



*UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO NORTE
CENTRO DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL*

SUBSÍDIOS PARA O PROJETO DE ESTRUTURAS SISMO RESISTENTES.

RAUL OMAR DE OLIVEIRA DANTAS

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM ESTRUTURAS E
CONSTRUÇÃO CIVIL**

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO NORTE
PEC – PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO
EM ENGENHARIA CIVIL**

**SUBSÍDIOS PARA O PROJETO DE ESTRUTURAS
SISMO RESISTENTES.**

RAUL OMAR DE OLIVEIRA DANTAS

**ORIENTADOR: Prof. Dr. PETRUS GORGÔNIO BULHÕES DA NÓBREGA
CO-ORIENTADORA: Profa. Dra. SELMA HISSAE SHIMURA DA NÓBREGA**

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM ESTRUTURAS E
CONSTRUÇÃO CIVIL**

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO NORTE
NATAL/RN: JULHO – 2013**

FICHA CATALOGRÁFICA

UFRN / Biblioteca Central Zila Mamede
Catalogação da Publicação na Fonte

Dantas, Raul Omar de Oliveira.

Subsídios para o projeto de estruturas sismo resistentes. / Raul Omar de Oliveira Dantas. – Natal, RN, 2013.

198 f. : il.

Orientador: Prof. Dr. Petrus Gorgônio Bulhões da Nóbrega.

Co-orientadora: Profa. Dra. Selma Hissae Shimura da Nóbrega.

Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Rio Grande do Norte. Centro de Tecnologia. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.

1. Análise sísmica - Dissertação. 2. Estruturas resistentes – Sismo - Dissertação. 3. Projeto de estrutura - Dissertação. 4. Sismo – Dissertação..
I. Nóbrega, Petrus Gorgônio Bulhões da. II. Nóbrega, Selma Hissae Shimura da. III. Universidade Federal do Rio Grande do Norte. IV. Título.

RN/UF/BCZM

CDU 624.131.55

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

DANTAS, R. O. O. (2013). Subsídios para o projeto de estruturas sismo resistentes. Dissertação de Mestrado em Estruturas e Construção Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, RN, 200p.

“Nele está à vida eterna, e esta vida traz luz a toda a humanidade. A vida dele é a luz que brilha no meio da escuridão, e nunca pode ser apagada.”

(João 1:4)

“Fiquem alegres com tudo quando Deus está planejando para vocês. Sejam pacientes na dificuldade e sempre perseverantes na oração.”

(Romanos 12:12)

“Quem sabe dos meus planos sobre vocês sou eu mesmo! São planos de bem, não são planos de sofrimento. Eu lhes darei aquilo que mais desejam: Um futuro de paz em sua própria terra. Naqueles dias vocês vão me procurar e me pedir ajuda. Eu ouvirei e responderei às suas orações. Vocês me encontrarão sempre que me procurarem, mas para isso, precisam me procurar de todo o coração.”

(Jeremias 29:11-13)

Agradeço acima de tudo a Deus pelo seu amor, misericórdia, presença e por estar conduzindo a minha vida sob seus caminhos.

Aos meus pais Omar e Dagmar, expresso toda a minha gratidão pelo exemplo, pela educação, pela presença e pelo imenso amor demonstrado durante toda a minha vida.

A minha amada esposa Thaísa, agradeço por estar sempre ao meu lado, pelo carinho e o constante esforço de lutar para manter sempre aceso o sentimento de esperança em meu coração.

Agradeço a UFRN e ao PEC pela oportunidade concedida para o aprimoramento e desenvolvimento acadêmico e profissional obtido.

Ao grupo TQS agradeço por ter disponibilizado o programa que foi de grande importância para a dissertação.

Em especial agradeço aos meus orientadores e amigos Petrus e Selma que estiveram presentes me dando apoio e incentivo em todas as ocasiões ao longo de toda a caminhada.

RESUMO

DANTAS, R.O.O. Subsídios para o Projeto de Estruturas Sismo Resistentes. Natal, 2013. Dissertação para mestrado – Universidade Federal do Rio Grande do Norte.

Nesse trabalho são apresentados e discutidos diversos critérios da norma NBR 15421:2006 para o desenvolvimento de um projeto de estruturas de concreto, considerando a ação sísmica. Inicialmente fez-se um levantamento dos conceitos fundamentais da engenharia sísmica, das principais ocorrências, globais e regionais, abordando-se a análise dos efeitos geradores de sismos, seus conceitos e particularidades. Apresentou-se posteriormente o detalhamento de todos os parâmetros sísmicos presentes na NBR 15421:2006 e comparou-se com diversas normas sísmicas internacionais. Foi desenvolvida uma comparação entre edifícios modelados através de espectro de resposta e através das forças horizontais sísmicas equivalentes, também se desenvolveu um estudo comparativo de uma edificação comercial submetido ao vento e a solicitações sísmicas. Destaca-se ainda a apresentação das principais recomendações e orientações técnicas em termos de concepção e detalhamento estrutural que devem servir de condicionantes para projetos atuais. Demonstra-se que os efeitos sísmicos incorrem na necessidade de detalhamentos específicos na estrutura, comprovando-se que a necessidade de uma abordagem diferenciada é essencial.

Palavras chaves: análise sísmica, estruturas resistentes a sismo, sismos, projeto de estrutura.

ABSTRACT

DANTAS, R.O.O. Technical base to Development of Seismic Engineering Projects Design. Natal, 2013. Master Thesis – Universidade Federal do Rio Grande do Norte.

Through this research is detailed the Brazilian seismic code focused on concrete projects design related to seismic engineering. At the beginning of the research is debated the fundamentals of the seismic effects, the influence factors to the development of seismic effects and also relates the main data registration happened in Brazil. The second step is study the Brazilian seismic code explaining all the concepts related to it and does a compilation to the most important international seismic code.

At this research is developed the designing of a building submitted to horizontal equivalent seismic forces and the modal process based on the answer spectrum based on the brazilin seismic code. It was also developed the design of a commercial building submitted to seismic loads based on the Brazilian code answer spectrum and compared to the same building submitted to wind loads.

The research also focus on projects conception and detailing of seismic engineering Project design. At the study of seismic engineering it was concluded that seismic effects require special focus on concrete structures design, proving that is the essential consider the seismic effects.

Key Words: seismic analysis, structures design to seismic effects, structural engineering design.

SUMÁRIO

CAPÍTULO 01 – INTRODUÇÃO

1.1. Tema e Motivação.....	01
1.2. Objetivos da Dissertação.....	03
1.2.1 Objetivos Gerais.....	03
1.2.2 Objetivos Específicos.....	04
1.3. Organização da Dissertação.....	04
1.4. Revisão bibliográfica.....	05

CAPÍTULO 02: REVISÃO DOS CONCEITOS SISMOLÓGICOS FUNDAMENTAIS

2.1 Atividades Sísmicas no Brasil.....	11
2.1.1 Caracterização das Atividades Sísmicas no Brasil.....	15
2.2 Principais Ações Sísmicas registradas no Brasil	17
2.2.1 Principais Registros Sísmicos Registrados entre 1787-1973.....	17
2.2.2 Principais Registros Sísmicos Registrados entre 1974-1986.....	18
2.2.3 Principais Registros Sísmicos Registrados entre 1987-1996.....	19
2.2.4 Principais Registros Sísmicos Registrados entre 1996-2000.....	20
2.2.5 Principais Registros Sísmicos Registrados entre 2000-2007.....	21
2.2.6 Principais Registros Sísmicos Registrados entre 2008-2012.....	22
2.3 Caracterização das Atividades Sísmicas no Rio Grande do Norte.....	23
2.4 Mecanismos de Formação Sísmica	24
2.5 Propagação de Ondas Sísmicas em Meios Elásticos.....	26
2.5.1 Ondas Tipo P (Ondas de Compressão)	28
2.5.2 Ondas Tipo S (Ondas de Cisalhamento)	28
2.5.3 Ondas Tipo Rayleigh e Love (R e L)	29
2.6 Magnitude do Sismo (Escala Richter)	29
2.7 – Intensidade (Escala Mercalli)	31
2.8 Sismógrafo e Sismograma.....	33

2.9 Acelerograma e Caracterização de Fenômenos Sísmicos.....	34
2.10 Parâmetros Principais do Movimento Sísmico.....	35
CAPÍTULO 03: CONCEPÇÃO ESTRUTURAL DE EDIFICAÇÕES EM CONCRETO SUBMETIDA A SOLICITAÇÕES SÍSMICAS	
3.1 Princípios básicos acerca da concepção estrutural.....	37
3.2 Fundamentos do Lançamento estrutural para edificações sismo resistentes.....	38
3.2.1 Soluções estruturais para edificações com cantos reentrantes.....	40
3.2.2 Soluções estruturais para aumento de resistência lateral de edificações.....	43
3.3 Sistemas de Rigidez Sismo Resistente.....	44
3.4 Recomendações no lançamento estrutural.....	46
3.5 Análise estrutural	57
3.6 Considerações sobre as paredes de alvenaria.....	63
3.7 Ductilidade dos Pórticos.....	64
3.8 Patologias ocasionadas devido a falta de regularidade em altura da edificação...65	
CAPÍTULO 04: CONCEITOS E DEFINIÇÕES ACERCA DA NBR 15421:2006	
4.1 Período de Retorno.....	68
4.2 Acelerações Sísmicas Horizontais e Zoneamento Sísmico Brasileiro	69
4.2.1 Acelerações Sísmicas segundo CALTRANS:2010.....	72
4.2.2 Acelerações Sísmicas segundo EUROCODE:2008.....	72
4.2.3 Acelerações Sísmicas segundo a norma sísmica chilena NCh433:2009	73
4.2.4 Acelerações Sísmicas segundo a norma sísmica peruana NTE E.030:2003.....	73
4.2.5 Acelerações Sísmicas segundo a norma suíça SIA 261:2003.....	74
4.2.6 Acelerações Sísmicas segundo a norma turca	74
4.3 Classificação do Terreno	74
4.4 Espectro de Resposta.....	79

4.4.1 Determinação dos Espectros de Resposta.....	82
4.5 Categorias de ocupação.....	85
4.6 Categoria sísmica.....	92
4.7 Sistemas estruturais sismo-resistentes.....	94
4.8 Irregularidades estruturais.....	98
4.8.1 Irregularidades no plano.....	99
4.8.2 Irregularidades na vertical.....	102
4.8.3 Irregularidades dos diafragmas.....	105
4.9 Efeitos do Sismo vertical e do sismo horizontal com sobre-resistência	106
4.10 Direção das forças sísmicas.....	107
4.11 Limites dos deslocamentos relativos.....	107
4.12 Período da estrutura.....	108
4.13 Conceitos sobre torção.....	109
4.14 Deslocamentos absolutos e relativos.	110
4.15 Efeitos de segunda ordem.....	110
4.16 Métodos de Cálculo.....	111
4.16.1 Métodos das forças horizontais equivalentes.....	112
4.16.1.1 Coeficiente de resposta sísmica.....	113
4.16.1.2 Distribuição vertical das forças sísmicas.....	114
4.16.2 Método Espectral.....	115
4.16.3 Método dos históricos de acelerações no tempo.....	116
4.17 Aplicação prática da norma NBR 15421:2006.....	116
 CAPÍTULO 05: MODELAGEM DE ESTRUTURAS SISMO RESISTENTES E APLICAÇÕES PRÁTICAS	
5.1 Definições do Sistema do Edifício Modelo 01.....	126
5.1.1 Descrição do Edifício.....	126
5.1.2 Corte Esquemático.....	126
5.1.3 Forma e Perspectiva da Estrutura.....	127

5.1.4	Localização Geográfica.....	127
5.1.5	Materias.....	127
5.1.6	Ações e Combinações.....	128
5.1.7	Modelo Estrutural.....	128
5.2	Analise Edifício Modelo 01 de 10 Pavimentos com base no espectro de resposta da NBR 15.421.....	129
5.3	Analise Edifício Modelo 01 de 10 Pavimentos com base na força horizontal sísmica equivalente.....	132
5.3.1	Força horizontal sísmica equivalente ao longo do plano X para o modelo 01.....	132
5.3.2	Força horizontal sísmica equivalente ao longo do plano Y para o modelo 01	134
5.4	Analise comparativa do modelo 01 das solicitações sísmicas através do espectro de resposta e forças equivalentes no plano X para o modelo 01	135
5.4.1	Análise dos resultados do modelo 01 considerando a redução dos valores obtidos pela resposta modal conforme item 10.2 NBR 15421:2006.....	138
5.5	Definições do Sistema do Edifício Modelo 02.....	141
5.5.1	Descrição do Edifício Modelo 02.....	141
5.5.2	Corte Esquemático Modelo 02.....	144
5.5.3	Forma e Perspectiva da Estrutura.....	145
5.5.4	Localização Geográfica do modelo 02.....	146
5.5.5	Materias empregues no modelo 02.....	146
5.5.6	Ações e Combinações lançadas no modelo 02.....	146.
5.5.7	Modelo Estrutural.....	146
5.6	Analise Edifício Modelo 02 com base no espectro de resposta da NBR 15.421:2006.....	147
5.7	Analise Edifício Modelo 02 com base nas forças horizontais do vento.....	148
5.8	Analise Edifício Modelo 02 com base nas solicitações sísmicas e a força do vento.....	148
CAPÍTULO 06: DETALHAMENTO DE PROJETOS SISMO RESISTENTES		
6.1	Patologias características provocadas por sismos.	155

6.1.1 Fissuras em cruz.....	155
6.1.2 Pavimento flexível.....	157
6.1.3 Coluna Curta (Short Column)	158
6.1.4 Choque entre edifícios adjacentes (“Pounding”)	159
6.1.5 Liquefação.....	159
6.1.6 Deslizamento do Solo.....	160
6.2 Confinamento do Concreto.....	161
6.3 Detalhamento do Estribo.....	163
6.4 Disposições construtivas das Fundações.....	165
6.5 Disposições construtivas dos Pilares.....	166
6.5.1 Zonas Críticas de Pilares segundo o EUROCODE:2008.....	166
6.5.2 Disposições construtivas de Pilares segundo o ACI 318-05.....	170
6.5.3 Disposições construtivas de Pilares segundo a norma sísmica turca...172	
6.5.4 Emenda de barras	175
6.6 Disposições construtivas de Vigas	175
6.6.1 Recomendações quanto a Geometria	175
6.6.2 Disposições construtivas de Vigas segundo o EUROCODE:2008.....	176
6.6.3 Disposições construtivas de Vigas segundo o ACI 318-05.....	181
6.6.4 Disposições construtivas de Vigas segundo a norma sísmica turca.....	186
6.7 Disposições construtivas de Lajes.....	187
6.8 Análises Comparativas entre as principais normas sísmicas internacionais e confronto com os prescritos pela NBR 6118:2007 e NBR 15421:2006.....	187
6.8.1 Recomendações para Pilares.....	188
6.8.1.1 Dimensões Mínimas de Pilares.....	188
6.8.1.2 Densidade Mínima e Máxima de Armadura nos Pilares	188
6.8.1.3 Zonas Críticas de Pilares.....	188
6.8.1.4 Pilares com Redução de Seção.....	189
6.8.2 Recomendações para Vigas.....	189
6.8.2.1 Dimensões Mínimas das Vigas.....	189

6.8.2.2 Densidade Mínima e Máxima de Armadura nas Vigas.....	190
6.8.2.3 Zonas Críticas das Vigas.....	190
6.8.2.4 Armadura de Cisalhamento em Vigas.....	190
6.8.2.5 Regiões de Traspasse e Ancoragem em Vigas.....	191
CAPÍTULO 07: CONCLUSÕES.....	192
BIBLIOGRAFIA.....	194

ÍNDICE DE FIGURAS

CAPÍTULO 01 – INTRODUÇÃO

Figura 1.1 – Questionamentos acerca da situação sísmica brasileira..... 01

Figura 1.2 - Principais magnitudesxvidas humanas devido a solicitações sísmicas no mundo (Geological Survey – US: 2008)..... 05

CAPÍTULO 02: HISTÓRICO DE OCORRÊNCIAS SÍSMICAS NO NORDESTE BRASILEIRO E REVISÃO DOS CONCEITOS SISMOLÓGICOS FUNDAMENTAIS

Figura 2.1 - Magnitude das principais ações sísmicas no Brasil (SISBRA: 2008).....11

Figura 2.2 - Distribuição dos terremotos no globo (www.moho.iag.usp.br).....11

Figura 2.3 - Principais placas tectônicas do mundo (www.moho.iag.usp.br).....11

Figura 2.4 - Falhas mestras identificadas no Brasil (SAADI: 2002).....11

Figura 2.5 - Registro sismográfico de solicitação sísmica no RN (IAG/USP: 2010)... 11

Figura 2.6 - Principais falhas geológicas no RN (Portal G1:2008)..... 11

Figura 2.7 - Consequências das solicitações sísmicas em uma residência localizada em Poço Branco-RN (www.Tribuna do Norte: 2011)..... 11

Figura 2.8 - Representação gráfica do fenômeno de difusão de vibrações ocorrido na Argentina(UOL: 2006)..... 15

Figura 2.9 - Principais falhas tectônicas Brasileira (Saadi: 2007)..... 15

Figura 2.10 - Registros da sismicidade e mecanismos focais no Nordeste Oriental. (Amaral; 2000)..... 23

Figura 2.11 - Geração de um sismo por acúmulo e liberação de esforços em uma ruptura (TEIXEIRA; 2000)..... 24

Figura 2.12 - Movimentos placas tectônicas (ASHRAE, Practical Guide to Seismic Restraint: 2011)..... 24

Figura 2.13 - Propagação das ondas sísmicas (TEIXEIRA: 2000)..... 26

Figura 2.14 - Representação da propagação de solicitações sísmicas (LNEC: 2009)..... 26

Figura 2.15 - Demonstração dos elementos influenciadores dos movimentos do solo na superfície (TEIXEIRA:2000)..... 26

Figura 2.16 - Representação ondas tipo P (TEIXEIRA: 2000)..... 28

Figura 2.17 - Representação ondas tipo S (TEIXEIRA: 2000).....	28
Figura 2.18 - Representação geral das ondas sísmicas (TEIXEIRA: 2000).....	29
Figura 2.19 - Representação da energia liberada em ondas sísmicas (BLANDON: 2003).....	29
Figura 2.20 - Representação ilustrativa de um Sismógrafo (UOL: 2003).....	33
Figura 2.21 - Representação de sismogramas (ASHRAE-90316, Practical Guide to Seismic Restraint: 2011).....	33
Figura 2.22 - Detalhamento de um acelerograma (TEIXEIRA: 2000).....	34
CAPÍTULO 03: CONCEPÇÃO ESTRUTURAL DE EDIFICAÇÕES EM CONCRETO SUBMETIDA A SOLICITAÇÕES SÍSMICAS	
Figura 3.1 - Demonstrações de irregularidades torcionais (FEMA 454 :2007).....	38
Figura 3.2 - Demonstrações de reentrâncias em cantos (FEMA 454 :2007).....	38
Figura 3.3 - Representação de excentricidades no diafragma (FEMA 454 :2007).....	3.2
Figura 3.4 - Aberturas inadequadas em estruturas norma sísmica mexicana NOM-116.....	3.2
Figura 3.5 - Representação de ausência de paralelismo (FEMA 454 :2007).....	38
Figura 3.6 - Sistema Portante, localizado fora do plano principal (FEMA 454 :2007).....	38
Figura 3.7 - Principais patologias verificadas em edificações solicitadas ao sismo (baseado em FEMA 454 :2007).....	38
Figura 3.8 - Solução estrutural com juntas de dilatação (FEMA 454 :2007).....	38
Figura 3.9 - Recomendações geométricas (FEMA 454 :2007).....	38
Figura 3.10 - Solução estrutural: Rigidez entre os cantos dos módulos (FEMA 454 :2007).....	38
Figura 3.11 - Solução estrutural: Rigidez ao longo da edificação (FEMA 454 :2007).....	38
Figura 3.12 - Edificações com grandes painéis de vidro (FEMA 454 :2007).....	38
Figura 3.13 - Detalhes de muros de rigidez (FEMA 454 :2007).....	38
Figura 3.14 - Detalhes de pórticos resistentes (FEMA 454 :2007).....	38
Figura 3.15 - Detalhes de lançamento de diafragma rígido (FEMA 454 :2007).....	38

Figura 3.16 - Sistema de Pórticos Resistentes (FEMA 454 :2007).....	44
Figura 3.17 - Sistema de Contraventamento em barras (FEMA 454 :2007).....	44
Figura 3.18 - Sistema de Núcleo de Contraventamento (FEMA 454 :2007).....	44
Figura 3.19 - Sistema de contraventamento assimétrico (BACHMANN:2003)	45
Figura 3.20 - Sistema de contraventamento fora do plano (BACHMANN:2003).....	45
Figura 3.21 - Descontinuidade de rigidez em um edifício (BACHMANN:2003).	46
Figura 3.22 - Lançamentos sugestivos de núcleos de rigidez (BACHMANN:2003)...	46
Figura 3.23 - Sistema sismo-resistentes Concreto Armado e Alvenaria Estrutural (BACHMANN:2003).	47
Figura 3.24 - Representação das juntas verticais separando os elementos estruturais dos não-estruturais (HERNANDEZ:2009).....	48
Figura 3.25 - Danos típicos causados em elementos não estruturais devido a deformações na estrutura durante solicitações sísmicas (BACHMANN:2003).....	49
Figura 3.26 - Gradiente de esforços devido a coluna curta (BACHMANN:2003)	50
Figura 3.27 - Exemplo de patologias geradas pelas colunas curtas (BACHMANN:2003).....	52
Figura 3.28 - Exemplos de colisões de edificações vizinhas devidos a solicitações sísmicas (BACHMANN:2003).....	54
Figura 3.29 - Patologias geradas devido a falha no comportamento do diafragma (BACHMANN:2003).....	55
Figura 3.30 - Casos de ocorrência de falha de ancoragem de painéis de fachada (BACHMANN:2003).	56
Figura 3.32 - Irregularidades em planta segundo a norma de sismo mexicana.....	57
Figura 3.33 - Representações esquemáticas do efeito de torção (PLUMIER:2007).....	63
Figura 3.34 - Recomendação de distribuição de elementos de resistência a solicitação de torção. (APPLETON; GOMES:2008).....	63
Figura 3.35 - Representação de um Diafragma (FEMA 454 :2007).....	65
Figura 3.36 - Falha ocorridas na ligação do pilar com a fundação (YASHINSKY:1999).....	66
Figura 3.37 - Colapso devido a rigidez inadequada do nós vigas/pilares (PLUMIER:2007).....	66

Figura 3.38 - Distribuição das forças sísmicas na estrutura (GHOSH ; FANELLA : 2004).....	66
Figura 3.39 - Representação de um lançamento estrutural.....	66
Figura 3.40 – Representação esquemática dos sistemas estruturais de resistência sísmica.....	67
Figura 3.41 – Resumo dos tipos de irregularidades no plano horizontal.....	67
Figura 3.42 – Resumo dos tipos de irregularidades no plano vertical.....	67
Figura 3.43 – Definição das Forças Sísmicas de Projeto.....;;;	67
Figura 3.44 - Representação esquemática de esforços e deformações em elementos estruturais devido a solicitações sísmicas.....	68
Figura 3.45 – Limites dos Deslocamentos Relativos segundo a Norma Colombiana NSR-10.....	68
Figura 3.46 - Representação esquemática do efeito do pórtico preenchido (GHOSH ; FANELLA : 2004).....	68
Figura 3.47 - Esquematização dos efeitos em pórticos preenchidos (PLUMIER:2007).....	68
Figura 3.48 - Exemplos de formação do efeito “soft-storey” (SIA 261:2010).....	69
Figura 3.49 - Representação das regiões esperadas para formação de juntas plásticas (ACI:2008).....	69
CAPÍTULO 04: CONCEITOS E DEFINIÇÕES ACERCA DA NBR 15.421:2006	
Figura 4.1 - Representação do potencial sísmico (GFZ-Postdam: 2010).....	69
Figura 4.2 - Mapeamento da aceleração sísmica horizontal no Brasil (NBR 15421:2006).....	69
Figura 4.3 – Zoneamento sísmico da norma chilena NCh433:2009.....	73
Figura 4.4 – Zoneamento sísmico da norma peruana NTE E.030:2003.....	73
Figura 4.5 - Valores de acelerações sísmicas adotadas pela norma sísmica suíça SIA 261:2003.....	74
Figura 4.6 - Demonstração de um espectro de resposta (Adaptação MATHEUS:2005 apud Lindeburg e McMullin:2008).....	79
Figura 4.7 - Determinação do espectro de resposta de uma estrutura (US ARMY CORPS OF ENGINEERS:1998).....	79
Figura 4.8 - Variação do Espectro de Resposta de projeto em função do período (NBR15421:2006).....	82

Figura 4.9 - Forma genérica do espectro de resposta horizontal (EUROCODE:2008).....	82
Figura 4.10 - Exemplos de estruturas que levam a irregularidades verticais segundo a norma de sismo mexicana.....	102
Figura 4.11 - Esquematização de Irregularidade de Rigidez (PLUMIER :2007).....	102
Figura 4.12 - Representação de pavimentos flexíveis (PLUMIER :2007).....	102
Figura 4.13 - Representação de distribuição irregular de massa (FEMA 454 :2007).....	103
Figura 4.14 - Representação de irregularidades geométricas verticais (FEMA 454 :2007).....	104
Figura 4.15 - Representação de irregularidades no plano vertical resistente (FEMA 454 :2007).....	104
Figura 4.16 - Diafragma Rígido e Flexível (FEMA 454 :2007).....	105
Figura 4.17 - Distribuição das forças verticais segundo o IBC:2004.....	114
Figura 4.18 – Localização geográfica do edifício modelo 01.....	116
Figura 4.19 – Lançamento estrutural da edificação para aplicação prática da NBR 15.421:2006.....	116
Figura 4.20 – Representação geométrica 3D do edifício analisado.....	116
CAPÍTULO 05: MODELAGEM DE ESTRUTURAS SISMO RESISTENTES E APLICAÇÕES PRÁTICAS	
Figura 5.1 Corte Esquemático do Edifício.....	126
Figura 5.2 – Espectro de Resposta inserido no TQS referente ao Modelo 01.....	129
Figura 5.3 – Detalhamento dos pórticos resistentes segundo o plano X.....	132
Figura 5.4 – Detalhamento dos pórticos resistentes segundo o plano Y.....	134
Figura 5.5 - Definição do coeficiente de arrasto no eixo X com base na NBR6123	141
Figura 5.6 - Definição do coeficiente de arrasto no eixo Y com base na NBR6123	141
Figura 5.7 – Relações geométricas bases utilizadas para definição dos coeficientes de arrasto	142
Figura 5.8 – Lançamento dos coeficientes de arrasto do vento no TQS.....	142

