CAPÍTULO 1	17
EL PROBLEMA	17
1.1. TEMA	17
1.2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	17
1.2.1. CONTEXTUALIZACIÓN	17
1.2.2. ANÁLISIS CRÍTICO	18
1.2.3. PROGNOSIS.	19
1.2.4. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	19
1.2.5. INTERROGANTES (SUBPROBLEMAS)	19
1.2.6. DELIMITACIÓN DE OBJETO DE INVESTIGACIÓN	20
1.3. JUSTIFICACIÓN	20
1.4. OBJETIVOS	21
CAPITULO 2	23
MARCO TEÓRICO	23
2.1. ANTECEDENTES	23
SISMICIDAD HISTÓRICA	23
EL SISMO DE 1645	23
EL SISMO DE 1797	24
RESUMEN DE LA SISMICIDAD EN CHIMBORAZO	27
PELIGROSIDAD SÍSMICA	29

MICROZONIFICACIÓN SÍSMICA _____	29
MAPA DE ZONIFICACIÓN DE LOS SUELOS _____	32
PROPUESTA PARA LA ESTIMACIÓN DE LA DUCTILIDAD DE EDIFICACIONES DE LA CIUDAD DE RIOBAMBA _____	34
CODIGOS LOCALES DE DISEÑO EN OTRAS CIUDADES DEL PAÍS _____	35
2.2. FUNDAMENTACIÓN FILOSÓFICA _____	36
2.3. FUNDAMENTACIÓN LEGAL _____	36
2.4. CATEGORÍAS FUNDAMENTALES _____	37
SISMOLOGÍA _____	37
ANÁLISIS ESTRUCTURAL _____	37
DISEÑO ESTRUCTURAL EN HORMIGÓN ARMADO. _____	38
2.5. HIPÓTESIS. _____	38
2.6. SEÑALAMIENTO DE VARIABLES _____	39
CAPÍTULO 3 _____	40
METODOLOGÍA _____	40
ENFOQUE _____	40
3.1. MODALIDAD BÁSICA DE INVESTIGACIÓN. _____	40
3.2. NIVEL O TIPO DE INVESTIGACIÓN. _____	40
3.3. POBLACIÓN Y MUESTRA _____	40
POBLACIÓN _____	40
MUESTRA _____	41
TIPO DE MUESTREO _____	41
3.4. OPERACIONALIZACIÓN DE LAS VARIABLES _____	41
V.I. DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE EDIFICACIÓN SISMO-RESISTENTES _____	42
V.D. DISEÑO DE ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO _____	44
V.D. APROBACIÓN DEL PROYECTO ESTRUCTURAL _____	45
V.D. ACCIONES SÍSMICAS _____	46
V.D. EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO ESTRUCTURAL _____	48
3.5. PLAN DE RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN. _____	49
3.6. PLAN DE PROCESAMIENTO DE INFORMACIÓN. _____	50
CAPÍTULO 4 _____	51

ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS	51
4.1. ANÁLISIS DE RESULTADOS	51
PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS	51
4.2. INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS	58
4.3. VERIFICACIÓN DE HIPÓTESIS	59
CAPITULO 5	60
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	60
CONCLUSIONES	60
RECOMENDACIONES	61
CAPITULO 6	62
PROPUESTA	62
6.1. DATOS INFORMATIVOS	62
6.2. ANTECEDENTES DE LA PROPUESTA	62
6.3. JUSTIFICACIÓN	63
6.4. OBJETIVOS	64
GENERAL	64
ESPECÍFICOS	64
6.5. ANÁLISIS DE FACTIBILIDAD	65
6.6. FUNDAMENTACIÓN	65
6.7. METODOLOGÍA.	66
CODIGO DE DISEÑO ESTRUCTURAL SISMO-RESISTENTE PARA EDIFICACIONES DE CONCRETO REFORZADO DE LA CIUDAD DE RIOBAMBA.	66
INTRODUCCIÓN	66
OBJETO Y ALCANCE	67
DEFINICIONES	68
DISPOSICIONES GENERALES	68
RESISTENCIA REQUERIDA	69
RESISTENCIA DE DISEÑO	70
BASES DEL DISEÑO	71
ZONAS SÍSMICAS Y FACTOR DE ZONA Z	72
GEOLOGÍA LOCAL Y PERFILES DE SUELO.	73

MAPA DE ZONIFICACIÓN DE SUELOS DE RIOBAMBA. _____	77
TIPO DE USO, DESTINO E IMPORTANCIA DE LA ESTRUCTURA. _____	78
SELECCIÓN DEL PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO DE FUERZAS LATERALES ____	79
BASES DEL DISEÑO, FUERZAS LATERALES DE DISEÑO MINIMAS Y EFECTOS RELACIONADOS _____	80
PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO DE FUERZAS ESTATICAS. _____	81
DISTRIBUCION VERTICAL DE FUERZAS LATERALES. _____	88
DISTRIBUCIÓN HORIZONTAL DEL CORTANTE. _____	90
MOMENTOS TORSIONALES HORIZONTALES. _____	90
VOLCAMIENTO. _____	91
EFECTOS DE SEGUNDO ORDEN (P- Δ). _____	92
LÍMITES DE LA DERIVA DE PISO. _____	93
SEPARACIÓN ENTRE ESTRUCTURAS ADYACENTES _____	94
COMPONENTES VERTICALES DEL SISMO DE DISEÑO. _____	96
OTROS PROCEDIMIENTOS DE CÁLCULO DE FUERZAS. _____	97
PROCEDIMIENTO DINAMICO DE CÁLCULO DE FUERZAS. _____	97
ANÁLISIS PASO A PASO EN EL TIEMPO. _____	101
DISPOSICIONES ESPECÍFICAS _____	103
REQUISITOS PARA VIGAS _____	103
REQUISITOS PARA COLUMNAS _____	107
APENDICE A _____	122
DEFINICIONES DEL CÓDIGO DE PRÁCTICA ECUATORIANO DE 2002 _____	122
APENDICE B _____	126
COEFICIENTES DE CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL EN PLANTA Y ELEVACIÓN DEL CÓDIGO DE PRÁCTICA ECUATORIANO _____	126
APENDICE C _____	128
FACTORES DE CARGA, REDUCCIÓN DE LA RESISTENCIA Y DE RESPUESTA ESTRUCTURAL (R) ALERNATIVOS. _____	128
C.2 RESISTENCIA REQUERIDA _____	128
C.3 RESISTENCIA DE DISEÑO _____	129
6.8. ADMINISTRACIÓN. _____	131

RECURSOS INSTITUCIONALES _____	131
RECURSOS HUMANOS _____	131
RECURSOS MATERIALES _____	132
RECURSOS FINANCIEROS _____	132
CRONOGRAMA DE ACTIVIDADES _____	133
6.9. PREVISIÓN DE LA EVALUACIÓN. _____	133
C. MATERIALES DE REFERENCIA _____	135
2. ANEXOS. _____	138

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1. Resumen de la Sismicidad Histórica de la Provincia de Chimborazo.	26
Tabla 2.2. Clasificación de Suelos según el CEC2002.	32
Tabla V.I. Diseño de Estructuras de Edificación Sismo-Resistentes	40
Tabla V.D. Diseño de Elementos de Concreto Armado	42
Tabla V.D. Aprobación del Proyecto Estructural	43
Tabla V.D. Acciones Sísmicas	44
Tabla V.D. Evaluación del Desempeño Estructural	46
Tabla 4.6. Análisis estadístico de la altura de entrepiso más probable.	52
Tabla 6.1. Resumen clasificación de suelos según el código ecuatoriano.	73
Tabla 6.2. Suelos perfil tipo S3	74
Tabla 6.3. Coeficiente de suelo S y Coeficiente Cm	76
Tabla 6.4. Tipo de uso, destino e importancia de la edificación	78
Tabla 6.5. Coeficientes de configuración en planta.	81
Tabla 6.6. Coeficiente de configuración en elevación	84
Tabla 6.7. Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural R	87
Tabla 6.8 Espesores mínimos de losas reforzadas en una dirección.	112
Tabla c-1. Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural R	123
Tabla Recursos Materiales	125
Tabla Recursos Financieros	125
Tabla Cronograma De Actividades	126

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1. Mapa de Epicentros entre los años 1557-1797.	27
Figura 2.2. Mapa de Zonificación Sísmica del Ecuador del CEC2002.	28
Figura 2.3. Mapa de Zonificación Sísmica de Suelos de la ciudad de Riobamba.	33
Figura 4.1. Resultados de Encuestas sobre conocimiento del CEC2002	50
Figura 4.2. Resultados de Encuestas sobre Normativa utilizada para diseño.	51
Figura 4.3. Resultados de Encuestas sobre cálculo de fuerzas sísmicas.	51
Figura 4.4. Resultados de edificaciones para vivienda	52
Figura 4.5. Derivas máximas de piso para perfiles de suelo del CEC2002	53
Figura 4.6. Edificación propuesta para análisis.	55
Figura 4.7. Espectro de Capacidad para la estructura de análisis.	56
Figura 6.1. Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño	72
Figura 6.2. Mapa de zonificación sísmica de los suelos de la ciudad de Riobamba.	77
Figura 6.3. Espectro sísmico elástico del código de práctica ecuatoriano.	97
Figura 6.4. Factor de longitud efectiva k	113
Figura 6.5. Área efectiva de nudo	116

RESUMEN EJECUTIVO

La desactualización del Código Ecuatoriano de la Construcción junto a la limitada difusión del Código de Práctica Ecuatoriano INEN CPE 5:2001 y el uso imprudente de varios códigos extranjeros, no siempre compatibles unos con otros, conllevan a una serie de inconsistencias en los diseños estructurales de edificaciones que constituyen un grave riesgo para la seguridad de los ciudadanos debido al peligro sísmico de la región, por lo que en la presente investigación se establecen una serie de especificaciones técnicas para diseño sismo-resistente analizadas y definidas para la realidad de la ciudad, la praxis de sus profesionales y las costumbres constructivas, además se realiza una recopilación de las especificaciones establecidas por la normativa nacional e internacional adaptándolas de igual manera a las características de la zona. Todas estas especificaciones han sido codificadas en un solo documento con el fin de presentar a los profesionales dedicados al cálculo y diseño estructural una herramienta que contiene los requisitos mínimos de diseño aplicables a edificaciones de concreto reforzado conformados por vigas y columnas proporcionando de esta manera la información de manera práctica y de rápido acceso con lo que se espera conseguir una difusión y aplicación generalizada de la normativa y de esta manera garantizar la seguridad de las edificaciones diseñadas y construidas en la ciudad de Riobamba.

INTRODUCCIÓN

La ciudad de Riobamba está ubicada en la zona de mayor riesgo sísmico del Ecuador, fue reasentada en 1797 en la llanura de Tapi a causa de un devastador terremoto, por lo que se requiere un conjunto de parámetros que regulen el proceso de diseño de edificaciones para garantizar la construcción de estructuras seguras para los pobladores.

Se presenta entonces en los primeros capítulos, un breve análisis de los sismos históricos más representativos que afectaron a la zona, considerando que la sismicidad histórica es la mayor referente de información en comparación con la información instrumental que es casi inexistente y además se presenta un resumen de la misma, se analiza también la ubicación de la ciudad dentro de la zona IV del mapa de Zonificación Sísmica del Ecuador y la aplicación del factor R establecidos por el CEC2002, las combinaciones de carga y factores de reducción de resistencia de los materiales establecidos por el ACI 318-05 y los estudios de microzonificación sísmica de los suelos de la Riobamba, realizados por el autor en el año 2002.

Se desarrollan hasta el capítulo 5 una serie de especificaciones basada en estudios estadísticos sobre la normativa usada por los profesionales de la ciudad, la configuración y sobretodo las secciones de elementos estructurales más probables utilizadas en la construcción de edificaciones, además se analizan ecuaciones propuestas para la aplicación en Riobamba, como el cálculo aproximado de la ductilidad global del sistema y del factor de reducción de la acción sísmica.

En el capítulo 6 se presentan codificadas las especificaciones propuestas y se realiza una recopilación de los requisitos mínimos establecidos sobre todo en el Código Ecuatoriano de la Construcción y la normativa establecida por el American Concrete Institute con el objetivo de presentarlo para su aprobación en las instituciones correspondientes para el

efecto y posteriormente difundirlo en la ciudad, este documento establece claramente los parámetros mínimos de cálculos para cada uno de los elementos estructurales según lo requerido en la filosofía de diseño sismo-resistente que establece la normativa nacional y los controles posteriores para todo el sistema estructural, así como la compatibilización de la normativa nacional y el ACI 318-05, con lo que se lograría entregar a los profesionales calculistas en un solo código todos los requisitos mínimos de diseño sismo-resistente para edificios

Otras ciudades del Ecuador también están trabajando en propuestas de normativas locales con el fin de controlar de mejor manera su difusión entre los calculistas y el cumplimiento estricto de las especificaciones de diseño contenidas en las mismas, siendo uno de los más importantes parámetros el factor de reducción de la acción sísmica cuya estimación no adecuada puede ocasionar a la sub-valoración de las fuerzas sísmicas poniendo en riesgo la seguridad de la estructura por un lado, o por otro lado, a la sobre estimación de las fuerzas sísmicas incrementando notablemente el costo de las edificaciones en perjuicio de la economía de los habitantes de un país en vías de desarrollo.

CAPÍTULO 1

EL PROBLEMA

1.1. TEMA

Requisitos mínimos de cálculos para diseño sismo-resistente de estructuras de edificación de concreto reforzado en la ciudad de Riobamba.

1.2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.2.1. CONTEXTUALIZACIÓN

A nivel mundial se han desarrollado códigos de diseño cada vez más severos luego de que se han suscitado eventos sísmicos devastadores que han dejado lecciones importantes, por lo que constantemente se están revisando y actualizando según las nuevas tendencias formuladas por organismos e investigadores dedicados al estudio de estas catástrofes naturales, su efecto sobre las estructuras y como mitigar el mismo.

En el Ecuador, los estudios de sismicidad histórica han proporcionado importante información sobre eventos sísmicos que se han producido en un período largo de tiempo comparado con los estudios instrumentados, señalando la ocurrencia de importantes terremotos con resultados devastadores en las edificaciones, pese a este hecho, la normativa nacional de diseño estructural de 1993 (CEC93), regulada por el INEN aún sigue vigente, precisamente el capítulo sobre diseño sismo-resistente fue actualizado entre los años 1998-2000, por lo que se lo conoce como CEC2002 a pesar de que su vigencia oficial fue a partir del año 2001, sin embargo han pasado ya más de ocho años sin que se realice una nueva revisión en la que se incluyan nuevas tendencias de análisis así como nuevas metodologías de diseño y evaluación estructural.

Ciudades del país como Guayaquil y Loja están trabajando en propuestas de normativas locales con el fin de controlar de mejor manera su difusión entre los calculistas y el cumplimiento estricto de las especificaciones de diseño contenidas en las mismas, establecidas sobre las condiciones propias de dichas poblaciones.

En las cercanías de la antigua ciudad de Riobamba se estableció el epicentro del sismo histórico más catastrófico de la época colonial, ocurrido en 1797 provocando inclusive la reubicación de la ciudad a donde se encuentra en la actualidad, esto ha motivado que en el estudio de peligrosidad sísmica que se encuentra en el Código Ecuatoriano de la Construcción CEC2002, se coloca a la ciudad de Riobamba dentro de la zona de mayor peligro y pese a esto existe una ordenanza municipal que establece como requisito el diseño estructural solamente en estructuras mayores de tres pisos, la construcción informal ocupa el mayor porcentaje en esta industria, dando como resultado viviendas inseguras que no cumplen las consideraciones de diseño establecidos por la normativa nacional vigente.

1.2.2. ANÁLISIS CRÍTICO

Tal vez por la capacidad de las personas de olvidar lo malo del pasado, por la fragilidad de la memoria humana, o la idea del supuesto ahorro que se tiene al omitir a los profesionales competentes en el proceso de la construcción de edificaciones, se olvida la probabilidad alta de que en cualquier ciudad del país ocurra un sismo de gran magnitud que ocasionaría millonarias pérdidas materiales e incontables pérdidas de vidas humanas. Para mitigar estas inevitables pérdidas la población debe estar preparada, una forma de ello es asegurar el diseño de estructuras de edificación que resistan las solicitaciones causadas por el sismo esperado en la zona, por lo que es necesario contar

con un documento que regule los parámetros de diseño sismo-resistente de estructuras, que refleje lo que se conoce actualmente de la realidad sísmica de Riobamba, que permita poner al alcance de los calculistas y diseñadores herramientas sencillas de cálculo utilizando conceptos actuales de Ingeniería Sísmica y permitiendo que el diseñador conozca claramente las hipótesis de cálculo y tome conciencia de la responsabilidad de aceptarlas. Para esto, se requiere la colaboración de las autoridades municipales, de las universidades y cuerpos colegiados locales.

1.2.3. PROGNOSIS.

Si no se establecen y controlan los requisitos generales de diseño de estructuras de edificación seguirá generalizándose la construcción informal sin control ingenieril adecuado, lo que conllevará a que en un escenario con la venida de un sismo de magnitud moderada muy inferior a la establecida por la norma ecuatoriana vigente las edificaciones sufrirán gran daño y muchas de ellas colapsarán provocando grandes pérdidas económicas y peor aún incontables pérdidas de vidas humanas.

1.2.4. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

¿Cuáles serán los requisitos mínimos de cálculo para diseño sismo-resistente de estructuras de edificación de Concreto armado en la ciudad de Riobamba?

1.2.5. INTERROGANTES (SUBPROBLEMAS)

¿Qué requisitos de cálculo se utilizan actualmente en el diseño de edificaciones de Concreto armado en la ciudad de Riobamba?

¿Qué requisitos mínimos de cálculo se deben considerar en los sistemas estructurales de uso generalizado para las edificaciones de Concreto armado de la ciudad de Riobamba?

¿Qué requisitos de cálculo sismo-resistente se pueden aportar y cuales se pueden mejorar o aclarar para el diseño de edificaciones en la ciudad de Riobamba?

1.2.6. DELIMITACIÓN DE OBJETO DE INVESTIGACIÓN

La investigación se encuentra dentro del área de la ingeniería estructural, específicamente en la rama de la ingeniería sísmica, metodologías de análisis, diseño y evaluación de comportamiento estructural.

Se realizará en las parroquias urbanas de la ciudad de Riobamba, Provincia de Chimborazo-Ecuador.

La investigación se desarrolló en el período que comprende los meses, de Abril de 2008 a Marzo de 2009.

1.3. JUSTIFICACIÓN

La elaboración de un código local de diseño para la ciudad de Riobamba, permitirá de una manera sencilla la aplicación de las normativas vigentes en el diseño de edificaciones, consiguiendo con esto estructuras sismoresistentes, es decir seguras para sus ocupantes, dentro de la zona de mayor peligrosidad sísmica del país. Permitirá además establecer claramente la filosofía de diseño sismo-resistente que se persigue mediante el cumplimiento estricto de los requisitos mínimos de cálculo y diseño especificados, dichos requisitos se aplicarán con base en las hipótesis que el calculista

haya decidido adoptar, las cuales deberán estar claramente descritas en la memoria de cálculo que debe acompañar a los planos estructurales de detalle.

El Código de Práctica Ecuatoriano INEN CPE 5:2001, vigente en la actualidad, se considera a sí mismo como un documento de partida que debe ser modificado y actualizado, conforme los avances de la ingeniería Sísmica y los nuevos requisitos y tendencias que existan y vaya apareciendo, dicho código mantiene la filosofía tradicional de diseño que data de hace ya algunas décadas; busca evitar la pérdida de vidas a través de impedir el colapso de las estructuras, sin embargo, las actuales tendencias en el mundo se dirigen no solo a la protección de la vida, sino también a la protección de la propiedad y a la búsqueda del cumplimiento de diversos niveles de desempeño de la estructura, lo que sin duda se reflejará en requisitos de diseño más severos.

El principal interés es el de disminuir incertidumbres en cuanto a la definición de los términos que se refieren a los elementos que forman parte de las estructuras, a los parámetros de respuesta sísmica de las mismas e incluso a los términos de definición de la acción sísmica de diseño. Se deben incluir definiciones para ser usadas literalmente durante todo el proceso de cálculo y diseño sismo-resistente, incluyendo la etapa de elaboración de la memoria de cálculo y de los planos estructurales, así como del proceso de aprobación por parte de la municipalidad del cantón Riobamba.

1.4. OBJETIVOS

1.4.1. General

Aportar requisitos mínimos de cálculos para el diseño sismo-resistente de estructuras de edificación de concreto reforzado conformadas por vigas y columnas en la ciudad de Riobamba.

1.4.2. Específicos

- 1.- Analizar el desempeño de los sistemas estructurales de uso común y los requisitos mínimos de cálculo utilizados para el diseño sismo-resistente de estructuras de edificación de Concreto armado en la ciudad de Riobamba.
- 2.- Evaluar códigos de diseño de edificaciones nacionales e internacionales, nuevas tendencias y metodologías para el análisis y diseño sismo-resistente de estructuras de edificación de Concreto armado en la ciudad de Riobamba.
- 3.- Proponer especificaciones técnicas aplicables y necesarias para el cálculo para diseño sismo-resistente de estructuras de edificación de Concreto armado de la ciudad de Riobamba.
- 4.- Elaborar el Código Local de diseño sismo- resistente con los requisitos mínimos de cálculo para estructuras de edificación de Concreto armado para la ciudad de Riobamba.

CAPITULO 2

MARCO TEÓRICO

2.1. ANTECEDENTES

La sismicidad histórica siempre es el referente más importante para la ciudad de Riobamba, pues proporciona información de un periodo considerable de tiempo frente a la escasa información instrumental que se conoce existe de la ciudad.

SISMICIDAD HISTÓRICA

EL SISMO DE 1645

Tomando en cuenta el material de las edificaciones, la mala calidad del suelo en que estaba fundada la villa lo cual trajo como consecuencia la amplificación de las ondas sísmicas y el daño que causaba la humedad del suelo en los cimientos, tanto que se afirma que algunas edificaciones se caían sin necesidad de movimientos telúricos, en donde una intensidad de Mercalli Modificada con un valor $I_{MM} = VI$, sería suficiente para que el sismo cause rajaduras en las viviendas y que algunas colapsen como lo afirman los archivos históricos, según el Catálogo de Terremotos del Ecuador, proporcionado por el Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional, el epicentro se halló en las coordenadas $-1.68S$ y $-78.55W$, muy cerca de la villa.

EL SISMO DE 1698

El 20 de Junio de 1698 un gran movimiento telúrico sacudió la zona central de la Sierra de la Real Audiencia de Quito. Los documentos históricos coinciden en que el motivo fue el desplome que sufrió el nevado Carihuairazo.

Este sismo provocó la destrucción de Ambato y sus efectos se extendieron hacia los pueblos vecinos. Para la Villa de Riobamba las consecuencias de este “espantoso cataclismo” como lo califica la historia, alcanzó tanto a edificios religiosos como a casas particulares y se menciona literalmente lo siguiente: “...aunque tuvieron notable quebranto los edificios y cayeron varios, fue rarísimo el peligro con las ruinas...”

Tomando en cuenta el pésimo suelo en el que estaba fundada la Villa de Riobamba y el material de las construcciones principalmente consistía en: adobe, cal y piedra; al evaluar los daños se tiene una Intensidad con un valor $I_{MM} = VII$ en la zona de la villa de Riobamba, ya que según los relatos históricos se especifica que los mayores destrozos ocurrieron en Ambato porque la mencionada población estuvo muy cerca de la zona epicentral que según el Catálogo de Terremotos del Ecuador se encuentra en las coordenadas $-1.45S$ y $-78.25W$, soportando los mayores daños, de tal magnitud y que luego de este evento se optó como la solución más conveniente la reubicación antes que la reconstrucción de Ambato.