Figura 5.9 – Lançamento do espectro de resposta segundo a NBR15421:2006 no TQS.	143
Figura 5.10 Corte Esquemático do Edifício Modelo 02	144
Figura 5.11 – Lançamento estrutural da edificação do modelo 02 para aplicação prática da NBR 15421:2006	145
Figura 5.12 – Representação geométrica 3D do edifício modelo 02 analisado	145
CAPÍTULO 06: DETALHAMENTO DE PROJETOS SISMO RESISTENTES	
Figura 6.1 - Representação das forças devido às solicitações sísmicas no trecho de um pavimento vertical.....	155
Figura 6.2 - Detalhe da diagonal comprimida e do modelo biela tirante solicitante do painel de alvenaria.....	155
Figura 6.3 – Painel de alvenaria solicitado no sentido inverso à primeira solicitação e formação do novo modelo biela tirante.....	155
Figura 6.4 – Detalhe esquemático de fissuras em cruz (diagonal dupla).....	156
Figura 6.5 - Patologia reais de fissuras com diagonais simples e em cruz (LESTUZZI:2008).....	156
Figura 6.6 - Patologia gerada devido ao soft-storey.....	157
Figura 6.7 - Verificação da configuração de deformação (LESTUZZI:2008a).....	158
Figura 6.8 - Geração do mecanismo de ruína devido ao efeito da coluna curta nas regiões centrais de descontinuidade de alvenaria (FEMA 454 :2007).....	158
Figura 6.9 - Danos por esforço cortante em um pilar devido ao mecanismo de coluna curta (LESTUZZI:2008).....	158
Figura 6.10 - Patologia devido ao martelamento (LESTUZZI:2008).....	159
Figura 6.11 - Fenômeno da liquefação.....	159
Figura 6.12 - Patologia devido à liquefação (LESTUZZI:2008).....	159
Figura 6.13 - Efeito da liquefação do terreno. Niigata-Japão,1964 (http://www.ce.washington.edu/~liquefaction/html/what/what1.html), acessado em 15/04/2013.....	159
Figura 6.14 - Danos gerados pelo deslizamento do solo (MACNAB: 2005).....	160
Figura 6.15 - Gráfico Tensão-Deformação Concreto (MONTEIRO; CARVALHO: 1985).....	161
Figura 6.16 - Confinamento do Concreto devido ao estribo circular (MONTEIRO; CARVALHO: 1985).....	161

Figura 6.17 e 6.18 - Confinamento por estribos retangulares (adaptado de MONTEIRO; CARVALHO: 1985) e mecanismo de confinamento no estribo retangular (adaptado de ALMEIDA:2007).....	161
Figura 6.18 - Efeitos do confinamento no diagrama $\sigma \times \epsilon$ do concreto (MONTEIRO; CARVALHO: 1985).....	161
Figura 6.19 - Patologias devido à falta de confinamento (HERNÁNDEZ:2009).....	161
Figura 6.19 - Efeitos do confinamento (EUROCODE:2008).....	162
Figura 6.20 - Danos no Pilar devido à utilização de estribos com gancho em 90° (LESTUZZI:2008).....	162
Figura 6.21 - Detalhamentos típicos de estribos segundo a norma sísmica Turca....	163
Figura 6.22 - Detalhamento sugestivo de estribos para vigas e pilares segundo o EUROCODE:2008.....	163
Figura 6.23 - Esquematização geral do detalhamento de pilares (ACI:2006).....	175
Figura 6.24 - Representação esquemática detalhamento (EUROCODE:2008).....	175
Figura 6.25 - Detalhe do enlaçamento do estribo junto à armadura longitudinal (EUROCODE:2008).....	175
Figura 6.26 - Detalhamento armaduras transversais dos pilares baseado no ACI:2006 (HERNÁNDEZ:2009).....	176
Figura 6.27 - Representação esquemática dos ganchos reforçando as armaduras transversais dos pilares (ACI:2008).....	178
Figura 6.29 - Detalhamento geral armadura da transversal em pilares baseado no ACI:2006 (HERNÁNDEZ:2009).....	180
Figura 6.30 - Detalhamento ancoragem de barras longitudinais devido à redução de seção segundo norma sísmica Turca (No 23390 - Part III – Earthquake Disaster Prevention).....	181
Figura 6.31 - Detalhamento geral armadura transversal devido a solicitações sísmicas ao longo dos pilares da norma Turca (No 23390 - Part III – Earthquake Disaster Prevention).....	183
Figura 6.32 - Detalhamento da largura efetiva situação 01 (EUROCODE:2008).....	184
Figura 6.33 - Detalhamento largura efetiva situação 02 (EUROCODE:2008).....	185
Figura 6.34 - Detalhamento largura efetiva situação 03 (EUROCODE:2008).....	186
Figura 6.35 - Representação da distribuição de estribos nas vigas (EUROCODE:2008).....	187

Figura 6.36 - Esquematização geral do detalhamento de vigas (EUROCODE:2008).....	188
Figura 6.37 - Confinamento de estribos para pilares externos (a) e pilares internos (b) (EUROCODE:2008).....	188
Figura 6.38 - Limites mínimos ao longo da seção requerimento American Concrete Institute (ACI:2006).....	188
Figura 6.39 - Detalhamento geral das vigas segundo baseado no ACI:2006 (HERNÁNDEZ:2009).....	189
Figura 6.40 - Esquematização geral detalhamento de estribos baseado no ACI:2006 (HERNÁNDEZ:2009).....	189
Figura 6.41 - Detalhamentos de estribos (ACI:2006).....	189
Figura 6.42 - Representação Ganchos dos estribos baseado no ACI:2006 (HERNÁNDEZ:2009)	189
Figura 6.43 - Detalhe da ancoragem da armadura longitudinal das vigas nos nós baseado no ACI:2006 (HERNÁNDEZ:2009).....	190
Figura 6.44 - Detalhe da ancoragem da armadura longitudinal das vigas nos nós baseado no ACI:2006 (HERNÁNDEZ:2009).....	190
Figura 6.45 - Detalhe da armadura longitudinal das vigas nos nós baseado no ACI:2006 (HERNÁNDEZ:2009).....	190
Figura 6.46 - Detalhe dos estribos fechados na região dos nós viga-pilar baseado no ACI:2006 (HERNÁNDEZ:2009).....	190
Figura 6.47 - Detalhe dos estribos fechados no encontro de 04 vigas no pilar baseado no ACI:2006 (HERNÁNDEZ:2009).....	191
Figura 6.48 - Detalhe do comprimento de ancoragem em vigas segundo a norma sísmica Turca (No 23390 - Part III – Earthquake Disaster Prevention).....	191
Figura 6.49 - Detalhe do comprimento de ancoragem em vigas segundo a norma sísmica Turca (No 23390 - Part III – Earthquake Disaster Prevention).....	191

ÍNDICE DE TABELAS

CAPÍTULO 02: HISTÓRICO DE OCORRÊNCIAS SÍSMICAS NO NORDESTE BRASILEIRO E REVISÃO DOS CONCEITOS SISMOLÓGICOS FUNDAMENTAIS

Tabela 2.1 - Solicitações sísmicas ocorridas entre 1798-1973 no Brasil (USP-UFRN-UnB)	17
Tabela 2.2 - Solicitações sísmicas ocorridas entre 1974-1986 no Brasil (USP-UFRN-UnB)	18
Tabela 2.3 - Solicitações sísmicas ocorridas entre 1987-1996 no Brasil (USP-UFRN-UnB)	19
Tabela 2.4 - Solicitações sísmicas ocorridas entre 1996-2000 no Brasil (USP-UFRN-UnB)	20
Tabela 2.5 - Solicitações sísmicas ocorridas entre 2000-2007 no Brasil (USP-UFRN-UnB)	21
Tabela 2.6 - Solicitações sísmicas ocorridas entre 2008-2012 no Brasil (USP-UFRN-UnB).....	22
Tabela 2.6 - Solicitações sísmicas ocorridas entre 2008-2012 no Brasil (USP-UFRN-UnB)	22
Tabela 2.7 - Representação da Escala Richter	29
Tabela 2.8 - Escala Richter e propriedades físicas	29
Tabela 2.9 - Representação da Escala Mercalli	31
Tabela 2.10 - Representação da Escala Mercalli Modificada	31

CAPÍTULO 03: CONCEPÇÃO ESTRUTURAL DE EDIFICAÇÕES EM CONCRETO SUBMETIDA A SOLICITAÇÕES SÍSMICAS

Tabela 3.1 - Irregularidades estruturais verticais segundo a NTE E.030:2003.	44
---	----

CAPÍTULO 04: CONCEITOS E DEFINIÇÕES ACERCA DA NBR 15.421:2006

Tabela 4.1 - Período de retorno de solicitações sísmicas (ASCE: 2006)	68
Tabela 4.2 - Zonas Sísmicas e respectivas acelerações sísmicas (NBR 15421:2006)	69

Tabela 4.3 - Valores de acelerações sísmicas adotadas pela norma sísmica turca.	74
Tabela 4.4 - Classe do Terreno e propriedades	74
Tabela 4.5 - Interpretação do Solo e resistência à compressão estimada	74
Tabela 4.6 - Caracterização do solo segundo a norma mexicana	75
Tabela 4.7 - Caracterização do solo segundo a norma chilena NCh 433:2009	78
Tabela 4.8 - Caracterização do solo segundo a norma sísmica SIA 261:2003	80
Tabela 4.9 - Fatores de amplificação sísmica no solo	82
Tabela 4.10-Definição das categorias de utilização e dos fatores de importância de utilização (I)	85
Tabela 4.11 - Categorias de Importância segundo o EUROCODE:2008	86
Tabela 4.12 - Categorias de Importância segundo a norma Mexicana	87
Tabela 4.13 - Categorias de Importância segundo a norma sísmica chilena NCh 433:2009	88
Tabela 4.14 - Classificação das estruturas segundo a norma peruana NTE E.030:2003.	89
Tabela 4.15 - Classificação das estruturas segundo a norma sísmica SIA 261:2003	90
Tabela 4.16 - Classificação da importância das estruturas segundo a norma sísmica	91
Tabela 4.17 - Categorias Sísmicas	92
Tabela 4.18 - Classificação da categoria sísmica segundo o IBC:2006	92
Tabela 4.19 - Coeficientes de projeto para os diversos sistemas básicos sismo- resistentes	94
Tabela 4.20 - Coeficientes de projeto para os diversos sistemas básicos sismo- resistentes segundo o ACI:2006	95
Tabela 4.21 - Coeficientes de projeto para os diversos sistemas básicos sismo- resistentes segundo o NCh 433:2009	97
Tabela 4.22 - Coeficientes de modificação sísmica conforme norma sísmica turca	98
Tabela 4.23 - Irregularidades estruturais no plano segundo a NTE E.030:2003. ...	99
Tabela 4.24 - Irregularidades estruturais verticais segundo a NTE E.030:2003. ...	402

Tabela 4.25 - Limitação para deslocamentos relativos de pavimento (Δx)	107
Tabela 4.26 - Deslocamento horizontal limites segundo a NCh433:2009.	107
Tabela 4.27 - Coeficiente de limitação do período	108
Tabela 4.28 - Consequências da irregularidade estrutural na análise e no cálculo sísmico. (EUROCODE:2008)	111

CAPÍTULO 05: MODELAGEM DE ESTRUTURAS SISMO RESISTENTES E APLICAÇÕES PRÁTICAS

Tabela 5.1 – Cargas aplicadas na estrutura para o modelo 01	128
Tabela 5.2 - Pontos do Espectro de Resposta do Edifício Modelo 01.....	129
Tabela 5.3 – Distribuição das forças sísmicas verticais	132
Tabela 5.4 – Esforços horizontais equivalentes lançados no plano X	133
Tabela 5.5 – Esforços horizontais equivalentes lançados no plano Y	134
Tabela 5.6 – Análise comparativa de esforços nas vigas no plano X	135
Tabela 5.7 – Análise comparativa de esforços nas vigas no plano Y	135
Tabela 5.8 – Análise comparativa dos esforços nos pilares no plano X	136
Tabela 5.9 – Análise comparativa dos esforços nos no plano Y	137
Tabela 5.10 – Análise comparativa de esforços modais reduzidos nas vigas no plano X	138
Tabela 5.11 – Análise comparativa de esforços modais reduzidos nas vigas no plano Y	138
Tabela 5.12 – Análise comparativa dos esforços modais reduzidos nos pilares ao longo do plano X	140
Tabela 5.13 – Análise comparativa dos esforços modais reduzidos nos pilares ao longo do plano Y	142
Tabela 5.14 – Definições geométricas de cada um dos pavimentos do modelo 02	144
Tabela 5.15 – Cargas aplicadas na estrutura para o modelo 02	146
Tabela 5.16 - Pontos do Espectro de Resposta do Edifício Modelo 01 e 02.	147
Tabela 5.17 – Resumo das cargas referente ao vento no modelo 02	148

Tabela 5.18 – Comparativo de solicitações em vigas do modelo 02: Sismo (Espectro) x Vento	148
Tabela 5.19 – Análise Comparativa entre as diferenças obtidas modelo 02: Sismo (Espectro) x Vento	149
Tabela 5.20 – Comparativo de solicitações em vigas com esforços modais reduzidos do modelo 02: Sismo (Espectro) x Vento	152
Tabela 5.21 – Análise Comparativa entre as diferenças obtidas com esforços modais reduzidos do modelo 02: Sismo (Espectro) x Vento	154
Tabela 5.22 – Comparativo das solicitações dos pilares do modelo 02: Sismo (Espectro) x Vento	155
Tabela 5.23 – Comparativo das solicitações dos pilares com esforços modais reduzidos do modelo 02: Sismo (Espectro) x Vento	158

CAPÍTULO 01 – INTRODUÇÃO

1.1. Tema e Motivação

Em busca de uma maior compreensão, quanto ao tema e a motivação da dissertação em questão, elucida-se que apenas no ano de 2006, devido à necessidade de credenciamento das normas da ABNT junto a ISO (International Organization for Standardization), foi implantada a norma NBR 15421:2006 (Projetos de Estruturas Resistentes a Sismos), somando-se às existentes normas NBR 14432:2001 (Exigência de Resistência ao Fogo de Edificações) e NBR 15200:2004 (Projeto Estrutural de Concreto em Situação de Incêndio, atual NBR 15200:2012), necessárias para o credenciamento internacional da ABNT.

Salienta-se que atualmente a ABNT é a entidade nacional reconhecida como órgão competente para elaboração de normas técnicas. Suas publicações constituem-se em elementos de referência, possuindo em juízo força de norma jurídica, não sendo restrita a sua utilização, por conseguinte, apenas a questões de dever ético-profissional, mas equiparando-se a uma obrigação legal. Dessa forma, as considerações sísmicas são, além de um padrão técnico para os profissionais, uma exigência jurídica.

A NBR 15421, regulamentada em 2006, fixa os requisitos necessários para a verificação da segurança das estruturas usuais da construção civil relativas às ações de sismos e os critérios de quantificação destas ações a serem considerados no projeto das estruturas de edificações.

Foram tão somente após a regulamentação da NBR 15421 que foram verificadas as primeiras referências e orientações sobre a necessidade de análise sísmica em estruturas projetadas no Brasil. É válido ressaltar, porém, que a norma NBR 6118:2007, também faz referência quanto aos requisitos sísmicos, como se verifica no seu item 10.4:

“g) Estado limite último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, considerando ações sísmicas de acordo com a ABNT NBR 15421”.

A norma 6118:2007 prescreve que todo projeto estrutural, localizado em uma zona propensa a ocorrência de solicitação sísmica, deve assegurar proteção às vidas humanas, a manutenção da operacionalidade das edificações de funcionalidade fundamentais para a sociedade e a limitação da ocorrência de danos, ou seja, todos os critérios dos *Estados Limites Último* e *Estados Limites de Serviço* precisam ser atendidos.

No Brasil, entretanto, é comum verificar-se o negligenciamento das solicitações sísmicas, sendo diversas as razões verificadas para tal ocorrência. Provavelmente, a mais importante esteja correlacionada ao fato de que as regiões de maior incidência sísmicas estejam concentradas nas regiões Norte e Nordeste do país.

Em contrapartida, devido às questões econômicas e culturais, a produção intelectual brasileira na Engenharia Civil concentra-se nas regiões Sul e Sudeste do Brasil, sendo essas caracterizadas por uma ocorrência sísmica muito baixa em termo de frequência e intensidade.

A consequência direta desta contradição é que o desenvolvimento de estudos específicos no país para solicitações sísmicas são bastante reduzidos e sua consideração em projetos estruturais de engenharia é quase nula, seja devido ao desconhecimento técnico, indiferença, conveniência ou negligência, incorrendo, por sua vez, em uma percepção errônea por parte da maioria dos projetistas de que as ações sísmicas, na maior parte do Brasil, seriam irrelevantes.

Assim, em resumo, através da experiência prática, podemos sugerir que as principais razões verificadas para o negligenciamento da norma pelos projetistas estão divididas em três grandes vertentes:

1- Existe um “senso comum” junto aos engenheiros de que solicitações sísmicas são inexistentes no Brasil;

2- A grande maioria dos profissionais ligados a projetos e construção tem como premissa a hipótese de que mesmo que ocorram as solicitações sísmicas, elas não acarretarão problemas físicos em estruturas, nem comprometerão aspectos de serviço;

3- Existe um desconhecimento técnico em como se estimar os parâmetros e coeficientes sísmicos, bem como em levar em consideração as solicitações sísmicas em projeto de edifícios.

É importante frisar que quando o responsável técnico pelo projeto negligencia os requisitos propostos nas normatizações supracitadas e caso ocorra patologias devido às solicitações sísmicas, ele responderá por quaisquer danos gerados na estrutura. Esta responsabilidade se dará tanto no âmbito civil, quanto criminal.

Contudo, a proporção de profissionais que estudam, analisam e consideram tais parâmetros dentro do projeto estrutural é muito pequena. Apesar disto, e dos mais variados argumentos que levam ao negligenciameto das solicitações sísmicas e suas normatizações, trata-se de assunto de suma importância e, por isso, fazem-se necessárias análises mais criteriosas em algumas regiões, especialmente no Norte e Nordeste brasileiro, como será detalhado nos próximos capítulos, ao tratar sobre o efeito sísmico e as consequências que podem ser geradas em função de sua incidência.

Por fim, sabe-se que as solicitações sísmicas no Brasil são existentes e que sua verificação é requerimento técnico e jurídico. Em função desse cenário, buscar-se-á lançar luz sobre as indagações existentes, dentre as apresentadas na figura 1.1, sobre a norma NBR 15421:2006.

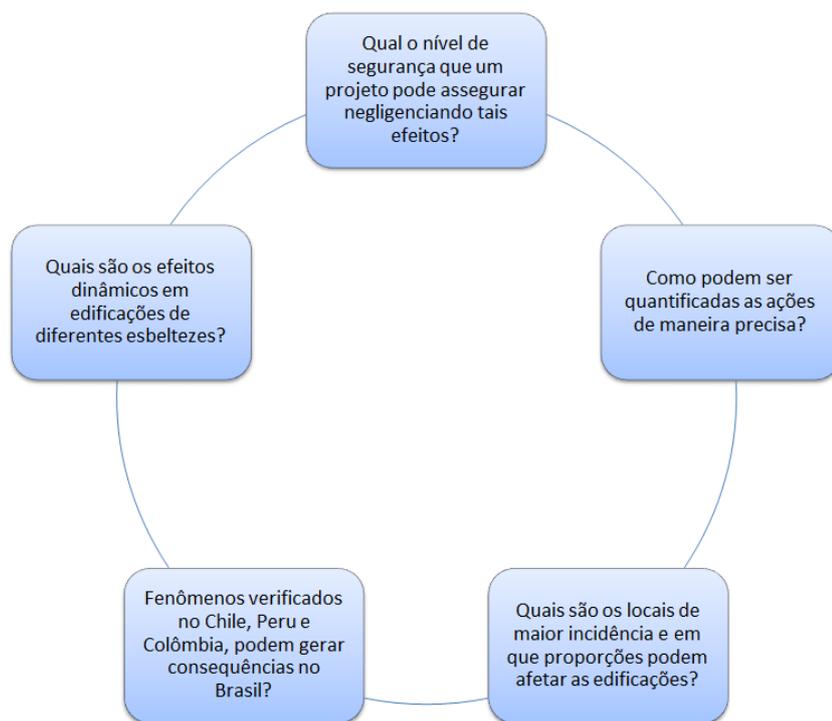


Figura 1.1 – Questionamentos acerca da situação sísmica brasileira.

Em resumo, a dissertação desenvolvida tem como cerne o desenvolvimento de um estudo sobre a NBR 15421:2006 e diversas outras referências, sejam normas ou artigos científicos, no intuito de fornecer subsídios para uma melhor interpretação e aplicação da norma sísmica brasileira, analisando-se todo o ciclo de dimensionamento de projetos sísmicos, desde a concepção, apresentando recomendações de detalhamentos, exemplos numéricos e modelagem de edifícios, para permitir que profissionais possam utilizar esse trabalho como apoio para a consideração de solicitações sísmicas em projetos de estruturas no Brasil.

1.2. Objetivos da Dissertação

Os objetivos desta dissertação dividem-se em duas linhas de detalhamento, uma geral e uma específica.

1.2.1 Objetivos Gerais

Os objetivos gerais da dissertação podem ser segmentados em:

- 1) Detalhar os diversos conceitos relacionados à concepção de edificações resistentes às solicitações sísmicas.
- 2) Desenvolver uma análise detalhada da NBR 15421:2006, contribuindo para um melhor entendimento e assimilação dos seus requisitos e coeficientes.
- 3) Apresentar recomendações e orientações técnicas para o detalhamento de projeto de estruturas sismo resistentes.

4) Aplicar conceitos sísmicos em projetos de estruturas sismo resistentes baseados na NBR 15421:2006.

1.2.2 Objetivos Específicos

Os objetivos específicos concentram-se em:

i) Elaborar um exemplo prático de uma edificação padrão, voltado à determinação de todos os parâmetros e coeficientes necessários para uma análise sísmica como forças horizontais equivalentes com base na NBR15421:2006.

ii) Desenvolver uma avaliação comparativa de conceitos da NBR15421:2006 com normas sísmicas internacionais, como: ACI, EUROCODE e as normas sísmicas da Turquia, Suíça, Peru, Colômbia e Chile.

iii) Comparar resultados das solicitações sísmicas, baseados nos métodos do espectro de resposta e métodos das forças horizontais equivalentes definidos na NBR 15421:2006, em edificações estruturas sismo-resistentes com a utilização do software TQS.

iv) Apresentar uma análise comparativa, através do software TQS, entre uma edificação comercial usual solicitada por vento e pôr sismo.

1.3. Organização da Dissertação

Capítulo 01: Introdução.

Neste capítulo apresenta-se o tema e a motivação que levaram ao desenvolvimento da dissertação, o detalhamento dos objetivos gerais e específicos do trabalho e a revisão bibliográfica.

Capítulo 02: Histórico de Ocorrências Sísmicas no Nordeste Brasileiro e Revisão dos Conceitos Sismológicos Fundamentais.

No segundo capítulo será desenvolvido um estudo sobre o fenômeno de sismicidade no Brasil e no Nordeste brasileiro, tendo como foco este último. A partir desse capítulo será caracterizado o sismo quanto à sua origem, classificação e consequências estruturais diretas. Também serão abordados os diversos coeficientes sismológicos fundamentais.

Capítulo 03: Concepção Estrutural de Edificações em Concreto Submetida a Solicitações Sísmicas.

No terceiro capítulo será apresentada uma revisão geral sobre as concepções de projetos sismo resistentes e, realizar-se-á em paralelo, uma abordagem dos fundamentos básicos do lançamento estrutural, das recomendações sobre sistemas de contraventamento, do efeito diafragma das lajes no nível dos pisos, bem como das disposições sobre fundações e a análise estrutural de estruturas sismo resistente.

Capítulo 04: Conceitos e definições acerca da NBR 15421:2006.

No quarto capítulo, será realizada uma discussão das prescrições da NBR 15421:2006, abrangendo os principais conceitos sísmicos normatizados, comparando-os com os princípios e valores descritos em normas internacionais sísmicas como: ACI, EUROCODE, norma suíça, norma turca, norma chilena, norma colombiana e norma peruana. O capítulo é encerrado com uma aplicação prática da norma NBR 15421:2006, caracterizando todos os coeficientes, com o intuito de exemplificar a norma sísmica brasileira.

Capítulo 05: Modelagem de Estruturas Sismo Resistentes e Aplicações Práticas.

Ao longo do capítulo quinto serão realizadas aplicações práticas da NBR 15421:2006, em modelos através do uso do software TQS. Inicialmente será modelado um edifício com base no espectro de resposta da norma NBR 15421:2006 nos dois planos ortogonais X e Y, sendo comparado, posteriormente, com os valores obtidos através do método das forças equivalentes. O segundo modelo consistirá em uma análise comparativa de um edifício comercial submetido a solicitações sísmicas e a ação do vento.

Capítulo 06: Detalhamento de Projetos Sismo Resistentes.

O capítulo sexto será iniciado com uma abordagem acerca das principais patologias características provocadas por sismo, somado a recomendações sobre detalhamento de estribos, fundações, pilares e vigas com base nas normas EUROCODE, ACI 318-05 e norma sísmica turca. O capítulo é concluído com uma análise comparativa da NBR 15421 em relação às referidas normas internacionais e a formulação de sugestões para uma possível revisão da norma sísmica brasileira.

Capítulo 07: Conclusões.

Nas conclusões serão explanados de forma sintetizada os pontos discutidos na dissertação, abordando-se, em paralelo, as principais contribuições para o fornecimento de subsídios para projetos de estruturas sismo resistentes.

1.4. Revisão Bibliográfica

Ocorrências sísmicas são verificadas ao longo de toda a existência da humanidade, em centenas de países, acarretando danos que variam desde pequenas patologias estruturais até desastres catastróficos. A figura 1.2 apresenta, como exemplo, algumas das maiores solicitações sísmicas ocorridas entre o período de 1900 - 2008.

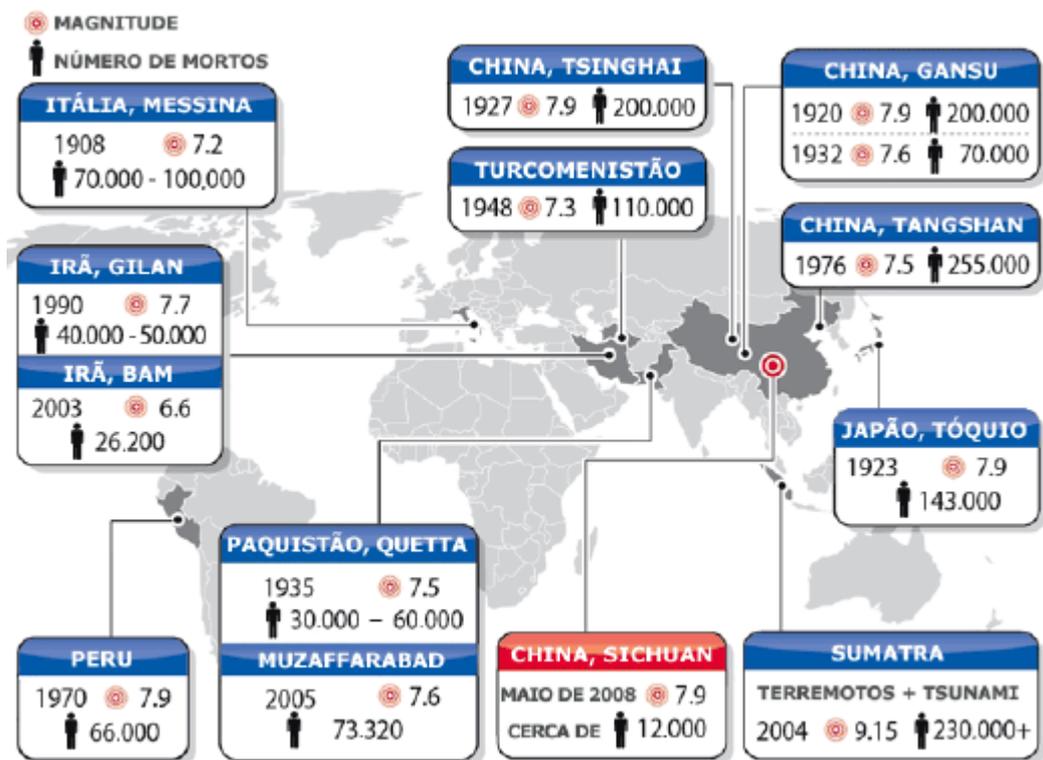


Figura 1.2 - Principais magnitudes x vidas humanas devido a solicitações sísmicas no mundo (Geological Survey – US: 2008)

Quanto ao Brasil, por um longo tempo, acreditou-se que o país estivesse a salvo dos terremotos por se encontrar em uma zona passiva e não se localizar sobre as bordas de uma placa tectônica, local este mais propício para a ocorrência de terremotos. Isso se deve em grande parte devido a um trabalho desenvolvido pelo renomado geólogo alemão John Casper Branner, conhecido como Barão de Studart, que em seu primeiro livro de geologia do Brasil, escrito em 1915, fez uma ampla referência que efeitos sísmicos não ocorriam no Brasil inteiro. A disseminação dessa informação foi provavelmente uma das bases para que ocorra o atual consentimento atual do meio acadêmico que solicitações sísmicas não ocorrem no Brasil. Porém, atualmente, com a tecnologia mais desenvolvida, verificou-se que terremotos podem ocorrer, inclusive, nas regiões denominadas "passivas", como é o caso brasileiro, situado no interior da Placa Sul-Americana.

Ao realizar um estudo pormenorizado acerca das solicitações sísmicas e projetos estruturais na esfera das referências bibliográficas brasileiras, algumas publicações merecem destaque, por referir-se a pontos de interesse às ideias explanadas nesta dissertação, como em SANTOS (1992), que em seu trabalho modelou a aplicação de modelos de biela-tirante no projeto de elementos bidimensionais de concreto armado em estruturas sismo-resistentes.

Outros como, PENA (2012) apud SAMPAIO (1998), comparou especificações de projetos sismo-resistentes das normas do Chile e do Peru, através da comparação das forças sísmicas horizontais, usando os métodos da força horizontal

equivalente e o método de superposição modal clássica. A principal conclusão foi que os resultados obtidos usando o método da força horizontal equivalente e o método de superposição modal, resultam em valores das forças na base diferentes em cada país, porque varia a forma como cada um considera a intensidade da atividade sísmica. Além disso, a norma chilena levou a resultados maiores em relação à norma peruana.

AMARAL (2000) verificou em monitoramentos com a equipe do departamento de física teórica e experimental da universidade federal do rio grande do norte - DFTE/UFRN evidências de registros que demonstram que os epicentros das solicitações sísmicas no Rio Grande do Norte estão concentrados próximos aos seus limites territoriais e no interior da bacia Potiguar.

Já ALMEIDA (2002), analisando o aspecto de avaliação de risco estrutural para estruturas sujeita a sismos, apresentou uma metodologia para a avaliação probabilística de segurança sísmica de sistemas e componentes estruturais com particularizações para edifícios, exemplificando uma proposta de procedimentos complementares aos adotados na prática por métodos determinísticos.

SANTOS; LIMA (2005) expôs conceitos e informações fundamentais para a elaboração da atual norma brasileira NBR15421:2006, sendo uma das bases de referência para a aprovação da atual norma sísmica.

NEVES (2006) apresentou um estudo que visa garantir o comportamento rígido das lajes, uma vez que a estabilidade das estruturas de edificações submetidas a solicitações horizontais (vento e sismo) correspondem, em sua maior parte, a um modelo sismo-resistente constituído por lajes que garantem um comportamento como um diafragma rígido, distribuindo as solicitações horizontais ao longo de todos os elementos que a fornecem apoio. Nesse estudo foi desenvolvido um sistema alternativo para se garantir o comportamento como diafragma rígido para lajes pré-fabricadas.

RODRIGUES (2006) apresentou um estudo analisando as principais causas geradoras de danos e colapsos em estruturas de concreto armado sujeitas a ações sísmicas, quais sejam: estribos em quantidade insuficiente e com detalhamentos inadequados; aderência, ancoragem e traspasse inadequados; inadequada capacidade de resistência ao cisalhamento e à flexão; inadequada resistência dos nós; mudança abrupta das propriedades e características geométricas da estrutura ou de alguns elementos e mecanismo tipo viga forte - pilar fraco. Ressalta-se que o trabalho supracitado foi importante para esta dissertação, pois a partir das premissas apresentadas serão detalhadas orientações e sugestões para projetos estruturais sismo resistente em concreto.

SANTOS; LIMA (2006a) abordou a estimativa do impacto da proposta da norma brasileira de sismos nos projetos de edificações. O autor também evidenciou em seu trabalho os processos envolvidos no desenvolvimento do mapa de

aceleração atual vigente na NBR 15421:2006, fazendo uma análise do histórico da concepção dos valores iniciais até a consolidação dos valores vigentes.

SANTOS; LIMA (2006b) demonstraram que a norma sísmica brasileira vigente foi definida a partir do estudo do “Seismic Hazard Map of South America Geological Survey” (2006), a partir desse estudo se verificou que o comportamento sísmico dos Estados do Rio Grande do Norte, Ceará, Paraíba, Acre, Rondônia e Amazonas apresentam ações sísmicas superiores a maior parte do país.

SANTOS et al. (2007) apresentou outra importante contribuição para a engenharia sísmica do país, evidenciando as aplicações práticas da norma NBR 15421:2006 em projetos de concreto armado. Em seu trabalho foram abordados os impactos econômicos da consideração das forças sísmicas no projeto de uma ponte localizada no Nordeste do Brasil, verificando-se que o custo associado à consideração de sismo para o projeto gerou um acréscimo de 18% do custo da superestrutura do empreendimento e 30% sobre o custo de infraestrutura.

MIRANDA (2010) elaborou um trabalho que visa estimar a vulnerabilidade sísmica de forma qualitativa em algumas edificações utilizando a NBR 15421:2006, avaliando através do método de Hirose.

SANTOS et. al. (2010) apresentou um estudo técnico abordando as razões que levaram a região Nordeste Brasileira a apresentar uma taxa de atividade sísmica com frequência mais alta que outras regiões brasileiras. Segundo os referidos autores, essa característica ocorre devido à proximidade à falha do Atlântico Central. No referido trabalho também foram apresentados cálculos das ocorrências sísmicas e distribuições probabilísticas de acelerações espectrais para a região. Concluiu-se que a NBR 15421:2006 representa de forma coerente a Região Nordeste, podendo assim ser instrumento adequado para fundamentação das solicitações sísmicas.

PEÑA (2012) realizou um estudo que analisou a variação dos esforços e da rigidez da estrutura quando se introduz a força sísmica no projeto. O autor também desenvolveu um estudo paramétrico para avaliar a concentração de esforços nas estruturas quando não se seguem os princípios do projeto sismo-resistente ou quando a estrutura considerada apresenta grandes irregularidades ou danos e chegou à conclusão que as irregularidades em planta foram um dos fatores que mais influenciaram negativamente na capacidade resistente da estrutura às cargas laterais.

SANTOS et al. (2012) desenvolveu um estudo comparativo das normas sul-americanas de projetos sísmicos focado em critérios para projeto de edifícios. Nesse trabalho foram abordados critérios de projetos como: período de recorrência para o estabelecimento da solicitação sísmica; definição da zonificação sísmica; movimento de solo de projetos; definição da forma dos espectros de resposta de projeto; consideração da amplificação no solo; efeitos de liquefação; classificação do nível

de importância da estrutura; definição do sistema sismo-resistente; coeficientes de modificação de resposta; consideração de irregularidades estruturais e definição dos métodos permitidos de análise sísmica. Salienta-se que este trabalho apresenta algumas semelhanças com o objetivo da dissertação em questão, porém, aquele se desenvolve em uma linha mais conceitual e teórica, enquanto esta tende a uma discussão ligada a aspectos práticos da elaboração de projetos.

As principais referências internacionais de autores verificadas ao longo dessa dissertação tiveram como base em um trabalho inicial desenvolvido PEÑA (2012).

NAKANO (1990) desenvolveu a base conceitual de um projeto estrutural de uma edificação sismo-resistente, onde o cerne do lançamento estrutural de edifícios em concreto armado se concentra na ductilidade da estrutura. Foram revisadas as principais patologias em edificações em concreto armado e os critérios para a concepção e construção de um edifício com capacidade sísmica adequada.

BENTO et al. (2004) desenvolveu uma pesquisa para avaliar estruturas de edifícios de concreto armado com base em análises estáticas não lineares. Dentre as principais vantagens concluiu-se que através da análise estática não linear é possível definir informações acerca das resistências e das ductilidades das estruturas e ainda de permitir identificar as zonas da estrutura com dimensionamento deficiente.

GALÍNDEZ (2005) realizou um estudo de desempenho de pórticos de aço resistentes a momentos projetados de acordo com a norma colombiana NSR-98 fazendo uma análise estática e dinâmica não linear para encontrar as curvas de capacidade e fragilidade e calcular valores aproximados da resposta sísmica R para uma faixa de períodos e para diferentes níveis de demanda sísmica. Seu principal objetivo foi a comparação de diferentes metodologias de análise sísmica não linear e estabelecer quais as mais adequadas para a avaliação do desempenho sísmico.

MICHALIS et al. (2006) analisou a influência das irregularidades verticais no desempenho sísmico de uma estrutura plana de nove pavimentos. Dentre os tipos de irregularidades impostas à edificação foram verificados: Irregularidades na Rigidez, na Resistência, Combinação Rigidez-Resistência e Irregularidades na massa. O trabalho desenvolvido teve como objetivo principal a quantificação dos efeitos das irregularidades no desempenho sísmico através de análises dinâmicas utilizando um conjunto de acelerogramas.

FERNANDES (2007) estudou a utilização do EUROCODE 08 para o dimensionamento e avaliação sísmica de edifícios através de diferentes metodologias de análise presentes na norma: análise dinâmica linear, análise estática não linear e análise dinâmica não linear, utilizando o software SAP2000.

OLIVEIRA et al. (2007) desenvolveu um estudo que aborda o comportamento estrutural de edifícios em concreto armado composto por pórticos reticulados e paredes resistente de concreto armado, sujeitos à ação sísmica. No seu estudo foi identificado que apesar de ser prática comum a consideração de núcleos resistentes de concreto em regiões em torno da caixa de escada e elevadores, estruturalmente foi identificado que não é necessariamente a melhor solução.

DHAKAL et al. (2008) analisou as normas de projeto sísmico na Nova Zelândia, com o desenvolvimento de uma série de modelos alterando os diversos parâmetros do projeto sismo-resistente. O estudo desenvolvido concluiu que o fator de ductilidade estrutural R não se constitui em um guia confiável da deformação das rótulas plásticas.

INAN; KORKMAZ (2011) desenvolveu uma análise paramétrica das irregularidades estruturais com base nas considerações arquitetônicas da Turquia. O estudo desenvolvido visou à compreensão dos problemas em projetos em termos das irregularidades estruturais e demonstrar critérios importantes que podem ser utilizados no projeto arquitetônico, em acordo aos princípios básicos do projeto sismo-resistente. Os tipos de irregularidades estruturais foram analisados de acordo com o Código Sísmico da Turquia. As falhas no projeto arquitetônico relacionadas com a resistência sísmica dos edifícios foram apresentadas e sugeridas possíveis soluções para a uma boa concepção de edifícios sismo-resistentes.

CAPÍTULO 02: REVISÃO DOS CONCEITOS SISMOLÓGICOS FUNDAMENTAIS

2.1 Atividades Sísmicas no Brasil

O Brasil, com toda a sua extensão territorial, situa-se no centro da Placa Sul Americana, longe, portanto, das bordas da placa, onde se registram as atividades sísmicas mais intensas. As tensões tectônicas que podem conduzir a um terremoto são mens intensas no centro de uma placa que em suas bordas, fazendo com que um sismo de grandes proporções na região central das placas seja menos provável. Mesmo assim, o estágio atual de conhecimento sobre os estados de tensões nas placas tectônicas não permite que se descarte inteiramente a possibilidade da ocorrência de um sismo de grandes proporções no Brasil. Podendo ser levado em consideração para tanto, o fato de que já ocorreram vários terremotos notáveis em regiões onde, até então, nenhuma atividade sísmica havia sido registrada.

Exemplificando o exposto, a figura 2.1 apresenta os maiores sismos verificados no Brasil, entre o período de 1811 e 2008. Estes dados apresentados no mapa são provenientes do Banco de Dados do observatório sismológico da universidade de Brasília - SIS/UnB (SISBRA), o qual foi formado a partir da compilação de BERROCAL et. al. (1984), que contém os registros históricos e instrumentais dos sismos com epicentro no Brasil e regiões vizinhas, desde a colonização até o ano de 1981. Depois desta última data, ele vem sendo atualizado com os dados do Boletim Sísmico Brasileiro, publicado na Revista Brasileira de Geofísica e registrado junto ao banco de dados do grupo de pesquisa UFRN – USP.

Vale a pena ressaltar que grande parte dos registros sísmicos obtidos anteriores a 1981 estão baseados em extrapolações estatísticas.

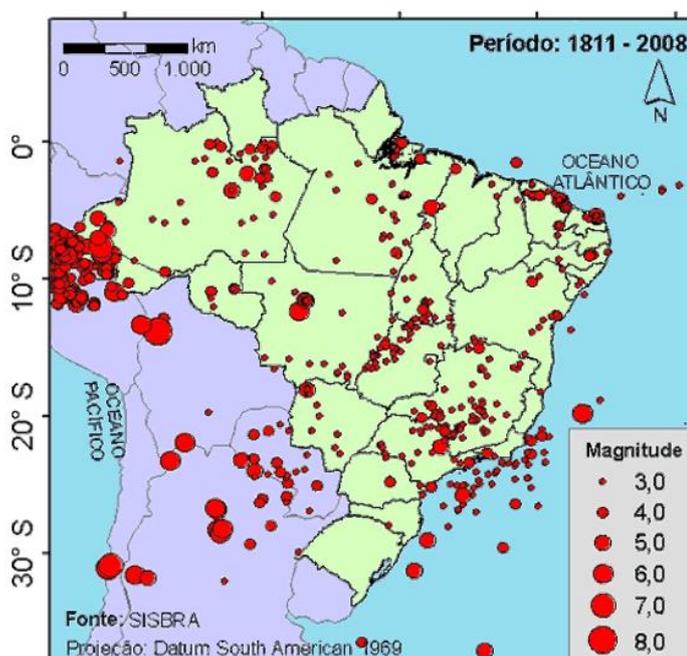


Figura 2.1 - Magnitude das principais ações sísmicas no Brasil (SISBRA: 2008)

Um dos sismos de maior magnitude já ocorridos no Brasil foi registrado no Estado de Mato Grosso em 1955, tendo apresentado um valor equivalente a 6,2 segundo a escala Richter. Este sismo foi registrado em mais de 100 estações sismológicas em todo o mundo e não teve consequências destrutivas por ter ocorrido em região desabitada. No Estado do Rio Grande do Norte a maior ação sísmica já registrada foi de 5,1 na escala Richter no ano de 1986.

Dentro do contexto sismológico brasileiro, devem ser também considerados os sismos induzidos pelo enchimento de barragens. O maior deles foi registrado em 1974, em Porto Colômbia e Volta Grande (MG/SP), com magnitude de 4,2. Estes sismos ocorrem após o enchimento de reservatórios, quando as forças tectônicas já acumuladas e próximas ao limite da ruptura são liberadas pelo "escorregamento" ao longo das falhas "lubrificadas" pela água.

HASUI; PONÇANO (1978) associam os sismos ocorridos no Brasil com os movimentos tectônicos de caráter global. Eles identificaram zonas de descontinuidade (geossuturas proterozóicas), que são zonas frágeis, nas quais as forças tectônicas agem dando origem aos sismos.

Esses sismos, mais do que qualquer outro fenômeno natural, demonstram o caráter dinâmico da Terra. O registro de milhares de terremotos em todo o mundo define e emoldura as várias placas que formam a casca rígida da Terra.

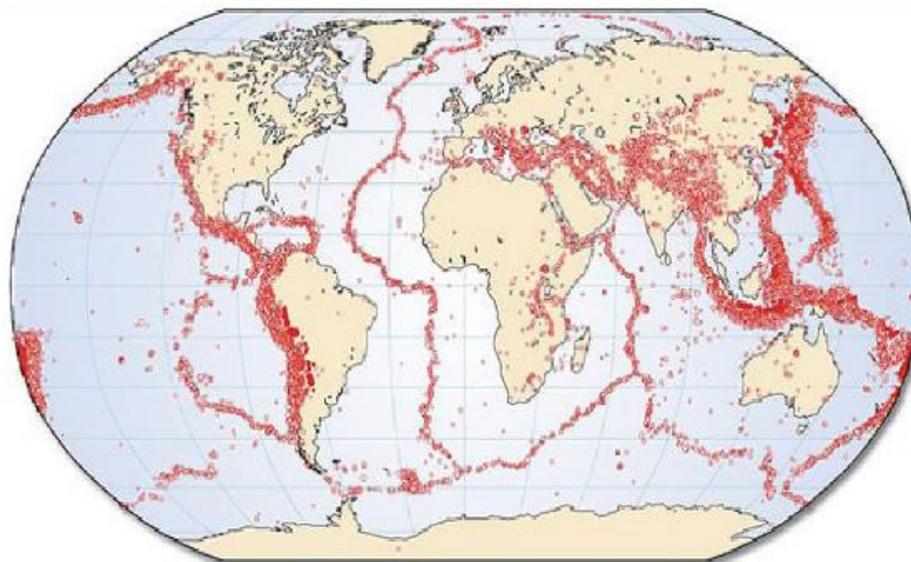


Figura 2.2 - Distribuição dos terremotos no globo (www.moho.iag.usp.br) , acessado em 20/01/2013.

É importante ser ressaltado que as placas tectônicas são recortadas por vários pequenos blocos com dimensões variadas. Estes recortes constituem as falhas tectônicas que funcionam como uma ferida que não cicatriza e que, apesar de serem bastante antigas, podem abrir a qualquer momento para liberar energia.

Na Figura 2.3 são representadas as principais placas tectônicas do mundo:

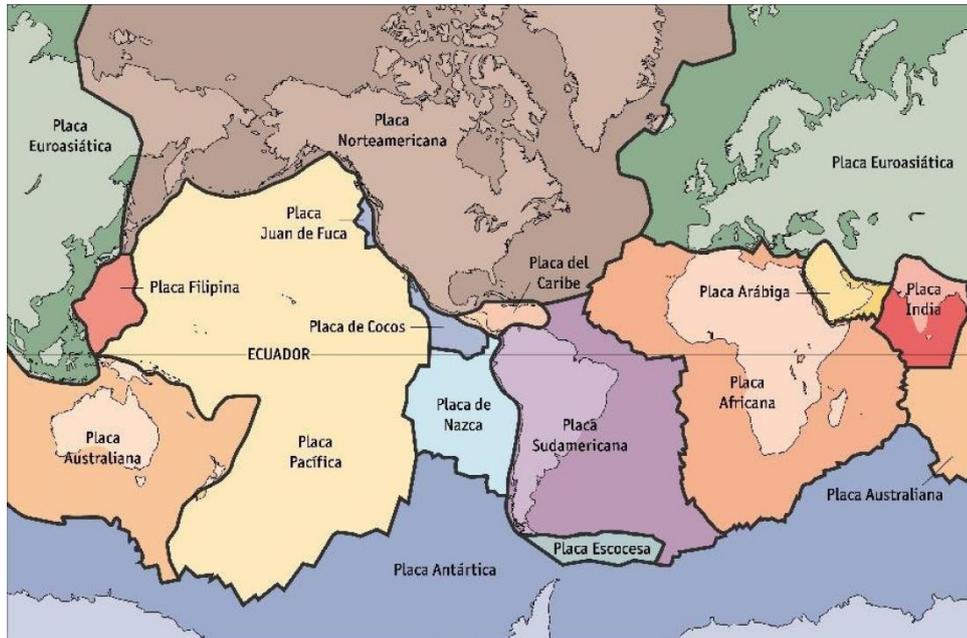


Figura 2.3 - Principais placas tectônicas do mundo (www.moho.iag.usp.br), acessado em 20/01/2013.

Para identificar as falhas tectônicas são necessários estudos de mapas topográficos, mapas geológicos, imagens de satélite, imagens de radar e inspeções in loco. SAADI (2002) realizou um estudo detalhado do território brasileiro que possibilitou a confecção do primeiro mapa identificando a localização de várias falhas tectônicas no território nacional como mostra a Figura 2.4, na qual foram identificadas 48 falhas-mestras no território nacional.

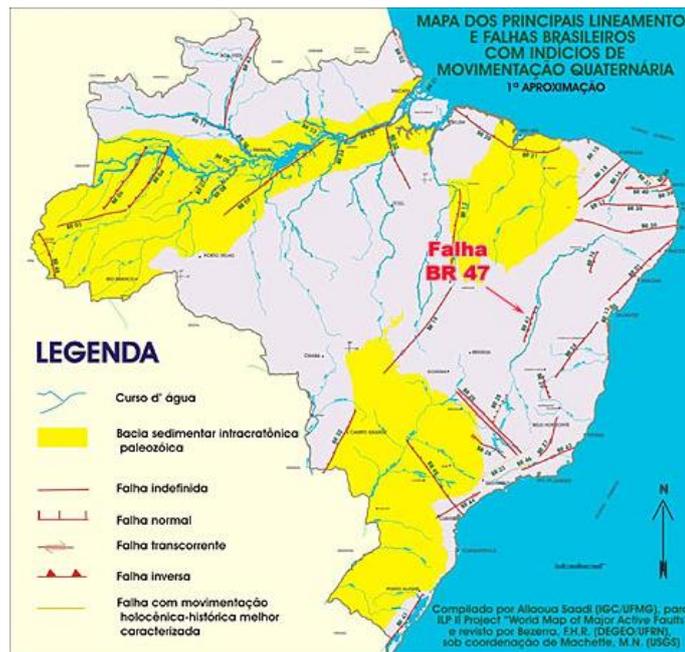


Figura 2.4 - Falhas mestras identificadas no Brasil (SAADI: 2002)

Nessa conjuntura, direcionando a análise do Brasil para o Nordeste, percebe-se que os Estados do Ceará e do Rio Grande do Norte estão situados em uma região cortada por um conjunto de falhas ativas, apresentando uma sismicidade contínua e expressiva em relação ao resto do país, merecendo, portanto, a atenção dos órgãos de pesquisa e vigilância na sua investigação e acompanhamento. Segundo BEZERRA (1999), a falha de Carnaubais é a mais extensa delas, abrangendo estes dois estados.

O Rio Grande do Norte apresenta ocorrências de atividades sísmicas com maior frequência e intensidade que a maioria das regiões brasileiras. Um exemplo de solicitações típicas no estado é apresentado no registro sísmográfico da figura 2.5 registrado pelo laboratório sísmológico da Universidade Federal do Rio Grande do Norte (UFRN).

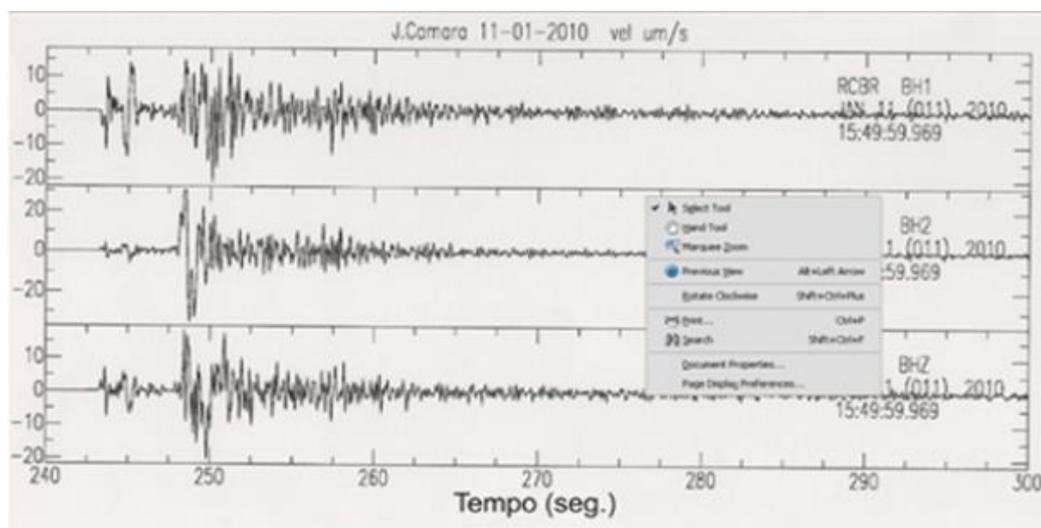


Figura 2.5 - Registro sísmográfico de solicitação sísmica no RN (IAG/USP: 2010)

Na figura 2.6 é apresentada esquematicamente uma das principais falhas geológicas verificadas no estado do Rio Grande do Norte.



Figura 2.6 - Principais falhas geológicas no RN (Portal G1:2008), acessado em 20/01/2013.

Essas solicitações, apesar da pequena intensidade, causaram diversas patologias na região como apresentadas na figura 2.7.



Figura 2.7 - Consequências das solicitações sísmicas em uma residência localizada em Poço Branco-RN (www.Tribuna do Norte: 2011), acessado em 20/01/2013.

Por fim, pode-se concluir que apesar de não ser alarmante, o nível de sismicidade brasileira precisa ser considerado em projetos de engenharia, sendo essenciais em determinados tipos de construções, como: centrais nucleares, grandes barragens e outras construções de grande porte, principalmente, nas construções situadas nas áreas de maior risco, como o Nordeste, Norte e Noroeste do Brasil.

2.1.1 Caracterização das Atividades Sísmicas no Brasil

De acordo com estudo realizado por SAADI (2002), verificou-se a existência de 48 falhas tectônicas no Brasil, locais, estes, que concentram as principais ocorrências sísmicas. Na figura 2.8 é apresentada uma ilustração atualizada, das falhas mais atualizadas obtidas em SAADI (2007).

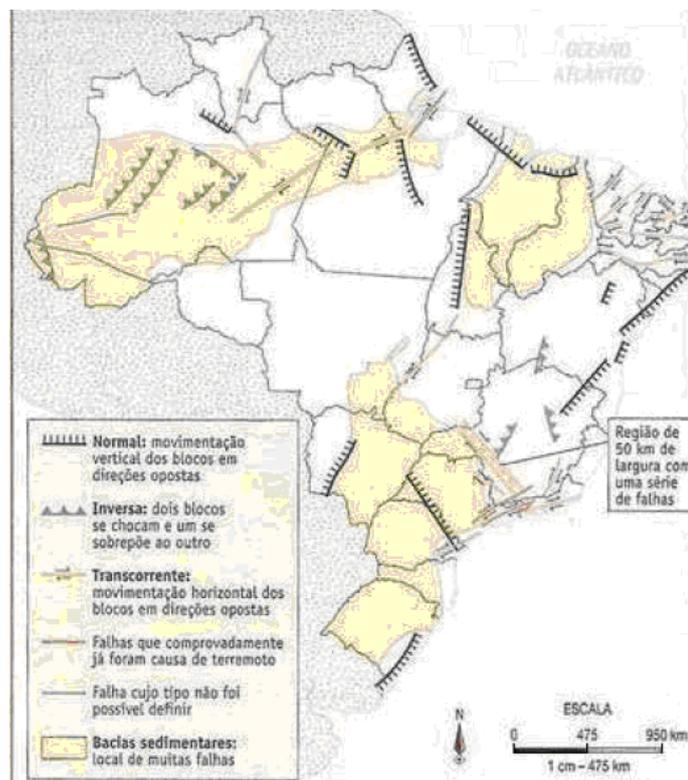


Figura 2.8 - Principais falhas tectônicas Brasileira (Saadi: 2007)

Porém, a fim de compreender melhor as atividades sísmicas no Brasil, faz-se necessário o conhecimento de que os sismos não decorrem apenas do acúmulo de pressões oriundas das forças tectônicas que atritam as bordas dos grandes conjuntos de rochas da crosta terrestre, as chamadas Placas Tectônicas. Segundo MONTARDO (2006), as principais ocorrências sísmicas no Brasil também estão ligadas aos seguintes processos:

a) difusão de vibrações de repercussão de terremotos profundos ao longo de fraturas ou rachaduras antigas das rochas. Esta é uma das principais razões difusoras de sismos e pode ocorrer em localizações diversas, como no litoral sudeste, no sul, centro de Minas Gerais e na Região Nordeste do Brasil.