Los pobladores de Riobamba dieron también por aprobada la reubicación de la Villa al llano de Gatazo: “...por ir construyendo la nueva ciudad sacaron materiales de la anterior...” , pero el gobierno de la Audiencia no accedió a dicha re-localización y además: “...esto les dejó amargas experiencias al inundarse este sector...” por lo que los habitantes de Riobamba tuvieron que regresar a tomar posición de sus antiguos solares en la Villa.

EL SISMO DE 1797

Es importante dar tiempo y esfuerzo al conocimiento de la técnica constructiva de la época, para lo cual se citarán testimonios que indican cómo se veía la Villa de Riobamba antes de este sismo, alrededor del año de 1736, el aspecto de la urbe aún reflejaba su antigua opulencia, impresión que fue recogida de la siguiente manera: “...La plaza principal y las calles de esta Villa son muy regulares, y con desahogo. Las casas de cal y

piedra; y aunque es ligera ésta, no tanto como la pómez, de que se sirven en Latacunga; algunas tienen un alto y esto es más regular en las que hacen frente a la plaza y su inmediación; pero las restantes son todas bajas por el temor a los temblores...”.

Existe otra descripción más cercana al sismo, ya que el padre Jesuita italiano, Mario Cicala en 1767 escribe lo siguiente: “...Todo el conjunto de la ciudad es ciertamente majestuoso, bello, vistoso y noble...la casa del Gobernador y el Magistrado es en verdad bella y pulcra y está situada en la plaza mayor, con salones magníficos y ricamente amoblados...pero son muchísimas las casas de un solo piso, y casi todas son de cal y piedra, y unas pocas de adobe, los techos de las casas del cuerpo de la ciudad son de teja; pero la mayor parte de las casas de los suburbios; y especialmente las de los indios están cubiertas de paja de páramo...”.

Entre las siete y ocho de la mañana del 4 de Febrero de 1797 ocurrió el movimiento de tierra de tal magnitud, que como relatan los documentos históricos hubo una total desolación y devastación de la Villa de Riobamba y de algunos otros pueblos cercanos, para tener una idea de la catástrofe mencionaremos los siguientes testimonios, que coinciden en lo fundamental con los demás relatos de los testigos:

Don Ignacio Lizarzaburu con fecha 22 de febrero de 1797 declara lo siguiente:“...Que ha visto la Villa arruinada, cubiertas sus calles y plazuelas de los edificios caídos sin hallarse tránsito por ellas, sino por los techos destruidos, sin que igualmente se encuentre una casa, ni iglesia en pie por toda la destrucción que ocasionó el derrumbe del cerro Cullca, con cuya mole sepultó la tercera parte o más de la Villa, sin que se salvaran casas, ni vivientes algunos en los tres barrios de Sigcho Guayco, Barrionuevo y La Merced.

Que su suelo está enteramente abierto, sus calles, como tiene dicho, cubiertas de ruinas y todo el piso brotando agua, a más de los lagos que se han formado así del torrente nombrado Quilloayaco, como del río que fue represado del derrumbe y que se ha tomado

su curso por media villa...”. El relato de don Luis Nájera dice lo siguiente: “...A Riobamba lo halló en tan lastimoso estado que no pudo conocer las partes que antes la componían, ni las casas que le adornaban por hallarse volcadas de sus cimientos y tan unidas en lo que antes eran calles, no se notaban más que techos destrozados, que así mismo vio derrocado desde sus cimientos al monte nombrado Culca que tomó bajo su derrumbe una gran parte de la población...”.

A causa de los efectos devastadores que sufrió la villa de Riobamba con el sismo, obligo a los sobrevivientes a refugiarse en la vecina parroquia de Cajabamba:“...Tras el terremoto...con maderas y paja construyeron miserables chozas... dentro de las cuales pasaban el día llorando y lamentando; pocos días después del terremoto comenzaron las lluvias; la falta de abrigo, la humedad y sobretodo la putrefacción de los centenares de cadáveres, que yacían bajo los escombros, causaron fiebres malignas con lo que a la miseria se añadió la peste, para acabar los restos que habían sobrevivido a la catástrofe...”.

Comenzó entonces la migración de los sobrevivientes hacia otras regiones de la Audiencia como Guayaquil y Cuenca, lo que llevó al corregidor de la Villa a convocar a una Asamblea Pública o Cabildo Abierto que se realizó el 21 de marzo de 1797 con el fin de establecer un sitio conveniente para la reubicación y edificación de la Villa ya que no era posible levantarla en el mismo sitio ya que de acuerdo con los informes el suelo se encontraba: “...pantanosos, roto y amenazado de los derrumbos de las colinas inmediatas...”.

Se propusieron finalmente dos posibles sitios para el traslado de la ciudad: Tapi y Gatazo. La decisión entre Tapi y Gatazo estaba influenciada por intereses de acaudalados hacendados que orientaban a su favor las decisiones de inclusive el Cabildo abierto. Frente a la demora y al asumir la Presidencia de la Audiencia de Quito Luis Francisco Barón de Carondelet, estableció el 1 de abril de 1799 como plazo para el traslado definitivo y tomó medidas para asegurar la movilización de la población. Se

enviaron tropas desde Latacunga a fin de demoler las casa de los habitantes que se negaran a trasladarse a la llanura de Tapi, se prohibió realizar escritura pública fuera de la nueva población, y que los carpinteros reedificaran en la ciudad destruida. Además, las autoridades impidieron la introducción de alimentos a Cajabamba. Ante estas medidas de presión, los vecinos que permanecían aun en Cajabamba, junto con el cura párroco, solicitaron a la Audiencia se limitara dicha disposición sobre el traslado, dando libertad de acción a los vecinos que no decidieran separarse de las tierras de sus antepasados. Esta petición no tuvo respuesta por parte de las autoridades.

La población se fue estableciendo de forma progresiva en Tapi. Inicialmente los edificios religiosos y públicos como la Iglesia Matriz, conventos, casa de administración, cabildo y cárcel, fueron construidos con un carácter provisional. Las obras perdurables y edificadas en piedra fueron posteriores y emplearon un buen número de años del siguiente siglo. Los restos de la “Antigua Riobamba” descansan bajo la población que hoy se denomina Sicalpa.

RESUMEN DE LA SISMICIDAD EN CHIMBORAZO

En la tabla 2.1 que se presenta a continuación, se indica el año, el lugar y la intensidad de cada evento sísmico, es necesario aclarar que la mayoría de sismos históricos ocurrieron en la “Antigua Riobamba” y que la localidad está identificada con el nombre actual de la misma, es decir Sicalpa.

Tabla 2.1. Resumen de la Sismicidad Histórica de la Provincia de Chimborazo.

FECHA				EPICENTRO		REF.	I _{MM}
AÑO	MES	DIA	HORA	LAT.	LON.		
1557	FEB	--	--	1.50S	78.5 W		VI
1645	MAR	15	--	1.68 S	78.55W		VI
1674	AGO	29	--	2.20 S	78.83W		VII
1687	NOV	22	--	1.10 S	78.25 W		VII

PELIGROSIDAD SÍSMICA

En estudios de Peligrosidad Sísmica realizados en los últimos años como es el caso del Código Ecuatoriano de la Construcción CEC2002, se ubica a la ciudad de Riobamba en la zona de mayor peligro sísmico con una aceleración máxima en roca de 0.40g.

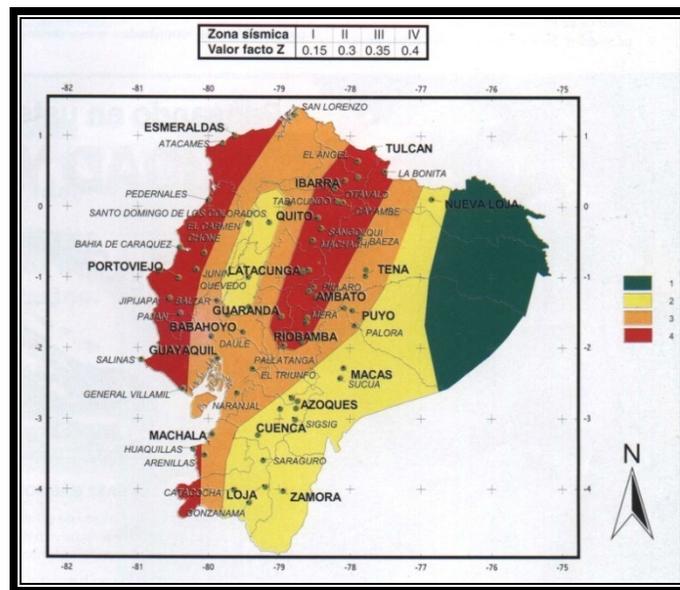


Figura 2.2. Mapa de Zonificación Sísmica del Ecuador del CEC2002.

MICROZONIFICACIÓN SÍSMICA

Un estudio realizado por el autor, en la ciudad de Riobamba muestra, utilizando microtemblores y aplicando la técnica de Nakamura, la zonificación de los suelos según la clasificación del CEC2002.

Los registros de microtrepidaciones o microtemblores (vibración ambiental), son vibraciones del terreno de baja amplitud, debido a fuentes locales tales como: viento, tráfico, maquinaria, oleaje, etc. La utilización de micro temblores para zonificar se

realiza desde los años 50. La metodología propuesta por Nakamura en 1989 para la estimación de los períodos predominantes de amplificación da resultados fiables, de forma rápida y a bajos costos.

Una de las aproximaciones más valiosas e interesantes para la microzonificación sísmica es la sismológica, y existen tres técnicas básicas para la determinación de la función de transferencia del suelo, que contiene las amplificaciones de la amplitud del movimiento sísmico en el dominio de la frecuencia.

Esta función $H(f)$ se determina realizando la división, en el dominio de la frecuencia, de la salida $y(t)$ entre la entrada $x(t)$. Las tres técnicas básicas para determinar la función de transferencia son las siguientes:

- La técnica más confiable es la que utiliza un registro en roca $x(t)$ y otro en superficie $y(t)$, con el gran inconveniente de generar altos costos en la realización e instalación del sensor en la perforación.
- Una segunda técnica, menos costosa que la anterior, es la que utiliza la estación de referencia (Steidl et al., 1996), en la que, dicha estación se encuentra ubicada en roca, generalmente en superficie $x(t)$ y las otras estaciones sobre depósitos sedimentarios $y(t)$.
- La tercera técnica, se refiere a la metodología propuesta por Nakamura en 1989 es la más económica y rápida, es la relación entre el espectro de Fourier de la componente horizontal del microtemblor $y(t)$ y el espectro de la componente vertical $x(t)$.

Las premisas del método de Nakamura, se basan en que a partir de registros en la superficie, pretende determinar la función de transferencia de las capas de suelo desde el basamento rocoso a la superficie.

Considera, que la componente vertical del movimiento, no está amplificada por la capa de suelo suave, lo que no sucede con la componente horizontal y que las fuentes locales no afectarán las microtrepidaciones en la base. Por lo que el método concluye, en que el movimiento vertical de la superficie retiene las características del movimiento horizontal del sustrato o base, determinando la función de transferencia mediante la relación entre el espectro de Fourier de la componente horizontal y el de la componente vertical.

En principio, con el fin de detectar la presencia de fuentes puntuales de ruido ambiental que no actúan durante todo el transcurso del día como también problemas de la instrumentación o la metodología del procesamiento de la información, se han realizado pruebas de estacionariedad, tanto en afloramiento rocoso como en suelo blando. Estas pruebas se realizaron durante 24 horas seguidas, una en el Observatorio de Fabra y otra en el campus de la Universidad Politécnica de Cataluña, obteniendo resultados satisfactorios.

El método de Nakamura presenta soluciones prácticas en términos de logística y procesamiento de la información siendo la técnica más económica y rápida por lo que ha sido utilizada en varias ciudades del mundo.

Hay varias maneras de instrumentar la medición de la vibración ambiental de suelos tanto en uso de equipos como en el método de análisis de las señales obtenidas, como por ejemplo en Atlanta, Georgia y Bentoville, Arkansas, proyecto realizado en Agosto del 2000 por CMC STEEL GROUP, en el cual utilizan un “Analizador portátil de FFT llamado ONO SOKKI y un acelerómetro sísmico” y las normas de la “Guía de Diseño de vibraciones del suelo AISC/CISC #11 debido a actividades humanas”.

En el Ecuador, se ha realizado los siguientes proyectos: la zonificación sísmica y la obtención de espectros de respuesta para las ciudades de Salinas, Manta y Esmeraldas como parte del proyecto P-BID-421 de FUNDACYT. La determinación de la Red Sísmica del Austro, proyecto ejecutado por la Universidad de Cuenca.

Pese a ser, el método de Nakamura, el más difundido y utilizado en las distintas ciudades del mundo para trabajos de zonificación sísmica local y a tener una gran aceptación e incluso pruebas que han tratado de verificar su eficacia como la realizada por la Universidad Politécnica de Cataluña como se menciona anteriormente, hay también

comentarios negativos, recomendaciones y conclusiones que hacen referencia a la necesidad de un estudio más a fondo sobre los microtemblores y sobre las consideraciones básicas en que se basa el método comparando a lo que se conoce que sucede en la realidad, como lo que se menciona en los estudios de microzonificación sísmica realizados en Managua: “...La verdad es que, tanto el método de Nakamura como el analítico, no necesariamente ofrecen resultados correctos, referidos a la afectación de los sitios por terremotos muy cercanos y muy fuertes. Los resultados se tienen que entender en su tendencia, y no se deben tomar los valores como absolutos...Se conoce que el método de Nakamura, lo mismo que el analítico, tienden a subestimar los efectos de terremotos fuertes cercanos. Ambos métodos asumen que las ondas sísmicas entran verticalmente desde abajo, y este no es el caso para los terremotos que presentan mayor peligro... por eso se debe abordar la zonificación también de otra manera, usando la experiencia de la geotécnica...”

MAPA DE ZONIFICACIÓN DE LOS SUELOS

La ciudad de Riobamba, no cuenta con ningún otro estudio previo de esta índole, lo cual, incide en la importancia de su difusión y utilización como herramienta para el diseño sismoresistente de estructuras de acuerdo al Código Ecuatoriano de la Construcción CEC2002.

Además, se espera sirva como impulso para la realización de estudios posteriores en beneficio de la ciudad ya que pese a ser ampliamente difundido y utilizado en todo el mundo, y a las pruebas realizadas que indican lo confiable de sus resultados del método empleado, el presente proyecto tiene el carácter de estudio preliminar ya que no existe suficiente información geológica que ratifique los resultados obtenidos.

Para clasificar el suelo de Riobamba se consideró como base la normativa del CEC2002 el cual indica los parámetros de cuatro perfiles de suelo los cuales se resumen en la siguiente tabla:

Tabla 2.2. Clasificación de suelos según el CEC2002.

Tipo de Suelo	Vs (m/s)	N (SPT)	Ts (seg)	Descripción
S1	>750	>50	<0.2	<ul style="list-style-type: none"> Roca sana o parcialmente alterada, gravas arenosas, limosas o arcillosas densas y secas, arenas densas, suelos y depósitos de origen volcánico, firmemente cementados, tobas y conglomerados.
S2	200<Vs<750 0 <200	10<N<30 4<N<10	0.2<Ts<0.6	<ul style="list-style-type: none"> Intermedios Semi-densos Sueltos
S3	<200		>0.6	<ul style="list-style-type: none"> Blandos
S4				Especiales, con alto potencial de licuación, colapsibles y sensitivos, turbas, lodos, suelos orgánicos, rellenos, arcillas y limos de alta plasticidad (IP>75).

Según los períodos instrumentados, los suelos de la ciudad en la mayor parte son S3 y se encuentran también suelos de tipo S2 en algunas zonas, cabe señalar que esta información, no reemplaza a los estudios de suelo específicos que deben realizarse en el sitio de emplazamiento de la edificación.

Se puede apreciar el mapa de zonificación sísmica de los suelos de la ciudad de Riobamba en el siguiente gráfico:

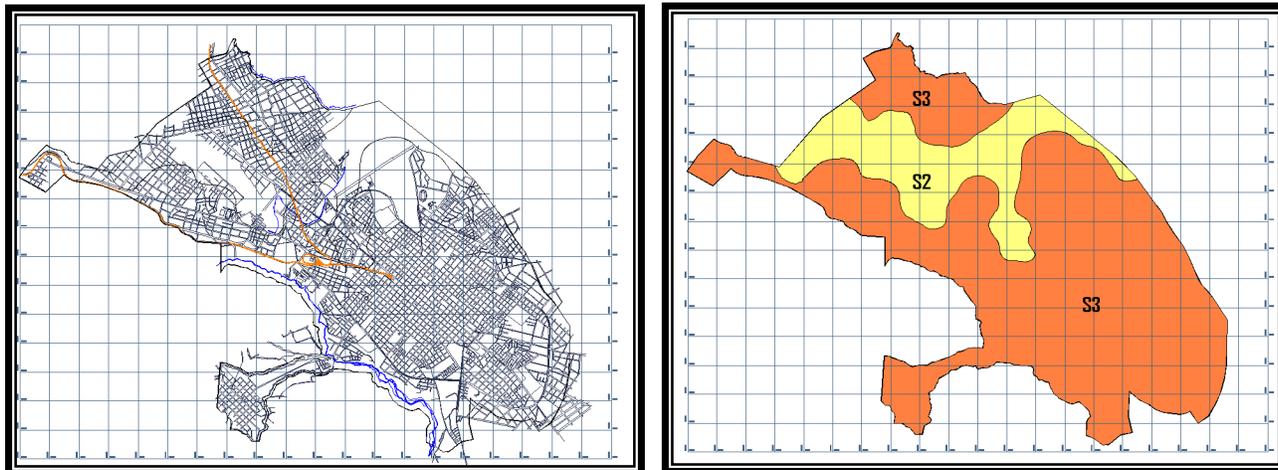


Figura 2.3. Mapa de Zonificación Sísmica de los Suelos de la ciudad de Riobamba (2007).

Elaborado por: Diego J. Barahona R.

El mapa de zonificación sísmica de los suelos, pretende facilitar la aplicación de la normativa propuesta para el diseño sismo-resistente de estructuras en el Código Ecuatoriano de la Construcción CEC2002, no pretende la omisión de los estudios de suelo necesarios para la ejecución de los diferentes proyectos de la ciudad.

PROPUESTA PARA LA ESTIMACIÓN DE LA DUCTILIDAD DE EDIFICACIONES DE LA CIUDAD DE RIOBAMBA

La determinación de este parámetro de comportamiento estructural ha sido propuesta de forma aproximada en un artículo presentado por el autor, en las XIX Jornadas Nacionales de Ingeniería Estructural, en el cual se establece que basándose en la expresión propuesta por FEMA para la evaluación rápida del “drift” y en los coeficientes β recomendados por Aguiar (2006) para el Ecuador, se propone la siguiente expresión:

$$\mu = \frac{1300 \cdot \pi^2 \cdot \gamma \cdot (2H + h)}{H^{1.80} \cdot Ad \cdot (1.99 + 0.95N - 0.042N^2 - 0.002N^3)} - 0.277 \quad (2.1)$$

Propuesta por: Diego J. Barahona R.

En donde:

μ es la demanda de ductilidad, γ es la deriva máxima de piso, H la altura total de la edificación, h la altura de entrepiso, Ad la aceleración espectral y N el número de pisos.

Por ejemplo si se aplica la ecuación propuesta para los datos tomados en edificaciones de la ciudad de Riobamba, considerando suelo tipo S3 y que la deriva máxima de piso es la establecida por el código la expresión se reduce a:

$$\mu = \frac{26 \cdot \pi^2 \cdot (2H + h)}{40.68 \cdot H^{1.80}} - 0.277 \quad (2.2)$$

Elaborada por: Diego J. Barahona R.

Si se aplica a esta expresión la altura de entrepiso más probable para la ciudad $h=2.40\text{m}$ obtenemos una demanda de ductilidad igual a $\mu=4.22$ y si consideramos que generalmente se aplican métodos lineales si se corrige la deriva de piso con el factor $\beta_6=1.34$ para edificaciones de dos pisos podemos decir que un valor estimado de ductilidad es $\mu=3.08$ para viviendas de dos pisos en Riobamba.

CODIGOS LOCALES DE DISEÑO EN OTRAS CIUDADES DEL PAÍS

Ciudades como Guayaquil y Loja están trabajado ya en propuestas de códigos locales de diseño, de esta última, según un artículo presentado por la Universidad Técnica

Particular de Loja en las XIX Jornadas Nacionales de Ingeniería Estructural, la propuesta se encuentra ya en estudio en el Ilustre Municipio de la ciudad de Loja y está basado en reglamentos similares de ciudades latinoamericanas.

2.2. FUNDAMENTACIÓN FILOSÓFICA

Los estudios históricos de la zona han señalado la ocurrencia de importantes sismos con consecuencias devastadoras en la ciudad de Riobamba, la filosofía del diseño sismo-resistente de estructuras es salvaguardar la vida de los ocupantes de las edificaciones previniendo a nivel de diseño y de construcción el colapso de las mismas.

2.3. FUNDAMENTACIÓN LEGAL

Legalmente los requisitos mínimos de cálculo para el diseño sismo-resistente de estructuras de Concreto armado en el Ecuador, están supeditados al Código de Práctica Ecuatoriano INEN CPE 5:2001 Parte 1 Capítulo 12: “Código Ecuatoriano de la Construcción. Requisitos Generales de Diseño: Peligro Sísmico, Espectros de Diseño y Requisitos mínimos de cálculos para diseño sismo-resistente.”

La viabilidad de la elaboración de un código local para la ciudad de Riobamba se definiría en los artículos 4.1.3 y 4.6.1 del antes mencionado Código de Práctica Ecuatoriano:

“4.1.3 Debido a que este documento se considera un punto de partida que deberá ser modificado y actualizado, conforme los avances de la Ingeniería Sísmica y los nuevos requisitos y tendencias que existen hoy en día y los que vayan apareciendo, se ha considerado mantener la filosofía tradicional de diseño que data de hace ya algunas

décadas, que busca el evitar la pérdida de vidas a través de impedir el colapso de las estructuras. Sin embargo, las actuales tendencias en el mundo se dirigen no sólo a la protección de la vida, sino también a la protección de la propiedad y a la búsqueda del cumplimiento de diversos niveles de desempeño de la estructura, lo que sin duda se reflejará en requisitos de diseño más severos en el futuro, criterios que deberán ser incorporados en las futuras versiones del código.”

“4.6.1 El código permite la utilización de otros procedimientos de cálculo sísmico, tales como los análisis no-lineales, estáticos o dinámicos, que requieren de la aplicación de principios avanzados de Dinámica de Estructuras y de Ingeniería Sísmica, que podrán ser aplicados por profesionales altamente calificados y con los suficientes conocimientos de estas disciplinas.”

2.4. CATEGORÍAS FUNDAMENTALES

SISMOLOGÍA

Tectónica de Placas

Mecanismo de los terremotos tectónicos

Escalas Sísmicas

Frecuencia de Ocurrencia de terremotos

Movimiento máximo del terreno

Mapas de Zonas Sísmicas

Predicción Sísmica

ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Estática Estructural

Dinámica Estructural

Definición de la acción Sísmica

Estructuras y modelos estructurales

Métodos de modelización dinámica

Modelos Característicos

Ecuaciones diferenciales del movimiento

Características dinámicas y de amortiguamiento de las estructuras

Respuesta Sísmica de sistemas lineales

Análisis Sísmico Lineal

Análisis Sísmico No Lineal

Respuesta de Estructuras sometidas a acciones sísmicas aleatorias

DISEÑO ESTRUCTURAL EN HORMIGÓN ARMADO.

Modelos de comportamiento dinámico de los materiales

Metodologías de diseño.

Metodologías de evaluación de capacidad resistente

Normativa Latinoamericana

Normativa Norteamericana

Normativa Europea

Normativa Ecuatoriana

2.5. HIPÓTESIS.

Especificaciones para diseño de elementos de Concreto armado, determinación de acciones sísmicas, evaluación del desempeño y aprobación del proyecto estructural son

los requisitos mínimos para diseño sismo-resistente de estructuras de edificación de Concreto armado en la ciudad de Riobamba, necesarios para la elaboración de un documento de referencia establecido como código local de diseño.

2.6. SEÑALAMIENTO DE VARIABLES

VARIABLE INDEPENDIENTE

Diseño sismo-resistente de estructuras de edificaciones de Concreto armado.

VARIABLE DEPENDIENTE

Requisitos mínimos para:

Diseño de elementos de Concreto armado,

Determinación de acciones sísmicas,

Evaluación del desempeño y

Aprobación del proyecto estructural

TERMINO DE RELACIÓN

Las variables independientes y dependientes quedan relacionadas por el enlace: “son”

CAPÍTULO 3

METODOLOGÍA

ENFOQUE

Predomina el paradigma cualitativo, pues se evaluarán, de acuerdo a la normativa, los parámetros de desempeño estructural de las edificaciones diseñadas y construidas en la ciudad de Riobamba, así como las relaciones matemáticas incluidas en normativas y procesos utilizados para su elaboración con el fin de establecer de igual forma requisitos mínimos de cálculo propios para la ciudad que mejoren la seguridad de las edificaciones

3.1. MODALIDAD BÁSICA DE INVESTIGACIÓN.

Modalidad de investigación: De campo y documental bibliográfica.

3.2. NIVEL O TIPO DE INVESTIGACIÓN.

Tipo de Investigación: Exploratoria, Descriptiva, Correlacional y Explicativa.

3.3. POBLACIÓN Y MUESTRA

POBLACIÓN

El Universo lo constituyen los procesos de diseño sismo-resistente de todas las estructuras de edificación conformadas por vigas y columnas de la ciudad de Riobamba, para lo cual se diseñará un documento para ser aplicado a los calculistas estructurales que desarrollan su actividad profesional en la ciudad de Riobamba.

MUESTRA

Como no se conoce la población se usará la expresión que se indica a continuación para determinar el tamaño de la muestra:

$$n = \frac{Z^2 \cdot \sigma^2}{E^2} \quad (3.1)$$

En donde: n es el tamaño de la muestra, Z es el nivel de confianza deseado, σ es la varianza poblacional, E el límite aceptable de error.

Si se estima como nivel de confianza deseado el 95% y un límite aceptable de error del 9% reemplazando en la expresión se tiene:

$$n = \frac{1.96^2 \cdot 0.50^2}{0.09^2}$$
$$n = 119$$

TIPO DE MUESTREO

Ya que se desea obtener una muestra representativa para la ciudad de Riobamba, se realizará un muestreo por conglomerados según las áreas geográficas definidas en el mapa de microzonificación sísmica de la ciudad, combinado con muestreo estratificado proporcional y sistemático.

3.4. OPERACIONALIZACIÓN DE LAS VARIABLES

V.I. Diseño De Estructuras De Edificación Sismo-Resistentes

CONCEPTUALIZACIÓN	DIMENSIONES	INDICADORES	ITEMS	TÉCNICAS E INSTRUMENTOS
<p>Consiste en la determinación de la disposición de los elementos estructurales, así como el dimensionamiento de las partes constitutivas del sistema estructural de manera que resista solicitaciones externas, de tal forma que tanto los elementos como las conexiones entre ellos sean capaces de resistir tales fuerzas y especialmente detallado para obtener un comportamiento dúctil de la estructura de edificación.</p>	1. Disposición de los elementos estructurales	1.1. Área de las secciones resistentes	1.1.1. ¿Qué relación existe entre el área de las secciones resistentes y el área total de la planta?	Observación directa.- registro específico
		1.2. Factor de corrección por irregularidad en planta.	1.2.1. ¿Utiliza factores de corrección por irregularidad en planta?	Encuesta.- Cuestionario
			1.2.2. ¿Bajo que norma calcula el factor de corrección por irregularidad en planta?	Encuesta.- Cuestionario
		1.3. Factor de corrección por irregularidad en elevación.	1.3.1. ¿Utiliza factores de corrección por irregularidad en elevación?	Encuesta.- Cuestionario
			1.3.2. ¿Con qué norma calcula el factor de corrección por irregularidad en elevación?	Encuesta.- Cuestionario
		2. Dimensionamiento de las partes constitutivas del sistema resistente.	2.1. Área de Sección Transversal de Elementos	2.1.1. ¿Bajo qué criterio se establece la sección de los elementos estructurales?
	2.2. Inercia de los elementos.		2.2.1. ¿Se verifica la orientación de los elementos pensando en la ubicación adecuada del centro de	Encuesta.- Cuestionario

			rigideces?	
	3. Solicitaciones externas	3.1. Cargas gravitacionales	3.1.1. ¿Qué combinaciones de carga se usa para el diseño?	Encuesta.- Cuestionario
			3.1.2. ¿Se aplica criterios de reducción de cargas vivas?	Encuesta.- Cuestionario
		3.2. Cargas Sísmicas	3.2.1. ¿Se trabaja para el diseño con fuerzas o desplazamientos?	Encuesta.- Cuestionario
			3.2.2. ¿Se trabaja solo con un sismo de diseño o los cuatro recomendados por SEAOC?	Encuesta.- Cuestionario
	4. Comportamiento Dúctil	4.1. Ductilidad de desplazamiento	4.1.1. ¿Se calcula la ductilidad de desplazamiento?	Encuesta.- Cuestionario
			4.1.2. ¿Qué valores de ductilidad se obtienen normalmente?	Encuesta.- Cuestionario
		4.2. Demanda de ductilidad	4.2.1. ¿Se identifica claramente la demanda de ductilidad para la estructura del sismo de diseño?	Encuesta.- Cuestionario
			4.2.2. ¿qué relación tiene la demanda de ductilidad respecto a la ductilidad determinada en las estructuras?	Encuesta.- Cuestionario

V.D. Diseño De Elementos De Concreto Armado

CONCEPTUALIZACIÓN	DIMENSIONES	INDICADORES	ITEMS	TÉCNICAS INSTRUMENTOS E			
<p>Consiste en la determinación de la sección transversal de Concreto y el área de acero de refuerzo de los elementos constitutivas de la estructura de manera que soporten en forma satisfactoria las cargas colocadas sobre ellas.</p>	1.Sección transversal de Concreto	1.1. Área de Sección Transversal de Elementos	1.1.1.¿Bajo qué criterio se establece la sección de los elementos estructurales?	Encuesta.- Cuestionario			
		1.2. Inercia de los elementos.	1.2.1.¿Cómo se calcula la inercia agrietada?	Encuesta.- Cuestionario			
	2.Soporte	2.1. Capacidad del elemento.	2.1.1.¿Se realizan diagramas momento curvatura?	2.1.1.¿Se realizan diagramas momento curvatura?	Encuesta.- Cuestionario		
			2.1.2.¿Qué criterio de diseño se aplica?	2.1.2.¿Qué criterio de diseño se aplica?	Encuesta.- Cuestionario		
			2.1.3.¿Bajo qué norma se diseñan los elementos?	2.1.3.¿Bajo qué norma se diseñan los elementos?	Encuesta.- Cuestionario		
	3. Acero de refuerzo	3.1. Longitudinal	3.1.1.¿Se consideran los límites superior e inferior de cuantía de armado según la normativa vigente?	3.1.1.¿Se consideran los límites superior e inferior de cuantía de armado según la normativa vigente?	Encuesta.- Cuestionario		
				3.1.2.¿Se verifica la ductilidad del elemento diseñado?	Encuesta.- Cuestionario		
				3.2. Transversal	3.2.1.¿Se consideran los límites establecidos en la norma en cuanto a área mínima, máxima y espaciamientos?	3.2.1.¿Se consideran los límites establecidos en la norma en cuanto a área mínima, máxima y espaciamientos?	Encuesta.- Cuestionario
						3.2.2.¿Se verifica el acero transversal por capacidad?	Encuesta.- Cuestionario

V.D. Acciones Sísmicas

CONCEPTUALIZACIÓN	DIMENSIONES	INDICADORES	ITEMS	TÉCNICAS E INSTRUMENTOS
Se definen como la inducción de cargas y desplazamientos debido a acciones dinámicas a una estructura producidas por un movimiento del terreno de la base debido a un evento sísmico.	1. Acciones dinámicas	1.1. Cortante en la Base	1.1.1. ¿Qué normativa se utiliza para el cálculo del cortante basal?	Encuesta.- Cuestionario
		1.2. Fuerzas Laterales	1.2.1. ¿Qué criterio se utiliza para la distribución horizontal de fuerzas sísmicas?	Encuesta.- Cuestionario
		1.3. Desplazamientos de la estructura	1.3.1. ¿Se aplica algún método basado en los desplazamientos inducidos por el sismo a la estructura para su diseño?	Encuesta.- Cuestionario
			1.3.2. ¿Se calculan desplazamientos a base de fuerzas laterales con el fin únicamente de controlar el drift?	Encuesta.- Cuestionario
			1.3.3. ¿Los métodos basados en desplazamientos difieren en gran medida a los basados en fuerzas?	Observación directa.- cuaderno de notas
		2. Terreno	2.1. Velocidad de Onda de Corte	2.1.1. ¿Qué velocidades de onda de corte se tiene en los suelos de la zona de estudio?
	2.2. Período de vibración natural del suelo		2.2.1. ¿Qué periodos de vibración natural del suelo predominan en la zona de estudio?	Observación indirecta.- cuaderno de notas
	2.3. Fallas geológicas		2.3.1. ¿Existen fallas geológicas cercanas o en la zona de estudio?	Observación indirecta.- cuaderno de notas
	2.4 Tectónica de Placas		2.4.1. ¿Qué incidencia tiene la tectónica de placas en la zona de estudio?	Observación indirecta.- cuaderno de notas

		2.5 Vulcanología de la zona	estudio? 2.5.1¿Qué magnitud sísmica se ha instrumentado en los volcanes que inciden la zona de estudio?	Observación directa.- cuaderno de notas
		3.1 Sismicidad Histórica	3.1.1¿Qué parámetros se han determinado a partir del estudio de sismos importantes que se han registrado a lo largo de la historia?	Observación directa.- cuaderno de notas
	3. Evento sísmico	3.2 Sismicidad Instrumental	3.2.1¿Se han registrado instrumentalmente sismos en la zona de estudio? 3.2.2¿Qué características muestran los registros instrumentales de sismos en la zona de estudio?	Observación directa.- cuaderno de notas Observación directa.- cuaderno de notas
		3.3 Aceleración máxima en roca	3.3.1¿Es posible determinar la aceleración máxima en roca dada por la normativa mediante el estudio de vibración ambiental?	Observación directa.- cuaderno de notas
		3.4 Espectros de diseño	3.4.1¿Se pueden definir espectros para las diferentes áreas de la zona de estudio? 3.4.2¿Es necesario construir espectros de diseño para varios sismos de análisis en la zona de estudio?	Observación directa.- cuaderno de notas Observación directa.- cuaderno de notas

V.D. Evaluación Del Desempeño Estructural

CONCEPTUALIZACIÓN	DIMENSIONES	INDICADORES	ITEMS	TÉCNICAS E INSTRUMENTOS
Es la verificación de que la estructura tenga un buen comportamiento inelástico ante un sismo determinado, es decir disipe la mayor cantidad de energía y no colapse.	1. Comportamiento estructural inelástico	1.1. Deriva de Piso	1.1.1 ¿La deriva de piso es un parámetro adecuado de evaluación?	Observación directa.- cuaderno de notas
			1.1.2 ¿Son confiables los métodos de evaluación aproximada del drift?	Observación directa.- cuaderno de notas
			1.1.3 ¿Es claro el procedimiento analítico para la determinación del drift?	Encuesta.- Cuestionario
		1.2. Ductilidad global del sistema	1.2.1 ¿Es conocido y utilizado el método del espectro de capacidad por los calculistas?	Encuesta.- Cuestionario
			1.2.2 ¿Se calcula la ductilidad global del sistema al terminar un diseño para verificarla?	Encuesta.- Cuestionario
			1.2.3 ¿Es posible establecer una metodología de cálculo aproximada para evaluar la ductilidad global del sistema estructural?	Observación directa.- cuaderno de notas
			1.2.4 ¿Es claro el concepto de ductilidad global del sistema?	Encuesta.- Cuestionario
		1.3. Sobre-	1.3.1 ¿Es clara la definición de sobre-	Encuesta.-

		resistencia	resistencia?	Cuestionario
			1.3.2¿Se calcula la sobre-resistencia al terminar el diseño?	Encuesta.- Cuestionario
			1.3.3¿Es posible establecer un procedimiento aproximado de cálculo de la sobre-resistencia?	Observación directa.- cuaderno de notas
		1.4.Sobre- redundancia	1.4.1¿Es clara la definición de sobre-redundancia?	Encuesta.- Cuestionario
			1.4.2¿Se calcula la sobre-redundancia al terminar el diseño?	Encuesta.- Cuestionario
			1.4.3¿Es posible establecer un procedimiento aproximado de cálculo de la sobre-redundancia?	Encuesta.- Cuestionario
		1.5. Técnica de Pushover	1.5.1¿Es conocido y utilizada la técnica de pushover por los calculistas?	
			1.5.2¿Se diseñan las rótulas plásticas en los proyectos estructurales?	Encuesta.- Cuestionario
			1.5.3¿Se aplica la técnica de pushover para analizar el mecanismo de colapso al terminar el diseño estructural?	

3.5. PLAN DE RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN.

Se han aplicado como técnicas de recolección de información: (a) La observación; de manera directa e indirecta con una actitud no participante, con una metodología estructurada en forma individual, usando como instrumentos: el registro específico y el cuaderno de notas. (b) La Encuesta, obteniendo respuestas escritas de manera

estructurada utilizando como instrumento el cuestionario, se procedió de la siguiente manera:

- Revisión crítica de la información recogida
- Tabulación de cuadros según variables de cada hipótesis: Cuadros de una variable, cuadros con cruce de variables, etc.
- Porcentuar, obtener la relación porcentual con respecto al total, con el resultado numérico y el porcentaje se estructura el cuadro de resultados que sirve de base para la graficación.
- Graficar, representar los resultados mediante gráficos estadísticos
- Estudio estadístico de datos para presentación de resultados.
- Analizar e interpretar los resultados relacionándolos con las diferentes partes de la investigación, especialmente con los objetivos y la hipótesis

3.6. PLAN DE PROCESAMIENTO DE INFORMACIÓN.

- Junto al gráfico, es común encontrar unas pocas líneas con el análisis e interpretación del mismo, en función de los objetivos, de la hipótesis o de la propuesta que se va a incluir.
- Análisis de los resultados estadísticos, destacando tendencia o relaciones fundamentales de acuerdo con los objetivos e hipótesis.
- Interpretación de los resultados, con apoyo del marco teórico, en el aspecto pertinente.
- Comprobación de hipótesis. Para la comprobación estadística conviene seguir la asesoría de un especialista.
- Redacción de requisitos mínimos de cálculo propuestos.
- Establecimiento de conclusiones y recomendaciones.

CAPÍTULO 4

ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

4.1. ANÁLISIS DE RESULTADOS

PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS

Se han aplicado 119 encuestas a profesionales ingenieros civiles que ejercen su actividad en la ciudad de Riobamba en calidad de calculistas de estructuras de edificaciones de concreto reforzado, sobre la normativa que emplean para la realización del diseño, obteniéndose lo siguiente:

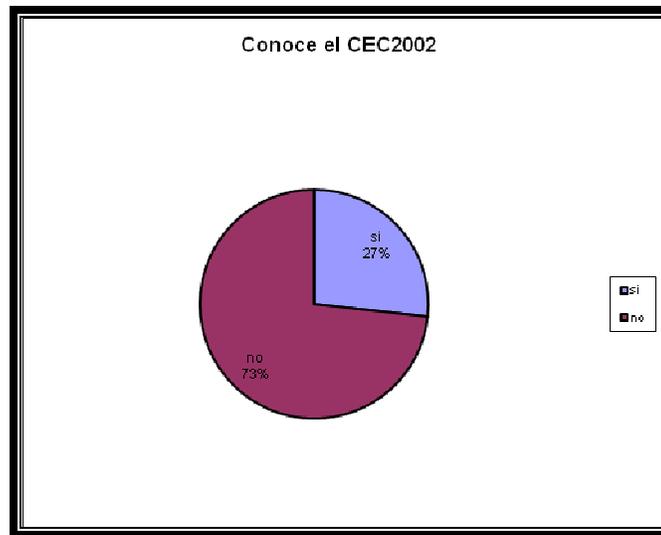


Figura 4.1. Resultados de Encuestas sobre conocimiento del CEC2002

- Desafortunadamente la difusión en cuanto al manejo del código de práctica ecuatoriano en la ciudad ha sido bastante limitado, en muchas de las respuestas

obtenidas en la encuesta inclusive es confundido con el tomo II del Código Ecuatoriano de la Construcción de 1993.

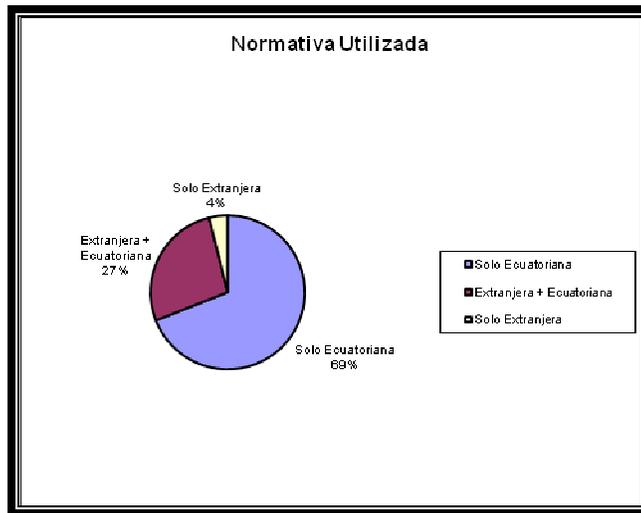


Figura 4.2. Resultados de Encuestas sobre Normativa utilizada para diseño estructural.

- En gran parte de las respuestas obtenidas se puede observar que se realiza una combinación inadecuada sobre todo entre el ACI 318-05 y el Código de Práctica Ecuatoriano (CEC2002).

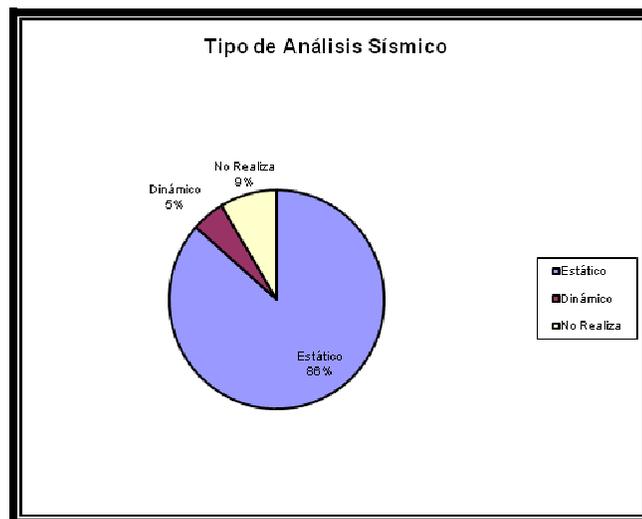


Figura 4.3. Resultados de Encuestas sobre cálculo de fuerzas sísmicas.

- La mayoría de profesionales optan por el análisis estático para la determinación de fuerzas sísmicas de diseño sin importar el tamaño y la configuración de la estructura, procedimientos dinámicos son limitados y verificaciones por capacidad casi nunca se realizan.

Se realizó también un muestreo en la ciudad de Riobamba de edificaciones para vivienda de hasta siete pisos, realizando ochenta y siete mediciones según lo indicado en la figura 4.4.

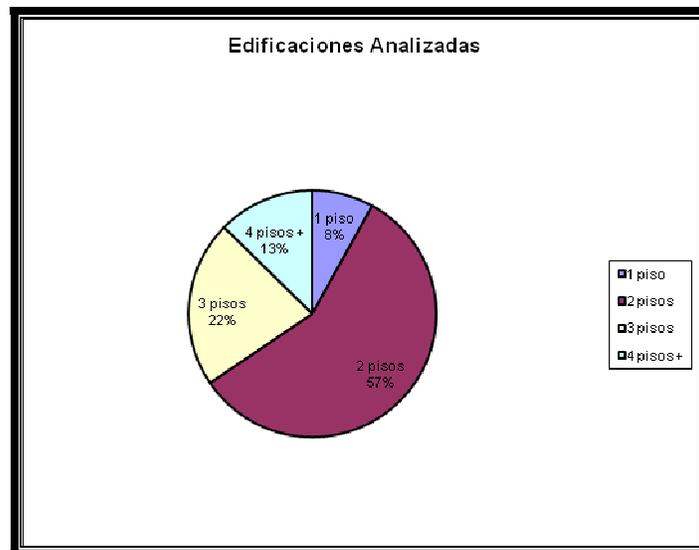


Figura 4.4. Resultados de edificaciones para vivienda

Tabla 4.6. Análisis estadístico de la altura de entrepiso más probable en Riobamba.

#pisos	Edificaciones	Sumatoria h	Media	Desviación Standard	Moda
1	7	16,35	2,34	0,085	2,3
2	50	123,91	2,48	0,246	2,4
3	19	48,3	2,54	0,295	2,3
4 o más	11	30,1	2,74	0,273	2,5

Elaborada por: Diego J. Barahona R.

Por lo que la altura más probable de cada entrepiso es de 2.4 m, los resultados obtenidos son calculados con la ecuación para determinar el período fundamental propuesta por Goel y Chopra que es la que mejor se ajusta al criterio de la normativa ecuatoriana y se utilizan valores de ductilidad de 1 a 6.

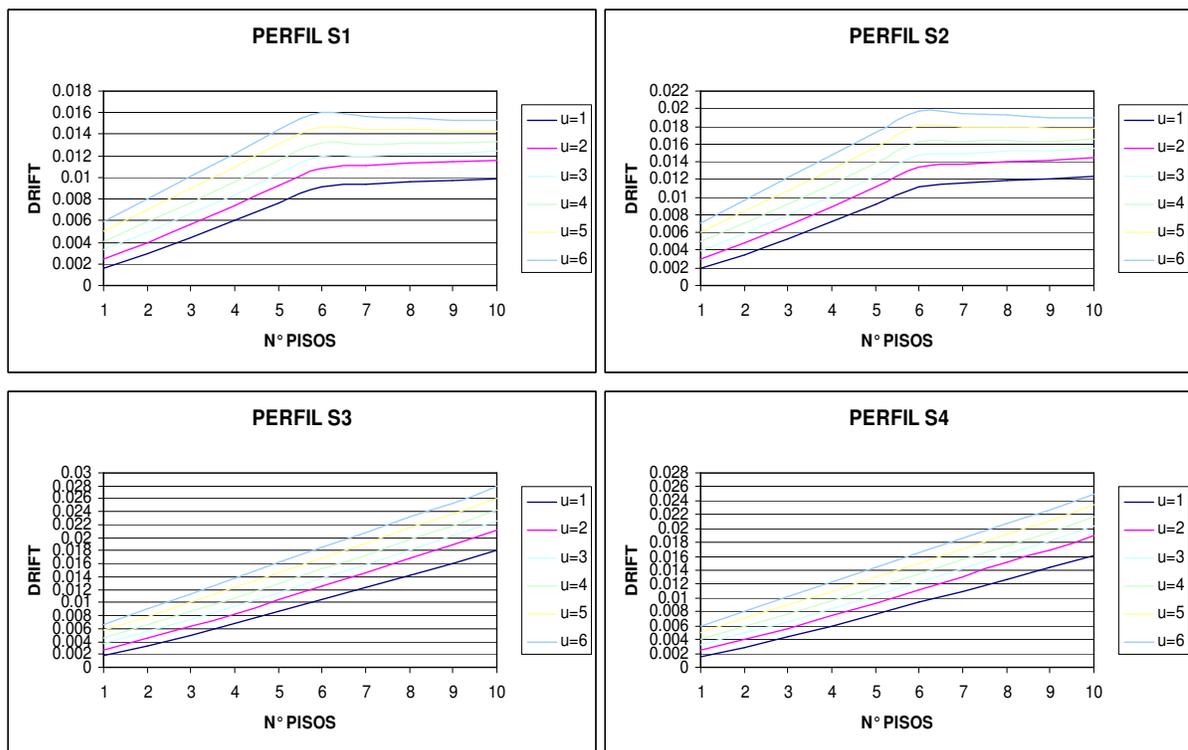


Figura 4.5. Derivas máximas de piso para perfiles de suelo establecidos en el CEC2002.