Através do fenômeno de difusão de vibrações, em 13 de Novembro de 2005, um abalo sísmico ocorrido na Argentina atingiu pelo menos sete Estados Brasileiros. O terremoto ocorreu na região da província Santiago del Estero, no norte da Argentina, a mais de 500 km de profundidade, atingindo o número 6,7 graus na escala Richter. No Brasil, apesar de não ter causado danos, os tremores ficaram entre os pontos 2 e 3 da escala de Mercalli.



Figura 2.9 - Representação gráfica do fenômeno de difusão de vibrações ocorrido na Argentina (UOL: 2006), acessado em 20/01/2013.

b) por liberação de pressões acumuladas pela deformação de estruturas rochosas nas áreas internas de placas. Podendo ser observado nos Estados do Acre, Rondônia, Mato Grosso e no entorno do Pantanal.

c) por desabamentos de cavernas ou blocos de rochas originados pela ação de modificações químicas e físicas das rochas superficiais ou em pequena profundidade, quando em contato com água por um longo tempo, aquecimento pela radiação solar, ou devido às variações climáticas de temperaturas. Os lugares típicos no Brasil de ocorrência desses fenômenos relacionados às intempéries são: Brasília; Belo Horizonte; nas bordas do Planalto Meridional, em Caxias do Sul e em Santa Maria.

d) ligado a impactos de meteoritos, que são de ocorrência muito mais rara.

Por fim, é válido salientar que os abalos sísmicos que acontecem no Brasil têm características diferentes dos terremotos que ocorrem em outros locais do

mundo, em especial nos países que se encontram na zona denominada “cinturão de fogo”, como, por exemplo, o Japão, o Chile, o Peru e outros países, uma vez que nesses locais ocorre o encontro de duas ou mais placas tectônicas e as falhas existentes entre estas placas são, normalmente, os locais mais propícios para ocorrer terremotos mais intensos e de maiores magnitudes.

2.2 Principais Ações Sísmicas registradas no Brasil

2.2.1 Principais registros sísmicos registrados entre 1787-1973

ANO	MAG.	LOCALIZAÇÃO									
1767	3.5	VITORIA	1911	4.4	ITAPARICA	1951	4.7	OIAPOQUE	1969	4.1	PARAGUAI
1789	3.7	CANANEIA	1912	3.7	BR.JEQUIRICA	1954	3.0	JUNQUEIRO	1969	5.0	ATLANTICO
1808	4.8	ACU	1915	3.2	ITANHAEM	1955	6.1	FTE.VITORIA	1970	3.0	PORANGATU
1811	3.5	PORTO ALEGRE	1915	4.0	I.DAS FONTES	1955	6.2	SA. TOMBADOR	1970	3.4	C.DO CAJURU
1811	3.8	RECIFE	1917	3.7	RIO FUNDO	1957	4.9	SUL AMAZONAS	1970	3.5	S.C.CAPIBARI
1824	3.2	CAXAMBU	1917	4.3	RIO FUNDO	1957	7.8	SAO PAULO	1970	3.6	PORANGATU
1832	3.5	guapé	1917	4.5	CAMPOS	1959	3.2	FERN.PRESTES	1970	3.9	S.C.CAPIBARI
1839	3.0	CAMPANHA	1918	3.0	SAO PAULO	1959	3.5	PORTO DOS GA	1970	3.9	ALAGOINHA
1840	3.0	BOM SUCESSO	1918	3.7	RIO FUNDO	1960	4.9	W ACRE	1970	4.3	SA. DIVISOR
1854	3.7	TOUROS	1919	3.2	BOM SUCESSO	1960	4.9	NW DO ACRE	1970	4.5	BELEM
1855	3.5	S.J.M.GRANDE	1919	3.5	SANTO AMARO	1961	4.0	N AMAZONAS	1970	7.1	SAO PAULO
1861	4.4	LORENA	1919	3.5	S.B.DASLAJES	1962	3.2	R.DE JANEIRO	1971	3.0	CAPIV-CACHOE
1863	3.6	CAMPANHA	1919	3.6	SANTO AMARO	1963	3.9	LAJES	1971	3.0	RECIFE
1864	3.2	SAO LUIS	1919	3.8	ACUPE	1963	5.1	MANAUS	1971	3.5	PORANGATU
1871	3.7	ITAPICURU-M.	1919	4.2	M.RECONCAVO	1964	3.0	PONTEVILA	1971	3.5	C.DO CAJURU
1874	3.6	SOROCABA	1919	4.5	MARANGUAPE	1964	3.5	CARUARU	1971	3.6	ALTO GARCAS
1876	3.0	CAMBARA	1919	4.9	CORUMBA'	1964	3.5	CARUARU	1971	3.9	CAPIV-CACHOE
1879	3.5	CUIABA	1920	4.0	BOM SUCESSO	1964	3.5	VENEZUELA	1971	4.1	PARAGUAI
1879	4.3	NATAL	1922	5.1	MOGI GUACU	1964	4.5	RR/GUIANA	1971	6.6	SAO PAULO
1882	3.0	P. DE CALDAS	1922	7.9	MANAUS	1964	5.4	NW DE MS	1972	3.0	SW DE GOIAS?
1886	4.3	S.PEDRO-S.P.	1924	3.0	CARUARU	1965	3.3	IGARATINGA	1972	3.0	SAO MIGUEL
1887	3.0	PARANAGUA'	1927	3.0	PEREIRO	1965	4.5	W ACRE	1972	3.3	S. DA BAHIA?
1888	3.0	ACARAPE	1928	3.6	LACERDA	1965	4.9	SE DE RR	1972	3.4	JUNQUEIRO
1898	3.9	BLUMENAU	1928	4.0	ARACATI	1966	3.2	REG. FURNAS	1972	3.7	C. DO CAJURU
1899	3.5	PATOS	1928	6.9	XAPURI	1967	3.6	SAO GONCALO	1972	3.9	NORDESTE ?
1899	3.5	AMARGOSA	1929	6.9	RIO BRANCO	1967	3.8	CARUARU	1972	3.9	TUPARECE
1901	3.0	BOM SUCESSO	1931	6.2	CRUZ. DO SUL	1967	4.1	CUNHA	1972	4.8	CAMPOS
1903	3.9	BATURITE'	1935	3.7	BOM SUCESSO	1967	4.4	ACRE	1973	3.0	PARAZINHO
1905	4.7	XIQUE-XIQUE	1939	5.5	TUBARAO	1967	4.7	PARAGUAI	1973	4.3	PARAZINHO
1905	4.8	S. DO BONFIM	1941	4.4	RONDONOPOLIS	1967	5.1	PERU-BRASIL	1973	6.1	SAO PAULO
1906	3.2	CARANDAI'	1941	6.5	SAO PAULO	1967	6.3	MANAUS			
1906	4.2	CORUMBA'	1942	3.0	GRANJA	1967	6.8	AC			
1909	3.0	ALCANTARA	1946	3.0	GUAXUPE'	1968	3.0	PEREIRO			
			1946	4.6	CANANEIA	1968	3.0	FARIAS BRITO			
			1947	3.0	P. DE CALDAS	1968	3.2	JUNCO			
			1947	3.5	PT. MURTINHO	1968	3.5	SALAO			
			1947	7.3	CRUZ.DO SUL	1968	4.1	PEREIRO			
			1948	3.0	EMBIARA	1968	4.1	PARAGUAI			
			1948	7.3	XAPURI	1968	4.6	PEREIRO			
			1949	3.9	LAJES	1968	4.9	W DO ACRE			
			1949	5.0	OIAPOQUE						
			1950	3.0	JOAO CAMARA						
			1950	3.9	P. DE CALDAS						
			1950	8.3	SAO PAULO						

Tabela 2.1 - Solicitações sísmicas ocorridas entre 1798-1973 no Brasil (USP-UFRN-UnB)

2.2.2 Principais registros sísmicos registrados entre 1974-1986

ANO	MAG.	LOCALIZAÇÃO									
1974	3.0	CONC.ALAGOAS	1978	3.0	NUPORANGA	1982	3.0	PLATAFORMA	1985	3.0	IGARATA'
1974	3.0	SALV.DO SUL	1978	3.3	RIO VERMELHO	1982	3.0	PARANAN	1985	3.3	ARGENTINA
1974	3.2	CONC.ALAGOAS	1978	3.5	JI-PARANA	1982	3.1	P. DE CALDAS	1985	3.5	PALMEIROPOL.
1974	3.3	S.L. DO CURU	1978	3.7	SANTA CRUZ	1982	3.1	FELIXLANDIA	1985	3.6	PALMEIROPOL.
1974	3.4	1100KM BDF	1979	3.0	PARAGUAI	1982	3.2	ARAXA'	1985	5.3	PARAGUAI
1974	3.5	CONC.ALAGOAS	1979	3.0	PLAT. CONT.	1982	3.2	ITAOBIM	1986	3.0	JEQUIE'
1974	3.6	TORITAMA	1979	3.0	PARAIBUNA	1982	3.2	FURNAS	1986	3.0	JOAO CAMARA
1974	3.7	TUPARECE	1979	3.5	RUBIATABA	1982	3.4	PICADINHA	1986	3.1	PALMEIROPOL.
1974	3.9	GUIANA/RR	1979	3.5	ATLANTICO	1982	3.5	PLAT. CONT.	1986	3.2	CAJAZEIRAS
1974	4.2	CONC.ALAGOAS	1979	3.7	PRIM.DE MAIO	1982	3.5	BOLIVIA/MT	1986	3.2	FORMOSO
1974	4.2	NE ARGENTINA	1979	4.0	PARAGUAI	1982	3.5	PLATAFORMA	1986	3.3	CARATINGA
1974	4.4	ATLANTICO	1979	4.1	OU 4.55 60.8	1982	3.6	PAULO AFONSO	1986	3.3	R. ARIPUANA
1975	3.5	PLAT. CONT.	1980	3.1	MARAJO'	1982	3.8	PLATAFORMA	1986	3.5	F.DE NORONHA
1975	3.5	COLOMBIA/AM	1980	3.4	MANAUS	1982	4.9	PARAGUAI	1986	3.5	PARAGUAI
1975	3.7	VENEZUELA/RR	1980	3.5	OC.ATLANTICO	1982	5.9	SAO PAULO	1986	3.6	JOAO CAMARA
1975	4.1	N RONDONIA	1980	3.5	SUL DO PARA'	1983	3.0	PALMARES	1986	3.6	PORT.GAUCHOS
1975	4.4	LESTE AM	1980	3.6	SA.S.VICENTE	1983	3.0	MANHA	1986	3.6	JOAO CAMARA
1975	4.4	NE ARGENTINA	1980	3.8	FORMOSA,ARG.	1983	3.1	TUPARECE	1986	3.7	ARAGUAPAZ
1976	3.0	TIBAGI	1980	4.7	REDENCAO	1983	3.2	OURO PRETO	1986	3.7	JOAO CAMARA
1976	3.0	IBARETAMA	1980	4.8	W AMAZONAS	1983	3.2	COCOS	1986	3.8	RIO TEFÉ'
1976	3.2	C. CAJURU	1980	5.2	PACAJUS	1983	3.5	PALMARES	1986	5.1	JOAO CAMARA
1976	3.2	ITAPETINGA	1981	3.0	1000KM BDF	1983	3.5	CODAJAS			
1976	3.4	IELM.MARINHO	1981	3.1	ALFENAS	1983	3.5	CARUARU			
1976	3.4	IBICARAI'	1981	3.1	FLORESTA	1983	3.6	OURO PRETO			
1976	3.5	PRIM.DE MAIO	1981	3.2	OURO PRETO	1983	3.7	130KM NW TUC			
1976	3.5	IBARETAMA	1981	3.2	RONDONOPOLIS	1983	4.0	GUIANA FRAN.			
1976	3.5	IBICARAI'	1981	3.3	PASSOS	1983	4.8	PARAGUAI			
1976	3.7	ITAPIRAPUAN	1981	3.4	AM/PERU	1983	5.5	CODAJAS			
1976	3.7	B. CAPIVARA	1981	3.6	PACAJUS	1983	6.4	SAO PAULO			
1976	3.7	IBICARAI'	1981	3.7	PLAT. CONT.	1984	3.0	SAO MIGUEL			
1976	3.7	PRIM.DE MAIO	1981	3.8	PACAJUS	1984	3.0	VESPASIANO			
1976	3.9	IBICARAI'	1981	3.8	PORT.GAUCHOS	1984	3.0	SIDROLANDIA			
1976	3.9	PRIM.DE MAIO	1981	3.9	ALMEIRIM	1984	3.0	CARANDAI'			
1976	4.0	BALBINA				1984	3.0	TUPARECE			
1976	4.6	SE RORAIMA				1984	3.1	S. TERESINHA			
1976	6.5	SAO PAULO				1984	3.2	B. DO GARCA			
1977	3.3	PARAIBUNA				1984	3.2	CORAC. JESUS			
1977	3.5	PLAT. CONT.				1984	3.3	PARAGUAI			
1977	3.6	RIACHUELO				1984	3.3	N. PORANGATU			
1977	3.7	JANAUBA				1984	3.4	OURO PRETO			
1977	3.9	IBARETAMA				1984	3.7	PLAT. CONT.			
1977	4.8	N.I.MARAJO				1984	3.7	GRADAUS			
1977	6.3	SAO PAULO				1984	3.8	PASSOS			
						1984	3.8	CARUARU			
						1984	6.5	NORDESTE			

Tabela 2.2 - Solicitações sísmicas ocorridas entre 1974-1986 no Brasil (USP-UFRN-UnB)

2.2.3 Principais registros sísmicos registrados entre 1987-1996

ANO	MAG.	LOCALIZAÇÃO	ANO	MAG.	LOCALIZAÇÃO	ANO	MAG.	LOCALIZAÇÃO	ANO	MAG.	LOCALIZAÇÃO
1987	3.0	ITAPAJÉ	1988	3.8	RIO JATAPU	1989	4.5	PALHANO	1992	3.6	SACRAMENTO
1987	3.0	PLAT. CONTIN	1988	3.8	JUNDIA'	1989	4.9	ACRE	1992	3.7	BARBACENA
1987	3.0	S.FELIX XIN.	1988	3.9	GROAIRAS	1989	5.0	JOAO CAMARA	1992	4.7	MARGEM CONT.
1987	3.1	CORDISBURGO	1988	3.9	JOAO CAMARA	1989	5.6	PARAGUAI	1993	3.0	JOAO CAMARA
1987	3.2	LAGOA SANTA	1988	3.9	PALHANO	1989	5.9	CRUZEIRO SUL	1993	3.1	FORMIGA
1987	3.5	P. GAUCHOS	1988	4.0	P. GAUCHOS	1989	6.4	FEIJÓ	1993	3.2	MARGEM CONT.
1987	3.6	PLAT. CONTIN	1988	4.1	GROAIRAS	1990	3.0	JOAO CAMARA	1993	3.2	ITAGUARA
1987	3.7	ATLANTICO	1988	4.2	PALHANO	1990	3.0	PARANA	1993	3.3	CARUARU
1987	3.8	JOAO CAMARA	1988	4.9	URUGUAI	1990	3.1	MANGA	1993	3.3	JANUARIA
1987	3.9	P. GAUCHOS	1989	3.0	MORRO AGUDO	1990	3.1	ENCRUZILHADA	1993	3.5	CAPELA
1987	6.5	SAO PAULO	1989	3.0	COCALINHO	1990	3.1	MARGEM CONT.	1993	3.6	MARGEM CONT.
1988	3.0	PARAGUAI	1989	3.1	PLATAFORMA	1990	3.2	JOAO CAMARA	1993	3.6	ITAGUARA
1988	3.1	PEDRO II	1989	3.2	NUPORANGE	1990	3.6	NATIVIDADE	1993	3.9	SERRA CARAJAS
1988	3.2	PTO. GAUCHOS	1989	3.2	CAMPO B. SUL	1990	3.7	JOAO CAMARA	1993	4.1	ARUANA
1988	3.3	PALHANO	1989	3.2	PLATAFORMA	1990	4.0	CRUZEIRO SUL	1994	3.0	N.S. RAFAEL
1988	3.4	JOAO CAMARA	1989	3.2	FRECHEIRINHA	1990	4.2	SACRAMENTO	1994	3.0	BRUMADINHO
1988	3.4	PARAGUAI	1989	3.4	PLATAFORMA	1990	5.2	MARGEM CONT.	1994	3.4	MARGEM CONT.
1988	3.4	PALHANO	1989	3.4	D. INDAIA	1991	3.0	ENCRUZILHADA	1994	3.5	CASCAVEL
1988	3.5	ARAGUATINS	1989	3.4	MARIANA	1991	3.0	MARGEM CONT.	1994	3.5	JOAO CAMARA
1988	3.7	PLAT. CONTIN	1989	3.4	SACRAMENTO	1991	3.0	S. PEDRO TURVO	1995	3.0	NOVA PONTE
1988	3.7	P. GAUCHOS	1989	3.6	PORANGATU	1991	3.2	SÃO DOMINGOS	1995	3.1	MARGEM CONT.
1988	3.7	PALHANO	1989	3.6	JOAO CAMARA	1991	3.5	JOAO CAMARA	1995	3.1	IGARATINGA
1988	3.8	P. PRUDENTE	1989	3.6	RIO ARIPUANA	1991	4.9	TAPERUABA	1995	3.1	VAZANTE
1988	3.8	S.JOSE ANAUA	1989	3.7	IBIACI	1992	3.0	JAGUAQUARA	1995	3.4	GROAIRAS
			1989	3.7	PALHANO	1992	3.0	R. DAS NEVES	1995	3.5	NOVA PONTE
			1989	3.8	NATIVIDADE	1992	3.1	IEPE	1995	3.5	CASCAVAL
			1989	3.8	RIO CUIUNI	1992	3.1	BARBACENA	1995	3.7	CONSUL
			1989	3.8	PALHANO	1992	3.2	IMBAY	1995	3.7	MONTES CARLOS
			1989	3.9	JOAO CAMARA	1992	3.2	MARGEM CONT.			
			1989	3.9	PALHANO	1992	3.2	JOAO CAMARA			
			1989	4.0	CHAVES	1992	3.2	P. PRUDENTE			
			1989	4.1	PALHANO	1992	3.2	RECONCAVO			
						1992	3.3	CRUCILANDIA			
						1992	3.4	MARGEM CONT.			

Tabela 2.3 - Solicitações sísmicas ocorridas entre 1987-1996 no Brasil (USP-UFRN-UnB)

2.2.4 Principais registros sísmicos registrados entre 1996-2000

ANO	MAG.	LOCALIZAÇÃO	ANO	MAG.	LOCALIZAÇÃO	ANO	MAG.	LOCALIZAÇÃO
1996	3.1	MARGEM CONT.	1998	3.2	ARAGUAIANA	1999	4.0	CACHOEIRA
1996	3.2	ALTO GARCAS	1998	3.2	MARGEM CONT.	2000	3.0	CASCAVEL
1996	3.2	OURO PRETO	1998	3.3	PAIAGUAS	2000	3.0	SENADOR SÁ
1996	3.4	AREIOPOLIS	1998	3.4	MARGEM CONT.	2000	3.0	PACAJUS
1996	3.4	GURUPI	1998	3.4	PAIAGUAS	2000	3.1	CASCAVEL
1996	3.4	ARAGUAIANA	1998	3.4	MELEIRO	2000	3.1	PACAJUS
1996	3.6	JACUI	1998	3.5	PAIAGUAS	2000	3.2	LUCIARA
1996	4.0	MARGEM CONT.	1998	3.5	TUCURUI	2000	3.2	RUBIM
1996	4.0	TABAPORA	1998	3.5	S. CACHIMBO	2000	3.2	SENADOR SÁ
1996	4.2	ATLANTICO SUL	1998	3.6	PAIAGUAS	2000	3.2	MARGEM CONT.
1997	4.6	ARAGUAIANA	1998	3.8	CAPELINHA	2000	3.3	CASCAVEL
1997	3.0	MOZARLANDIA	1998	3.9	PTO. GAUCHOS	2000	3.3	MIRANDA
1997	3.0	SENADOR SÁ	1998	4.0	CASCAVEL	2000	3.4	POCONÉ
1997	3.0	ARAGUAIANA	1998	4.1	NOVA PONTE	2000	3.4	GURUPI
1997	3.1	CASCAVEL	1998	5.2	PTO. GAUCHOS	2000	3.4	CATIGUA
1997	3.1	FRECHEIRINHA	1998	5.3	MARGEM CONT.	2000	3.5	CASCAVEL
1997	3.2	XINGU	1999	3.0	JOAO CAMARA	2000	3.5	PTO. GAÚCHO
1997	3.2	SENADOR SÁ	1999	3.0	CARUARU	2000	3.7	CANGAS
1997	3.2	CASCAVEL	1999	3.1	PTO. GAUCHOS	2000	4.1	PITOMBEIRAS
1997	3.3	LIMEIRA	1999	3.1	MARGEM CONT.	2000	4.2	S. SEBASTIÃO
1997	3.3	PORANGATU	1999	3.4	ITAI	2000	5.8	CRUZEIRO SUL
1997	3.5	GUAPÉ	1999	3.4	NATIVIDADE			
1997	3.5	CASCAVEL	1999	3.5	PORANGATU			
1998	6.1	PAIAGUAS	1999	3.5	MONTES CLARO			
1998	3.0	P. LEOPOLDO	1999	3.6	MARGEM CONT.			
1998	3.0	ARUANA	1999	3.7	PTO. GAUCHOS			
1998	3.0	RONDONOPOLIS						
1998	3.0	MEDINA						
1998	3.1	TUCURUI						
1998	3.1	JAGUARARI						
1998	3.1	MARGEM CONT.						
1998	3.1	PAIAGUAS						

Tabela 2.4 - Solicitações sísmicas ocorridas entre 1996-2000 no Brasil (USP-UFRN-UnB)

2.2.5 Principais registros sísmicos registrados entre 2000-2007

Na tabela 2.5 podem ser verificados de forma resumida os sismos registrados no Brasil, com magnitude igual ou superior a 3.0 na escala Richter, no período de 2000 a 2007.

ANO	MAG.	LOCALIZAÇÃO	ANO	MAG.	LOCALIZAÇÃO
2001	3.0	JAGUARARI	2005	2.0	TREMEMBE
2001	3.0	MARGEM CONT.	2005	2.2	PLATAFORMA CONT.
2001	3.1	IGARATINGA	2005	2.9	BEBEDOURO
2001	3.1	JAGUARARI	2005	3.0	MARGEM CONT.
2001	3.3	QUIXERAMOBI	2005	3.0	ANHUMAS
2001	3.4	PIRAPORA	2005	3.1	BENEDEIRAS
2001	3.7	CASCAVEL	2005	3.3	NOVA LIMA
2001	3.7	BALBINA	2005	5.0	PTO. GAÚCHO
2001	3.9	MARGEM CONT.	2006	3.0	S.J. RIO PARDO
2002	3.0	PIUM	2006	3.0	IRAPE
2002	3.0	STO. AMARO	2006	3.1	CASCAVEL
2002	3.1	PIUM	2006	3.2	REGENTE FEIJO
2002	3.3	SANTA ROSA	2006	3.3	TELEM. BORBA
2002	3.4	ITAGUARA	2006	3.4	SÃO BRAS
2002	3.6	AMARGOSA	2006	3.6	SÃO CAETANDO
2002	3.7	MARGEM CONT.	2006	3.6	MARGEM CONT.
2002	3.7	STO. AMARO	2006	4.0	SÃO CAETANDO
2002	3.7	REDENCAO	2006	4.0	PLATAFORMA CONT.
2002	3.8	CARUARU	2006	4.1	TELEM. BORBA
2002	3.0	Parana (IAG,UnB)	2006	5.2	CAIENA
2003	3.0	CORRENTINA	2007	3.2	TABULEIRO GRANDE
2003	3.1	MARGEM CONT.	2007	3.4	CARUARU
2003	3.2	AREADO	2007	3.5	PLATAF. CONT.
2003	3.3	MARGEM CONT.	2007	3.5	PRATINHA
2003	3.4	JOAO CAMARA	2007	3.8	ITACARAMBI
2003	3.4	MARGEM CONT.	2007	3.9	SÃO CAETANO
2003	3.5	MARGEM CONT.	2007	4.7	ITACARAMBI
2003	3.6	PTO. MURTINHO	2007	5.2	FERNANDO DE NORONHA
2003	3.6	PARANA	2007	5.2	PLATAF. CONT.
2003	3.7	RONDONOPOLIS	2007	6.1	AMAZONAS
2003	3.9	ARAGUAIA			
2003	4.1	MARGEM CONT.			
2003	6.3	AMAZONAS			
2004	3.0	PAIAGUAS			
2004	3.0	CHOROZINHO			
2004	3.1	BELO JARDIM			
2004	3.2	ICO			
2004	3.2	ARACATUBA			
2004	3.2	BARAO MELGACO			
2004	3.9	MARGEM CONT.			

Tabela 2.5 - Solicitações sísmicas ocorridas entre 2000-2007 no Brasil (USP-UFRN-UnB)

2.2.6 Principais Registros sísmicos registrados entre 2008-2012

Na tabela 2.6 podem ser verificados de forma resumida os sismos registrados no Brasil, com magnitude igual ou superior a 3.0 na escala Richter, no período de 2000 a 2007.

ANO	MAG.	LOCALIZAÇÃO	ANO	MAG.	LOCALIZAÇÃO
2008	3.1	UBERABA	2010	3.2	COLINAS DO SUL
2008	3.1	CAXIAS DO SUL	2010	3.2	MUTUIPE
2008	3.3	GARIBALDI	2010	3.3	ICARAIDE
2008	3.4	BARAO MEGALCO	2010	3.3	GETULINA
2008	3.6	SOBRAL	2010	3.5	TAIPU
2008	3.9	PLATAFORMA CONT.	2010	3.5	PTO. GAÚCHOS
2008	3.9	SOBRAL	2010	3.5	CAXIAS DO SUL
2008	4.0	ITACARAMBI	2010	3.5	XINGU
2008	4.2	SOBRAL	2010	3.6	BELO HORIZONTE
2008	5.2	PLATAFORMA CONT.	2010	3.7	SÃO DOMINGOS
2009	3.0	PTO. GAÚCHO	2010	4.1	PLATAFORMA CONT.
2009	3.0	PRES. FIGUEIRO	2010	4.1	REDENCAO
2009	3.1	PTO. GAÚCHO	2010	4.2	ESTRELA DO NORTE
2009	3.2	PEIXE	2010	4.3	TAIPU
2009	3.4	ALCANTARAS	2010	4.9	IPIXUNA
2009	3.4	PARAIBUNA	2010	5.0	ESTRELA DO NORTE
2009	3.5	XINGU	2010	5.0	ACRE
2009	4.0	PLATAFORMA CONT.	2011	3.1	CAXIAS DO SUL
2009	4.7	COXIM	2011	3.1	ESTRELA DO NORTE
2009	5.7	ACRE	2011	3.1	PETROLINA
2009	6.4	ROCHEDO	2011	3.2	ALINCADO
			2011	3.2	MONTES CLAROS
			2011	3.2	IJACI
			2011	3.3	BREJINHO NAZARÉ
			2011	3.3	PLATAFORMA CONT.
			2011	3.4	ESTRELA NORTE
			2011	3.4	NOVA LIMA
			2011	3.5	ESTRELA NORTE
			2011	3.6	FELISBUGO
			2011	4.0	TROMBAS
			2012	3.0	MONTES CLAROS
			2012	3.1	PLATAFORMA CONT.
			2012	3.2	ESTRELA DO NORTE
			2012	3.2	PARAIBUNA
			2012	3.6	ARAGUAIA
			2012	4.0	MONTES CLAROS

Tabela 2.6 - Solicitações sísmicas ocorridas entre 2008-2012 no Brasil (USP-UFRN-UnB)

2.3 Caracterização das Atividades Sísmicas no Rio Grande do Norte (RN)

Monitoramentos efetuados pela equipe de Sismologia do Departamento de Física Teórica e Experimental (DFTE/UFRN) tem evidenciado que os epicentros ocorridos no RN estão concentrados próximos aos limites do seu território ou no interior da Bacia Potiguar Amaral:2000 apud Takeya et al. (1989), Amaral:2000 apud Ferreira et al. (1995). Os mesmos autores também afirmam que os estudos sismológicos desenvolvidos indicam que a distribuição da sismicidade não é aleatória.