Elaborado por: Diego J. Barahona R.

Se puede observar en las graficas que el drift cuando se tiene perfiles de suelo S1 están a penas sobrepasando el 0.015 por lo tanto se espera daño moderado de acuerdo a Visión 2000, para los perfiles S2, S3, S4, se espera daño moderado en estructuras de hasta 6 pisos, de 7 pisos en adelante se espera daño extensivo y en los perfiles S3 y S4 en algunos casos de acuerdo a la ductilidad se espera colapso en estructuras de 9 y 10 pisos.

De lo anterior queda planteada una interrogante ¿Qué ductilidad tienen las edificaciones construidas en Riobamba?, como sabemos, esto se debería evaluar estructura por estructura obteniendo la curva de capacidad sísmica o también conocida como curva pushover, pero esto resulta un trabajo importante con mucha demanda de tiempo, lo que le resta efectividad a la evaluación rápida del drift al tener que asignar un valor al azar de ductilidad.

Si se utiliza la ecuación 2.1, la misma que se indica a continuación:

$$\mu = \frac{1300 \cdot \pi^2 \cdot \gamma \cdot (2H + h)}{H^{1.80} \cdot Ad \cdot (1.99 + 0.95N - 0.042N^2 - 0.002N^3)} - 0.277$$

En donde:

μ es la demanda de ductilidad, γ es la deriva máxima de piso, H la altura total de la edificación, h la altura de entrepiso, Ad la aceleración espectral y N el número de pisos.

Y, por ejemplo se aplica la ecuación 2.1 para los datos tomados en edificaciones de la ciudad de Riobamba, considerando suelo tipo S3 y que la deriva máxima de piso es la establecida por el código la expresión se reduce a:

$$\mu = \frac{26 \cdot \pi^2 \cdot (2H + h)}{40.68 \cdot H^{1.80}} - 0.277$$

Si aplicamos a esta expresión la altura de entrepiso más probable para la ciudad $h=2.40\text{m}$ obtenemos una demanda de ductilidad igual a $\mu=4.22$ y si consideramos que generalmente se aplican métodos lineales si se corrige la deriva de piso con el factor $\beta_6=1.34$ para edificaciones de dos pisos podemos decir que un valor estimado de ductilidad es $\mu=3.08$ para viviendas de dos pisos en Riobamba.

Ahora bien, tomando como referencia el ejemplo propuesto por Aguiar(2003) en el capítulo trece de su libro: “Análisis Sísmico por Desempeño”:

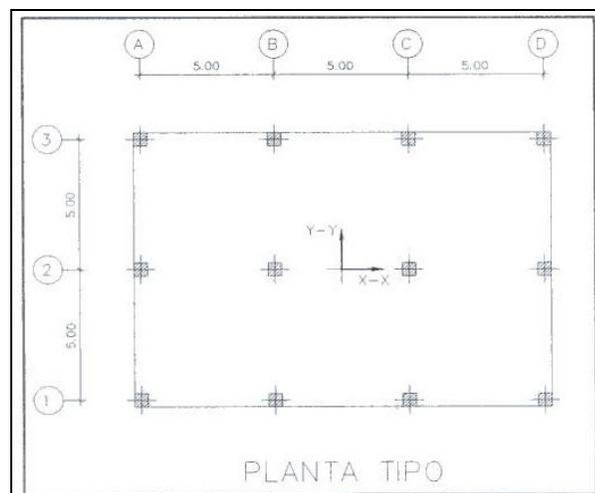


Figura 4.6. Edificación propuesta por Aguiar en su libro: Análisis Sísmico por Desempeño

Los datos con los que se analiza esta estructura son los siguientes: número de pisos $N=6$, Altura de entrepiso $h=3\text{m}$, Aceleración espectral $A_d=0.903432\text{ m/s}^2$ con lo que presenta los siguientes resultados: deriva máxima de piso $\gamma=0.0084$ (análisis elástico) y una ductilidad $\mu=3.08$ (método del espectro de capacidad).

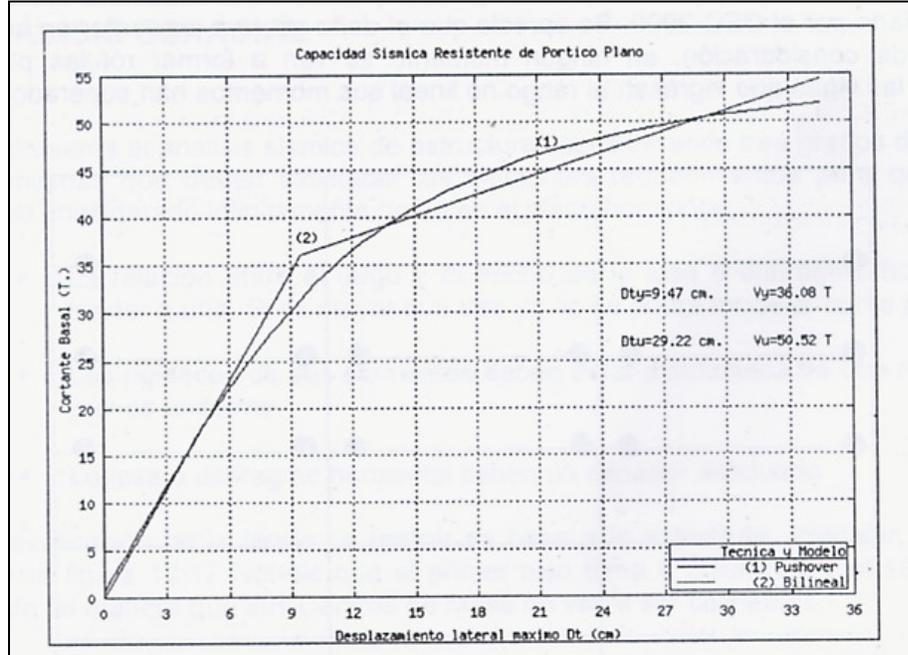


Figura 4.7. Espectro de Capacidad para la estructura de análisis obtenida por Aguiar.

Si le aplicamos la ecuación analizada, obtenemos $\mu=3.82$, bastante parecido al resultado presentado por Aguiar (2003), no olvidemos que la deriva de piso 0.0084 fue obtenida de un análisis lineal por lo que se le aplica el factor $\beta_6=0.92$ recomendado por Aguiar (2006) para estructuras de seis pisos.

Es conocida la relación entre la demanda de ductilidad μ y el factor de reducción de la respuesta sísmica R , muy discutido desde su aparición en el código de práctica ecuatoriano y el causante de las combinaciones inadecuadas entre normativas nacionales y extranjeras detectadas en la aplicación de las encuestas.

4.2. INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

Desafortunadamente los resultados obtenidos en la recolección de la información, muestran una aplicación escasa de la normativa de diseño sismoresistente en el cálculo de las edificaciones por parte de los profesionales por varios motivos, entre los que se destacan los siguientes:

- Desconocimiento de las nuevas corrientes y filosofías de diseño estructural en zonas de alto riesgo sísmico, se considera normal el análisis estático equivalente para la determinación de las fuerzas sísmicas de diseño sin importar la configuración en planta, en elevación ni el número de pisos de la edificación.
- Confusión entre normativas nacionales e internacionales en cuanto a su alcance y aplicación, por ejemplo, la combinación inadecuada entre las combinaciones de carga del especificadas en el ACI 318-2005 con los factores de reducción de la resistencia de los materiales dispuesta por el CEC o el ACI hasta el 318-99 y la reducción de la respuesta sísmica tabulada en el CEC2002.
- Falta de actualización de conocimientos para los profesionales dedicados al diseño estructural de edificaciones así como de los profesionales encargados de evaluar los proyectos previa a la aprobación municipal.

Los propietarios de tierras que desean construir edificaciones en sus propiedades, también son causantes de construir edificaciones con diseños deficientes y muchas veces sin ni siquiera control ingenieril, entre las razones principales para que esto ocurra se destacan: la idea generalizada de que no existe riesgo sísmico en el país, de que es posible “ahorrarse” el profesional Ingeniero Civil en el proceso tanto de diseño como en la construcción, aprobar proyectos de edificación de uno o dos pisos que por la legislación local no necesita de diseño estructural y luego aumentarlos desmesuradamente sin ningún control ni supervisión técnica.

4.3. VERIFICACIÓN DE HIPÓTESIS

La hipótesis ha sido demostrada, pues se han establecido una serie de especificaciones para la realidad de la ciudad y se ha recopilado y adaptado una serie de especificaciones de los códigos de diseño nacionales y extranjeros elaborando un único documento diseñado como un “Código de Diseño Sismo-resistente”, para la ciudad de Riobamba.

CAPITULO 5

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES

- El Objetivo General de la investigación ha sido cumplido y la hipótesis ha sido comprobada, pues se ha formulado requisitos de diseño propios para la ciudad de Riobamba, se ha realizado una recopilación de los parámetros que dispone la normativa nacional e internacional y se ha propuesto un código local de diseño sismo-resistente.
- Es indispensable una adecuada difusión de las normativas vigentes para el diseño estructural, junto con una adecuada capacitación para los profesionales y estudiantes de ingeniería estructural.
- Resulta de suma importancia antes de aplicar cualquier normativa de diseño estudiarla a fondo y en todo contexto, pues al aplicar la combinación de una y otra se puede cometer errores que pongan en riesgo a la estructura y sus ocupantes.
- Es importante que la ciudadanía y sobre todo las autoridades competentes tomen conciencia de lo necesario que es invertir en la actualización de los códigos de diseño de estructuras en el país así como una mayor rigurosidad de las ordenanzas relacionadas.

RECOMENDACIONES

- Las Instituciones de Educación Superior con carrera de Ingeniería Civil así como los cuerpos colegiados deberían promover las normativas mediante cursos y seminarios.
- Las autoridades relacionadas deben establecer mecanismos para generar una cultura de seguridad tanto para las estructuras promoviendo la actualización de las normativas, así como de los habitantes con campañas de prevención con información y simulacros de cómo actuar ante un terremoto.

CAPITULO 6

PROPUESTA

6.1. DATOS INFORMATIVOS

Título:

“CODIGO DE DISEÑO ESTRUCTURAL SISMO-RESISTENTE PARA EDIFICACIONES DE CONCRETO REFORZADO DE LA CIUDAD DE RIOBAMBA”

6.2. ANTECEDENTES DE LA PROPUESTA

Las estructuras de edificación y los elementos estructurales que las conforman, deben ser diseñados para que tengan en cualquier sección, una resistencia de diseño al menos igual a la resistencia requerida calculada para las cargas gravitacionales y fuerzas sísmicas mayoradas en las condiciones establecidas en el código de práctica ecuatoriano, que puedan presentarse durante su vida útil cumpliendo con la siguiente filosofía de diseño:

- Prevenir daños en elementos no estructurales y estructurales, ante sismos frecuentes y ocasionales.
- Prevenir daños estructurales severos y controlar daños no estructurales, ante sismos ocasionales y raros.
- Evitar el colapso ante sismos muy raros, procurando salvaguardar la vida de sus ocupantes.

6.3. JUSTIFICACIÓN

El gran número de tomos del código ecuatoriano de la construcción sin actualización sumado a la gran cantidad de normativas extranjeras, de las cuales la más adoptada es la del ACI, que tiene varias versiones y actualizaciones periódicas, causan hasta cierto punto confusión en los profesionales de la ciudad en cuanto al “qué” normativa aplicar y más que nada al “cómo” hacerlo. Pues uno de los desaciertos más generalizados es la utilización de las “nuevas” combinaciones de carga propuestas en el ACI 318S-05 aplicadas con los factores de reducción de resistencia del material del CEC 1993 Tomo II y el Factor R del CEC 2002, hecho que claramente está prohibido por la normativa. Aún bien aplicados los factores de mayoración de cargas y de reducción de resistencia de los materiales del ACI en su última versión los factores R del CEC2002, deben ser corregidos.

Otro inconveniente se genera de la luz verde que claramente señala el CEC2002 en cuanto a la utilización de normativa extranjera, al no dejar constancia del significado, en cuanto a requisitos mínimos de diseño se refiere, de la frase “pórtico sismoresistente”, ya que eso implica el cumplimiento estricto del CEC 1993 en cuanto a normativa nacional y en cuanto al código ACI el cumplimiento no solo de los parámetros establecidos en los capítulos del 1 al 18 sino también de lo establecido en el capítulo 21.

Tratando de solventar estos inconvenientes está realizada la propuesta del código local de diseño sismoresistente para la ciudad de Riobamba, ya que recopila no solo especificaciones para el análisis sísmico de estructuras de edificación, sino también del diseño de los elementos estructurales que las conforman.

6.4. OBJETIVOS

GENERAL

Implementar la utilización de un conjunto de especificaciones básicas adecuadas para el diseño sismo-resistente de estructuras de edificación de concreto reforzado conformadas por vigas y columnas, en un solo documento denominado “Código de Diseño Estructural Sismo-Resistente para Edificaciones de Concreto Reforzado de la Ciudad de Riobamba”, que están sujetas a los efectos de terremotos que podrían presentarse en algún momento de su vida útil.

ESPECÍFICOS

- 1.- Proponer especificaciones técnicas aplicables y necesarias para el cálculo para diseño sismo-resistente de estructuras de edificación de Concreto armado de la ciudad de Riobamba.
- 2.- Recopilar requisitos mínimos de cálculo para diseño sismo-resistente de normativas nacionales e internacionales y adaptarlos a la realidad de la ciudad de Riobamba.
- 3.- Elaborar el Código Local de diseño sismo- resistente con los requisitos mínimos de cálculo para estructuras de edificación de Concreto armado para la ciudad de Riobamba.
- 4.- Proponer para la aprobación el Código Local de diseño sismo-resistente al comité correspondiente de la Fundación ACI Capítulo Ecuador y al I. Municipio de Riobamba.
- 5.-Difundir el Código de Diseño Sismo-resistente en la ciudad de Riobamba una vez aprobado por las instancias pertinentes, para su utilización por los profesionales dedicados al diseño de edificaciones y para conocimiento de la comunidad en general.

6.5. ANÁLISIS DE FACTIBILIDAD

El Ecuador está ubicado en el Cinturón de Fuego del Pacífico, una de las zonas de mayor peligrosidad sísmica a nivel mundial y a su vez, la provincia de Chimborazo y por ende la ciudad de Riobamba, están ubicadas en la zona de mayor riesgo sísmico del Ecuador, por otro lado, existen otros riesgos naturales a los que está expuesta la población, erupciones volcánicas, inundaciones, deslaves entre otras lo que conlleva a un alto número de ciudadanos en peligro, por lo que se deben evaluar dichos riesgos así como establecer las políticas y regulaciones tanto sociales como técnicas para la protección de los habitantes y de la infraestructura tanto moderna como la de interés patrimonial.

Ciudades como Guayaquil y Loja están trabajadas ya en propuestas de códigos locales de diseño, de esta última, según un artículo presentado por la Universidad Técnica Particular de Loja en las XIX Jornadas Nacionales de Ingeniería Estructural, la propuesta se encuentra ya en estudio en el Ilustre Municipio de la ciudad de Loja y está basado en reglamentos similares de ciudades latinoamericanas.

6.6. FUNDAMENTACIÓN

Legalmente los requisitos mínimos de cálculo para el diseño sísmo-resistente de estructuras de Concreto armado en el Ecuador, están supeditados al Código de Práctica Ecuatoriano INEN CPE 5:2001 Parte 1 Capítulo 12: “Código Ecuatoriano de la Construcción. Requisitos Generales de Diseño: Peligro Sísmico, Espectros de Diseño y Requisitos mínimos de cálculos para diseño sísmo-resistente.”

La elaboración de un código local para la ciudad de Riobamba se fundamenta en los artículos 4.1.3 y 4.6.1 del antes mencionado Código de Práctica Ecuatoriano:

“4.1.3 Debido a que este documento se considera un punto de partida que deberá ser modificado y actualizado, conforme los avances de la Ingeniería Sísmica y los nuevos requisitos y tendencias que existen hoy en día y los que vayan apareciendo, se ha considerado mantener la filosofía tradicional de diseño que data de hace ya algunas décadas, que busca el evitar la pérdida de vidas a través de impedir el colapso de las estructuras. Sin embargo, las actuales tendencias en el mundo se dirigen no sólo a la protección de la vida, sino también a la protección de la propiedad y a la búsqueda del cumplimiento de diversos niveles de desempeño de la estructura, lo que sin duda se reflejará en requisitos de diseño más severos en el futuro, criterios que deberán ser incorporados en las futuras versiones del código.”

“4.6.1 El código permite la utilización de otros procedimientos de cálculo sísmico, tales como los análisis no-lineales, estáticos o dinámicos, que requieren de la aplicación de principios avanzados de Dinámica de Estructuras y de Ingeniería Sísmica, que podrán ser aplicados por profesionales altamente calificados y con los suficientes conocimientos de estas disciplinas.”

6.7. METODOLOGÍA.

CODIGO DE DISEÑO ESTRUCTURAL SISMO-RESISTENTE PARA EDIFICACIONES DE CONCRETO REFORZADO DE LA CIUDAD DE RIOBAMBA.

INTRODUCCIÓN

Art.1.1 Las estructuras de edificación y los elementos estructurales deben ser diseñados para que tengan en cualquier sección una resistencia de diseño al menos igual a la resistencia requerida calculada para las cargas y fuerzas mayoradas en las condiciones establecidas en el código de práctica ecuatoriano o en el presente documento.

Art.1.2 Las especificaciones contenidas en este documento deben ser consideradas como requisitos mínimos a aplicarse para el cálculo y diseño de los elementos que conforman una estructura de edificación de concreto reforzado, con el fin de resistir todas las solicitaciones externas que puedan presentarse durante su vida útil cumpliendo con la siguiente filosofía de diseño:

- Prevenir daños en elementos no estructurales y estructurales, ante sismos frecuentes y ocasionales.
- Prevenir daños estructurales severos y controlar daños no estructurales, ante sismos ocasionales y raros.
- Evitar el colapso ante sismos muy raros, procurando salvaguardar la vida de sus ocupantes.

Art.1.3 Para lo cual las estructuras de edificación debe tener la capacidad para resistir las fuerzas recomendadas por el código de práctica ecuatoriano, presente las derivas de piso, ante dichas cargas, inferiores a las admisibles y pueda disipar energía de deformación inelástica, ya que el sismo de diseño establecido por el código de práctica ecuatoriano produce fuerzas mucho mayores que las equivalentes recomendadas por el mismo, debido a al proceso de diseño inelástico establecido.

Art.1.4 El ACI 318S-05 permite el diseño de edificaciones y elementos estructurales usando las combinaciones de mayoración de carga y los factores de reducción de resistencia del Anexo C. No permite mezclar las combinaciones de mayoración de carga indicadas en este documento con los factores de reducción de resistencia del Anexo C.

OBJETO Y ALCANCE

Art.2.1 El objeto de este documento es el de establecer un conjunto de especificaciones básicas adecuadas para el diseño de estructuras de edificación de concreto reforzado conformadas por vigas y columnas, para la ciudad de Riobamba que están sujetas a los efectos de terremotos que podrían presentarse en algún momento de su vida útil.

Art.2.2 El alcance de este documento es de carácter local, par la ciudad de Riobamba, provincia de Chimborazo. Sin embargo cualquier especificación adicional necesaria o complementaria para el diseño de estructuras de edificación de concreto reforzado deberá estar de acuerdo con lo legalmente especificado en el código de práctica ecuatoriano.

DEFINICIONES

Art.3.1 Para efectos de este documento se adoptan las definiciones establecidas en el capítulo 3 del código de práctica ecuatoriano INEN CPE 5:2001. Los cuales se adjuntan en el Anexo A.

DISPOSICIONES GENERALES

Art.4.1 Es necesario contar con un documento que ponga al alcance de los calculistas y diseñadores herramientas sencillas de cálculo utilizando conceptos actuales de Ingeniería Sísmica, describiendo claramente las hipótesis de cálculo y la responsabilidad que implica tomar ciertas decisiones a la hora de aceptar tales hipótesis.

Art.4.2 Por lo que este documento adopta la filosofía de diseño sismoresistente que se persigue mediante el cumplimiento estricto de los requisitos mínimos de cálculo y diseño especificados en el código de práctica ecuatoriano. Dichos requisitos se aplicarán con base en las hipótesis que el calculista haya decidido adoptar, las cuales deberán estar claramente descritas en la memoria de cálculo que deberá acompañar a los planos estructurales de detalle.

Art.4.3 La memoria de cálculo incluirá una descripción del sistema estructural, los parámetros utilizados para definir las fuerzas sísmicas de diseño, el espectro de diseño o cualquier otro método de definición de la acción sísmica utilizada, así como también los desplazamientos y derivas máximas que presente la estructura, demostrando el cumplimiento de las especificaciones del código de práctica ecuatoriano, debiendo incluir una descripción de la revisión del comportamiento inelástico, acorde con la filosofía descrita.

Art.4.4 Las copias de los planos de diseño, de los detalles típicos y de las especificaciones para toda construcción de edificación de concreto reforzado debe llevar la firma de un ingeniero civil, legalmente registrado para dicho propósito. Estos planos, detalles y especificaciones deben incluir:

- Nombre y fecha de publicación de la normativa de acuerdo con los cuales fue realizado el diseño.
- Cargas utilizadas en el diseño.
- Resistencia especificada a la compresión del concreto a las edades o etapas de construcción establecidas, para las cuales se diseñó cada parte de la estructura.
- Resistencia especificada o tipo de acero de refuerzo
- Tamaño y localización de todos los elementos estructurales, refuerzo y anclajes.
- Precauciones por cambios en las dimensiones producidos por flujo plástico, retracción y temperatura.
- Los demás que requiera la autoridad competente.

Art.4.5 Se puede realizar el análisis y diseño estructural por medio de programas de computación siempre que se entreguen las hipótesis y suposiciones de diseño, los datos de entrada y los resultados generados por el programa. Se puede usar análisis de modelos para complementar los cálculos.

RESISTENCIA REQUERIDA

Art.5.1 La resistencia requerida, U, debe ser por lo menos igual al efecto de las cargas mayoradas en las ecuaciones siguientes. Debe investigarse el efecto de una o más cargas que no actúan simultáneamente.

$$U = 1.2 D + 1.6 L \quad (6.1)$$

$$U = 1.2 D + 1.0 L + 1.0 E \quad (6.2)$$

$$U = 1.2 D + 1.0 L - 1.0 E \quad (6.3)$$

$$U = 0.9 D + 1.0 E \quad (6.4)$$

$$U = 0.9 D - 1.0 E \quad (6.5)$$

Excepto que:

- Se permite reducir a 0.5 el factor de carga viva L en las ecuaciones 6.1, 6.2 y 6.3, excepto para estacionamientos, lugares de reunión pública y en todas las áreas donde L sea superior a 0.49 T/m^2
- En las ecuaciones 6.4 y 6.5 se puede usar 1.4 E en lugar de 1.0 E, cuando los efectos de carga por sismo se basen en los niveles de servicio de las fuerzas sísmicas.

Art.5.2 Si en el diseño se toma en cuenta la resistencia a los efectos de impacto, estos deben incluirse en L.

Art.5.3 Si una estructura se encuentra ubicada en una zona en la que está sometida a fuerzas por cargas de granizo o ceniza volcánica deben usarse estas cargas y las combinaciones de carga adecuadas.

RESISTENCIA DE DISEÑO

Art.6.1. La resistencia de diseño proporcionada por un elemento, sus conexiones con otros elementos, así como sus secciones transversales, en términos de flexión, carga axial, corte y torsión, deben tomarse como la resistencia nominal calculada de acuerdo con los requisitos de la normativa relacionada y del presente documento, multiplicada por los factores ϕ de reducción de resistencia.

Art.6.2. Secciones controladas por tracción.....0.90

Art.6.3. Secciones controladas por compresión:

- Elementos con refuerzo en espiral.....0.70
- Otros elementos reforzados.....0.65

Art.6.4. Corte y torsión 0.75

Art.6.5. Aplastamiento en el concreto.....0.65

Art.6.6. Para edificaciones que resisten los efectos sísmicos por medio de pórticos especiales resistentes a momento, el factor de reducción de resistencia, ϕ , debe modificarse de acuerdo a lo siguiente:

- En cualquier elemento estructural que se diseñe para resistir E, ϕ para cortante debe ser 0.60 si la resistencia nominal a cortante del elemento es menor que el cortante correspondiente al desarrollo de la resistencia nominal a flexión del elemento. La resistencia nominal a flexión debe determinarse considerando las cargas axiales mayoradas más críticas e incluyendo E.
- El factor de reducción de la resistencia para corte en nudos y vigas de acoplamiento armadas en forma diagonal debe ser 0.85.

BASES DEL DISEÑO

Art.7.1. Para la definición de este documento se ha utilizado la mejor información existente, tanto de Ecuador como de otros países del mundo. En particular, se ha tomado como documentos de trabajo los códigos de práctica ecuatorianos, el ACI 318 99 y 2005 de los Estados Unidos, así como investigaciones realizadas por el autor en la ESPE (Escuela Politécnica del Ejército) y en la UNACH (Universidad Nacional de Chimborazo).

Art.7.2. Los procedimientos y requisitos descritos en este documento se determinarán considerando la zona sísmica IV del Ecuador correspondiente a la ciudad de Riobamba que es donde se va a construir la estructura, las características del suelo del sitio de emplazamiento se determinará de acuerdo al mapa de zonificación de Suelos de la ciudad de Riobamba que se encuentra en este documento, el tipo de uso, destino e importancia de la estructura, y el tipo de sistema y configuración estructural a utilizarse.

Art.7.3. Las edificaciones deberán diseñarse para una resistencia tal que puedan soportar los desplazamientos laterales inducidos por el sismo de diseño, considerando la respuesta inelástica, la redundancia y sobre-resistencia estructural inherente, y la ductilidad de la estructura. La resistencia mínima de diseño deberá basarse en las fuerzas sísmicas de diseño establecidas en este documento y las del código de práctica ecuatoriano.

ZONAS SÍSMICAS Y FACTOR DE ZONA Z

Art.8.1. El mapa de zonas sísmicas para propósitos de diseño está incluido en el código de práctica ecuatoriano y proviene de un estudio completo que considera fundamentalmente los resultados de los estudios de peligro sísmico del Ecuador, así como también ciertos criterios adicionales que tienen que ver principalmente con la uniformidad del peligro de ciertas zonas del país, criterios de practicidad en el diseño, protección de ciudades importantes, irregularidad en curvas de definición de zonas sísmicas, suavizado de zonas de límites inter-zonas y compatibilidad con mapas de peligro de los países vecinos.

Art.8.2. La ciudad de Riobamba, está en la zona sísmica IV del Ecuador, de acuerdo con la definición de zonas de la Figura 6.1. Por lo que, se adoptará el valor del factor de zona Z de 0,40. El valor de Z representa la aceleración máxima efectiva en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad.

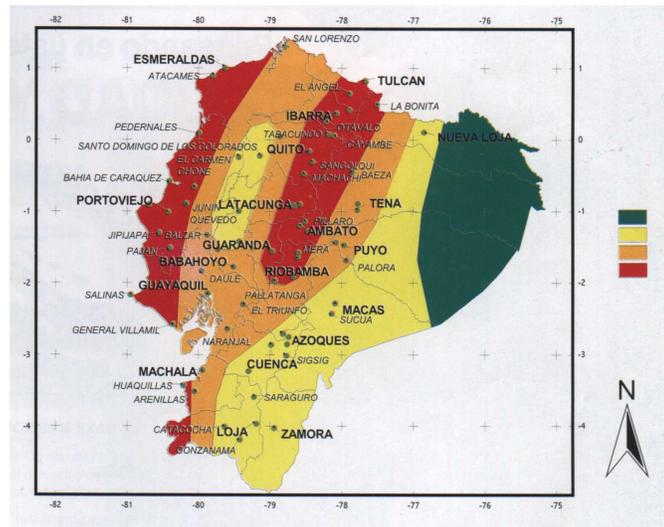


Figura 6.1. Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño

Fuente: Código de práctica ecuatoriano 2002

GEOLOGÍA LOCAL Y PERFILES DE SUELO.

Art.9.1. El factor de suelo S ha sido definido de tal forma de simplificar, desde el punto de vista práctico, los distintos tipos de suelo existentes en el país, reduciéndolos a sólo 4 tipos, cada uno de los cuales se ha descrito de la forma más concisa posible, a través de diversas propiedades físicas.

Art.9.2 Los requisitos establecidos en el código de práctica ecuatoriano, que tienen como finalidad tomar en cuenta la geología local para propósitos de diseño, son requisitos mínimos y no substituyen los estudios de geología de detalle, los cuales son necesarios para el caso de proyectos de infraestructura y otros proyectos distintos a los de edificación.

Art.9.3. Las condiciones geotécnicas de los sitios o perfiles de suelo se las clasifica de acuerdo con las propiedades mecánicas del sitio, los espesores de los estratos y la velocidad de propagación de las ondas de corte. Este último parámetro puede ser correlacionado con otros parámetros del suelo, como por ejemplo el número de golpes del SPT, para algunos tipos de suelo en sitios donde se disponga de las correlaciones correspondientes.

Art.9.4 Los tipos de perfiles de suelo se clasifican de la siguiente manera:

Tabla 6.1. Resumen clasificación de suelos según el código de práctica ecuatoriano.

Tipo de Suelo	Vs (m/s)	N (SPT)	Ts (seg)	Descripción
S1	>750	>50	<0.2	Roca sana o parcialmente alterada, gravas arenosas, limosas o arcillosas densas y secas, arenas densas, suelos y depósitos de origen volcánico, firmemente cementados, tobas y conglomerados.
S2	200<Vs<750 <200	10<N<30 4<N<10	0.2<Ts<0.6	Intermedios Semi-densos Suelos
S3	<200		>0.6	Blandos
S4				Especiales, con alto potencial de licuación, colapsibles y sensitivos, turbas, lodos, suelos orgánicos, rellenos, arcillas y limos de alta plasticidad (IP>75).

Elaborada por: Diego J. Barahona R.

Art.9.4.1 Perfil tipo S1 (Roca o suelo firme). A este grupo corresponden las rocas y los suelos endurecidos con velocidades de ondas de corte similares a las de una roca (mayores a 750 m/s), con períodos fundamentales de vibración menores a 0.20s. Se incluyen los siguientes tipos de suelo.

- a) Roca sana o parcialmente alterada, con resistencia a la compresión no confinada mayor o igual a 5 kg/cm².
- b) Gravas arenosas, limosas o arcillosas, densas y secas.
- c) Suelos cohesivos duros con resistencia al corte en condiciones no drenadas mayores a 1 kg/ cm², con espesores menores a 20m y sobreyacentes a roca u otro material endurecido, con velocidad de onda de corte superior a 750 m/s.
- d) Arenas densas con número de golpes del SPT: N > 50, con espesores menores a 20m sobreyacentes a roca u otro material endurecido con velocidad de onda de corte superior a 750 m/s.
- e) Suelos y depósitos de origen volcánico firmemente cementados, tobas y conglomerados con número de golpes del SPT: N > 50.

Art.9.4.2 Perfil tipo S2 (Suelos intermedios). Suelos con características intermedias o que no se ajustan a los perfiles de suelos tipo S1 y S3.

Art.9.4.3 Perfil tipo S3 (Suelos blandos o estratos profundos). En este grupo se incluyen los perfiles de suelos blandos o estratos de gran espesor, en los que los períodos fundamentales de vibración son mayores a 0.6s, incluyéndose los siguientes casos:

Tabla 6.2. Suelos perfil tipo S3

Suelos cohesivos	Velocidad de ondas de corte, V_s (m/s)	Resistencia al corte No drenada, S_u (KPa)	Espesor del estrato (m)
Blandos	< 200	< 25	> 20
Semiblandos	200-400	25-50	> 25

Duros	400-750	50-100	> 40
Muy duros	> 750	100-200	> 60

Suelos granulares	Velocidad de ondas de corte, V_s (m/s)	Valores N del SPT	Espesor del estrato (m)
Sueltos	< 200	4-10	> 40
Semidensos	200-750	10-30	> 45
Densos	> 750	> 30	>100

Fuente: INEN CPE 5:2001

Los valores de N , V_s y S_u son valores promedio del sitio y serán determinados según las siguientes expresiones de acuerdo al Código de Práctica Ecuatoriano:

$$V_s = \Sigma (h_i) / \Sigma (h_i / V_{si}) \quad (6.6)$$

$$N = \Sigma (h_i) / \Sigma (h_i / N_i) \quad (6.7)$$

$$S_u = \Sigma (h_i) / \Sigma (h_i / S_{ui}) \quad (6.8)$$

donde:

h_i = Espesor del estrato i ,

V_{si} = Velocidad de las ondas de corte en el estrato i ,

S_{ui} = Resistencia al corte no drenada promedio del estrato i .

Art.9.4.4 Perfil tipo S4 (Condiciones especiales de evaluación del suelo). En este grupo se incluyen los siguientes tipos de suelo:

- a) Suelos con alto potencial de licuefacción, colapsibles y sensitivos.
- b) Turbas, lodos y suelos orgánicos.

- c) Rellenos colocados sin control ingenieril.
- d) Arcillas y limos de alta plasticidad ($IP > 75$).
- e) Arcillas suaves y medio duras con espesor mayor a 30 m.

Los perfiles de este grupo incluyen los suelos altamente compresibles y donde las condiciones geológicas y/o topográficas sean especialmente desfavorables, que requieran estudios geotécnicos no rutinarios para determinar sus características mecánicas.

Art.9.5. El tipo de suelo existente en el sitio de construcción de la estructura, y por ende, el coeficiente de suelo S, se establecerán de acuerdo con lo especificado en la Tabla 6.3. El coeficiente S se establecerá analizando el perfil que mejor se ajuste a las características locales. En los sitios donde las propiedades del suelo sean poco conocidas, se podrán utilizar los valores del perfil de suelo tipo S3. Adicionalmente se encuentra tabulado el coeficiente Cm, relacionado con la definición del espectro del sismo de diseño establecido más adelante en este código, y que depende del perfil de suelo a utilizar.

Tabla 6.3. Coeficiente de suelo S y Coeficiente Cm

Perfil tipo	Descripción	S	Cm
S1	Roca o suelo firme	1,0	2,5
S2	Suelos intermedios	1,2	3,0
S3	Suelos blandos y estrato profundo	1,5	2,8
S4	Condiciones especiales de suelo	2,0*	2,5

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

Fuente: INEN CPE 5:2001

MAPA DE ZONIFICACIÓN DE SUELOS DE RIOBAMBA.

Art.10.1. La ciudad de Riobamba, no cuenta con ningún otro estudio previo de esta índole, lo cual, incide en la importancia de su difusión y utilización como herramienta para el diseño sismorresistente de estructuras de acuerdo al Código de práctica Ecuatoriano. Además, se espera sirva como impulso para la realización de estudios posteriores en beneficio de la ciudad ya que pese a ser ampliamente difundido y utilizado en todo el mundo, y a las pruebas realizadas que indican lo confiable de sus resultados del método empleado, el presente proyecto tiene el carácter de estudio preliminar ya que no existe otra información geológica que ratifique los resultados obtenidos.

Art.10.2. Para la clasificación y zonificación del suelo de Riobamba se consideró como base las especificaciones del código de práctica ecuatoriano.

Art.10.3. Según los períodos instrumentados, los suelos de la ciudad en la mayor parte son S2. Los suelos de tipo S3 en algunas zonas; suelo de tipo S1 se obtiene en una zona en el sector del aeropuerto, el cual no se ha colocado en el mapa como medida adicional de seguridad, ya que no se cuenta con perforaciones de suelo en ese lugar y no permite la ratificación de dichos resultados. Se puede apreciar el mapa de zonificación sísmica de los suelos de la ciudad de Riobamba en la Figura 6.2.

Art.10.4. El mapa de zonificación sísmica de los suelos, pretende facilitar la aplicación de la normativa propuesta para el diseño sismoresistente de estructuras en el Código de práctica ecuatoriano, no pretende la omisión de los estudios de suelo necesarios para la ejecución de los diferentes proyectos de la ciudad.

Art.10.5. Si existen estudios de microzonificación sísmica realizados para una región determinada del país, en los que se establecen valores diferentes a los establecidos por el código de práctica ecuatoriano, se podrán utilizar los valores de los mencionados estudios, prevaleciendo los del código como requisito mínimo.

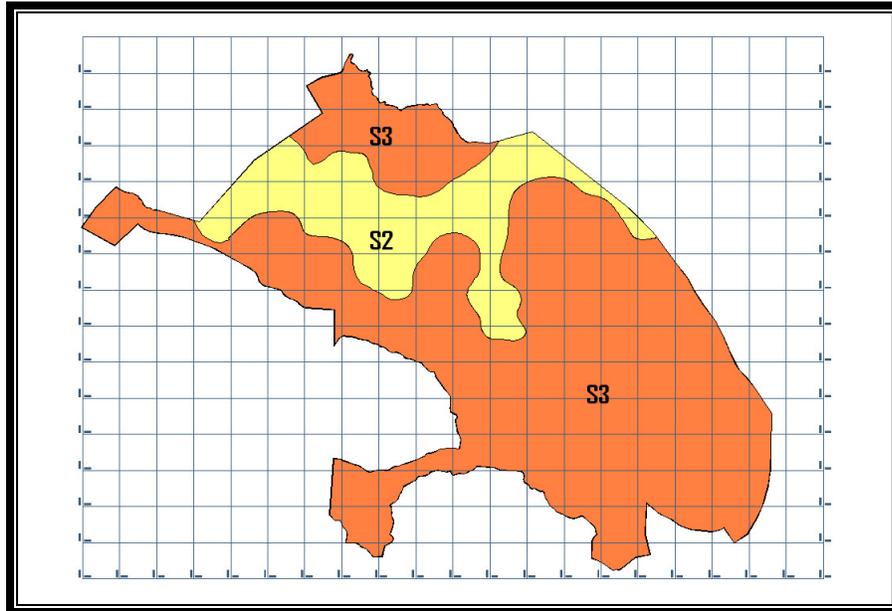


Figura 6.2. Mapa de zonificación sísmica de los suelos de la ciudad de Riobamba.

Elaborado por: Diego J. Barahona R.

TIPO DE USO, DESTINO E IMPORTANCIA DE LA ESTRUCTURA.

Art.11.1. La intención del código de práctica ecuatoriano es el de disponer un mayor nivel de requisitos mínimos de cálculo al diseño de edificaciones, que por sus características de utilización o de importancia deben permanecer operativas o sufrir menores daños durante y después de la ocurrencia de un sismo severo.

Art.11.2. La estructura de edificación a diseñarse y posteriormente a construirse se clasificará en una de las categorías que se establecen en la Tabla 6.4, y se adoptará el correspondiente factor de importancia:

Tabla 6.4. Tipo de uso, destino e importancia de la edificación

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Factor
1. Edificaciones esenciales y/o peligrosas	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1,5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1,3
Otras Estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1,0

Fuente: INEN CPE 5:2001

SELECCIÓN DEL PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO DE FUERZAS LATERALES

Art.12.1. Una estructura puede ser diseñada mediante procedimientos de cálculo de fuerzas laterales estáticos o dinámicos. El procedimiento escogido dependerá de la configuración estructural, tanto en planta como en elevación.

Art.12.2. Para el cálculo de estructuras regulares tanto en planta como en elevación es suficiente la aplicación de procedimientos estáticos de determinación de fuerzas laterales.

Art.12.3. Una estructura se considera como regular en planta y/o en elevación, cuando no presenta ninguna de las condiciones de irregularidad en planta y/o elevación descritas en el Anexo B.

Art.12.4. Por ser el cálculo estático una simplificación del cálculo dinámico, el código de práctica ecuatoriano permite utilizarlo por sí solo únicamente en los casos en que las estructuras presentan regularidad tanto en planta como en elevación.

Art.12.5. Para el caso de estructuras irregulares se utilizará el procedimiento de cálculo dinámico. También pueden utilizarse procedimientos alternativos de cálculo sísmico que tengan un adecuado fundamento basado en los principios establecidos por la dinámica de estructuras, llevados a cabo por un profesional especializado. Sin embargo para todas las estructuras la aplicación del método estático, propuesto por el código de práctica ecuatoriano, se considerará como requisito mínimo.

Art.12.6. En edificaciones irregulares, la aplicación del cálculo dinámico permitirá detectar problemas de concentraciones de esfuerzos debidos a la presencia de dichas irregularidades, los cuales deberá enfrentar el profesional a cargo del diseño estructural.

Art.12.7. El código de práctica ecuatoriano, permite la utilización de otros procedimientos de cálculo sísmico, tales como los análisis no-lineales, estáticos o dinámicos, que requieren de la aplicación de principios avanzados de Dinámica de Estructuras y de Ingeniería Sísmica, que podrán ser aplicados por profesionales altamente calificados y con los suficientes conocimientos de estas disciplinas.

BASES DEL DISEÑO, FUERZAS LATERALES DE DISEÑO MINIMAS Y EFECTOS RELACIONADOS

Art.13.1. El modelo matemático de la estructura de edificación de concreto reforzado debe ser capaz de representar su comportamiento real y por tanto, debe tomar en cuenta la distribución espacial de masas y rigideces de todos los elementos del sistema estructural. Además, el modelo debe reconocer el hecho de que las secciones de los elementos se encuentran agrietados desde el instante mismo de su construcción y, por

tanto, el modelo matemático debe reflejar este hecho aplicando los valores de inercias agrietadas. En el caso de las vigas, el valor de I_g debe considerar la contribución de la losa de piso a la rigidez de la misma, siempre que la losa se encuentre monolíticamente unida a la viga. En el caso de losas armadas unidireccionalmente, la participación de la losa se deberá considerar únicamente en la dirección de la armadura principal.

Art.13.2 Los valores de las inercias agrietadas I_{cr} de los elementos estructurales, deben ser considerados de la siguiente manera: 0,5 I_g para vigas (considerando la contribución de las losas, cuando fuera aplicable) y 0,8 I_g para columnas, siendo I_g el valor de la inercia no agrietada de la sección transversal del elemento considerado.

Art.13.3. Las edificaciones deben diseñarse para resistir fuerzas sísmicas provenientes de cualquier dirección horizontal. Debe asumirse que las fuerzas sísmicas de diseño actúan de manera no concurrente en la dirección de cada eje principal de la estructura. La simultaneidad de acciones sísmicas se considera como una combinación lineal de los resultados obtenidos en cada uno de los ejes principales de la edificación, se la aplica como las acciones en la dirección del un eje principal más el 30% de las acciones en la dirección del eje ortogonal.

PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO DE FUERZAS ESTATICAS.

Art.14.1 El cortante basal total de diseño V , que será aplicado a una estructura en una dirección dada, se determinará mediante las expresiones de acuerdo al Código de Práctica Ecuatoriano:

$$V = \frac{ZIC}{R\Phi_P \Phi_E} W \quad (6.9)$$

$$C = \frac{1,25S^s}{T} \quad (6.10)$$

donde:

C = No debe exceder del valor de C_m establecido en la tabla 6.3, no debe ser menor a 0,5 y puede utilizarse para cualquier estructura,

S = Su valor y el de su exponente se obtienen de la tabla 6.2,

R = Factor de reducción de respuesta estructural,

Φ_P, Φ_E = Factores de configuración estructural en planta y en elevación.

Art.14.2 La carga W, representa la carga reactiva por sismo, igual a la carga muerta total de la estructura. En el caso de edificaciones para bodegas o de almacenaje, W se calcula como la carga muerta más un 25% de la carga viva de piso.

Art.14.3 El coeficiente Φ_P se estimará a partir del análisis de las características de regularidad e irregularidad de las plantas en la estructura, descritas en la Tabla 5 y en la Figura 2. Se utilizará la expresión:

$$\Phi_P = \Phi_{PA} \times \Phi_{PB} \quad (6.11)$$

donde:

Φ_{PA} = El mínimo valor Φ_{Pi} de cada piso i de la estructura, obtenido de la Tabla 6.5, 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 y/o 5 en la estructura.

Art.14.4. Cuando una estructura no contempla ninguno de los tipos de irregularidades descritas en la Tabla 6.5, en ninguno de sus pisos, Φ_P tomará el valor de 1.

Tabla 6.5. Coeficientes de configuración en planta del CEC2002.

Tipo	Descripción de las irregularidades en planta	Φ_{pi}
1	<p><i>Irregularidad torsional</i></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>	0,9
2	<p><i>Entrantes excesivos en las esquinas</i></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>	0,9
3	<p><i>Discontinuidad en el sistema de piso</i></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 piso del sistema de más del 50% entre niveles consecutivos.</p>	0,9
4	<p><i>Desplazamiento del plano de acción de elementos verticales</i></p> <p>Una estructura se considera irregular cuando existen discontinuidades en los ejes verticales, tales como desplazamientos del plano de acción de elementos verticales del sistema resistente.</p>	0,8
5	<p><i>Ejes estructurales no paralelos</i></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>	0,9
6	<p><i>Sistema de piso flexible</i></p> <p>Cuando la relación de aspecto en planta de la edificación es mayor que 4:1 o cuando el sistema de piso no sea rígido en su propio plano se deberá revisar la condición de piso flexible en el modelo estructural</p>	-

Art.14.5. 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 6 y en la Figura 3. Se utilizará la expresión:

$$\Phi_E = \Phi_{EA} \times \Phi_{EB} \times \Phi_{EC} \quad (6.12)$$

donde:

Φ_{EA} = El mínimo valor Φ_{Ei} de cada piso i de la estructura, obtenido de la Tabla 6.6, para cuando se encuentran presentes las irregularidades tipo 1 y/o 5 (Φ_{Ei} en cada piso se calcula como el mínimo valor expresado por la tabla para las dos irregularidades),

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

Φ_{EC} = Se establece para cuando se encuentre presente la irregularidad tipo 4 en la estructura.

Art.14.6. Cuando una estructura no contempla ninguno de los tipos de irregularidades descritos en la Tabla 6.6, en ninguno de sus niveles, Φ_E tomará el valor de 1.

Tabla 6.6. Coeficiente de configuración en elevación del CEC2002.

Tipo	Descripción de las irregularidades en elevación	Pórticos espaciales y pórticos con vigas banda Φ_{E_i}	Sistemas duales o con diagonales Φ_{E_i}
1	<p><i>Piso blando (irregularidad en rigidez)</i></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>	0,9	1,0

2	<p><i>Irregularidad en la distribución de las masas</i></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>	0,9	1,0
3	<p><i>Irregularidad geométrica</i></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>	0,9	1,0
4	<p><i>Desalineamiento de ejes verticales</i></p> <p>La estructura se considera irregular 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. Se exceptúa la aplicabilidad de este requisito cuando los elementos desplazados solo sostienen la cubierta de la edificación sin otras cargas adicionales de tanques o equipos.</p>	0,8	0,9
5	<p><i>Piso débil-Discontinuidad en la resistencia</i></p> <p>La estructura se considera irregular 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>	0,8	1,0
6	<p><i>Columnas cortas</i></p> <p>Se debe evitar la presencia de columnas cortas, tanto en el diseño como en la construcción de las estructuras.</p>	-	-

Art.14.7. 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.