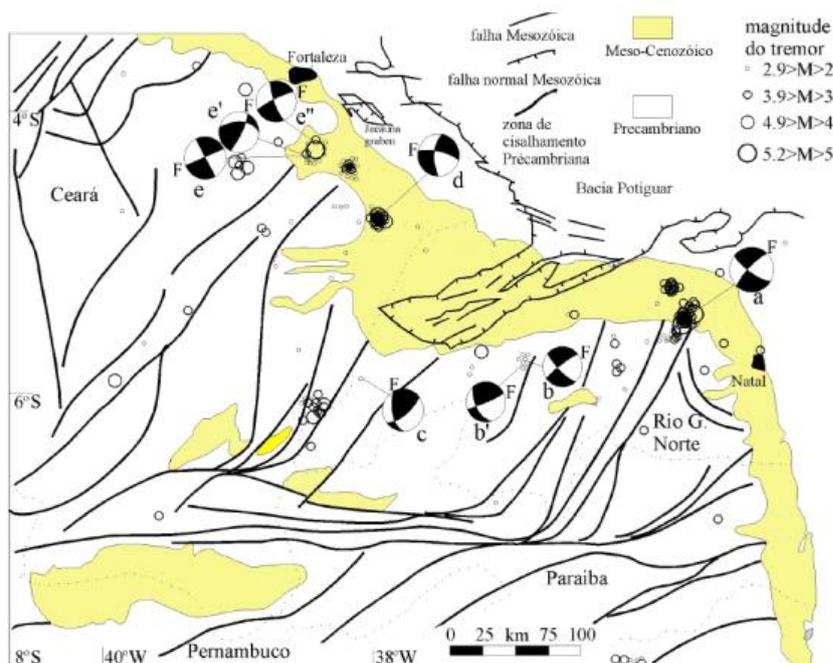


Figura 2.10 - Registros da sismicidade e mecanismos focais no Nordeste Oriental. (Amaral; 2000)

Dentro deste contexto, uma análise realizada entre a análise geológico-estrutural regional e o quadro sismológico nas cidades de João Câmara e São Rafael desenvolvidas por Amaral:2000, levou às seguintes conclusões:

- João Câmara - Trata-se da principal área sísmica da região e do país, com o maior acervo de dados instrumentais, caracterizando uma falha NE transcorrente dextral com componente extensional, que se refere a uma falha no bloco com movimento das placas se aproximando entre si. A evolução da sismicidade, com o tempo, permitiu o registro ímpar da nucleação e desenvolvimento de uma falha, cognominada de Falha Sísmica de Samambaia -FSS- Amaral:2000 apud Takeya et al. (1989).

- São Rafael - Apresenta eventos sísmicos também alinhados segundo a direção NE. A solução de mecanismo focal indica tratar-se de uma falha com rejeito transcorrente dextral Amaral:2000 apud Ferreira (1997). A relação do nível d'água da Barragem Armando Ribeiro Gonçalves foi usada como argumento por Amaral:2000 apud Ferreira et al. (1995) e Amaral:2000 apud Nascimento (1997) para os terremotos nesta região, referindo tratar-se de sismicidade induzida.

Segundo Amaral:2000 apud Assumpção (1990), a transição crosta-continental oceânica gera esforços tracionais na crosta continental perpendicular à linha de costa. Esses seriam superpostos aos esforços compressivos E-W devidos ao empurrão da cadeia Meso Atlântica. Este modelo tanto explicaria os eventos observados nas bordas da Bacia Potiguar, como também a baixa atividade sísmica ao longo da costa leste do Nordeste Brasileiro.

Para a região de João Câmara, Amaral:2000 apud Ferreira et al (1987), através da solução de mecanismo focal, estabeleceram a existência de uma falha sísmica (Falha Sísmica de Samambaia - FSS). Esta falha tem uma direção N40°E com mergulho forte (acima de 70°) para W, movimento transcorrente dextral e pequena componente normal. Posteriormente, Amaral:2000 apud Takeya (1992) confirmou sua existência. Relata que ela trunca as foliações brasileiras, concluindo que se trata de vários segmentos de falha. Para esses autores, a atividade sísmica atual de João Câmara representa reativações ao longo de antigas zonas de fraqueza, durante a evolução do continente.

Por fim, Amaral:2000 apud Torres (1994), realizou estudos neotectônicos regionais que abrangeram desde o litoral norte do Estado do Rio Grande do Norte até a região imediatamente ao sul da borda da Bacia Potiguar. Levando em conta o fato de não ter percebido nenhuma estrutura contínua ao longo da faixa dos sismos de João Câmara, concluiu que a FSS trata-se de uma série de rupturas sísmicas em processo de formação. Propôs, para explicar a sismicidade atual no Nordeste, um sistema de falhas tipo Riedel, de direção E-W, onde os principais componentes seriam o Lineamento Fernando de Noronha e o Lineamento Lages. O autor, em suas conclusões, destacou que as falhas E-W, em torno de N-S e N60°E, são as principais falhas ativas, controlam a morfologia da região e exercem o mais importante papel dentro do contexto sísmico.

2.4 Mecanismos de Formação da Ação Sísmica

O estudo detalhado dos terremotos e dos respectivos mecanismos de geração é um dos objetivos básicos da Sismologia. Segundo Belles et al. (1975), um sismo é um fenômeno de vibração brusca da superfície da Terra resultante de uma das seguintes causas:

- a) Tectônicas: provocados pelos deslocamentos internos da crosta terrestre.
- b) Vulcânicas: provocados por explosões de gases, expulsão violenta de lava e pelos deslocamentos de terra presente durante as erupções vulcânicas.
- c) Devido a desabamentos: provocados pelo desabamento de cavernas existentes em rochas solúveis, como calcários.
- d) Artificiais: provocados pela ação humana, como, por exemplo, os originados por explosões acidentais ou explosões nucleares, os induzidos pelo enchimento do reservatório de barragens, etc.
- e) Outros: decorrentes de movimentos superficiais do terreno (como deslizamento), provocados pela queda de meteoritos, etc.

Outros conceitos importantes são de que o ponto do interior da Terra onde se origina o terremoto denomina-se hipocentro ou foco e o epicentro, ponto na superfície terrestre onde ele a alcança com maior intensidade.

O sismo tectônico ocorre com o lento movimento da placa litosférica, da ordem de alguns centímetros por ano, a qual gera uma acumulação de energia em vários pontos, principalmente perto de suas bordas. As tensões acumuladas podem ser compressivas ou distensivas, dependendo da direção de movimentação relativa entre as placas. Quando atingem o limite da resistência das rochas, ocorre uma ruptura. O movimento repentino entre os blocos de cada lado da ruptura geram vibrações que se propagam em todas as direções, onde o plano de ruptura forma o a falha geológica. Os terremotos podem ocorrer no contato entre duas placas litosféricas (caso mais frequente) ou no interior de uma delas como demonstrado na figura 2.11, sem que a ruptura atinja a superfície.

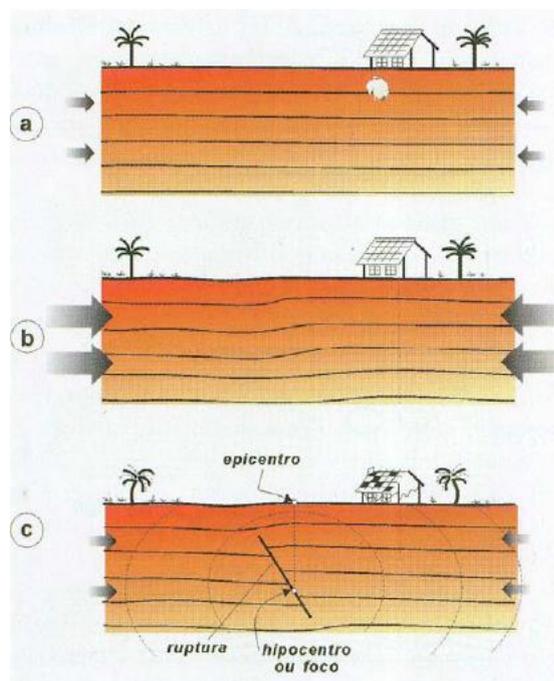


Figura 2.11 - Geração de um sismo por acúmulo e liberação de esforços em uma ruptura (TEIXEIRA; 2000)

Como pode ser observado na figura 2.11, a crosta terrestre está sujeita a tensões (situação a) compressivas, que se acumulam lentamente, deformando o solo (situação b). Quando o limite de resistência do solo é atingido, ocorre uma ruptura com um deslocamento abrupto, gerando vibrações que podem se propagar em todas as direções (situação c).

Geralmente o deslocamento (ruptura) se dá apenas em parte de uma fratura maior pré-existente (falha geológica). A maior parte dos sismos ocorre nas fronteiras entre placas tectônicas, ou em falhas entre dois blocos rochosos. Entre os efeitos dos sismos estão a vibração do solo, abertura de falhas, deslizamentos de terra, tsunamis, mudanças na rotação da Terra, mudanças no eixo terrestre, além de efeitos deletérios em construções.

O globo terrestre é dividido em 12 placas tectônicas principais e várias secundárias. O movimento das placas provoca forças geológicas nas rochas que se comportam como corpos elásticos e acumulam energia de deformação.

As placas tectônicas sustentam os continentes e os oceanos. Impulsionadas pelo movimento do magma incandescente no interior da Terra, as principais placas se chocam, afastam-se uma das outras e afundam alguns milímetros por ano, alternando suas dimensões e modificando o contorno do relevo terrestre.

Por estarem em constante movimento, as placas tectônicas se chocam ou deslizam uma em relação a outra. Na maior parte do tempo, o deslocamento vertical das placas é contido pelo atrito entre suas bordas, o que causa um imenso acúmulo de energia nessas extremidades. Os abalos sísmicos acontecem quando a tensão vence a resistência e as rochas se rompem, liberando subitamente essa energia acumulada. As ondas sísmicas propagam em todas as direções e sua intensidade depende da quantidade de energia liberada através dessas ondas.

A representação mais detalhada dos movimentos tectônicos é detalhada por ASHRAE(2011), segundo a figura 2.12.

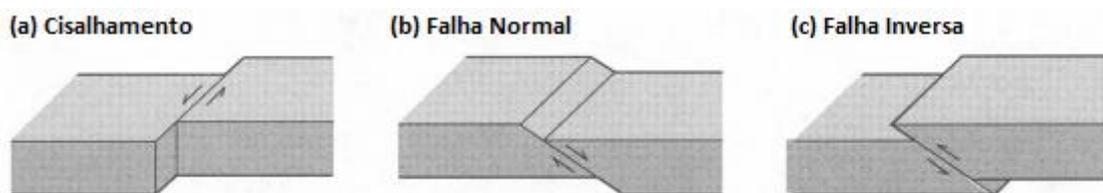


Figura 2.12 - Movimentos placas tectônicas (ASHRAE, Practical Guide to Seismic Restraint: 2011)

2.5 Propagação de Ondas Sísmicas em Meios Elásticos

Como visto, a origem dos terremotos advêm de uma ruptura brusca em um ponto da crosta terrestre, em decorrência do acúmulo de tensões, devido aos deslocamentos relativos ao longo de uma falha geológica.

Apesar dos tipos de movimentos sísmicos divergirem em três movimentos distintos, existe um elemento comum aos mesmos: todos emitem ondas sísmicas.

Profundidade focal é definida como a profundidade do hipocentro por baixo do epicentro. A distância entre um determinado ponto da superfície e o foco (hipocentro) é chamada distância focal. Como os terremotos são, em geral,

provocados por uma sequência de rupturas ao longo de falhas, às vezes ao longo de centenas de quilômetros, a representação pontual do foco é bastante complexa.

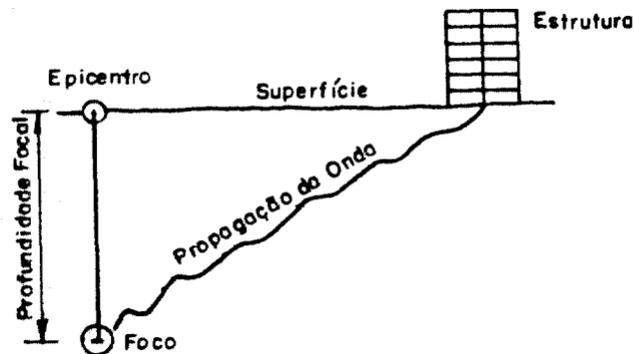


Figura 2.13 - Propagação das ondas sísmicas (TEIXEIRA: 2000)

Na figura 2.14 é apresentada uma ilustração acerca do rompimento da falha tectônica e a propagação das ondas.

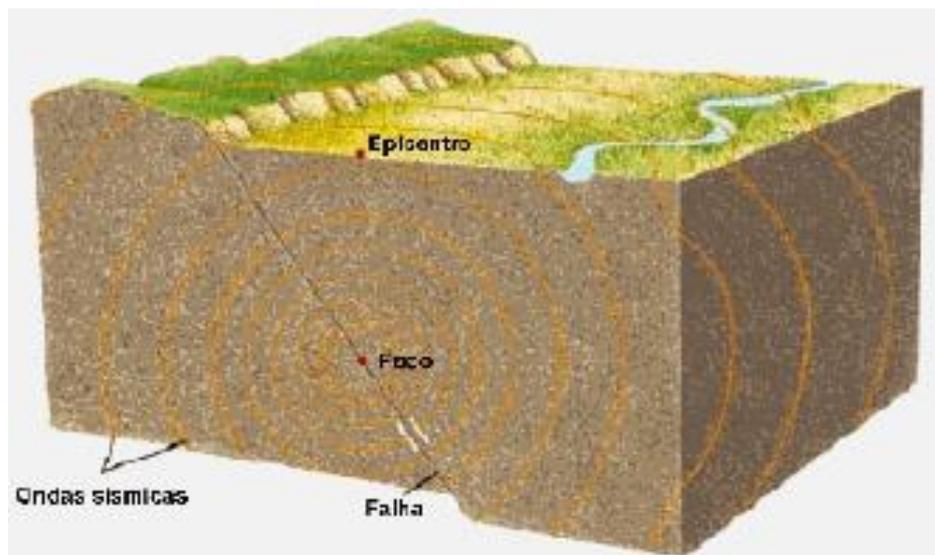


Figura 2.14 - Representação da propagação de solicitações sísmicas (LNEC: 2009)

BARBAT (1960) descreve que as ondas sísmicas podem ser classificadas da seguinte forma:

a) Ondas volumétricas: são geradas no foco, ou seja, no ponto de origem do terremoto no interior da terra. Deste ponto, elas se propagam até a superfície.

b) Ondas superficiais: as ondas de superfície são formadas pela combinação de ondas volumétricas, quando estas alcançam simultaneamente a superfície ou a interface entre camadas de diferentes propriedades elásticas.

c) Oscilações livres: ocorrem durante sismos muito fortes, correspondentes às vibrações de toda a Terra.

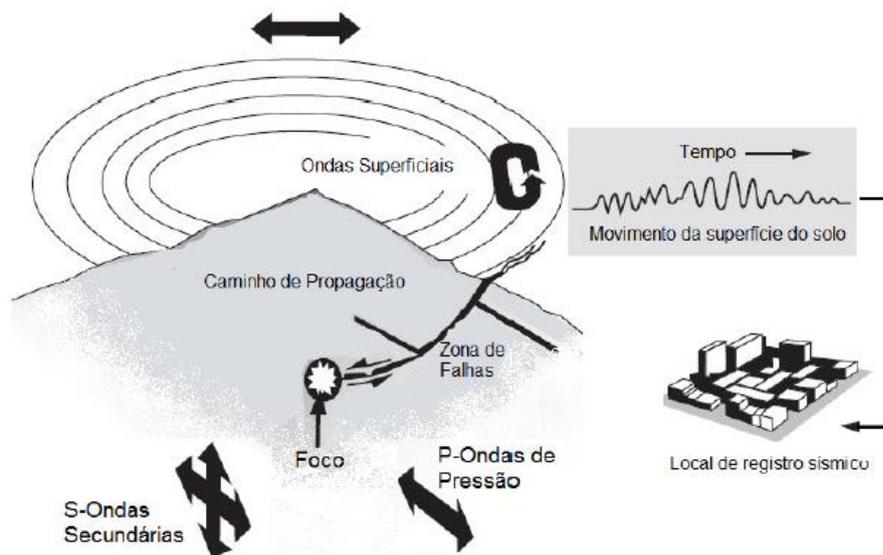


Figura 2.15 - Demonstração dos elementos influenciadores dos movimentos do solo na superfície (TEIXEIRA:2000)

2.5.1 Características das Ondas Tipo P (Ondas de Compressão)

Ondas de profundidade, originadas na zona de ruptura, incluem as ondas P (ondas primárias) que envolvem movimentos de partículas paralelas à direção de propagação da onda. São, em geral, as mais velozes, por serem ondas primárias P e relacionadas à compressão e expansão do material, sem mudança de forma. São as primeiras ondas detectadas pelos acelerogramas, atingindo em média entre 5.400 a 28.800 km/h.

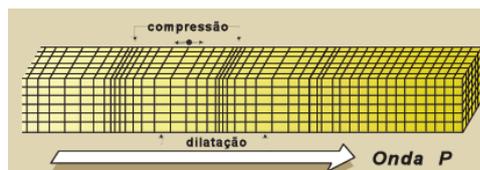


Figura 2.16 - Representação de ondas tipo P (TEIXEIRA: 2000)

2.5.2 Características das Ondas Tipo S (Ondas de Cisalhamento)

As ondas S (ondas secundárias ou de cisalhamento) envolvem movimentos de partículas perpendiculares à direção de propagação. As ondas secundárias S estão ligadas às mudanças de forma sem variação de volume, fator que pode provocar efeitos desfavoráveis na acomodação das camadas do solo pelo rearranjo de partículas. Este tipo de onda se propaga apenas através de meios sólidos.

Uma das principais consequências provocadas pelo deslocamento das ondas tipo S são a liquefação dos solos e a amplificação sísmica do espectro. A liquefação se caracteriza por transformar o solo saturado em um fluido pesado, podendo levar ao colapso estrutural ou provocar a perda do todo ou de parte da sustentação das fundações.

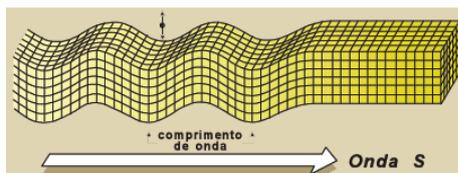


Figura 2.17 - Representação de ondas tipo S (TEIXEIRA: 2000)

As ondas de cisalhamento percorrem o solo em uma velocidade mais lenta, em torno de 60 a 70% das ondas P.

2.5.3 Características das Ondas Tipo Rayleigh e Love (R e L)

Quando as ondas de profundidade atingem a superfície, elas são refletidas, podendo gerar as ondas de superfície Rayleigh e Love (ondas R e L).

As ondas de Love produzem movimento horizontal transversal à direção de propagação. As ondas de Rayleigh produzem um movimento circular análogo às ondas oceânicas.

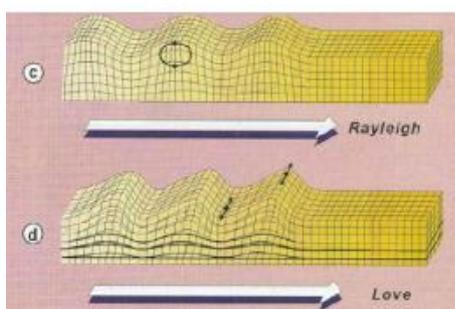


Figura 2.18 - Representação de ondas tipo Rayleigh e Love (TEIXEIRA: 2000)

2.6 Magnitude do Sismo (Escala Richter)

Intensidade e magnitude são grandezas diferentes utilizadas para caracterizar a dimensão de um terremoto. A magnitude é uma grandeza absoluta e está relacionada à energia total liberada no sismo, associando-se cada terremoto a uma única magnitude. A intensidade é uma grandeza relativa e está associada aos efeitos destrutivos do sismo registrados em um determinado local. Desta forma, a intensidade do terremoto varia em função do local de sua avaliação.

Sabendo que na ocorrência do terremoto há liberação de energia através de ondas sísmicas, se faz necessário compreender como essa energia se traduz em força de deslocamento na estrutura.

Conforme descrito por BLANDON (2003): “o aspecto mais relevante da ação sísmica é o efeito que esta ação pode causar nas edificações, ou seja, o efeito sobre a resposta da estrutura em termos de deslocamento, tensões e esforços internos. O potencial de danos é uma função da ‘potência’ do sismo que envolve a quantificação da magnitude do sismo, para isso, são utilizadas grandezas escalares, tais como a quantidade de energia liberada.”

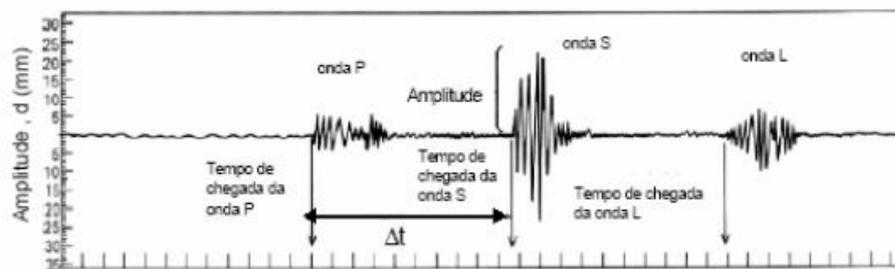


Figura 2.19 - Representação da energia liberada em ondas sísmicas (BLANDON: 2003)

Uma das formas de compreender os impactos de um abalo sísmico é saber qual sua magnitude, para quantificar a ação sísmica. Nesse sentido, a escala de Richter, 1935, foi desenvolvida pelos sismólogos Charles Francis Richter e Beno Gutenberg, ambos membros do California Institute of Technology (Caltech).

A escala representa a energia sísmica liberada durante um terremoto e se baseia em registros sismográficos, associando a magnitude do sismo à amplitude da onda sísmica, medida numa escala logarítmica de base 10, de maneira que cada diferença de 1,0 ponto na escala corresponda a um fator de 10 vezes nas amplitudes sísmicas. É importante ressaltar que cada 1,0 de magnitude incrementada, corresponde a um aumento de energia cerca de 32 vezes.

De forma geral, pode-se caracterizar a magnitude da energia liberada por um abalo sísmico pela amplitude das ondas, emitidas segundo o parâmetro da escala de Richter, que vai de zero a 9 pontos. De acordo com a escala, os abalos podem ser classificados conforme se verifica na tabela 2.7.

$$M = \log A - \log A_0$$

Onde:

A = amplitude máxima da onda P e S a 100km do epicentro

A₀ = amplitude de referência.

Tabela 2.7 - Representação da Escala Richter

Escala Richter	Efeitos do terremoto
0,0 - 1,9	Não é sentido. O tremor de terra pode ser detectado apenas por sismógrafos
2,0 - 2,9	Não é sentido, no entanto objetos pendurados podem balançar
3,0 - 3,9	Comparável à vibração de um caminhão passando próximo.
4,0 - 4,9	Pode quebrar janelas e derrubar objetos pequenos ou desequilibrados
5,0 - 5,9	Ocasiona pequenos danos em edificações. A mobília se move e o reboco da parede cai.
6,0 - 6,9	Dano a construções fortes, dano severo a construções fracas.
7,0 - 7,9	Terremoto de grande proporção. Prédios saem das fundações; rachaduras surgem na terra; tubulações subterrâneas se quebram.
8,0 - 8,9	Terremoto muito forte. Pontes se rompem; poucas construções resistem de pé. Não há um limite para a escala mas, de 8 graus em diante, os efeitos devastadores são sentidos em um raio de centenas de quilômetros.
>9,0	Destruição quase total; ondas se movendo pela terra são visíveis a olho nu.
∴ Os efeitos de cada abalo sísmico variam bastante devido à distância, às condições do terreno, às condições das edificações e de outros fatores	

É possível relacionar a magnitude (Ms), amplitude máxima do movimento do chão (A) a 50 km de distância, tamanho da fratura (L), deslocamento médio na fratura (D) e energia, conforme demonstrado na tabela 2.8.

Tabela 2.8 - Escala Richter e propriedades físicas

Ms	A (Amplitude a 50km)	L (Comprimento da Ruptura)	D (Deslocamento da falha)	Energia (J)	Tempo p/ Itaipu gerar a energia (12.000 Mw)
9	1m	400	10 m	$1,6 \times 10^{18}$	4,5 anos
7	1cm	30	1 m	$2,1 \times 10^{15}$	2 dias
5	0,1mm	5	1 cm	$2,8 \times 10^{12}$	4 min
3	0,1mm	1	1 mm	$3,6 \times 10^9$	0,3 s

2.7 – Intensidade (Escala Mercalli)

Para se obter um parâmetro dos efeitos provocados por terremotos, foi criada em 1906, pelo sismólogo italiano Giuseppe Mercalli, e modificada, posteriormente, em 1931, por Harry Wood e Frank Neuman, a escala Mercalli. Sua classificação depende não somente da distância do epicentro, mas também das condições locais, tais como: o tipo de construção e a densidade populacional.

Esta medida é simplesmente uma maneira de descrever os efeitos, descritos segundo a percepção das pessoas, através da repercussão em objetos e construções (barulho e queda de objetos, trincas ou rachaduras em casas, etc.) e na natureza (movimento de água, escorregamentos, mudanças de topografia, etc.), sem medição direta feita com instrumentos.

Tabela 2.9 - Representação da Escala Mercalli

Escala Mercalle	Efeitos do terremoto
Magnitude 1	Não é sentido pelas pessoas. Só os sismógrafos registram.
Magnitude 2	É sentido nos andares mais altos dos edifícios.
Magnitude 3	Lustres podem balançar. A vibração é igual à de um caminhão passando.
Magnitude 3.5	Carros parados balançam, peças feitas em louça vibram e fazem barulho.
Magnitude 4.5	Pode acordar as pessoas que estão dormindo, abrir portas, parar relógios de pêndulos e cair reboco de paredes.
Magnitude 5	É percebido por todos. As pessoas caminham com dificuldades, livros caem de estantes; os móveis podem ficar virados.
Magnitude 5.5	As pessoas têm dificuldades de caminhar, as paredes racham, louças quebram.
Magnitude 6.5	Difícil dirigir automóveis, forros desabam, casas de madeira são arrancadas de fundações. Algumas paredes caem.
Magnitude 7	Pânico geral, danos nas fundações dos prédios, encanamentos de terra, rios transbordam, represas e diques são destruídos.
Magnitude 7.5	Maioria dos prédios desaba, grandes deslizamentos de terra, rios transbordam, represas e diques são destruídos.
Magnitude 8.5	Trilhos retorcidos nas estradas de ferro, tubulações de água e esgoto totalmente destruídas.
Magnitude 9	Destruição total. Grandes pedaços de rocha são deslocados, objetos são lançados no ar.

A partir da Escala Mercalli, os vulcanólogos Wood e Neuman chegaram ao detalhamento da escala Mercalli Modificada (MM), na qual se faz possível identificar a intensidade e o poder de destruição de um terremoto. Sua escala varia de zero a 12 pontos, como se verifica na tabela 2.10.

Tabela 2.10 - Representação da Escala Mercalli Modificada

Grau	Descrição dos Efeitos	Aceleração (g)
I	Não sentido. Leves efeitos de período longo de terremotos grandes e distantes.	
II	Sentido por poucas pessoas paradas, em andares superiores ou locais favoráveis.	<0,003
III	Sentido dentro de casa. Alguns objetos pendurados oscilam. Vibração parecida à da passagem de um caminhão leve. Duração estimada. Pode não ser reconhecido como um abalo sísmico.	0,004 - 0,008
IV	Objetos suspensos oscilam. Vibração parecida à passagem de um caminhão pesado. Janelas, louças, portas fazem barulho. Paredes e estruturas de madeira rangem.	0,008 - 0,015
V	Sentido fora de casa; direção estimada. Pessoas acordam. Líquido em recipiente é perturbado. Objetos pequenos e instáveis são deslocados. Portas oscilam, fecham, abrem.	0,015 - 0,04
VI	Sentido por todos. Muitos se assustam e saem às ruas. Pessoas andam sem firmeza janelas, louças quebradas. Objetos e livros caem de prateleiras. Reboco fraco e construção de má qualidade racham.	0,04 - 0,08
VII	Difícil manter-se em pé. Objetos suspensos vibram. Móveis quebram. Danos em construção de má qualidade, algumas trincas em construção normal. Queda de reboco, ladrilhos ou tijolos mal assentados, telhas. Ondas em piscinas. Pequenos escorregamentos de barrancos arenosos.	0,08 - 0,15
VIII	Danos em construções normais com colapso parcial. Algum dano em construções reforçadas. Queda de estuque e alguns muros de alvenaria. Queda de chaminés, monumentos, torres e caixas d'água. Galhos quebram-se das árvores. Trincas no chão	0,15 - 0,30
IX	Pânico geral. Construções comuns bastante danificadas, às vezes colapso total. Danos em construções reforçadas. Tubulação subterrânea quebrada. Rachaduras visíveis no solo.	0,30 - 0,60
X	Majoria das construções destruídas até nas fundações. Danos sérios a barragens e diques. Grandes escorregamentos de terra. Água jogada nas margens de rios e canais. Trilhos levemente entortados.	0,60 - 1,0
XI	Trilhos bastante entortados. Tubulações subterrâneas completamente destruídas.	~1 - 2
XII	Destruição quase total. Grandes blocos de rocha deslocados. Linhas de visada e níveis alterados. Objetos atirados ao ar.	~2

Frisa-se, entretanto, que a escala de Mercalli tem uma importância apenas qualitativa e não deve ser interpretada em termos absolutos, uma vez que depende de observação humana. Por exemplo, um sismo de magnitude 8 na escala de Richter num deserto inabitado é classificado como I na escala de Mercalli, enquanto que um sismo de menor magnitude sísmica, de magnitude 5, por exemplo, numa zona onde as construções são débeis e pouco preparadas para resistir a terremotos, pode causar efeitos devastadores e ser classificado com intensidade IX.

Por fim, ambas as escalas são utilizadas para aferir ações sísmicas. A diferença entre uma e outra é que enquanto a escala de Mercalli mede a intensidade dos terremotos pelos seus efeitos, a escala de Richter mede sua magnitude pela energia liberada pelo abalo.

2.8 Sismógrafo e Sismograma

Um sismógrafo é um instrumento para medir o movimento da Terra e consiste de um sensor de detecção do movimento do solo, chamado de sismômetro, acoplado a um sistema de gravação no qual são identificadas a hora, a duração e a amplitude de vibrações dentro da terra e do solo.

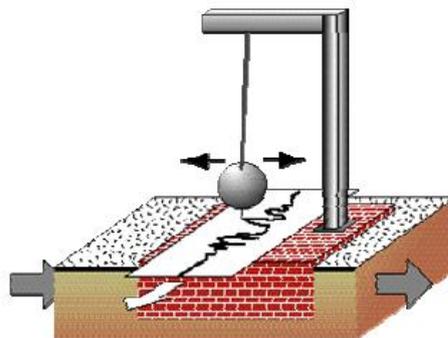


Figura 2.20 - Representação ilustrativa de um Sismógrafo (UOL: 2003)

O funcionamento do sismômetro é baseado nos seguintes princípios:

- Os sismômetros são desenhados para reagir ao movimento do solo numa dada direção. Dependendo do formato, eles podem responder a movimentos verticais ou horizontais.

- A maioria das concepções foram baseadas em aplicações das variações de pêndulos simples.

- Sismômetros modernos são construídos para registrar simultaneamente três componentes ortogonais.

O sismograma representa a conversão do sinal do sismômetro para um registro temporal do evento sísmico, ou seja, é o registro visual do movimento do solo, no local onde estão instalados os sismômetros, provocado pela passagem das ondas sísmicas. É uma radiografia do movimento da Terra provocado pelas ações sísmicas.

O sismograma de um sismo distante contém chegadas de numerosas ondas sísmicas que viajaram por vários percursos diferentes através da Terra desde a fonte até o receptor. Devido a este fato o aspecto do sismograma costuma ser bastante complexo e a sua interpretação requer uma considerável experiência.

Ondas P correspondem a primeira fase deste tipo de ondas. Ondas S chegam posteriormente e normalmente têm amplitude superior à das ondas P. Em seguida chegam as perturbações associadas com as ondas superficiais (ondas com comprimento de onda muito superior), que se caracterizam também por possuírem uma amplitude mais elevada que as ondas de corpo.

As fases detectadas nos sismogramas dependem do tipo de sensor utilizado e da orientação relativa deste com respeito à direção de chegada das ondas sísmicas.

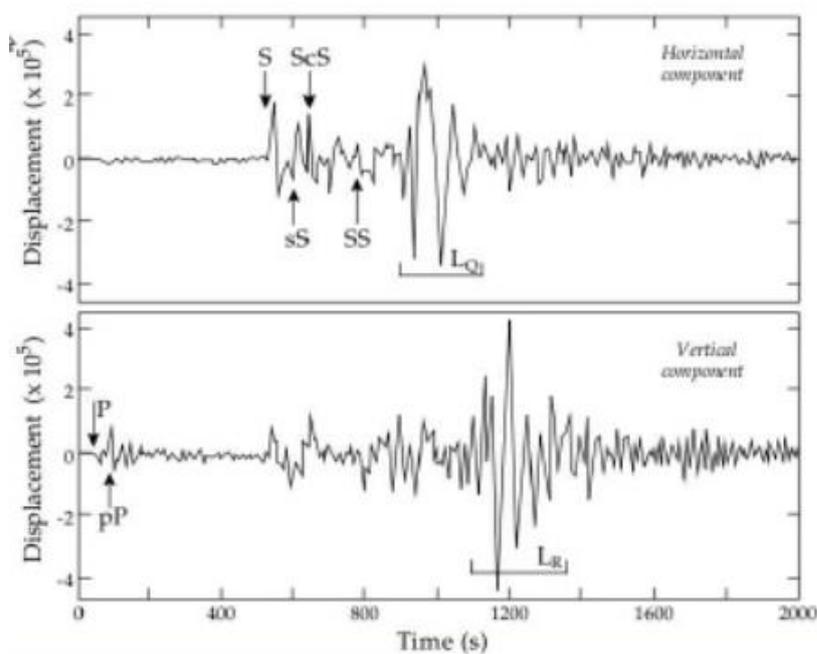


Figura 2.21 - Representação de sismogramas (ASHRAE-90316, Practical Guide to Seismic Restraint: 2011)

2.9 Acelerograma e Caracterização de Fenômenos Sísmicos

Para elaborar uma análise sísmica consistente, deve-se analisar como ocorre a propagação para se determinar a variação da sollicitação no tempo da amplitude e da frequência do movimento sísmico. Em geral o elemento base se advém do conhecimento da variação da aceleração no tempo, ou seja, o acelerograma.

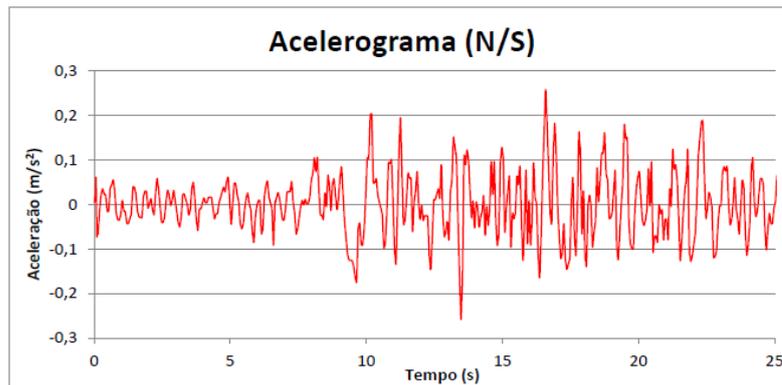


Figura 2.22 - Detalhamento de um acelerograma (TEIXEIRA: 2000)

A definição de um acelerograma para um determinado local requer um estudo relacionado com o risco sísmico da área analisada. Para este efeito é necessária a realização de um levantamento de todos os sismos ocorridos na zona e das falhas potencialmente ativas. Em função da importância da obra, esse estudo dará, finalmente, a indicação da aceleração máxima.

2.10 Parâmetros Principais do Movimento Sísmico

Os principais parâmetros sísmicos requeridos para a engenharia sísmica são:

- Valores máximos da aceleração;
- Duração;
- Período predominante;
- Valores máximos da velocidade e do deslocamento.

A duração de um sismo tem uma importância fundamental na análise não linear de estruturas ou de solos. Embora seja reconhecido por diversos autores, não existe ainda uma definição única da duração, admitindo-se geralmente que a duração está relacionada com a magnitude, segundo uma relação proporcional.

Os valores de pico do movimento sísmico, normalmente entendidos como os valores máximos das acelerações, das velocidades e dos deslocamentos, dependem das características da distância da falha, da natureza das formações rochosas atravessadas pelas ondas sísmicas e das condições geológicas locais.

Do ponto de vista da Engenharia Civil, o parâmetro mais importante a se considerar é o da aceleração máxima, sendo tradicionalmente previsto nas normas internacionais e nacionais.

A verificação da segurança das estruturas é normalmente referida ao quantil de 95% da distribuição de probabilidade do valor máximo da aceleração num

período de referência de 50 anos. O valor deste quantil, que em média só é excedido em um de cada vinte períodos de referência, é, por essa razão, muitas vezes designado como sendo o valor correspondente ao período de retorno de 1.000 anos.

Na caracterização de um movimento sísmico, através de uma variação das acelerações no tempo, pode-se definir o período predominante como sendo o período para o qual esse movimento sísmico atinge o valor máximo da aceleração. Selecionando um espectro de resposta de um oscilador com 1 grau de liberdade, numa determinada banda de frequências, é possível, a partir da análise desse espectro de resposta, tirar o valor do período correspondente ao valor máximo da aceleração.

CAPÍTULO 03: Concepção Estrutural de Edificações em Concreto Submetida a Solicitações Sísmicas.

No desenvolvimento de projetos estruturais de edificações em regiões sísmicas, as estruturas devem ser concebidas respeitando os seguintes objetivos básicos:

- Proteger vidas humanas, através da segurança proporcionada por uma estrutura que não colapse global ou localmente, devendo manter a sua integridade estrutural e uma capacidade de carga residual após a ocorrência do sismo;
- Limitar os danos em elementos estruturais e não estruturais;
- Assegurar a manutenção do funcionamento das estruturas de proteção civil importantes.

Para um dimensionamento eficaz de uma estrutura sismo-resistente se faz necessário o conhecimento e a análise dos seguintes parâmetros:

- 1) Garantir que a estrutura incorra no escoamento da armadura antes de acarretar a ruína;
- 2) Conhecimento e definição das zonas onde as rótulas plásticas deverão se formar;
- 3) Permitir que a estrutura absorva, sem grandes deformações, solicitações cíclicas não lineares;
- 4) Garantir o comportamento dúctil, evitando a ruptura frágil ou a formação de mecanismos de colapso indesejáveis com controle dos danos e deformações da estrutura;
- 5) Prover pilares com maior rigidez que as vigas.

Ao longo desse capítulo será verificado que apesar de existir em muitas orientações normativas internacionais ligadas a aspectos de concepção estrutural, a norma sísmica brasileira NBR15421:2006 é omissa em muitos pontos que dizem respeito à concepção (foco desse capítulo).

3.1 Princípios básicos acerca da concepção estrutural

O EUROCODE:2008 apresenta os seguintes princípios básicos a serem considerados, desde a fase da concepção ao projeto final:

- 1) Simplicidade estrutural;
- 2) Uniformidade, simetria e redundância da estrutura;
- 3) Rigidez e resistências torcionais;

- 4) Resistência e rigidez bi-direcionais;
- 5) Ação de diafragma ao nível dos pisos;
- 6) Disposição adequada das fundações;
- 7) Continuidade estrutural;
- 8) Elementos estruturais secundários;
- 9) Ligação Viga / Pilar;
- 10) Análise estrutural.

Em complemento, a norma sísmica peruana NTE E.030:2003, apresenta algumas outras recomendações em busca do aprimoramento do desempenho sísmico das edificações:

- 1) Evitar grande concentração de cargas em edifícios altos;
- 2) Seleção adequada e uso correto dos materiais;
- 3) Atendimento aos limites de deformação;
- 4) Inclusão de sucessivas linhas de resistência;
- 5) Boas práticas construtivas e inspeção estrutural detalhada.

3.2 Fundamentos do lançamento estrutural para edificações sismo resistentes

Um dos princípios fundamentais no lançamento estrutural de estruturas sismo resistente é que a rigidez dos pisos no plano deve ser suficientemente grande em relação à rigidez lateral dos elementos estruturais verticais, a fim de que a deformação do piso tenha um efeito reduzido na distribuição das forças entre os elementos.

A ausência de regularidade no plano corrobora para o incremento das deformações estruturais prejudicando o desempenho sísmico. Os principais casos de irregularidade no lançamento estrutural em planta e seus respectivos modelos de deformações com patologias podem ser verificados esquematicamente abaixo.

1-) Irregularidade torcional: dano localizado, com formação do mecanismo de colapso em suas extremidades.



Figura 3.1 - Demonstração de irregularidade torcional (FEMA 454 :2007)

2-) Cantos com reentrância: dano localizado no diafragma e nos elementos vinculados a este. Em edifícios muito largos observa-se o mecanismo de colapso nas extremidades

Em edifícios em formato de L, a rigidez das duas abas em relação a cada um do plano principal da estrutura é diferente. Este aspecto leva a uma maior concentração de tensões nos cantos dos pavimentos e nas extremidades das abas.

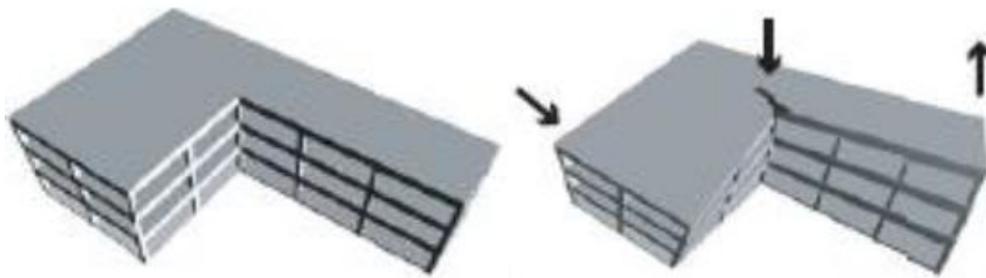


Figura 3.2 - Demonstrações de reentrâncias em cantos (FEMA 454 :2007)

3-) Excentricidade no diafragma e elementos vazados ao longo de toda a estrutura: danos estruturais localizados.

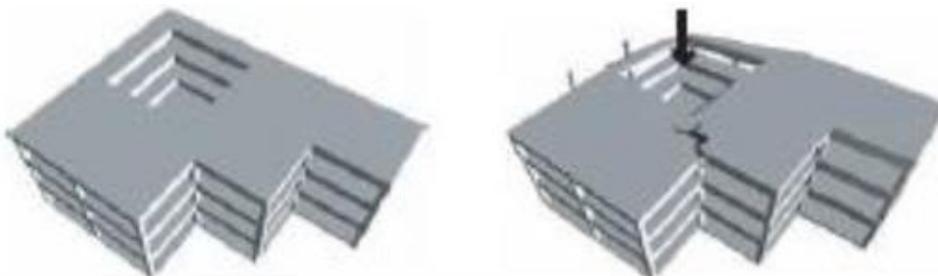


Figura 3.3 - Representação de excentricidades no diafragma (FEMA 454:2007)

Assim como o FEMA:2007, outras normas internacionais também sugerem que o lançamento de vazios nos diafragmas sejam evitados, conforme demonstrado na figura 3.4.

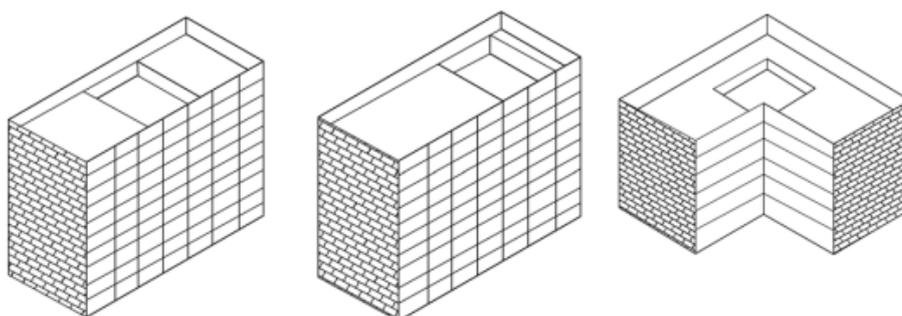


Figura 3.4 - Aberturas inadequadas em estruturas segundo a norma sísmica mexicana NOM-116

4-) Ausência de paralelismo no sistema resistente a solicitações laterais: leva a estrutura a sofrer efeitos da torção e instabilidade, além de danos localizados.

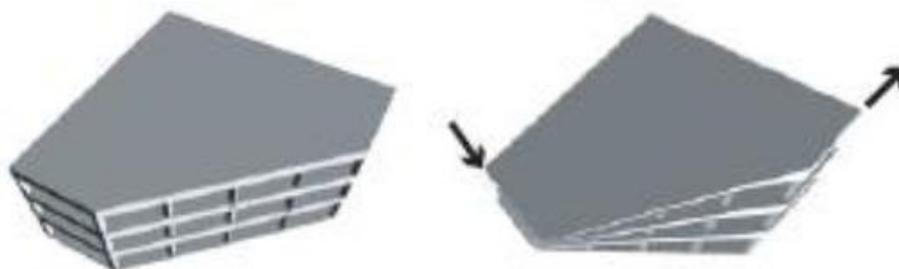


Figura 3.5 - Representação de ausência de paralelismo (FEMA 454 :2007)

5-) Descontinuidade de rigidez entre pórticos resistentes: geração de mecanismo de colapso em circunstâncias extremas.

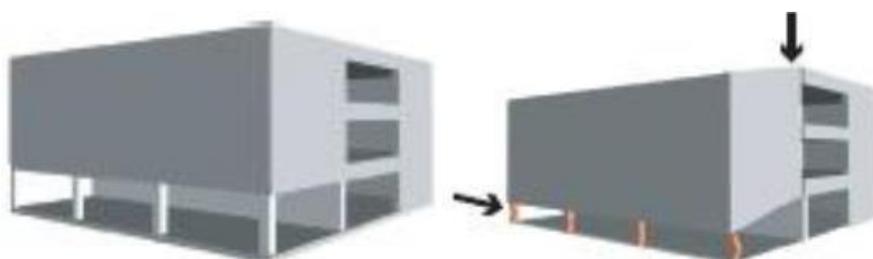


Figura 3.6 – Pórtico resistente com rigidez inferior aos demais pórticos (FEMA 454 :2007)

3.2.1 Soluções estruturais para edificações com cantos reentrantes

As principais patologias geradas por cantos reentrantes estão relacionadas à torção, ocorrida devido à divergência entre o centro de rigidez e o ponto de concentração de esforços, como pode ser verificado esquematicamente na figura 3.7.

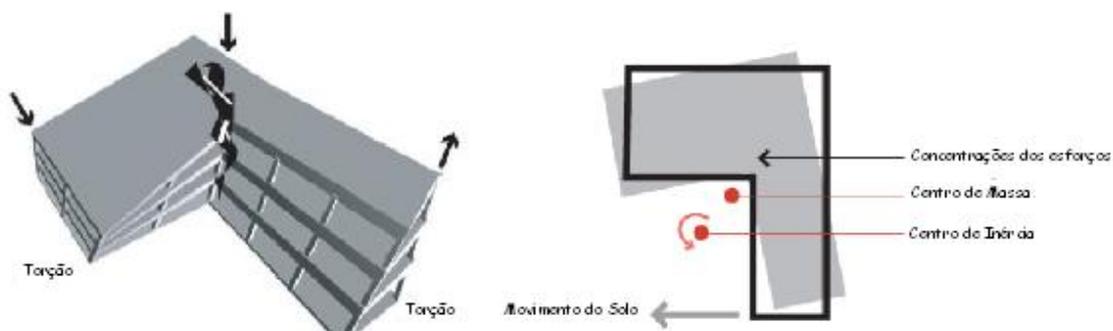


Figura 3.7 - Patologias relacionadas a cantos reentrantes (baseado em FEMA 454:2007)

A norma FEMA 454:2007 e o EUROCODE:2008 recomendam algumas soluções estruturais para combater as patologias geradas devido a cantos reentrantes (figura 3.2 e 3.7), como se verifica a seguir:

1- Lançamento de juntas sísmicas separando os elementos, permitindo, assim, que ambos se deformem com grandezas diferentes, sem o surgimento de patologias à edificação.

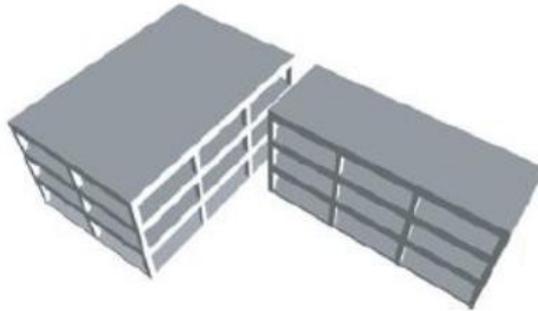


Figura 3.8 - Solução estrutural com juntas sísmicas (FEMA 454:2007)

O EUROCODE:2008 recomenda que as estruturas tenham formas simples e regulares, tanto em planta, como em altura, optando, inclusive, pela divisão da estrutura por meio de juntas, se necessário, em unidades dinamicamente independentes semelhante à orientação normativa da FEMA 454:2007 (figura 3.8).

A dificuldade dessa solução estrutural consiste na realização de juntas corretas entre as edificações. Essas juntas devem ser suficientemente largas para evitar a colisão entre estruturas quando ocorrer um sismo, haja visto que esses sistemas não oscilam necessariamente na mesma frequência, sendo necessária, portanto, a soma dos deslocamentos máximos possíveis para definir o espaçamento mínimo entre elas. Essa solução deve ser complementada por passarelas flexíveis entre as diferentes unidades, conforme demonstra a figura 3.9.

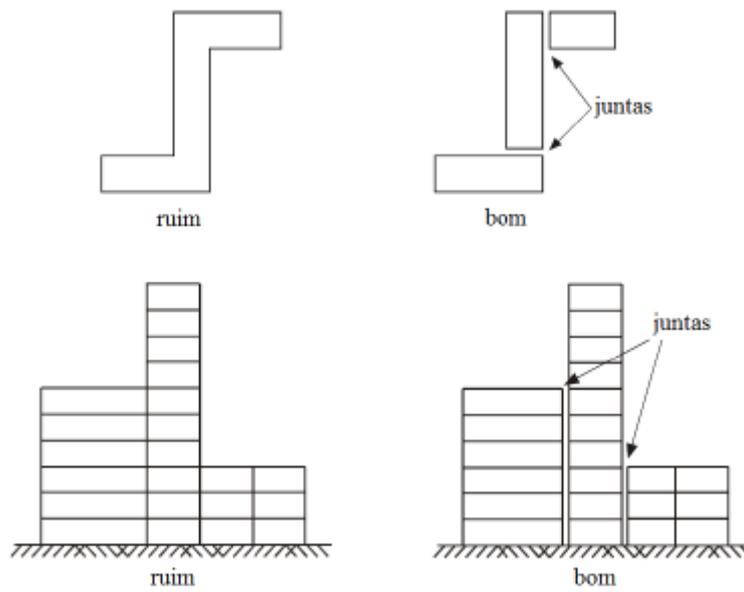


Figura 3.9 - Recomendações de juntas sísmicas (EUROCODE:2008)

2- Aumento da rigidez nos cantos reentrantes dos módulos.

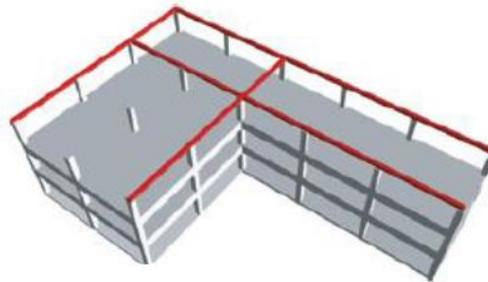


Figura 3.10 - Solução estrutural com aumento da rigidez dos cantos reentrantes dos módulos (FEMA 454 :2007)

3- Lançamento de núcleos de rigidez ao longo da edificação para absorver as ações sísmicas laterais. Estes núcleos devem ser lançados buscando-se manter uma simetria e uma distribuição regular ao longo da planta.

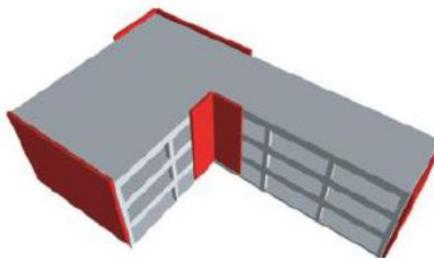


Figura 3.11 - Solução estrutural: Rigidez ao longo da edificação (FEMA 454 :2007)

3.2.2 Soluções estruturais para aumento da resistência lateral de edificações

Um caso típico em que se demanda aumento da resistência lateral ocorre em edifícios que requerem um lançamento estrutural diferente na fachada, como se verifica na figura 3.12.

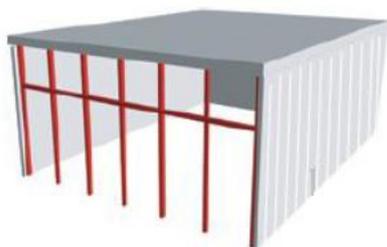


Figura 3.12 - Edificações com lançamento estrutural diferente na fachada (FEMA 454 :2007)

Para a melhoria do desempenho sísmico na situação da figura 3.12, verificam-se três alternativas comumente utilizadas para combater as ações sísmicas:

- 1- Lançamento de paredes de rigidez elevada aumentando a rigidez lateral;

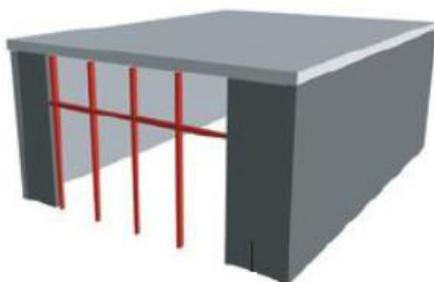


Figura 3.13 - Detalhes da parede resistente lançada na fachada (FEMA 454 :2007)

- 2-Enrijecimento de pórticos resistentes às ações laterais;

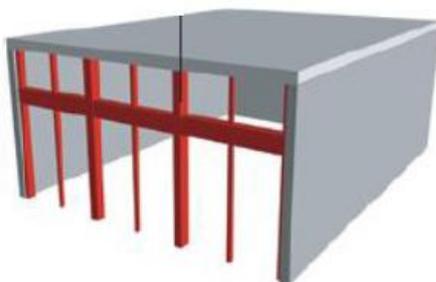


Figura 3.14 - Detalhes do enrijecimento de pórticos resistentes (FEMA 454:2007)

3- Lançamento de um diafragma rígido de maior rigidez para distribuir as ações laterais ao longo de todos os elementos estruturais sismo resistentes.