Art.14.8. El Período de vibración T será determinado a partir de uno de los métodos descritos a continuación:

Art.14.8.1. Para estructuras de edificación formadas por pórticos espaciales de concreto reforzado, el valor de T puede determinarse de manera aproximada de acuerdo al código de Práctica Ecuatoriano, mediante la expresión:

$$T = 0,08 (h_n)^{3/4} \quad (6.13)$$

donde:

h_n = Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura

Art.14.8.2. El período 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 según el Código de Práctica Ecuatoriano, mediante la utilización de la siguiente expresión:

$$T=2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n w_i \delta_i^2}{g \sum_{i=1}^n f_i \delta_i}} \quad (6.14)$$

donde:

f_i = Representa cualquier distribución aproximada de las fuerzas laterales, 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 .

Art.14.9. El valor de T así calculado no debe ser mayor en un 30% al valor de T calculado con la expresión 6.13. La expresión 6.13 de cálculo del período fundamental de vibración proporciona un valor referencial simplificado, útil para aplicar el método de cálculo sísmico estático. La expresión 6.14, en cambio, requiere de utilizar una

distribución aproximada de fuerzas laterales y el cálculo de las deflexiones elásticas estáticas resultantes de esa distribución de fuerzas en la estructura (incluye por tanto el efecto de la distribuciones de las rigideces laterales de la estructura). Por lo tanto, los resultados con la fórmula 6.14 constituyen una mejor estimación.

Art.14.10. El Factor de reducción de resistencia sísmica: R, a utilizarse en el cálculo del cortante basal aplicado a una estructura de edificación, en cualquiera de las direcciones de cálculo adoptadas, se calculará según la expresión 6.15, además se escogerá otro valor de la Tabla 6.7, tomándose el menor de los valores.

$$R = 6.3 \frac{(2H + h)}{H^{1.80}} - 0.277 \quad (6.15)$$

Propuesta por: Diego J. Barahona R.

donde:

H = Altura total de la edificación

h = Altura de entrepiso

Tabla 6.7. Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural R

Sistema estructural	R
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes, de concreto reforzado con vigas descolgadas, con muros estructurales de concreto reforzado(sistemas duales).	9.23
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes, de concreto reforzado con vigas descolgadas.	7.69
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes, de concreto reforzado con vigas banda y muros estructurales de concreto reforzado(sistemas duales).	7.69
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes, de concreto reforzado con vigas descolgadas y diagonales rigidizadoras *	7.69

con vigas descolgadas y diagonales rigidizadoras.*	
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes de concreto reforzado con vigas banda y diagonales rigidizadoras. *.	6.92
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes de concreto reforzado con vigas banda.	6.15

(*) = Cuando se utilizan diagonales, se debe verificar que los elementos en tensión cedan antes que los elementos en compresión.

Elaborada por: Diego J. Barahona R.

Si bien se conoce claramente que los factores de reducción de resistencia R dependen realmente de muchas variables, entre otras, del tipo de estructura, del tipo de suelo, del período de vibración considerado y de los factores de ductilidad, sobre-resistencia, redundancia y amortiguamiento de una estructura en condiciones límite, se ha simplificado a una expresión en función de la altura total de la edificación y de la altura de entrepiso para este documento y el código de práctica ecuatoriano a un parámetro constante dependiente únicamente de la tipología estructural. Sin embargo, conceptualmente es importante su utilización, ya que permite observar claramente al diseñador una hipótesis fundamental del cálculo sismorresistente, cual es la de disminuir substancialmente la ordenada elástica espectral, exigiendo un diseño eficiente que permita disponer de un adecuado comportamiento inelástico durante el sismo de diseño, proveyendo así la adecuada ductilidad y disipación de energía suficientes que impidan el colapso de la estructura ante eventos sísmicos severos.

DISTRIBUCION VERTICAL DE FUERZAS LATERALES.

Art.15.1 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, el código de práctica ecuatoriano utilizada una distribución triangular asociada con el modo fundamental de vibración, más una fuerza en el tope que toma en cuenta la contribución de modos superiores, para lo cual se emplean según el Código de Práctica Ecuatoriano, las siguientes expresiones:

$$V = F_t + \sum_{i=1}^n F_i \quad (6.16)$$

$$F_t = 0,07TV \quad (6.17)$$

donde:

F_t = La fuerza concentrada que se aplicará en la parte más alta de la estructura, constituyéndose una fuerza adicional a la fuerza en el último piso.

n = Número de pisos de la estructura

T = El período utilizado para el cálculo del cortante basal total V .

Art.15.2. Sin embargo, F_t no necesita exceder el valor de $0.25V$, y puede considerarse nulo cuando T es menor o igual a $0.70s$. La parte restante del cortante basal debe ser distribuido sobre la altura de la estructura, incluyendo el nivel n , de acuerdo con la expresión según el Código de Práctica Ecuatoriano:

$$F_x = \frac{(V-F_t) w_x h_x}{\sum_{i=1}^n F_i w_i h_i} \quad (6.18)$$

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

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

Art.15.3. Las acciones y deformaciones en cada elemento estructural deben calcularse como resultado del efecto de las fuerzas F_x y F_t , aplicadas en los niveles apropiados de la estructura sobre su base.

DISTRIBUCIÓN HORIZONTAL DEL CORTANTE.

Art.16.1. El cortante de piso V_x , en cualquier piso x , es la suma de las fuerzas F_t y F_x sobre ese 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.

Art.16.2. La masa de cada nivel debe considerarse como concentrada en el centro de masas del piso, pero desplazada una distancia igual al 5 por ciento de la máxima dimensión del edificio en ese piso, perpendicular a la dirección de aplicación de las fuerzas laterales bajo consideración, para tomar en cuenta los posibles efectos de torsión accidental. El efecto de este desplazamiento debe incluirse en la distribución del cortante de piso y en los momentos torsionales.

Art.16.3. 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.

MOMENTOS TORSIONALES HORIZONTALES.

Art.17.1. 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 asumiendo el centro de masas desplazado, 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.

Art.17.2. Cuando existe irregularidad torsional, como se definió en el numeral correspondiente a irregularidad en planta, los efectos deben ser considerados incrementando la torsión accidental en cada nivel mediante un factor de amplificación A_x , calculado con la expresión:

$$A_x = \left[\frac{\delta_{\text{máx}}}{1,2 \delta_{\text{prom}}} \right]^2 \quad (6.19)$$

donde:

- δ_{prom} = Promedio de los desplazamientos de los puntos extremos de la estructura en el nivel x.
- $\delta_{\text{máx}}$ = Valor del desplazamiento máximo en el nivel x.

El valor de A_x no necesita ser mayor que 3.

VOLCAMIENTO.

Art.18.1. Toda estructura debe ser diseñada para resistir los efectos de volcamiento causados por las fuerzas sísmicas especificadas en este código. En cualquier nivel, los momentos de volcamiento a ser resistidos deben determinarse utilizando las fuerzas sísmicas (F_t y F_x), las cuales actúan en los niveles sobre el piso considerado. En cualquier nivel, los cambios incrementales de los momentos de volcamiento de diseño deben ser distribuidos hacia los diferentes elementos resistentes. Los efectos de volcamiento en cada elemento deben transmitirse hacia la cimentación.

EFFECTOS DE SEGUNDO ORDEN (P-Δ).

Art.19.1. Corresponden a los efectos adicionales, en las dos direcciones principales de la estructura, causados por efectos de segundo orden que producen un incremento en las fuerzas internas, momentos y derivas de la estructura, y que deben considerarse en la evaluación de la estabilidad estructural global. Los efectos P-Δ no necesitan ser considerados cuando el índice de estabilidad Q_i , es menor a 0.10.

Art.19.2. El índice de estabilidad, para el piso i y en la dirección bajo estudio, puede calcularse por medio de la ecuación:

$$Q_i = \frac{P_i \Delta_i}{V_i h_i} \quad (6.20)$$

donde:

Q_i = Índice de estabilidad del piso i , es la relación entre el momento de segundo orden y el momento de primer orden.

P_i = Es la suma de la carga vertical total sin mayorar, incluyendo el peso muerto y la sobrecarga por carga viva, del piso i y de todos los pisos localizados sobre el piso i

Δ_i = Es la deriva del piso i calculada en el centro de masas del piso.

V_i = El cortante sísmico del piso .

h_i = La altura del piso considerado.

Art.19.3. El índice de estabilidad de cualquier piso, Q_i , no debe exceder el valor de 0.30. Cuando Q_i es mayor que 0.30, la estructura es potencialmente inestable y debe rigidizarse, a menos que se demuestre, mediante procedimientos más estrictos, que la estructura permanece estable y que cumple con todos los requisitos de diseño

sismorresistente establecidos en las normativas de diseño en concreto reforzado, acordes con la filosofía de diseño del código de práctica ecuatoriano.

Art.19.4. Para considerar el efecto P- Δ en la dirección bajo estudio, y cuando se cumple que $0.1 < Q_i < 0.3$, tanto las derivas de piso calculada, Δ_{Ei} , como las fuerzas internas y los momentos de la estructura que aparecen como producto de la aplicación de las cargas laterales de diseño, se multiplicarán por un factor de mayoración $f_{P-\Delta}$ determinado por:

$$f_{P-\Delta} = \left(\frac{1}{1 - Q_i} \right) \quad (6.21)$$

LÍMITES DE LA DERIVA DE PISO.

Art.20.1. Debido a que en ciertas ocasiones no son las fuerzas sísmicas, sino el control de deformaciones, el parámetro de diseño crítico a ser enfrentado durante la fase de diseño de una estructura, a través del cálculo de las derivas de piso inelásticas máximas. El diseñador debe comprobar que su estructura presentará deformaciones inelásticas controlables, mejorando substancialmente el diseño conceptual. Los valores máximos se han establecido considerando que el calculista utilizará secciones agrietadas, de conformidad con el código de práctica ecuatoriano.

Art.20.2. Para la revisión de las derivas de piso se utilizará el valor de la respuesta máxima inelástica en desplazamientos Δ_M de la estructura, causada por el sismo de diseño. Las derivas de piso obtenidas como consecuencia de la aplicación de las fuerzas laterales de diseño estáticas (Δ_E), para cada dirección de aplicación de las fuerzas laterales, se calcularán, para cada piso, realizando un análisis elástico estático de la estructura. Pueden también calcularse mediante un análisis dinámico, como se especifica en el código de práctica ecuatoriano.

Art.20.3. El cálculo de las derivas de piso debe incluir las deflexiones debidas a efectos traslacionales y torsionales, y los efectos P- Δ .

Art.20.4. Límite de la deriva de piso:

El valor de Δ_M debe calcularse mediante:

$$\Delta_M = R \Delta_E \quad (6.22)$$

Sin embargo para edificaciones de concreto reforzado:

$$\Delta_M \leq 0.020$$

Art.20.5 Las fuerzas laterales utilizadas para el cálculo de las derivas de piso deben obtenerse a partir del coeficiente C de la expresión del cortante basal, calculado sin tomar en cuenta el límite inferior del valor de C, ni las limitantes de la expresión 6.14 para la determinación del valor de T.

SEPARACIÓN ENTRE ESTRUCTURAS ADYACENTES

Art.21.1. El establecimiento de separaciones máximas entre estructuras desea evitar el golpeteo entre estructuras adyacentes, o entre partes de la estructura intencionalmente separadas, debido a las deformaciones laterales. Este concepto está directamente relacionado con las derivas máximas inelásticas.

Art.21.2. Se considera el efecto desfavorable en que los sistemas de entrepiso de cada una de las partes intencionalmente separadas de las estructuras, o de estructuras adyacentes, no coincidan a la misma cota de altura. Para los casos de coincidencia o no coincidencia, se establece la cuantificación de separación máxima. Cabe mencionar que la exigencia impuesta está cerca al 50% del valor de separación máxima que debería estrictamente cumplirse. Esta consideración obedece a criterios de carácter económico.

Art.21.3. Todos los elementos dentro de la misma estructura deben diseñarse y construirse para que actúen como un solo esquema estructural a efectos de resistir el sismo de diseño, a menos que intencionalmente se separen unos elementos de otros una distancia suficiente para evitar problemas de colisión entre ellos. Para determinar la distancia mínima de separación entre los elementos estructurales, se deberá verificar si los sistemas de entrepiso de cada una de las partes intencionalmente separadas coinciden a la misma cota en altura. De no coincidir, la distancia mínima de separación será el promedio de los valores absolutos de los desplazamientos máximos horizontales Δ_M , obtenidos según lo especificado en el código de práctica ecuatoriano, para cada una de las partes de la estructura que se desee actúen separadamente. Por el contrario, si las cotas de los entrepisos coinciden, la separación mínima será la mitad del valor absoluto del desplazamiento máximo horizontal Δ_M de una de las partes, el más desfavorable. Dichos valores deben medirse en la dirección perpendicular a la junta que las separe, a menos que se tomen medidas para que no se produzcan daños a los elementos estructurales al utilizar una distancia menor.

Art.21.4. Entre estructuras adyacentes.: Una de las responsabilidades de la reglamentación urbana de las ciudades será la de fijar la separación mínima que debe existir entre estructuras colindantes que no formen parte de la misma unidad estructural. En ausencia de una reglamentación de este tipo, pueden utilizarse las siguientes recomendaciones:

Art.21.5. Cuando ya exista una estructura vecina en la cual previamente se haya dejado una separación con respecto al lindero del terreno, y cuyas cotas de los diferentes entrepisos coincidan con las cotas de los entrepisos de la estructura por diseñarse, la nueva estructura debe separarse de la existente una distancia igual a la cuarta parte del desplazamiento máximo horizontal Δ_M del último piso, más 0,005 veces la altura de la estructura vecina, menos la separación previamente existente entre la estructura vecina y la nueva por diseñarse. Sin embargo, en el caso de que las cotas de los entrepisos de la estructura vecina no coincidan con las cotas de entrepisos de la estructura por diseñarse, la distancia mínima de separación deberá ser la mitad del desplazamiento máximo horizontal del último piso, más el uno por ciento de la altura de la estructura vecina, menos la separación previamente existente entre ambas estructuras.

Art.21.6. Cuando ya exista una estructura vecina en la cual no existe una separación con respecto al lindero del terreno, y no se conozcan sus desplazamientos máximos, la nueva estructura debe separarse de la existente una distancia igual a la cuarta parte del desplazamiento máximo horizontal Δ_M del último piso, más una distancia igual a 0,005 veces la altura de la estructura vecina, para el caso en el que las cotas de los entrepisos de la estructura vecina coincidan con las cotas de la estructura por diseñarse. Si por el contrario, las cotas de los entrepisos de la estructura vecina no coinciden con las cotas de entrepisos de la estructura nueva, la distancia mínima de separación requerida será el doble del valor descrito en este numeral, para el caso de coincidencia de cotas de entrepisos.

Art.21.7. Cuando no se haya construido aún en el terreno colindante, y la reglamentación urbana permita construir estructuras adosadas, en aquellos pisos en los cuales no se requiere adosamiento, la estructura debe separarse del lindero del terreno una distancia igual a la mitad del desplazamiento máximo horizontal Δ_M del último piso.

COMPONENTES VERTICALES DEL SISMO DE DISEÑO.

Art.22.1. El código de práctica ecuatoriano, 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 C_m , que a su vez depende del tipo de suelo del emplazamiento.

Art.22.2. De existir voladizos horizontales en las estructuras, éstos se diseñarán para una fuerza neta vertical reversible F_v expresada por:

$$F_v = \frac{2}{3} ZIC_m W_p \quad (6.23)$$

donde:

W_p = El peso que actúa en el voladizo.

OTROS PROCEDIMIENTOS DE CÁLCULO DE FUERZAS.

Art.23.1. Un aporte muy importante del código de práctica ecuatoriano del 2002, es la adopción de varias definiciones de la acción sísmica, con fines de análisis dinámico. Se establece la posibilidad de utilización de un espectro de diseño tipo, establecido por la misma normativa, la utilización de un espectro establecido para un caso específico, o la utilización de una familia de acelerogramas reales o simulados artificialmente. Se incrementan las posibilidades de métodos de análisis dinámico, sean estos espectrales o paso a paso en el tiempo, y dentro de los rangos elástico o inelástico.

Art.23.2. El código de práctica ecuatoriano especifica claramente la forma del espectro de diseño elástico, que se puede utilizar indistintamente para el cálculo estático como para el dinámico.

PROCEDIMIENTO DINAMICO DE CÁLCULO DE FUERZAS.

Art.24.1. Cuando se utilicen procedimientos de cálculo dinámico, éstos deberán cumplir con los criterios establecidos en el código de práctica ecuatoriano. La base del análisis constituirá una representación apropiada de la acción sísmica, de conformidad con los principios de la dinámica estructural, tal como se describe en el antes mencionado código.

Art.24.2. La acción sísmica utilizada debe representar, como mínimo, a un sismo con una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años, sin la aplicación del factor de reducción de respuesta R, y puede ser una de las siguientes:

Art.24.2.1. El espectro de respuesta elástico normalizado proporcionado por el código de práctica ecuatoriano y mostrado en la Figura 6.4, consistente con el tipo de suelo del sitio de emplazamiento de la estructura y considerando los valores de la tabla 6.3.

Art.24.2.2. Un espectro de respuesta elástico obtenido para un sitio específico, basado en la geología, tectónica, sismología y características del suelo local. El espectro debe desarrollarse para una fracción del amortiguamiento respecto al crítico de 0.05, a menos que la utilización de otros valores sea consistente con el comportamiento estructural previsto y con la intensidad del sismo establecida para el sitio.

Art.24.2.3. Acelerogramas desarrollados para el sitio específico que sean representativos de los terremotos reales esperados en la zona. Los espectros de respuesta de tales acelerogramas, tanto individualmente como su combinación, deben aproximarse al espectro de respuesta establecido por el código de práctica ecuatoriano

Art.24.3. Para estructuras localizadas en el perfil de suelo tipo S4, se debe tomar en cuenta la posible amplificación de la respuesta de la estructura, debido a los efectos de interacción suelo-estructura.

Art.24.4. La componente vertical del sismo puede definirse mediante el escalamiento de la componente horizontal de la aceleración por un factor de $2/3$.

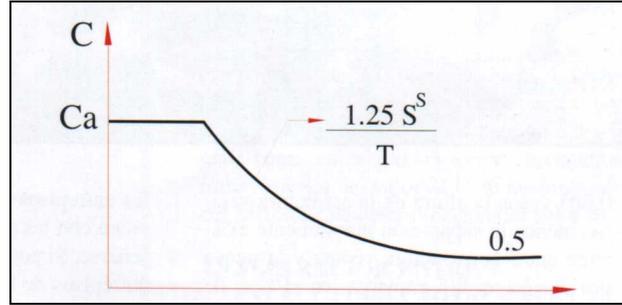


Figura 6.3. Espectro sísmico elástico del código de práctica ecuatoriano, que representa el sismo de diseño.

Art.24.5. 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 concreto reforzado, en el cálculo de la rigidez se deberán utilizar los valores de las inercias agrietadas I_{cr} de los elementos estructurales, de similar forma a la descrita para el procedimiento de cálculo estático de fuerzas sísmicas.

Art.24.6. **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 apropiado, que corresponden a los períodos de los modos de vibración. Las contribuciones modales máximas son combinadas de una forma estadística para obtener una aproximación de la respuesta estructural total.

Art.24.7. **Análisis paso a paso 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.

ANÁLISIS DINÁMICO ESPECTRAL.

Art.25.1. Los parámetros de respuesta, incluyendo fuerzas, momentos y desplazamientos, obtenidos mediante la utilización de un espectro de respuesta elástico que cumple con los requisitos descritos en el numeral correspondiente a la definición de la acción sísmica, se describirán como parámetros de respuesta elástica. Los parámetros de respuesta elástica pueden ser reducidos.

Art.25.2. El requerimiento de que se utilicen en el análisis todos los modos de vibración que contribuyan significativamente a la respuesta total de la estructura, 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.

Art.25.3. 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.

Art.25.4. Los parámetros de respuesta elástica 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 correspondiente sea menor que el cortante basal de respuesta elástica dividido por R.

El valor de R debe obtenerse según lo establecido en el presente documento y podrá ser aplicado en el cálculo del cortante basal, siempre y cuando la estructura sea diseñada cumpliendo con todos los requisitos de diseño sismorresistente acordes con la filosofía de diseño del código de práctica ecuatoriano.

Art.25.5. 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.

Art.25.6. 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 tri-dimensionales 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.

ANÁLISIS PASO A PASO EN EL TIEMPO.

Art.26.1. 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 amortiguado al 5% del sismo de diseño para períodos entre $0.2T$ y $1.5T$, siendo T el período fundamental de la estructura, medido en segundos. Ambas componentes de los acelerogramas deben aplicarse simultáneamente al modelo, a fin de considerar efectos torsionales.

Art.26.2. 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.

Art.26.3. Los análisis elásticos paso a paso en el tiempo deben cumplir con los requisitos especificados en este código 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 código para el caso de análisis dinámicos.

Art.26.4. 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 Art.26.1. 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 en el código de práctica ecuatoriano.

Art.26.5. Si se realiza un análisis no lineal paso a paso con el fin de justificar un diseño estructural, 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. 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.

Para este caso en particular, el código de práctica ecuatoriano establece que en la memoria de cálculo se incluya, 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.

DISPOSICIONES ESPECÍFICAS

REQUISITOS PARA VIGAS

Estos requisitos son aplicables a vigas de pórticos especiales resistentes a momento resistentes a fuerzas inducidas por sismo, y diseñados principalmente para resistir flexión.

Art.27.1.1. La fuerza mayorada de compresión axial en la viga (P_u), no debe exceder de ($A_g f'_c / 10$).

Art.27.1.2. La luz libre de la viga (l_n), no debe ser menor que cuatro veces su altura útil.

Art.27.1.3. El ancho de la viga, de ser por lo menos de 25cm o 0.30 veces la altura, el que sea mayor.

Art.27.1.4. El ancho de la viga no debe exceder el ancho de la columna (medido en un plano perpendicular al eje longitudinal del elemento en flexión) más una distancia a cada lado del elemento de apoyo que no exceda tres cuartas partes de la altura del elemento en flexión.

Art.27.1.5. En cualquier sección de un elemento en flexión, excepto si en cada sección el área de acero proporcionado es al menos un tercio superior al requerido por análisis, para la armadura tanto superior como inferior, la cantidad de armadura no debe ser menor que la dada en la ecuación:

$$A_{s \min} = \frac{79\sqrt{f_c}}{100 f_y} b_w d \quad (6.24)$$

ni menor que:

$$A_{s \min} = \frac{14}{f_y} b_w d \quad (6.25)$$

y la cuantía de armado ρ , no debe exceder de 0.025. Al menos dos barras deben disponerse en forma continua tanto en la parte superior como inferior.

Art.27.1.6. La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud de la viga, no debe ser menor de un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos.

Art.27.1.7. Sólo se permiten traslapes de armadura de flexión cuando se proporcionan estribos cerrados de confinamiento o espirales en la longitud de empalme por traslape. El espaciamiento máximo de la armadura transversal que envuelve las barras traslapadas no debe exceder de $d/4$ ó 10 cm. No deben emplearse traslapes:

- Dentro de los nudos.
- En una distancia de dos veces la altura de la viga desde la cara del nudo.
- En ubicaciones donde el análisis indique fluencia por flexión causada por desplazamientos laterales inelásticos del pórtico.

Art.27.1.8. Deben disponerse estribos cerrados en las siguientes regiones de los elementos pertenecientes a pórticos:

- En una longitud igual a dos veces la altura de la viga, medida desde la cara de elemento de apoyo hacia el centro de la luz, en ambos extremos de la viga.
- En longitudes iguales a dos veces la altura del elemento a ambos lados de una sección donde puede ocurrir fluencia por flexión debido a desplazamientos laterales inelásticos del pórtico.

Art.27.1.9. El primer estribo cerrado debe estar situado a no más de 5 cm de la cara del elemento de apoyo.

Art.27.1.10. El espaciamiento máximo de los estribos cerrados no debe exceder de:

- $d/4$,
- 8 veces el diámetro de la barra longitudinal más pequeña,
- 24 veces el diámetro de la barra del cerco y
- 30 cm.

Art.27.1.11. Cuando se requieran estribos cerrados de confinamiento, estos deben disponerse de tal forma que cada barra longitudinal esquinera y barra alterna tenga apoyo lateral proporcionado por la esquina de un estribo con un ángulo interior no mayor de 135° y ninguna barra longitudinal debe estar separada más de 15 cm libres de una barra apoyada lateralmente.

Art.27.1.12. Cuando no se requieran estribos cerrados de confinamiento, deben colocarse estribos con ganchos sísmicos en ambos extremos que deben espaciarse a no más de $d/2$ en toda la longitud de la viga.

Art.27.1.13. Los estribos que se requieran para resistir corte deben consistir en estribos cerrados de confinamiento colocados dentro de la viga de acuerdo a lo establecido en este documento y en la normativa correspondiente. Además el área total de la sección transversal del refuerzo de estribos cerrados de confinamiento rectangulares A_{sh} , no debe ser menor que:

$$A_{sh} = \frac{3 f_c}{1000 f_y} \left[\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right] b s \quad (6.26)$$

$$A_{sh} = \frac{9 f_c}{10000 f_y} b s \quad (6.27)$$

Art.27.1.14. Se permite que los estribos cerrados de confinamiento en vigas sean hechos hasta con dos piezas de refuerzo: un estribo con un gancho sísmico en cada extremo y cerrado por un gancho suplementario. Los ganchos suplementarios consecutivos que enlazan la misma barra longitudinal deben tener sus ganchos de 90° en lados opuestos del elemento en flexión. Si las barras de refuerzo longitudinal aseguradas por los ganchos suplementarios están confinadas por una losa en un solo lado de la viga, los ganchos de 90° de los suplementarios deben ser colocados en dicho lado.

Art.27.1.15. La fuerza cortante de diseño, V_u se debe determinar a partir de las fuerzas estáticas en la parte de la viga comprendida entre las caras del nudo. Se debe suponer que en las caras de los nudos localizados en los extremos de las vigas actúan momentos de signo opuesto correspondientes a la resistencia probable y que el elemento está además cargado con solicitaciones gravitacionales mayoradas a lo largo de la luz.

Art.27.1.16. El refuerzo transversal debe diseñarse para resistir cortante suponiendo que el aporte del concreto para resistirlo es nulo ($V_c = 0$), cuando se produzcan simultáneamente las siguientes condiciones:

- La fuerza cortante inducida por sismo calculada representa la mitad o más de la resistencia máxima a cortante requerida.
- La fuerza axial de compresión mayorada incluyendo los efectos sísmicos es menor que $A_g f'_c / 20$.

REQUISITOS PARA COLUMNAS

Art.27.2.1. Los requisitos mínimos de esta sección, se aplican a columnas pertenecientes a pórticos especiales resistentes a momento, que resisten fuerzas inducidas por sismos y que tienen una fuerza axial mayorada de compresión (P_u) que excede $A_g f'_c / 10$.

Art.27.2.2. La dimensión menor de la sección transversal, medida en una línea recta que pasa a través del centroide geométrico, no debe ser menor de 30 cm. Como caso excepcional en vivienda de interés social se puede reducir la sección transversal de la columna simple y cuando el calculista demuestre que el elemento resiste satisfactoriamente las solicitaciones a las que está sometido y se proporcione adecuadamente el recubrimiento necesario fuera de los estribos o espirales y la separación entre varillas longitudinales de un lado a otro de la columna.

Art.27.2.3. La relación entre la dimensión menor de la sección transversal y la dimensión perpendicular no debe ser menor que 0.4

Art.27.2.4. Las resistencias a flexión de las columnas deben satisfacer la ecuación:

$$\Sigma M_{nc} \geq 1.2 \Sigma M_{nb} \quad (6.28)$$

donde:

ΣM_{nc} = sumatoria de los momentos nominales de flexión de las columnas que llegan al nudo, evaluados en las caras del nudo. La resistencia a la flexión de la columna debe calcularse para la fuerza axial mayorada, congruente con la dirección de las fuerzas laterales consideradas, que conduzca a la resistencia a la flexión más baja.

ΣM_{nb} = sumatoria de los momentos resistentes nominales a flexión de las vigas que llegan al nudo, evaluadas en la cara del nudo. En vigas T, cuando la losa está en tracción debida a momento en la cara del nudo, el refuerzo de la losa dentro del ancho efectivo de la misma debe suponerse que contribuye en M_{nb} siempre que el refuerzo de la losa esté desarrollado en la sección crítica para flexión.

Las resistencias a la flexión deben sumarse de tal manera que los momentos de la columna se opongan a los momentos de la viga. Debe satisfacerse la ecuación para momentos de vigas que actúen en ambas direcciones en el plano vertical del pórtico que se considera.

Art.27.2.5. La resistencia lateral y la rigidez de columnas que no satisfagan *Art.27.2.4.* deben ser ignoradas en el cálculo de resistencia y rigidez de la estructura. Cuando no se satisface en un nudo, las columnas que soportan las reacciones provenientes de dicho nudo deben armarse transversalmente según lo determinado en este documento y en la normativa correspondiente en toda su longitud.

Art.27.2.6. El área de refuerza longitudinal, no debe ser menor que $0.01A_g$ ni mayor que $0.06A_g$.

Art.27.2.7. Los empalmes por traslapo se permiten solo dentro de la mitad central de la longitud del elemento, deben diseñarse como empalmes por traslapo de tracción y deben estar rodeados por refuerzo transversal que cumpla lo determinado en este documento y en la normativa correspondiente en toda su longitud.

Art.27.2.8. La cuantía volumétrica de refuerzo en espiral o de estribos cerrados de confinamiento circulares (ρ_s), no debe ser menor que la requerida por la expresión:

$$\rho_s = 0.12 \frac{f_c}{f_y} \quad (6.29)$$

y no debe ser menor que la requerida en la ecuación:

$$\rho_s = 0.45 \frac{f_c}{f_y} \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right] \quad (6.30)$$

Art.27.2.9. Además el área total de la sección transversal del refuerzo de estribos cerrados de confinamiento rectangulares A_{sh} , no debe ser menor que:

$$A_{sh} = \frac{3 f_c}{1000 f_y} \frac{A_g}{A_{ch}} \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right] b s \quad (6.31)$$

$$A_{sh} = \frac{9 f_c}{10000 f_y} b s \quad (6.32)$$

El refuerzo transversal debe disponerse mediante estribos cerrados de confinamiento sencillos o múltiples. Se pueden usar ganchos suplementarios del mismo diámetro de barra y con el mismo espaciamiento que los estribos cerrados de confinamiento. Cada extremo del gancho suplementario debe enlazar una barra perimetral del refuerzo longitudinal. Los extremos de los ganchos suplementarios consecutivos deben alternarse a lo largo del refuerzo longitudinal.

Art.27.2.10. Si el espesor de concreto fuera del refuerzo transversal de confinamiento excede 10 cm, debe colocarse refuerzo transversal adicional con un espaciamiento no

superior a 30 cm. El recubrimiento de concreto sobre el refuerzo adicional exceder de 10 cm.

Art.27.2.11. La separación del refuerzo transversal no debe exceder la menor de:

- la cuarta parte de la dimensión mínima de la columna
- seis veces el diámetro del refuerzo longitudinal, y
- s_o según lo definido en la expresión:

$$s_o = 10 + \left(\frac{35 - h_x}{3} \right) \quad (6.33)$$

El valor de s_o no debe ser mayor a 15 cm ni se necesita tomarlo menor a 10 cm.

Art.27.2.12. El espaciamiento horizontal de los ganchos suplementarios o las ramas de los estribos cerrados de confinamiento múltiples (h_x), no debe exceder 35 cm medido de centro a centro.

Art.27.2.13. El refuerzo transversal debe colocarse en una longitud (l_o) medida desde la cara del nudo y a ambos lados de cualquier sección donde pueda ocurrir fluencia por flexión como resultado de desplazamientos laterales inelásticos del pórtico. Esta longitud no debe ser menor que la mayor de:

- la altura de la columna en la cara del nudo o en la sección donde puede ocurrir fluencia por flexión.
- un sexto de la luz libre del elemento, y

- 45 cm

Art.27.2.14. Cuando no se proporciona refuerzo transversal como se especifica a lo largo de toda la columna, el resto de la longitud de la columna debe contener refuerzo en forma de espiral o de estribo cerrado de confinamiento con un espaciamiento (s), medido de centro a centro que no exceda al menor de:

- seis veces el diámetro de las barras longitudinales de la columna, y
- 15 cm

Art.27.2.15. La fuerza cortante de diseño, V_u se debe determinar considerando las máximas fuerzas que se pueden generar en las caras de los nudos en cada extremo de la columna. Estas fuerzas se deben determinar usando las resistencias máximas probables a flexión M_{pr} en cada extremo de la columna, correspondientes al rango de cargas axiales mayoradas P_u que actúan en él. No es necesario que las fuerzas cortantes en el elemento sean mayores que aquellas determinadas a partir de la resistencia de los nudos, basada en M_{pr} de los elementos transversales que confluyen en el nudo. En ningún caso V_u debe ser menor que el cortante mayorado determinado a partir del análisis de la estructura.

Art.27.2.16. El refuerzo transversal en la longitud (l_o) debe diseñarse para resistir cortante suponiendo que el aporte del concreto para resistirlo es nulo ($V_c = 0$), cuando se produzcan simultáneamente las siguientes condiciones:

- La fuerza cortante inducida por sismo calculada representa la mitad o más de la resistencia máxima a cortante requerida dentro de (l_o).
- La fuerza axial de compresión mayorada incluyendo los efectos sísmicos es menor que $A_g f' c / 20$.

Art.27.2.17. Se permite suponer como arriostrada (sin desplazamiento lateral) una columna dentro de una estructura, si el incremento en los momentos extremos de la columna debido a los efectos de segundo orden no excede de un 5% de los momentos extremos de primer orden.

Art.27.2.18. Se permite suponer como arriostrado (sin desplazamiento lateral) a un piso en la estructura si:

$$Q = \frac{\Sigma P_u \Delta_o}{V_{us} l_c} \quad (6.34)$$

es menor o igual a 0.05, donde ΣP_u y V_{us} son la carga vertical total y el cortante horizontal mayorados en el piso, respectivamente, en el piso bajo consideración y Δ_o es el desplazamiento lateral relativo de primer orden entre la parte superior e inferior del piso debido a V_{us} .

Art.27.2.19. Para elementos a compresión en pórticos arriostrados contra desplazamientos laterales, los efectos de esbeltez pueden despreciarse cuando:

$$\frac{k l_u}{r} \leq 34 - 12 \frac{M_1}{M_2} \quad (6.35)$$

donde:

k: factor de longitud efectiva

l_u : distancia libre entre losas de entrepisos

M_1 : es el menor de los momentos extremos mayorados en el elemento a compresión, positivo si el elemento se defleca en curvatura simple y negativo si lo hace en curvatura doble.

M_2 : es el momento mayor de los extremos mayorado en el elemento a compresión, siempre positivo.

r: radio de giro

Art.27.2.20. Para elementos a compresión en pórticos no arriostrados contra desplazamientos laterales, los efectos de esbeltez pueden despreciarse cuando:

$$\frac{k l_u}{r} < 22 \quad (6.35)$$

Art.27.2.21. La longitud no apoyada de un elemento en compresión, l_u , debe tomarse como la distancia libre entre losas de piso, vigas, u otros elementos capaces de proporcionar apoyo lateral en la dirección que se está considerando.

Art.27.2.22. Para elementos a compresión en estructuras sin desplazamiento lateral, el factor de longitud efectiva, k , debe tomarse igual a 1.0, a menos que se demuestre por análisis que se justifica un valor más bajo.

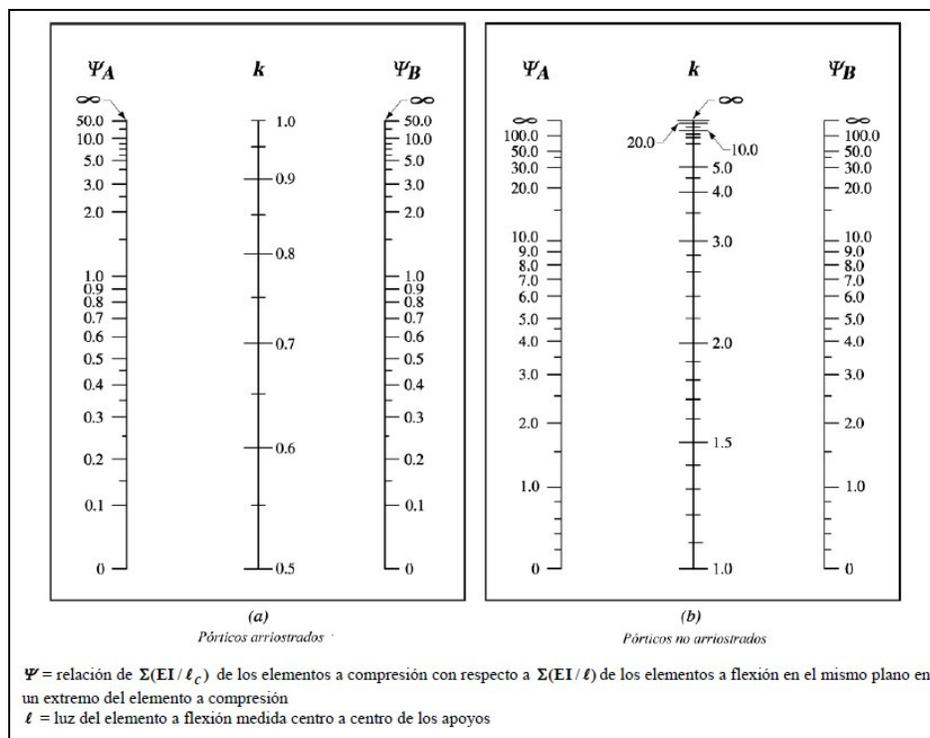


Figura 6.4. Factor de longitud efectiva k

Fuente: ACI 318-05

Art.27.2.23. El diseño de columnas esbeltas en estructuras comunes puede hacerse con métodos simplificados en los que no es necesario desarrollar análisis de segundo orden. Dichos métodos simplificados pueden describirse en los tres siguientes grupos:

- Métodos de amplificación de momentos.
- Métodos del momento complementario.
- Métodos del factor de reducción

Art.27.2.24. Los métodos de amplificación de momentos consisten en obtener el valor de la carga axial P_u , y el momento flexionante M_u , en las columnas de una estructura por medio de un análisis de primer orden y dimensionar las columnas para un mismo valor de P_u y para un momento amplificado δM_u , donde δ es un factor siempre mayor que la unidad.

Art.27.2.25. Los métodos del momento complementario consisten en calcular los valores de P_u y M_u mediante un análisis de primer orden y a partir de estos valores se calcula la excentricidad $e = M_u/P_u$ que tendría la columna si no tuviese efectos de esbeltez, a esta excentricidad se agrega una adicional e_1 , en función de la reducción de resistencia por esbeltez. Al aumentar la excentricidad, el dimensionamiento de la columna se hace para un momento total que es igual al momento de primer orden más un momento complementario que resulta de multiplicar la carga P_u por la excentricidad adicional e_1 . El valor de la carga P_u no se modifica.

Art.27.2.26. En los métodos del factor de reducción se supone que la carga axial y el momento que puede resistir una columna esbelta son iguales a los que puede resistir una columna corta, multiplicados por un factor de reducción γ , que siempre es menor que la unidad, por lo que para fines de dimensionamiento, los valores de P_u y M_u obtenidos de un análisis de primer orden se dividen por el factor γ , con lo cual se obtienen valores amplificados para los que se dimensiona la columna.

REQUISITOS PARA UNIÓN VIGA-COLUMNA (NUDO).

Art.27.3.1. Las fuerzas en el refuerzo longitudinal de vigas en la cara del nudo deben determinarse suponiendo que la resistencia en el refuerzo de tracción por flexión es $1.25f_y$.

Art.27.3.2. La resistencia del nudo debe regirse por los factores ϕ apropiados de la sección 6.

Art.27.3.3. El refuerzo longitudinal de una viga que termine en una columna, debe prolongarse hasta la cara más distante del núcleo confinado de la columna y anclarse en compresión de acuerdo al código ecuatoriano de la construcción o la normativa correspondiente usada en el diseño, y en tracción donde el refuerzo longitudinal de una viga atraviesa la unión viga-columna, la dimensión de la columna paralela al refuerzo de la viga no debe ser menor que 20 veces el diámetro de la barra longitudinal de la viga de mayor diámetro.

Art.27.3.4. Dentro del nudo deben colocarse estribos cerrados de confinamiento como refuerzo transversal como lo especifica la sección de requisitos de columnas, a menos que dicho nudo esté confinado, cuando existan elementos que llegan en los cuatro lados del nudo y el ancho de cada elemento mide por lo menos tres cuartas partes del ancho de la columna, debe disponerse refuerzo transversal igual por lo menos a la mitad de la cantidad requerida en *Art.27.2.8.* dentro de h del elemento de menor altura. En estos lugares, se permite que el espaciamiento especificado en *Art.27.2.9.* se incremente a 15 cm.

Art.27.3.5. Debe disponerse refuerzo transversal como lo especifica *Art.27.2.8.* a través del nudo para proporcionar confinamiento para el refuerzo longitudinal de viga que pasa fuera del núcleo de la columna cuando dicho confinamiento no es suministrado por una viga que forme parte del pórtico en el nudo.

Art.27.3.6. La resistencia al cortante en el nudo no debe ser mayor que las fuerzas especificadas a continuación:

- Para nudos confinados en las cuatro caras: $53.76 A_j \sqrt{f'c}$
- Para nudos confinados en tres caras o en dos caras opuestas: $37.95 A_j \sqrt{f'c}$
- Para otros casos: $31.62 A_j \sqrt{f'c}$

Se considera que un elemento proporciona confinamiento al nudo si al menos las tres cuartas partes de la cara del nudo están cubiertas por el elemento que llega al nudo. Un nudo se considera confinado si tales elementos de confinamiento llegan a todas las caras del nudo.

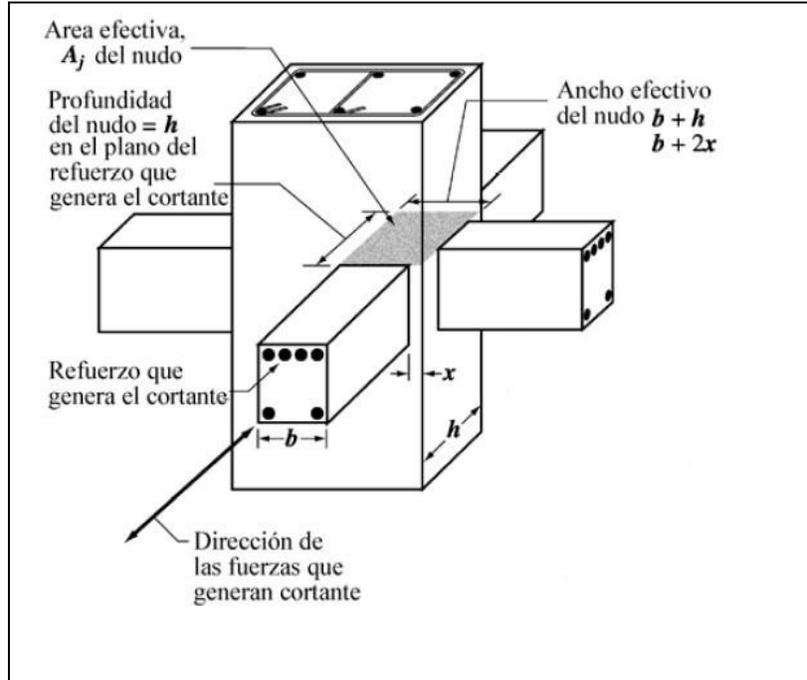


Figura 6.5. Área efectiva del nudo.

Fuente: ACI 318-05

A_j es el área efectiva de la sección transversal dentro del nudo calculada como el producto de la profundidad del nudo por su ancho efectivo. La profundidad del nudo es la altura total de la sección de la columna. El ancho efectivo del nudo debe ser el ancho total de la columna, excepto que cuando la viga llega a una columna más ancha, el ancho efectivo del nudo no debe exceder el menor de:

- el ancho de la viga más la altura del nudo.
- dos veces la distancia perpendicular más pequeña del eje longitudinal de la viga al lado de la columna.

Art.27.3.7. La longitud de desarrollo (l_{dh}) para una barra con gancho estándar de 90° no debe ser menor que el mayor valor entre:

- ocho diámetros de varilla,
- 15 cm, y

$$l_{dh} = 0.586 \frac{f_y d_b}{\sqrt{f'_c}} \quad (6.36)$$

para barras de diámetros de 10mm a 36mm.

El gancho de 90° debe estar colocado dentro del núcleo confinado de una columna o elemento de borde.

Art.27.3.8. Para barras de 10mm a 36mm, la longitud de desarrollo en tracción para una varilla recta, no debe ser menor que la mayor de:

- 2.5 veces la longitud requerida en *Art.27.3.7.* si el espesor de concreto colocado fresco en una sola operación debajo de la barra no excede de 30 cm.
- 3.25 veces la longitud requerida en *Art.27.3.7.* si el espesor de concreto colocado fresco en una sola operación debajo de la barra excede de 30 cm.

Art.27.3.9. Las barras rectas que terminan en un nudo deben pasar a través del núcleo confinado de la columna o el elemento de borde. Cualquier porción de (l_d) fuera del núcleo confinado debe incrementarse aplicando un factor de 1.6.

REQUISITOS PARA LOSAS

Art.27.4.1. Las losas de concreto reforzado deben diseñarse para que tengan una rigidez adecuada con el fin de limitar cualquier deflexión que pudiese afectar adversamente la resistencia o el funcionamiento de la estructura.

Art.27.4.2. La altura mínima de losas en dos direcciones diseñadas de acuerdo con las disposiciones del código ecuatoriano de la construcción y que tengan una relación de luz larga a luz corta no mayor de 2 está regida por las expresiones:

$$h = \frac{\ln (800 + f_y/1.5)}{36000 + 5000 \beta [\alpha_m - 0.5 (1-\beta_s)(1+1/\beta)]} \quad (6.37)$$

donde:

h: espesor de la losa en [mm]

ln: longitud de la luz libre en la dirección mayor de losas en dos direcciones, medida cara a cara de los apoyos en [mm]

f_y: resistencia a la fluencia especificada para el refuerzo en [Mpa]

α_m: valor promedio de la relación de la rigidez a la flexión de un ancho de losa limitada lateralmente por los ejes centrales de los paneles adyacentes si los hay, en cada lado de la viga.

β: relación de luces libres larga a corta de una losa en dos direcciones.

β_s: relación de la longitud de los bordes continuos al perímetro de un panel de losa.

pero no menor que:

$$h = \frac{\ln (800 + f_y/1.5)}{36000 + 5000 \beta (1+\beta_s)} \quad (6.38)$$

y no necesita ser mayor que:

$$h = \frac{\ln (800 + f_y/1.5)}{36000} \quad (6.39)$$

Sin embargo, la altura no debe ser menor que los siguientes valores:

- para losas sin vigas12 cm
- para losas que tengan vigas en los cuatro bordes con $\alpha_m \geq 2.0$ 9 cm

Tabla 6.8 Espesores mínimos de losas reforzadas en una dirección.

Elementos	Espesor mínimo h			
	Simplemente apoyados	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
	losas en una dirección que no soporten o están ligados a particiones u otro tipo de elementos susceptibles de daño debido a deflexiones grandes			
Losas macizas en una dirección	L/20	L/24	L/28	L/10
Losas nervadas en una dirección	L/16	L/18.5	L/21	L/8

Fuente: CEC Parte II: Requisitos de Diseño del Hormigón Armado

Art.27.4.3. Las alturas o espesores mínimos para losas en una dirección que no soporten o están ligados a particiones u otro tipo de elementos susceptibles de daño debido a deflexiones grandes, a menos que el cálculo de deflexiones establecidos por la normativa indique que se puede utilizar un espesor menor sin causar efectos adversos, son establecidos por la tabla 6.8.