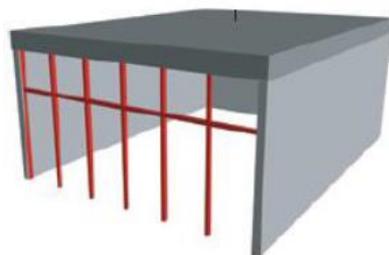


Figura 3.15 - Detalhes de lançamento de diafragma rígido de maior rigidez (FEMA 454:2007)

3.3 Sistemas de Rigidez Sismo Resistente

Dentre os principais sistemas estruturais utilizados para a resistência a solicitações sísmicas, podem ser listados:

- Pórticos Resistentes: tanto as ações verticais como as laterais são resistidas por pórticos espaciais nas duas direções.

Em edificações compostas por sistema de pórticos sismo-resistentes ocorre flexão nos pilares e nas vigas devido às solicitações laterais. Uma das grandes vantagens desse sistema é que eles geralmente se adequam de forma muito satisfatória ao projeto arquitetônico.



Figura 3.16 - Sistema de Pórticos Resistentes (FEMA 454 :2007)

- Diagonais de Rigidez: sistema composto de diagonais que combaterão a ação das forças horizontais sísmicas.

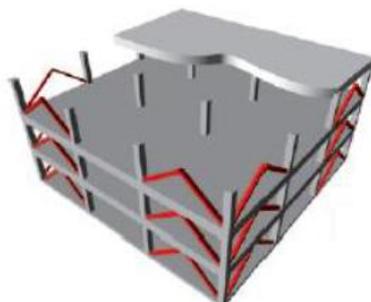


Figura 3.17 - Sistema de Rigidez em barras diagonais (FEMA 454 :2007)

- Núcleo de Rigidez:

São geralmente paredes em concreto armado que fornecem uma região de maior rigidez para combater as ações horizontais atuantes na estrutura.

Esse sistema apresenta grande utilidade para a resistência global dos edifícios submetidos a solicitação sísmica, uma vez que a sua elevada rigidez permite um controle adequado dos deslocamentos da estrutura, reduzindo os danos gerados pelas ações sísmicas.

O sistema composto por núcleo de rigidez é um excelente método de combate às solicitações sísmicas horizontais, limitando os danos em elementos não estruturais. Entretanto, esse sistema impõe limitações aos projetos arquitetônicos.

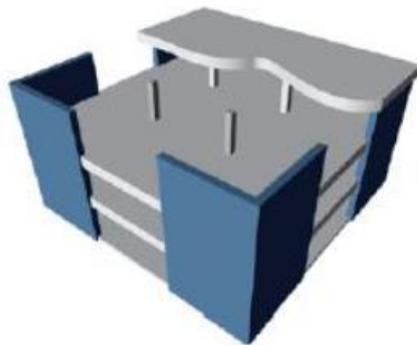


Figura 3.18 - Sistema de Núcleo de Rigidez (FEMA 454 :2007)

A norma sísmica peruana NTE E.030:2003 restringe os tipos de sistemas estruturais passíveis de serem utilizados de acordo com a categoria da edificação, regularidade estrutural e zona onde se situam, conforme se verifica na Tabela 3.1.

Tabela 3.1 - Irregularidades estruturais verticais segundo a NTE E.030:2003.

TABLE N° 7 CATEGORY AND STRUCTURE OF BUILDINGS			
Building Category	Structural Regularity	Zone	Structural System
A (*) (**)	Regular	3	Steel Reinforced Concrete Walls Reinforced or Confined Masonry Dual System
		2 and 1	Steel Reinforced Concrete Walls Reinforced or Confined Masonry Dual System Wood
B	Regular or Irregular	3 and 2	Steel Reinforced Concrete Walls Reinforced or Confined Masonry Dual System Wood
		1	Any system.
C	Regular or Irregular	3, 2 and 1	Any system.

(*) To achieve the objectives indicated in Table N° 3, the edification will be structured specially to resist severe earthquakes.

(**) For small rural constructions, like school or medic posts, traditional materials can be used following the recommendations from the corresponding codes for those materials.

3.4 Recomendações para o lançamento estrutural

HERNÁNDEZ:2009, baseado no ACI:2006, abordou importantes recomendações acerca do lançamento da estrutura de edifícios sismo resistentes, como pode ser verificado entre os itens 3.4.1 a 3.4.17.

- Deve ser evitado lançamento de sistema de travamento assimétrico.

O lançamento de sistema de contravento assimétrico é uma das mais frequentes causas de geração de mecanismos de ruína em edifícios durante solicitações sísmicas.

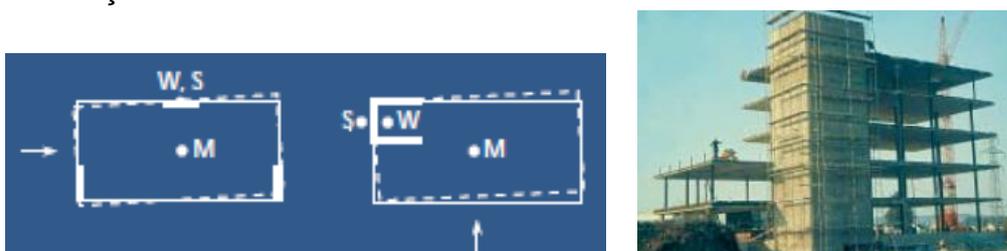


Figura 3.19 - Sistema de contravento assimétrico (BACHMANN:2003)

Na figura 3.19, cada edifício apresenta um centro de massa M , no qual as forças de inércia atuam no centro de gravidade W , onde se concentram as forças horizontais e o centro de rigidez S . Caso o centro de gravidade não coincida com o centro de massa, uma excentricidade irá ocorrer e o giro da estrutura poderá acontecer. O giro da edificação ocorre no plano horizontal, sobre o centro de rigidez S .

- Riscos do sistema de travamento fora do plano principal horizontal ou vertical

O lançamento do sistema de travamento fora do plano principal, variando ao longo dos pavimentos, reduz o desempenho sísmico da estrutura resistente, torna a estrutura mais vulnerável e gera um substancial acréscimo dos custos.

Este tipo de lançamento impede a distribuição direta das forças, enfraquecendo a resistência da estrutura e reduzindo a ductilidade da estrutura. Outro aspecto negativo é que pode gerar forças e deformações adicionais em outros elementos estruturais.



Figura 3.20 - Sistema de travamento fora do plano principal (BACHMANN:2003)

- Descontinuidade na rigidez ou resistência ao longo da estrutura

Modificações nas seções do sistema de travamento ao longo da altura da edificação podem causar descontinuidade e levar a estrutura a apresentar variações bruscas na rigidez e resistência da edificação, sendo desaconselhável em sistemas de travamento de projetos sísmicos resistentes.

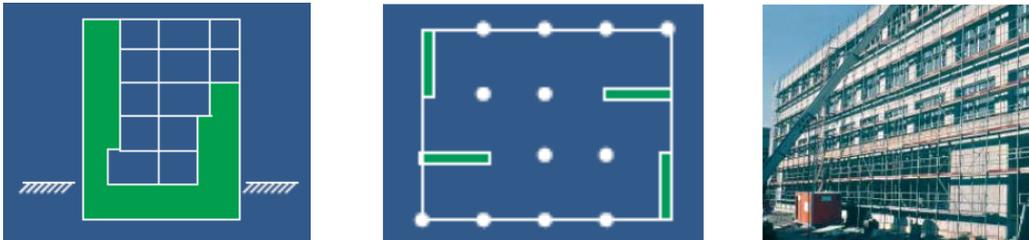


Figura 3.21 - Descontinuidade de rigidez em um edifício (BACHMANN:2003)

- Recomenda-se o lançamento de núcleos de rigidez em concreto armado bi-direcionais

Núcleo de rigidez em concreto armado de seção retangular é reconhecido como um dos mais eficientes sistemas de travamento no combate das solicitações sísmicas. O núcleo de rigidez deve se estender ao longo da altura do edifício.

Para minimizar os efeitos torcionais, estes elementos devem ser lançados simetricamente em torno do centro de massa e o mais próximo possível dos cantos do edifício.

Analisando a distribuição das forças sísmicas no solo (fundação), elementos de rigidez nos cantos em L ou U devem ser evitados, pois dificulta o detalhamento e execução dos elementos de fundação.



Figura 3.22 - Lançamentos sugestivos de núcleos de rigidez (BACHMANN:2003)

- Deve ser evitada a utilização de sistemas mistos de pilares com elementos de rigidez em alvenaria estrutural.

Sistemas mistos de concreto e alvenaria estrutural se comportam com baixa eficiência durante a ocorrência do sismo. Afinal, os núcleos de rigidez em alvenaria estrutural absorvem uma maior parcela das solicitações horizontais, pois em geral apresentam rigidez superior à combinação de pilares, vigas e lajes. E essa concentração de esforços nos núcleos de alvenaria leva ao colapso da mesma, fazendo com que esta perca a capacidade importante de absorver as cargas verticais gerando o colapso global da edificação.

Em função desse comportamento, o ACI:2006 recomenda evitar a combinação desses sistemas.



Figura 3.23 - Sistema sismo-resistentes em Concreto Armado e Alvenaria Estrutural (BACHMANN:2003)

- Compatibilidade entre os elementos não estruturais e o sistema sismo-resistente

Caso seja lançado elemento não estrutural mais frágil que o sistema sismo-resistente ao longo de um pavimento sem o uso de juntas com a estrutura, danos substanciais podem se desenvolver mesmo em casos de pequenos sismos.



Figura 3.24 - Representação das juntas verticais separando os elementos estruturais dos não-estruturais (HERNÁNDEZ:2009)

O dimensionamento estrutural de estruturas resistentes a sismo deve adequar a capacidade de deformação dos elementos não estruturais à estrutura sismo-resistente



Figura 3.25 - Danos típicos causados em elementos não estruturais devido a deformações na estrutura durante solicitações sísmicas (BACHMANN:2003)

- Risco do lançamento de colunas curtas e preenchimento parcial de painéis de alvenaria

A falha por cisalhamento, conhecida como coluna curta, é um dos mais frequentes mecanismos causadores do colapso global de edificações submetidas a solicitações sísmicas. O principal problema consiste no fato de que mesmo em colunas curtas com consideráveis capacidades resistentes, devido ao gradiente de momento, resultando em um grande esforço cortante, levando em muitos casos a ruína devido ao esforço cisalhante.

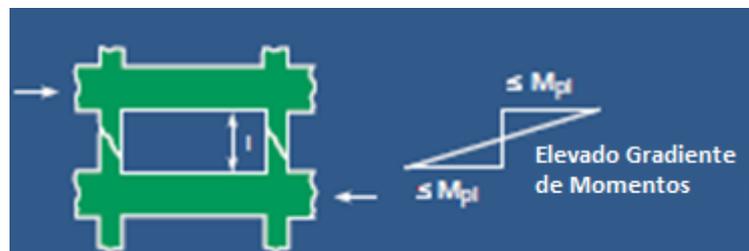


Figura 3.26 - Gradiente de esforços devido a coluna curta (BACHMANN:2003)

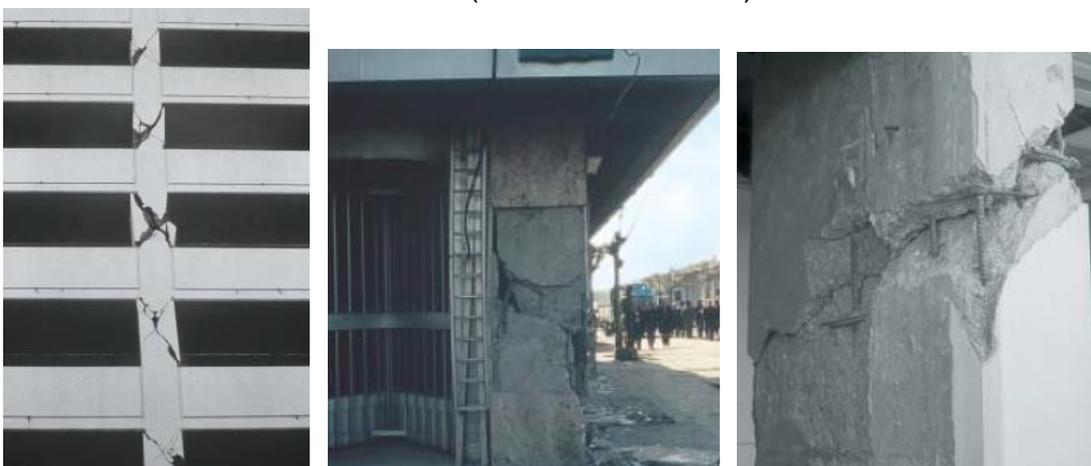


Figura 3.27 - Exemplo de patologias geradas pelas colunas curtas (HERNÁNDEZ:2009)

- Separação de Edifícios adjacentes

A colisão ou martelamento de edificações adjacentes pode causar danos substanciais e até o colapso de estruturas. Os danos gerados são ainda maiores quando edifícios vizinhos apresentarem descontinuidade no nível dos pisos.

Para evitar a ocorrência de tal patologia se recomenda a utilização de juntas.

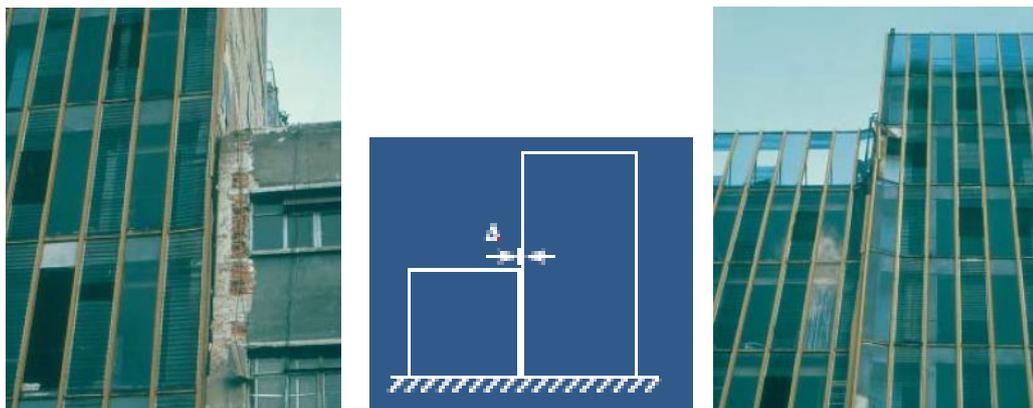


Figura 3.28 - Exemplos de colisões de edificações vizinhas devido a solicitações sísmicas (BACHMANN:2003)

- Desempenho inadequado de lajes

Conforme foi descrito em itens anteriores, em edificações de vários pavimentos, a laje deve se comportar como um diafragma rígido. Ela deve garantir que todos os elementos estruturais verticais contribuam para a resistência lateral. O diafragma distribui as solicitações sísmicas e deformações entre todos os elementos estruturais verticais de acordo com a rigidez individual de cada um dos elementos.



Figura 3.29 - Patologias geradas devido à falha no comportamento do diafragma (BACHMANN:2003)

Lajes com elementos pré-fabricados não são recomendadas para solicitações sísmicas e, em caso de adoção desse sistema, as lajes deverão apresentar cobertura de concreto armado de espessura suficiente para fornecer a rigidez necessária para absorção dos esforços solicitantes.

- Falta de fixação em elementos da fachada

Os elementos de fachada são frequentemente dimensionados apenas para carregamentos verticais. Porém, durante uma solicitação sísmica o atrito da parede, devido ao seu próprio peso, pode ser ultrapassado pela aceleração horizontal e vertical de um abalo sísmico. Nessas situações o colapso da fixação dos elementos de fachada se torna inevitável e as consequências se estendem para pedestres, veículos e qualquer elemento que se encontre próximo à edificação.

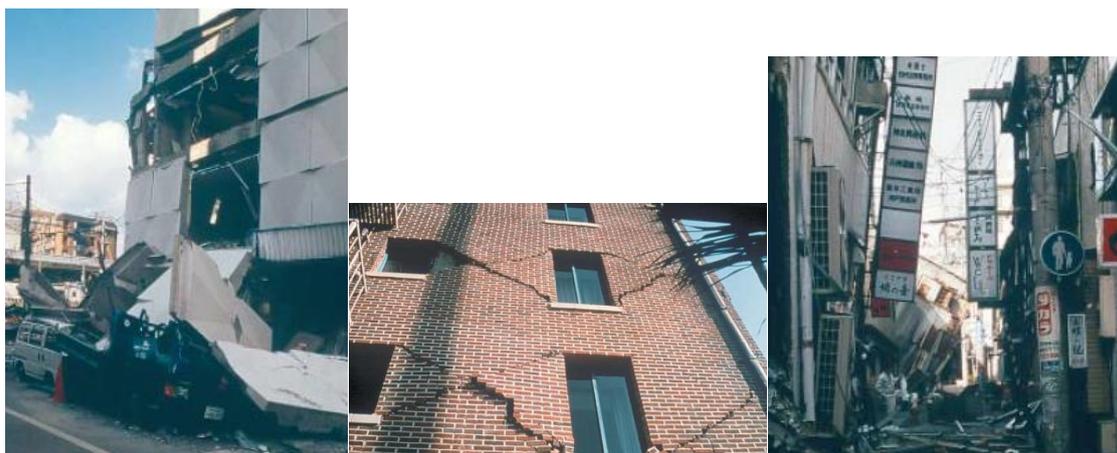


Figura 3.30 - Casos de ocorrência de falha de fixação de painéis de fachada (BACHMANN:2003)

Desta forma, os elementos de fachada devem ser dimensionados não apenas para a fixação devido às cargas verticais, mas também para forças cíclicas horizontais, devendo estar aptos a absorver as deformações ocorridas em função das solicitações sísmicas.

- Simplicidade estrutural

Deve-se garantir que seja de fácil percepção o encaminhamento das cargas resultantes da solicitação sísmica, apresentando um lançamento que forneça uma trajetória clara e direta acerca das transmissões de carga na estrutura, fornecendo uma melhor confiabilidade na previsão do comportamento sísmico.

Uma distribuição de cargas de forma clara reduz a incerteza quanto à resistência, ductilidade e resposta dinâmica. Caminhos de distribuição de cargas complexos tendem a gerar concentração de esforços e tornam as previsões de resistência, ductilidade e resposta dinâmicas mais difíceis.

- Uniformidade, simetria e redundância

Diversos estudos sobre os danos causados por solicitações sísmicas apontam que edificações com uniformidade e simetria na distribuição das massas, resistência e rigidez no plano e na elevação, geralmente, têm desempenho superiores às edificações com falta de simetria.

Durante a concepção estrutural deve ser sempre almejada uma distribuição regular dos elementos estruturais em planta, com transmissões curtas e diretas das forças sísmicas. A regularidade no lançamento estrutural se põe como uma das mais importantes características para melhoria do desempenho sísmico. Podem ser citados os seguintes comentários sobre sua influência:

- Com uma simetria estrutural limitam-se as deformações por torção que podem solicitar as estruturas.

- À medida que uma estrutura se torna mais esbelta, a influência dos efeitos $P-\Delta$ também aumenta, majorando as deformações entre os pisos e as diversas excentricidades estruturais.

- Estruturas mais altas tendem a apresentar uma resposta sísmica inferior quando comparadas a estruturas mais compactas, em função de proporcionar uma maior flexibilidade e podendo diminuir a eficiência dos sistemas resistentes verticais.

- Edificações com muitas saliências podem ocasionar a concentração de esforços nos sistemas resistentes do piso, similares ao caso de edifícios largos. diminuindo a eficiência da estrutura em resistir a torções. Em distribuições geométricas, conforme apresentada na figura 3.32, evidenciam-se o acúmulo de esforços nas regiões dos cantos.

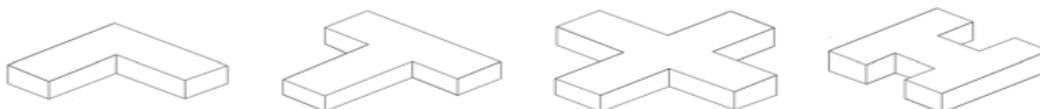


Figura 3.32 - Irregularidades em planta segundo a norma de sismo mexicana

O mesmo conceito se aplica à distribuição dos elementos ao longo da altura. Recomenda-se o lançamento com simetria em distribuição para evitar zonas de elevadas concentrações de esforços que possam gerar um mecanismo de colapso.

- Rigidez e Resistências Torsionais

Estruturas que apresentam uma distribuição da rigidez de forma assimétrica em planta ou apoiadas de forma excêntrica tendem a gerar forte momento torsor durante a ocorrência de um sismo. Essa disposição é indesejada, pois pode gerar a amplificação dos esforços cortantes nos elementos menos rígidos, gerando um mecanismo de colapso, conforme detalhado em itens anteriores.

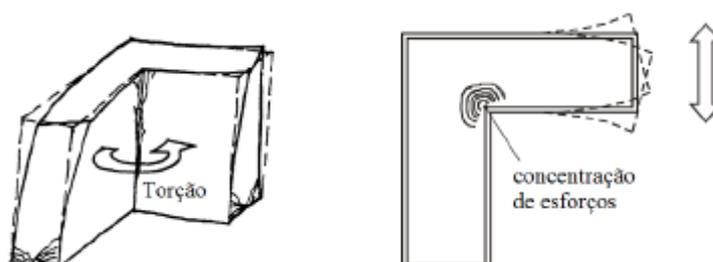


Figura 3.33 - Representações esquemáticas do efeito de torção (PLUMIER:2007)

Para combater os efeitos torcionais é preferível a utilização de um sistema de rigidez sísmica em que os principais elementos de contraventamento estejam distribuídos perto do perímetro externo da edificação.

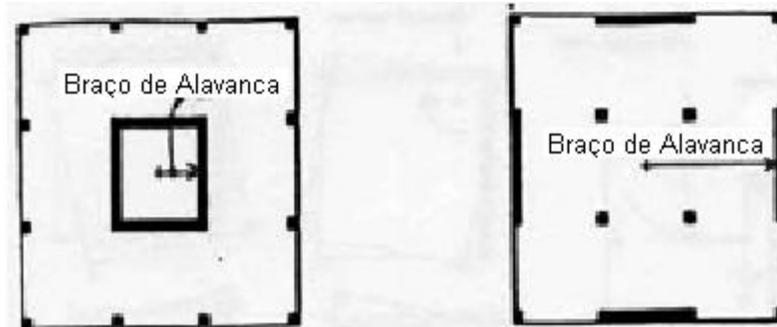


Figura 3.34 - Recomendação de distribuição de elementos de resistência a solicitação de torção. (APPLETON; GOMES:2008)

A estrutura deve ter seus elementos estruturais dispostos de forma que a edificação resista a ações horizontais em qualquer direção, uma vez que o movimento sísmico é um fenômeno bidirecional. Esse comportamento bidirecional também deve ser buscado de forma a minimizar os efeitos das ações sísmicas e limitar o desenvolvimento de deslocamentos excessivos.

- Ação de diafragma ao nível dos pisos

Os diafragmas desempenham uma função vital no desempenho estrutural, pois como descrito anteriormente, ele distribui as solicitações sísmicas nos elementos sísmo-resistentes principais.

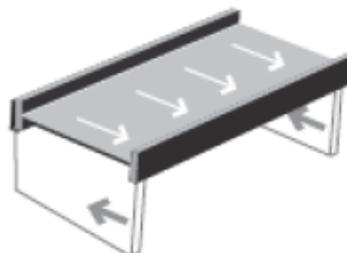


Figura 3.35 - Representação de um Diafragma (FEMA 454 :2007)

A importância do funcionamento de um piso como diafragma será tanto maior quanto mais complexa e não uniforme for a disposição dos elementos verticais de uma estrutura, pois é o diafragma que garante a solidarização dos elementos resistente a solicitações sísmicas.

Os diafragmas atuam como um contraventamento horizontal, prevenindo deformações relativas excessivas entre os elementos verticais. Pavimentos que apresentem formas muito alongadas ou grandes vãos são mais propensos a não ter uma distribuição de cargas sísmicas de forma eficaz nos elementos verticais.

O EUROCODE:2008 preconiza que lajes de pisos deverão ser consideradas como integrantes na globalidade da estrutura, sendo necessário garantir que apresentem uma rigidez adequada no seu plano, assim como uma ligação apropriada aos diversos sistemas verticais presentes no edifício.

A estrutura lançada deverá assegurar, através de sua rigidez no plano do diafragma, a transmissão das forças sísmicas aos sistemas estruturais verticais e garantir que esses sistemas atuem em conjunto na resistência às solicitações horizontais.

- Disposição das Fundações

As fundações desempenham um papel fundamental na ocorrência de solicitações sísmicas, pois são responsáveis pela transmissão dos esforços da superestrutura ao solo. O desempenho de uma edificação sismicamente solicitada está intrinsecamente correlacionada com o comportamento das fundações.



Figura 3.36 - Falha ocorridas na ligação do pilar com a fundação (YASHINSKY:1999)

As fundações deverão assegurar que o edifício seja excitado de forma uniforme pelo movimento do solo. Para isso, deve-se seguir os seguintes aspectos:

- As fundações devem ser lançadas em um mesmo tipo de solo sempre que possível;
- Deve-se utilizar o mesmo tipo de fundação;
- Todos os elementos da fundação devem estar ligados entre si e sua rigidez deve ser compatível com os elementos verticais que suportam;
- Os possíveis recalques e deformações da fundação deverão ser analisados no modelo estrutural do edifício;

- Nas análises das edificações submetidas a sismo deve ser utilizado um modelo estrutural que leve em conta a influência da deformabilidade do solo e dos elementos não estruturais;

- As fundações não deverão estar suscetíveis a riscos de ruptura do terreno, de instabilidade de taludes e de recalques permanentes provocados pela liquefação ou aumento da compactação do solo devido à ocorrência sísmica.

As forças horizontais equivalentes ao sismo são equilibradas na base da estrutura por uma resultante de cisalhamento e um momento de flexão. Este último provoca:

- Trações na fundação;
- Compressões na fundação;
- Um risco de elevação da fundação.

O EUROCODE:2008 recomenda que, para estruturas constituídas por um número reduzido de paredes estruturais que diferem em espessura e rigidez, seja escolhida, em geral, uma fundação rígida que inclua uma laje de fundação e uma laje superior.

A NBR 15421:2006 permite a consideração, na análise sísmica, das estruturas como perfeitamente engastadas à fundação. Caso se deseje considerar os efeitos favoráveis da interação solo-estrutura, o mesmo também é permitido, desde que ocorra uma análise que fundamente a correlação de tais conceitos.

A norma também permite a consideração da flexibilidade das fundações através de um conjunto de molas e amortecedores relativos a cada um dos diversos graus de liberdade da fundação.

Para efeito de verificação do tombamento das estruturas (excetuando-se as estruturas do tipo pêndulo invertido), é permitida uma redução de 25% com relação às forças determinadas de acordo com o método das forças horizontais equivalentes ou de 10% com relação às forças determinadas de acordo com o método espectral.