REQUISITOS PARA CIMENTACIONES.- ZAPATAS Y CADENAS DE AMARRE

Art.27.5.1. Las cimentaciones resistentes a las fuerzas sísmicas o que transfieran las fuerzas sísmicas entre la estructura y el terreno deben cumplir con lo indicado en el código ecuatoriano de la construcción y con los otros requisitos aplicables de la normativa.

Art.27.5.2. El refuerzo longitudinal de las columnas que resisten las fuerzas inducidas por los efectos sísmicos debe extenderse dentro de la zapata y debe estar totalmente desarrollado por tracción en la interfaz.

Art.27.5.3. Las columnas que sean diseñadas suponiendo condiciones de empotramiento en la cimentación, deben cumplir con lo indicado en el numeral anterior y si se requiere de ganchos el refuerzo longitudinal que resiste la flexión debe tener ganchos de 90° cerca de la base de la zapata, con el extremo libre de las barras orientado hacia el centro de la columna.

Art.27.5.4. Las columnas que tengan un borde dentro de una longitud equivalente a la mitad de la profundidad de la zapata deben tener un refuerzo transversal de acuerdo con lo indicado en los numerales *Art.27.2.8.* al *Art.27.2.14.* colocado bajo la parte superior de la zapata. Este refuerzo debe extenderse dentro de la zapata a una distancia que no sea inferior al menor valor entre la profundidad de la zapata o la longitud de desarrollo en tracción del refuerzo longitudinal.

Art.27.5.5. Cuando los efectos sísmicos crean fuerzas de levantamiento en las columnas, se debe proporcionar refuerzo de flexión en la parte superior de la zapata, para que resista las combinaciones de carga de diseño, las que no pueden ser menores que lo requerido en la sección 5.

Art.27.5.6. Las cadenas de amarre diseñadas para actuar como acoples horizontales entre las zapatas deben tener refuerzo longitudinal continuo que debe desarrollarse

dentro o más allá de la columna, o anclarse dentro de la zapata en todas las discontinuidades.

Art.27.5.7. Las cadenas de amarre diseñadas para actuar como acoples horizontales entre zapatas deben diseñarse de tal manera que la menor dimensión transversal sea igual o mayor que el espacio libre entre columnas conectadas dividido por 20, pero no necesita ser mayor a 45 cm. Se deben proporcionar estribos cerrados con un espaciamiento que no exceda al menor entre la mitad de la menor dimensión transversal o 30 cm.

Art.27.5.8. Las cadenas de amarre, que estén sometidas a flexión por las columnas que son parte del sistema resistente a fuerzas laterales deben cumplir con lo indicado en este documento y la normativa correspondiente.

APENDICE A

DEFINICIONES DEL CÓDIGO DE PRÁCTICA ECUATORIANO DE 2002

Es de interés el disminuir incertidumbres en cuanto a la definición de los términos que se refieren a los elementos que forman parte de las estructuras, a los parámetros de respuesta sísmica de las mismas e incluso a los términos de definición de la acción sísmica de diseño. Las definiciones incluidas en este código deberán ser utilizadas literalmente durante todo el proceso de cálculo y diseño sismo-resistente, incluyendo la etapa de elaboración de la memoria de cálculo y de los planos estructurales. Otras definiciones de elementos o de conceptos de cálculo y diseño sismo-resistente que se utilicen y que no estén incluidas en este apartado, deberán aplicar los términos definidos en el presente código.

a.1 Altura de piso: La distancia eje a eje, entre los diferentes niveles de piso de una estructura.

a.2 Base de la estructura: Nivel al cual se considera que la acción sísmica actúa sobre la estructura.

a.3 Cortante basal de diseño: Fuerza total de diseño por cargas laterales, aplicada en la base de la estructura, resultado de la acción del sismo de diseño con o sin reducción, de acuerdo con las especificaciones del presente código.

a.4 Cortante de piso: Sumatoria de las fuerzas laterales de todos los pisos superiores al nivel considerado.

a.5 Deriva de piso: Desplazamiento lateral relativo de un piso con respecto al piso consecutivo, medido en dos puntos ubicados en la misma línea vertical de la estructura dividido por la altura de piso.

a.6 Edificaciones esenciales: Aquellas estructuras que deben permanecer operativas luego de un terremoto para atender emergencias.

a.7 Efectos P- Δ : Son los efectos secundarios que afectan a las fuerzas cortantes y axiales, y a los momentos flectores, cuando se aplican cargas verticales que actúan en pórticos deformados lateralmente.

a.8 Espectro de respuesta para diseño: Es un espectro de tipo elástico para una fracción de amortiguamiento respecto al crítico del 5%, utilizado con fines de diseño para representar los efectos dinámicos del sismo de diseño. Este espectro de diseño puede representarse mediante un espectro de respuesta basado en las condiciones geológicas, tectónicas, sismológicas y del tipo de suelo asociadas con el sitio de emplazamiento de la estructura, o bien puede ser un espectro construido según los requerimientos especificados en este código.

a.9 Estructura: Conjunto de elementos ensamblados para resistir cargas verticales y sísmicas. Las estructuras pueden clasificarse en estructuras de edificación y otras estructuras distintas a las de edificación.

a.10 Fuerzas sísmicas de diseño: Fuerzas laterales que resultan de distribuir adecuadamente el cortante basal de diseño en toda la estructura, según las especificaciones de este código.

a.11 Muro de cortante: Pared (diafragma) diseñada para resistir fuerzas sísmicas en su propio plano.

a.12 Muro estructural: Muro de cortante cuyo diseño proporcionará un comportamiento dúctil ante cargas sísmicas.

a.13 Muro de mampostería confinada (reforzada o no reforzada): muro de cortante con o sin varillas de acero de refuerzo, confinado mediante elementos de borde construidos en hormigón armado, fundidos posteriormente a la construcción del muro de mampostería.

a.14 Muro de mampostería reforzada: Muro de cortante de mampostería, reforzado con varillas de acero, y que no necesita de elementos de borde para su confinamiento.

a.15 Parámetros de respuesta elásticos: Fuerzas y deformaciones determinadas a partir de un análisis elástico, utilizando la representación del sismo de diseño sin reducción, de acuerdo con las especificaciones del presente código.

a.16 Piso blando: Piso en el cual su rigidez lateral es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso inmediato superior.

a.17 Piso débil: Piso en el cual su resistencia lateral es menor que el 80% de la resistencia del piso inmediato superior.

a.18 Pórtico espacial sismo-resistente: Estructura formada por columnas y vigas descolgadas que resiste cargas verticales y de origen sísmico, en la cual tanto el pórtico como la conexión viga-columna son capaces de resistir tales fuerzas, y está especialmente diseñado y detallado para presentar un comportamiento estructural dúctil.

a.19 Pórtico espacial sismo-resistente con diagonales rigidizadoras: Sistema resistente de una estructura compuesta tanto por pórticos espaciales sismo-resistente como por diagonales estructurales adecuadamente dispuestas, diseñados todos ellos para resistir fuerzas sísmicas. Se entiende como una adecuada disposición el ubicar las diagonales lo más simétricamente posible, hacia la periferia y en todo lo alto de la estructura. Para que la estructura se considere pórtico con diagonales se requiere que el sistema de diagonales absorba al menos el 75% del cortante basal.

a.20 Pórtico espacial sismo-resistente con muros estructurales (sistemas duales): Sistema resistente de una estructura compuesta tanto por pórticos espaciales sismo-resistentes como por muros estructurales adecuadamente dispuestos, diseñados todos ellos para resistir fuerzas sísmicas. Se entiende como una adecuada disposición el ubicar los muros estructurales lo más simétricamente posible hacia la periferia y que mantienen su longitud en planta en todo lo alto de la estructura. Para que la estructura se considere como un sistema dual se requiere que los muros absorban al menos el 75 % del corte basal.

a.21 Pórtico espacial sismo-resistente con vigas banda: Estructura compuesta por columnas y losas con vigas bandas (del mismo espesor de la losa) que resisten cargas verticales y de origen sísmico, en la cual tanto el pórtico como la conexión losa-columna son capaces de resistir tales fuerzas y está especialmente diseñada y detallada para presentar un comportamiento estructural dúctil.

a.22 Rigidez lateral de piso: Sumatoria de las rigideces a corte de los elementos verticales estructurales del piso.

a.23 Resistencia lateral del piso: Sumatoria de la capacidad a corte de los elementos estructurales verticales del piso.

a.24 Sismo de diseño: Terremoto que tiene una probabilidad del 10% de ser excedido en 50 años, determinado bien a partir de un análisis de la peligrosidad sísmica del sitio de emplazamiento de la estructura, o a partir de un mapa de peligro sísmico, tal como el proporcionado por este código. Para representar este terremoto, puede utilizarse un grupo de acelerogramas que presenten propiedades dinámicas representativas de las características tectónicas, geológicas y geotécnicas del sitio. Los efectos dinámicos del sismo de diseño pueden representarse mediante un espectro de respuesta para diseño.

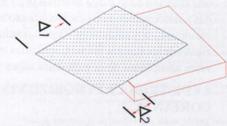
APENDICE B

COEFICIENTES DE CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL EN PLANTA Y ELEVACIÓN DEL CÓDIGO DE PRÁCTICA ECUATORIANO

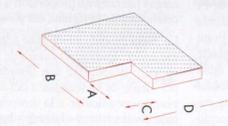
El código incorpora factores penalizantes al diseño de estructuras irregulares, tanto en planta como en elevación, debido a que la presencia de dichas irregularidades usualmente causa problemas en las estructuras ante la ocurrencia de un sismo. Este código describe las tipologías de irregularidades que se pueden presentar con mayor frecuencia en las estructuras de edificación, y junto a la descripción se ha incluido una caracterización de la severidad (acumulativa o no) de tales irregularidades. Sin embargo, la descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales. La utilización de los factores penalizantes incrementa el valor del cortante de diseño, con la intención de proveer de mayor resistencia a la estructura, pero no evita los problemas que pudieran presentarse en el comportamiento sísmico de la edificación. Por tanto, es recomendable evitar al máximo la presencia de las irregularidades mencionadas.

IRREGULARIDADES EN PLANTA

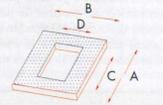
Tipo 1 - Irregularidad torsional $\Phi_{P1}=0,9$
 $\Delta > 1,2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}$



Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas $\Phi_{P1}=0,9$
 $A > 0,15B$ y $C > 0,15D$



Tipo 3 - Discontinuidades en el sistema de piso $\Phi_{P1}=0,9$



1) $C \times D > 0,5A \times B$

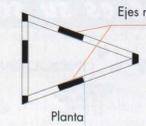


2) $[C \times D + C \times E] > 0,5A \times B$

Tipo 4 - Desplazamiento de los planos de acción - $\Phi_{P1}=0,8$
 elementos verticales

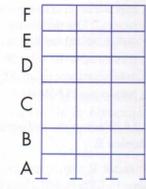


Tipo 5 - Ejes estructurales no paralelos - $\Phi_{P1}=0,9$

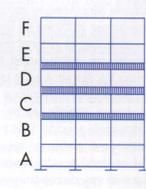


IRREGULARIDADES EN ELEVACION

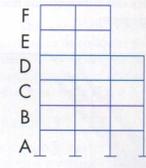
Tipo 1 - Piso flexible - $\Phi_{E1}=0,9$
 Rigidez $K_C < 0,70$ Rigidez K_D
 δ
 Rigidez $K_C < 0,80 \frac{(K_D + K_E + K_F)}{3}$



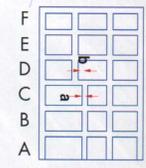
Tipo 2 - Distribución de masas - $\Phi_{E1}=0,9$
 $m_D > 1,50 m_E$
 δ
 $m_D > 1,50 m_C$



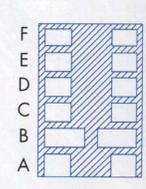
Tipo 3 - Irregularidad Geométrica - $\Phi_{E1}=0,9$
 $a > 1,30 b$



Tipo 4 - Desalineamientos en ejes verticales - $\Phi_{E1}=0,8$
 $b > a$



Tipo 5 - Piso débil - $\Phi_{E1}=0,8$
 Resistencia Piso B $< 0,70$ Resistencia Piso C



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.

APENDICE C

C.1 FACTORES DE CARGA, REDUCCIÓN DE LA RESISTENCIA Y DE RESPUESTA ESTRUCTURAL (R) ALTERNATIVOS.

c.1 Es permitido diseñar edificaciones de concreto armado utilizando los factores de mayoración de cargas, de reducción de resistencia y de respuesta estructural del apéndice C siempre que no se combinen con los de las secciones 5, 6 y 14.10.

C.2 RESISTENCIA REQUERIDA

c.2.1 La resistencia requerida, U, debe ser por lo menos igual al efecto de las cargas mayoradas en las ecuaciones siguientes. Debe investigarse el efecto de una o más cargas que no actúan simultáneamente.

$$U = 1.4 D + 1.7 L \quad (c-1)$$

$$U = 0.75(1.4 D + 1.7 L + 1.87E) \quad (c-2)$$

$$U = 0.75(1.4 D + 1.7 L - 1.87E) \quad (c-3)$$

$$U = 0.9 D + 1.4 E \quad (c-4)$$

$$U = 0.9 D - 1.4 E \quad (c-5)$$

c.2.2 Si en el diseño se toma en cuenta la resistencia a los efectos de impacto, estos deben incluirse en L.

c.2 3 Si una estructura se encuentra ubicada en una zona en la que está sometida a fuerzas por cargas de granizo o ceniza volcánica deben usarse estas cargas y las combinaciones de carga adecuadas.

C.3 RESISTENCIA DE DISEÑO

c.3.1. La resistencia de diseño proporcionada por un elemento, sus conexiones con otros elementos, así como sus secciones transversales, en términos de flexión, carga axial, corte y torsión, deben tomarse como la resistencia nominal calculada de acuerdo con los requisitos de la normativa relacionada y del presente documento, multiplicada por los factores ϕ de reducción de resistencia.

c.3.2. Secciones controladas por tracción.....0.90

c.3.3. Secciones controladas por compresión:

- Elementos con refuerzo en espiral.....0.75
- Otros elementos reforzados.....0.70

c.3.4. Corte y torsión 0.85

c.3.5. Aplastamiento en el concreto.....0.70

c.3.6. Para edificaciones que resisten los efectos sísmicos por medio de pórticos especiales resistentes a momento, el factor de reducción de resistencia, ϕ , debe modificarse de acuerdo a lo siguiente:

- En cualquier elemento estructural que se diseñe para resistir E, ϕ para cortante debe ser 0.60 si la resistencia nominal a cortante del elemento es menor que el cortante correspondiente al desarrollo de la resistencia nominal a flexión del elemento. La resistencia nominal a flexión debe determinarse considerando las cargas axiales mayoradas más críticas e incluyendo E.
- El factor de reducción de la resistencia para corte en nudos y vigas de acoplamiento armadas en forma diagonal debe ser 0.85.

c.3.7. El Factor de reducción de resistencia sísmica: R, a utilizarse en el cálculo del cortante basal aplicado a una estructura de edificación, en cualquiera de las direcciones

de cálculo adoptadas, se calculará según la expresión c-6, además se escogerá otro valor de la Tabla c-1, tomándose el menor de los valores.

$$R = 8.4 \frac{(2H + h)}{H^{1.80}} - 0.277 \quad (c-6)$$

Donde:

H = Altura total de la edificación

h = Altura de entrepiso

Tabla c-1. Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural R

Sistema estructural	R
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes, de concreto reforzado con vigas descolgadas, con muros estructurales de concreto reforzado(sistemas duales).	12
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes, de concreto reforzado con vigas descolgadas.	10
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes, de concreto reforzado con vigas banda y muros estructurales de concreto reforzado(sistemas duales).	10
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes, de concreto reforzado con vigas descolgadas y diagonales rigidizadoras.*	10
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes de concreto reforzado con vigas banda y diagonales rigidizadoras. *.	9
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes de concreto reforzado con vigas banda.	8

(*) = Cuando se utilizan diagonales, se debe verificar que los elementos en tensión cedan antes que los elementos en compresión.

Fuente: INEN CPE 5:2001

Si bien se conoce claramente que los factores de reducción de resistencia R dependen realmente de muchas variables, entre otras, del tipo de estructura, del tipo de suelo, del período de vibración considerado y de los factores de ductilidad, sobre-resistencia, redundancia y amortiguamiento de una estructura en condiciones límite, se ha simplificado a una expresión en función de la altura total de la edificación y de la altura de entrepiso para este documento y el código de práctica ecuatoriano a un parámetro constante dependiente únicamente de la tipología estructural. Sin embargo, conceptualmente es importante su utilización, ya que permite observar claramente al diseñador una hipótesis fundamental del cálculo sismoresistente, cual es la de disminuir substancialmente la ordenada elástica espectral, exigiendo un diseño eficiente que permita disponer de un adecuado comportamiento inelástico durante el sismo de diseño, proveyendo así la adecuada ductilidad y disipación de energía suficientes que impidan el colapso de la estructura ante eventos sísmicos severos.

6.8. ADMINISTRACIÓN.

RECURSOS INSTITUCIONALES

Se gestionará la revisión, la aprobación y el aporte de recursos con el I. Municipio de Riobamba, con el fin de difundir y capacitar a los profesionales encargados de la revisión de los proyectos estructurales así como de los profesionales dedicados al cálculo estructural de edificaciones con el fin de implementar la utilización del “Código de Diseño Estructural Sismo-Resistente para Edificaciones de Concreto Reforzado de la Ciudad de Riobamba”

RECURSOS HUMANOS

Se requiere del autor del proyecto, dos asesores especialistas en el área de legislación municipal, dos equipos de trabajo de tres profesionales ingenieros civiles para la ejecución de las capacitaciones.

RECURSOS MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD
Computador portátil	U	1
Escritorio	U	1
Silla	U	1
Acceso a internet	hora	270
Impresora	U	1
Hoja de papel bond A4	U	1200
Material Publicitario	U	1000

RECURSOS FINANCIEROS

ITEM	DESCRIPCIÓN	COSTO	FINANCIAMIENTO
01	Computador portátil	1600.00	Autor
02	Escritorio	60.00	Autor
03	Silla	45.00	Autor
04	Acceso a internet	648.00	Autor
05	Impresora	350.00	Autor
06	Hoja de papel bond A4	12.00	Autor
07	Material Publicitario	1500.00	I. M. R.
08	Honorarios Asesores	1600.00	I. M. R.
09	Movilización Autor	250.00	I. M. R.
10	Movilización Equipo de Apoyo	250.00	I. M. R.
11	Materiales de Escritorio	100.00	I. M. R.
12	Honorarios Equipo de Apoyo	1000.00	I. M. R.
	TOTAL	7415.00	

CRONOGRAMA DE ACTIVIDADES

N o	ACTIVIDADES	MESES																				
		OCT. 09			NOV. 09			DIC. 09			ENE. 10			FEB. 10			MAR. 10					
1	Presentación Trabajo de Investigación	█	█	█	█	█																
2	Defensa de Tesis					█																
3	Aprobación de la propuesta I.M.R						█	█	█	█	█	█	█	█	█							
4	Aprobación de la propuesta ACI - EC						█	█	█	█	█	█	█	█								
5	Publicidad del Código Local													█	█	█	█					
6	Difusión del Código Local													█	█	█	█	█	█	█	█	█
7	Capacitación														█	█	█	█				
8	Evaluación																				█	█

6.9. PREVISIÓN DE LA EVALUACIÓN.

El código local previo a su difusión e implementación debe ser revisado, evaluado y aprobado por las instituciones encargadas legalmente para dicho efecto, es decir a nivel nacional el INEN ha encargado a la Fundación ACI Capítulo Ecuador, la formación de los comités correspondientes para la actualización de las normativas de diseño estructural y a nivel local el I. Municipio de Riobamba es el responsable de normar y controlar el desarrollo de la urbe.

Una vez aprobado el documento de ser publicitado y difundido entre todos los actores del proceso del diseño estructural de edificaciones como son los profesionales ingenieros

civiles dedicados al cálculo estructural, los profesionales ingenieros civiles técnicos municipales encargados de la aprobación de los proyectos estructurales, constructores y propietarios y futuros propietarios de edificaciones.

Por tanto, la evaluación técnica-jurídica previa a su implementación, estará a cargo del INEN, la Fundación ACI capítulo Ecuador y el I. Municipio de Riobamba, luego de la difusión se espera implementar su utilización el al menos el 80% de los profesionales relacionados con la actividad regulada, lo cual se medirá un mes después de aplicadas las conferencias informativas y de capacitación por medio de encuestas diseñadas para investigar la normativa de diseño utilizada.

C. MATERIALES DE REFERENCIA

1. BIBLIOGRAFÍA

1.-ACI 318S-05. (2005). Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural y Comentario. American Concrete Institute. USA

2.-AGUIAR, Roberto. (2003). Análisis Sísmico por Desempeño. EdiESPE. Quito. Ecuador.

3.-AGUIAR, Roberto. (2002). Sistema de Computación CEINCI3 para Evaluar daño Sísmico en los Países Bolivarianos. EdiESPE. Quito. Ecuador.

4.-AGUIAR, Roberto. (2004). Análisis Matricial de Estructuras. Tercera Edición. EdiESPE. Quito. Ecuador

5.-BARAHONA, Diego. (2002). Zonificación Sísmica de los Suelos de Riobamba. Tesis de Grado. Escuela Politécnica del Ejército. Quito. Ecuador.

6.-BARAHONA, Diego. (2007). Evaluación de la ductilidad de los sistemas estructurales de la ciudad de Riobamba. XIX Jornadas Nacionales de Ingeniería Estructural. Riobamba. Ecuador.

7.-BARAHONA, Diego. (2008). Estimación del Factor de Reducción de la Acción Sísmica, para la disminución de la ordenada elástica espectral del sismo de diseño, que permita disponer de un adecuado comportamiento inelástico de estructuras de edificación de concreto reforzado en la ciudad de Riobamba. V Feria de Ciencia y Tecnología UNACH-2008. Riobamba. Ecuador.

8.-CANET, Juan Miquel. BARBAT, Alex. (1988). Estructuras Sometidas a Acciones Sísmicas. Gráficas Torres. Barcelona. España

9.-CÓDIGO ECUATORIANO DE LA CONSTRUCCIÓN. (1993). Requisitos de Diseño del Hormigón Armado. CP-5 Parte II. Quinta Edición. Instituto Ecuatoriano de Normalización. Quito. Ecuador.

10.-CÓDIGO DE PRÁCTICA ECUATORIANO. (2001). Requisitos Generales de Diseño: Peligro Sísmico, Espectros de Diseño y Requisitos mínimos de cálculos para diseño Sismo-resistente. CPE INEN 5:2001 Parte I Capítulo 12. Instituto Ecuatoriano de Normalización. Quito. Ecuador.

11.-GIL, Enrique. (2002). Ejercicios de Análisis y Diseño de Estructuras de Edificación. Editorial U.P.V. Valencia. España

12.-HERNANDEZ, Santiago. (1990). Métodos de Diseño Optimo de Estructuras. Paraninfo S.A. Madrid. España

13.-HIDALGO, Jaime. (2000). Texto de Obras Civiles. EdiESPE. Quito. Ecuador.

14.-HIDALGO, Jaime. (1998). Cimentaciones. EdiESPE. Quito. Ecuador

15.-McCORMAC, Jack. NELSON, James. (2002). Análisis de Estructuras. Segunda Edición. Alfaomega. México.

16.-PEÑARRETA, Fernando. (2007). Propuesta de Reglamento de Construcciones para la ciudad de Loja. XIX Jornadas Nacionales de Ingeniería Estructural. Riobamba. Ecuador.

2. ANEXOS.

a) Instrumentos de Observación:

1.- Registro Específico.

2.- Cuaderno de Notas.

b) Cuestionario de Encuesta.