Já a norma chilena NCh:2009, apresenta as seguintes recomendações de projeto para as fundações:

- A área abaixo da fundação deve ter 80% ou mais em zona comprimida;
- As fundações sobre sapatas isoladas que não contém restrições adequadas ao movimento lateral, devem ser dotadas de sistema de amarração dimensionadas a absorver uma carga de compressão ou tração equivalente a 10% da carga vertical da sapata.

- Continuidade

PLUMIER (2007) afirma que toda descontinuidade em um projeto de estruturas leva a uma concentração de tensões e deformações. Uma estrutura descontínua é sempre indesejável, pois o mecanismo de ruína ao qual ela é submetida é local. A dissipação de energia na estrutura deve ser máxima, o que é obtido através da interação com o máximo de elementos, de maneira a constituir um mecanismo de ruína global, ao invés do local. O comportamento heterogêneo de uma estrutura apresentando grandes descontinuidades é sempre uma fonte de problema, pois ele torna delicada a análise da estrutura como um todo e dificulta o projeto correto dos nós cruciais, os quais acumulam grandes deformações.

Assim, na busca da obtenção da continuidade de um projeto, PLUMIER recomenda o atendimento aos seguintes aspectos:

- Construir vigas e pilares com eixos que se interceptem;
- Evitar as mudanças bruscas de direção dos elementos portantes;
- Evitar mudanças bruscas de larguras dos elementos portantes, decorrendo que as larguras das vigas e pilares devem diferir pouco;
- Elaborar um projeto cuidadoso das conexões dos elementos pré-moldados.

Um aspecto particularmente importante para garantir a qualidade real do trabalho realizado é o acompanhamento rigoroso da obra, em especial:

- Do posicionamento dos elementos de concreto pré-moldado;
- Da concretagem das suas conexões;
- Do posicionamento correto das armaduras.

- Ligação Viga / Pilar

Durante a ocorrência do sismo a região de ligação entre a viga e o pilar está sujeita a esforços bastante elevados. Caso a região não possua uma rigidez adequada que permita resistir às solicitações geradas, poderá levar ao colapso da estrutura.



Figura 3.37 - Colapso devido a rigidez inadequada do nós (PLUMIER:2007)

3.5 Análise estrutural

É importante compreender as diferenças entre as forças solicitantes devido ao vento e as solicitantes devido aos sismos. Apesar de ambas estarem especificadas nos seus respectivos códigos como passíveis de serem decompostas como forças equivalentes e ambas serem dinâmicas, ou seja, variáveis com o tempo, elas apresentam uma diferença básica devido à maneira que elas atuam na estrutura.

Enquanto as solicitações devido ao vento são externas, aplicadas proporcionalmente sob a superfície da estrutura, as solicitações sísmicas são fundamentalmente correlacionadas às forças de inércia. A magnitude da solicitação está mais correlacionada com a massa da estrutura do que com a área da superfície externa exposta.

O modelo estrutural deve representar adequadamente a distribuição de rigidez e de massa de modo que todos os modos de deformação significativos e as forças de inércia sejam devidamente representados para as solicitações sísmicas.

O EUROCODE:2008 permite que a análise para estruturas regulares em planta possa ser efetuada utilizando dois modelos planos, um para cada direção principal. É recomendado ainda, pelo referido código, o atendimento às seguintes disposições:

- O deslocamento entre pisos deve ser limitado para reduzir os efeitos $P-\Delta$ nos pilares;
- Ao longo de todo o comprimento da viga as armaduras longitudinais e transversais deverão ser prolongadas até as seções extremas (apoio), em função da incerteza na localização do ponto de inflexão;
- Devem ser levadas em consideração, na análise estrutural, as possíveis inversões de momentos, devendo ser garantida uma armadura mínima nas faces inferior e superior da viga.

Na análise estrutural de sistemas sismo-resistente compostos por concreto, a rigidez dos elementos deverá ser considerada no estado fissurado, devendo ser considerada a rigidez no estágio II, ou seja, deve ser tomada em conta a rigidez do sistema estrutural a partir do estado de início da fissuração, que equivale em torno de 50% da rigidez da estrutura no estágio I.

A norma sísmica chilena NCh 433:2009 afirma que para o cálculo da massa da estrutura podem ser considerados a carga permanente de 25% da carga acidental da edificações de uso residencial e 50% para edificações de uso público.

A NCh 433:2009 afirma ainda que varandas, marquises e elementos em balanço suscetíveis a solicitações sísmicas, devem ser dimensionados com cargas permanentes e acidentais majoradas em 30%.

Na figura 3.38 pode ser verificada uma representação da distribuição das solicitações sísmicas em todos os elementos estruturais.

O processo de modelagem e análise estrutural do projeto será executado de acordo com a seguinte sequência:

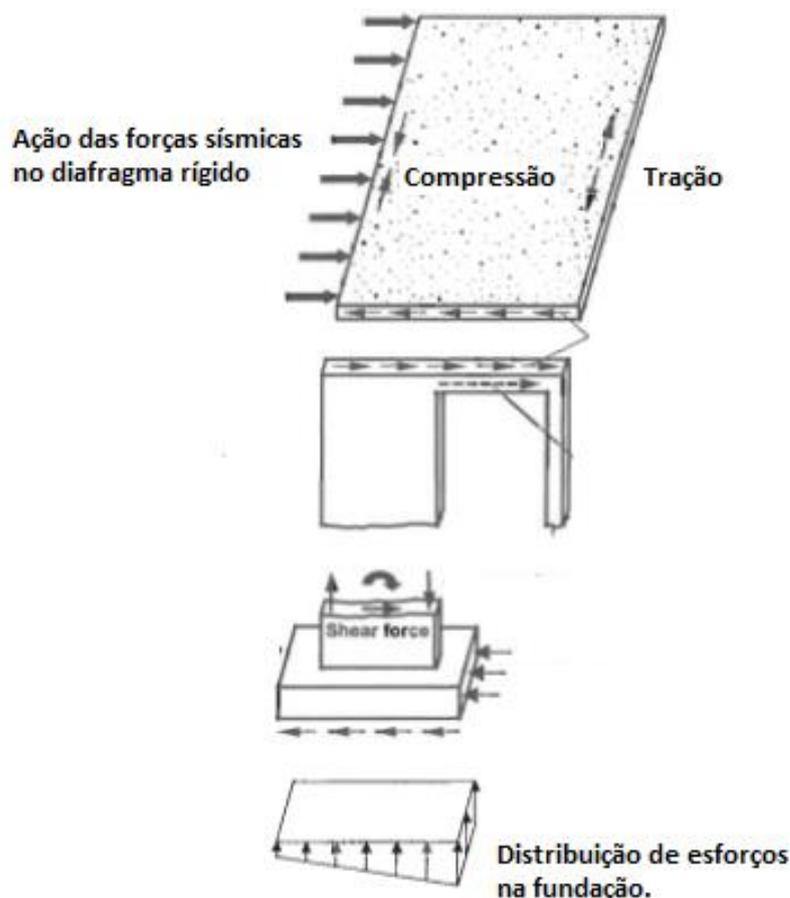


Figura 3.38 - Distribuição das forças sísmicas na estrutura (adaptado GHOSH ; FANELLA : 2004)

- Passo 01: Definição das características geológicas e geotécnica do solo da fundação.

A classificação dos diferentes tipos de terrenos de acordo com a NBR 15421:2006 pode ser visualizada na tabela 4.4.

- Passo 02: Definição das cargas que serão aplicadas na estrutura e na fundação.

A definição das cargas que serão aplicadas a estrutura varia em função de sua tipologia, conforme pode ser verificado na NBR 6120:1986 – Cargas para o cálculo de estruturas de edificações.

- Passo 03: Definição da forma inicial.

Com base no projeto arquitetônico é definida a forma do projeto estrutural, que deverá atender as restrições geométricas e construtivas impostas pelo projeto. Na figura 3.39 é demonstrada esquematicamente a forma de uma edificação.

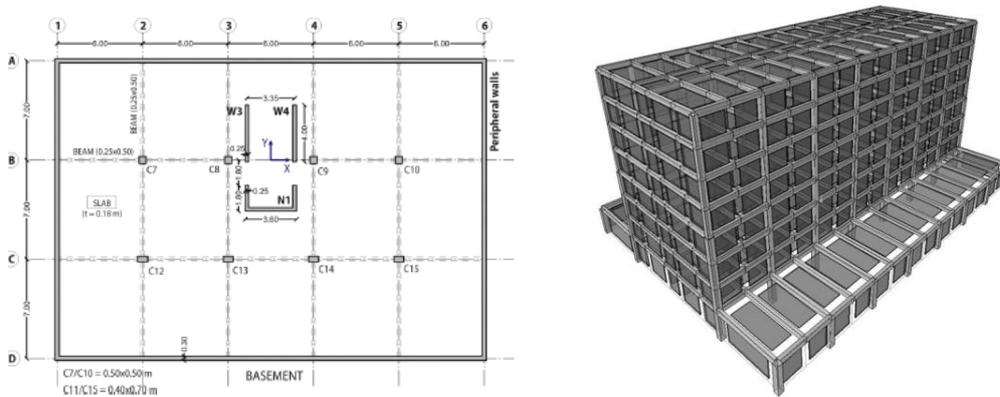


Figura 3.39 - Representação de um lançamento estrutural

- Passo 04: Definição da aceleração sísmica do solo.

O mapeamento dos coeficientes de aceleração sísmica horizontal no Brasil, segundo a NBR 15421:2006, pode ser verificado na figura 4.3 e tabela 4.1.

- Passo 05: Classificação do coeficiente de importância da edificação.

A classificação das estruturas segundo as categorias de utilização e ocupação pode ser definida segundo a tabela 4.3.

- Passo 06: Definição das características da estrutura e dos materiais empregados na execução.

Os coeficientes de projeto para os diversos sistemas básicos sismo-resistentes podem ser verificados segundo a NBR 15421:2006, na tabela 4.12.

SISTEMAS ESTRUTURAIS DE RESISTÊNCIA SÍSMICA		
SISTEMA	CARGAS Verticais	Forças Horizontais
Pilar Parede		
COMBINADO		
PÓRTICO		
DUAL		

Figura 3.40 – Representação esquemática dos sistemas estruturais de resistência sísmica (adaptada da norma colombiana NSR-10).

- Passo 07: Determinação das irregularidades em planta da Edificação

As definições dos tipos de irregularidade no plano é representada de forma resumida na figura 3.41.



Figura 3.41 – Resumo dos tipos de irregularidades no plano horizontal (adaptada da norma colombiana NSR-10).

- PASSO 08: Determinação das irregularidades na vertical

De acordo com a disposição dos elementos estruturais no plano vertical podem ser gerados diversos tipos de irregularidades verticais, conforme detalhado no item 4.8.2 e resumido esquematicamente na figura 3.42.

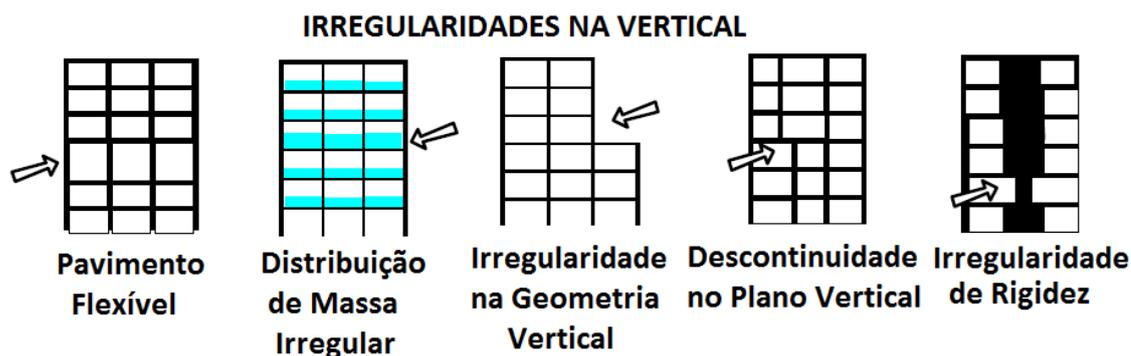


Figura 3.42 – Resumo dos tipos de irregularidades no plano vertical adaptada da norma colombiana NSR-10

- PASSO 09: Obtenção das forças sísmicas de projeto

A definição das forças sísmicas pode ser exemplificada conforme representação esquemática detalhada na figura 3.43.

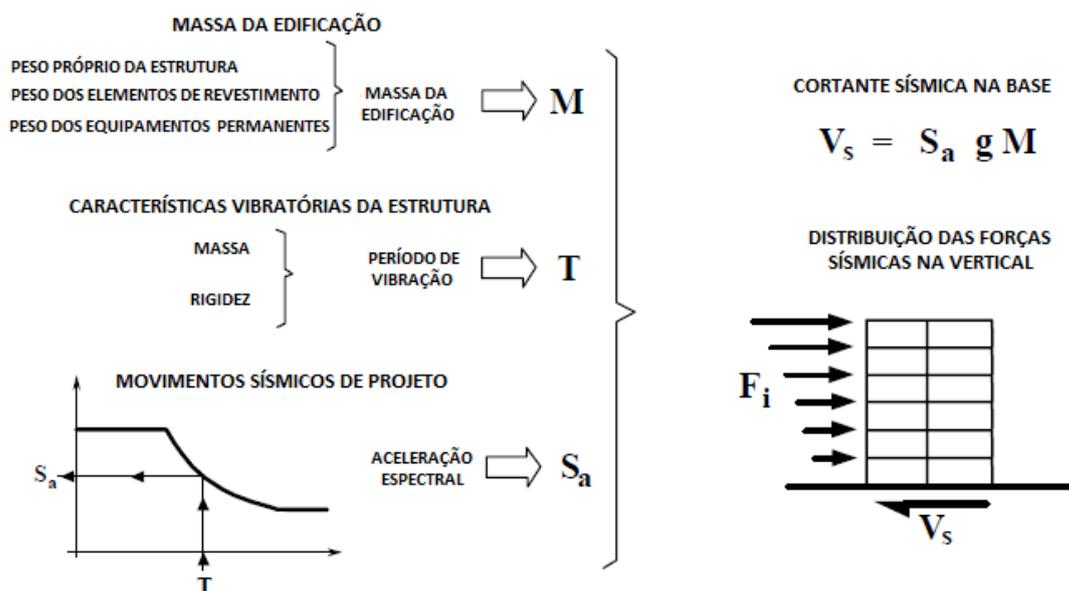


Figura 3.43 – Definição das Forças Sísmicas de Projeto adaptada da norma colombiana NSR-10

- PASSO 10: Análise da Estrutura e Verificação dos Deslocamentos Horizontais

Uma vez definidos todos os coeficientes e fatores necessários, prossegue-se à determinação dos esforços solicitantes e deformações estruturais, conforme representação ilustrativa na figura 3.44.

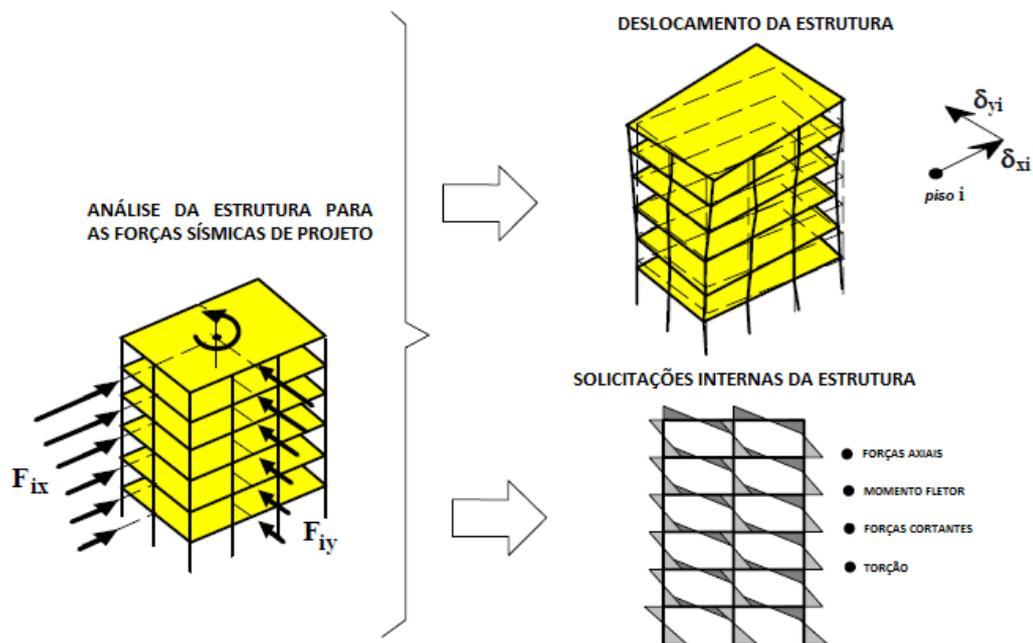


Figura 3.44 - Representação esquemática de esforços e deformações em elementos estruturais devido a solicitações sísmicas.

- PASSO 11: Verificação dos deslocamentos relativos

Os Limites dos deslocamentos relativos, segundo a NBR 15421:2006, são abordado no item 4.11 e resumido na tabela 4.18.

A norma sísmica colombiana NSR-10 também apresenta limitações de deslocamento relativo em uma abordagem mais simples e de fácil determinação, conforme pode ser verificado na figura 3.45.

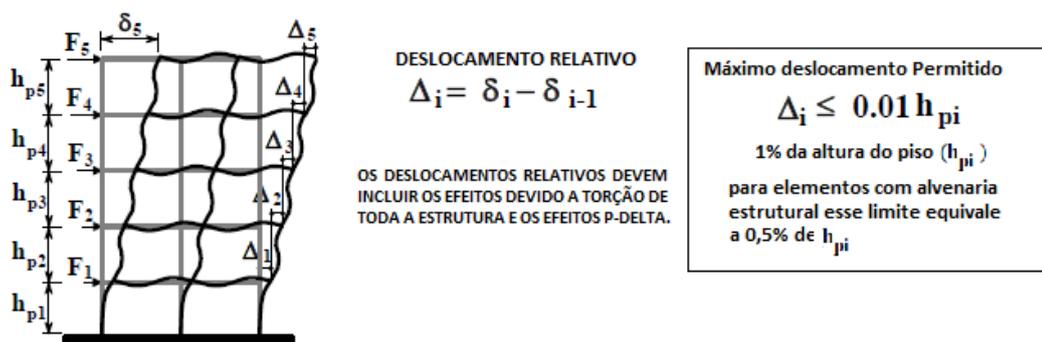


Figura 3.45 – Limites dos Deslocamentos Relativos adaptado da Norma Colombiana NSR-10

- PASSO 12: Compatibilização das deformações

As deformações dos diversos elementos estruturais devem ser compatibilizadas com os elementos não estruturais, como os elementos arquitetônicos de acabamento: vidro, gesso, forro, entre outros elementos e instalações que possam comprometer a estética da edificação.

Deve ser feita ainda a avaliação da capacidade de carga do solo e a estimativa dos recalques no solo.

- PASSO 13: Construção sob supervisão técnica

O último passo será a construção da edificação sob supervisão técnica dos projetistas, responsáveis técnicos sobre o projeto estrutural. Atentar que o projeto deve ser compatível com as metodologias construtivas e restrições financeiras e de cronograma do empreendimento.

3.6 Considerações sobre as paredes de alvenaria

O desempenho estrutural pode ser significativamente melhorado quando se considera o pórtico preenchido por alvenarias, pois o mesmo proporciona o acréscimo da capacidade resistente e de dissipação, melhorando ainda aspectos sísmicos das forças inerciais.

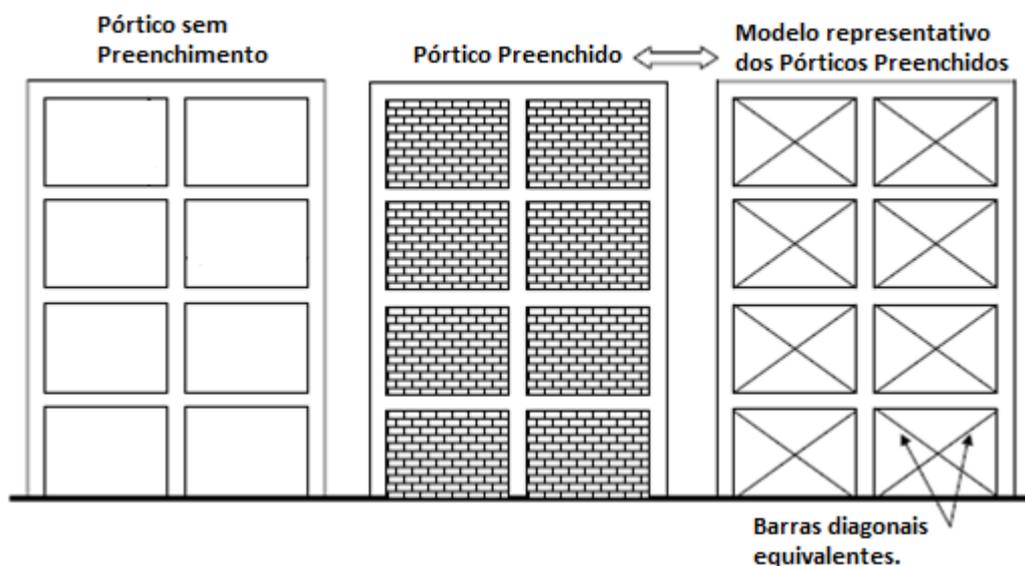


Figura 3.46 - Representação esquemática do efeito do pórtico preenchido (GHOSH ; FANELLA : 2004)

As estruturas rotuladas, preenchidas com painéis de alvenaria, quando solicitadas por forças horizontais de baixa intensidade, exibem um comportamento monolítico.

À medida que as forças horizontais aplicadas crescem em intensidade, dá-se a separação entre a parede e a estrutura reticulada ao longo dos cantos tracionados e o contato entre os elementos fica limitado apenas aos cantos da diagonal comprimida.

A distribuição das tensões principais através da zona de compressão pode ser visualizada ao longo das faixas diagonais, conforme representado esquematicamente na figura 3.47.

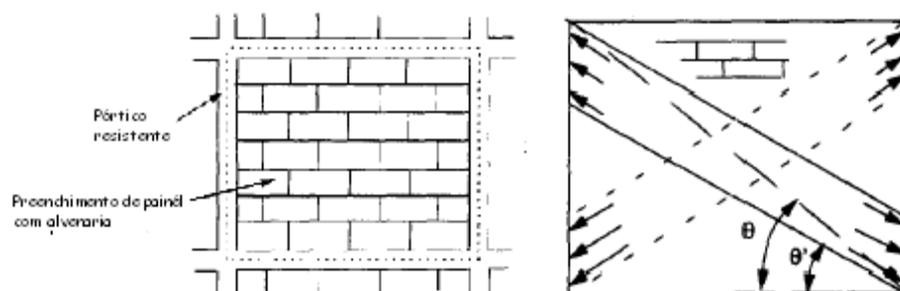


Figura 3.47 - Biela diagonal comprimida (PROENÇA:2007)

A grande vantagem do pórtico preenchido com alvenarias, sob considerações sísmicas, é que a presença dessa malha no pórtico pode alterar significativamente (positivamente) o tipo de resposta prevista e esperada.

Uma disposição ótima dos painéis de alvenaria, tanto em planta, como em altura, pode conduzir a um aumento substancial da rigidez e resistência dos edifícios, enquanto que uma distribuição inadequada dos mesmos painéis pode desencadear o comportamento não recomendado para a estrutura durante a ocorrência de um sismo.

O EUROCODE:2008 recomenda que seja considerado no dimensionamento de estruturas sismo-resistentes a contribuição para a rigidez lateral do edifício, dos painéis de enchimento de alvenaria para estruturas de concreto. Devendo ser adotadas medidas adequadas para evitar a ruptura frágil e a desintegração da alvenaria. Uma das recomendações para melhorar a integridade e o comportamento estrutural do painel é o lançamento de cintas superiores e inferiores.

3.7 Ductilidade dos pórticos

O desempenho sísmico de uma estrutura depende fortemente do comportamento de seus elementos críticos, garantindo a capacidade de transmissão dos esforços e de dissipação de energia.

Um dos principais mecanismos de dissipação de energia é a formação do maior número possível de rótulas plásticas sem que a estrutura colapse. Assim, os elementos sísmicos devem prever uma ductilidade local mínima e deve garantir uma quantidade mínima de armadura de tração para evitar uma ruptura frágil após o início de sua fissuração.

Em edifícios de vários pisos deve ser evitada a concentração de rótulas plásticas nos pilares em um só piso, conhecido como mecanismo de piso flexível ("soft storey"), pois pode gerar mecanismo de colapso na estrutura global.

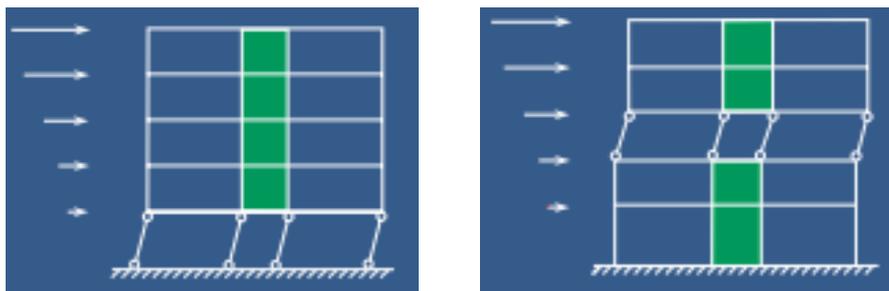


Figura 3.48 - Exemplos de formação do efeito “soft-storey” (HERNÁNDEZ:2009)

Deve-se assegurar que as rótulas plásticas se formem nas vigas (junto aos nós viga/pilar). Para tanto é necessário que o momento resistente nesta seção seja inferior ao causado pela ação sísmica, tornando os momentos resistentes nas vigas inferiores aos dos pilares (regra conhecida como “ pilar forte / viga fraca”).

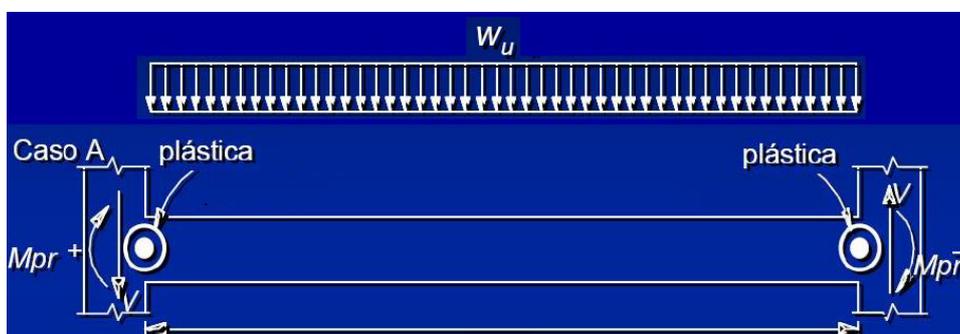


Figura 3.49 - Representação das regiões esperadas para formação de juntas plásticas (ACI:2008)

As rótulas plásticas devem ser evitadas ao máximo em colunas, porém o EUROCODE permite a ocorrência de rótulas nas seguintes condições:

- Em pórticos com quatro ou mais colunas é permitida a formação de rótulas em um dos pilares, desde que as demais permaneçam em regime elástico;
- Em prédios de um ou dois andares;
- No andar superior de prédios de vários andares.

3.8 Patologias ocasionadas devido a falta de regularidade em altura da edificação

Dentre as principais patologias oriundas devido à falta de regularidade em altura pode ser citada segundo o INTERNATIONAL BUILDING CODE (IBC:2006).

- 1) Irregularidade de Rigidez – Pavimento Flexível: Geração de mecanismo de colapso global, podendo ser um sistema de grande risco estrutural.

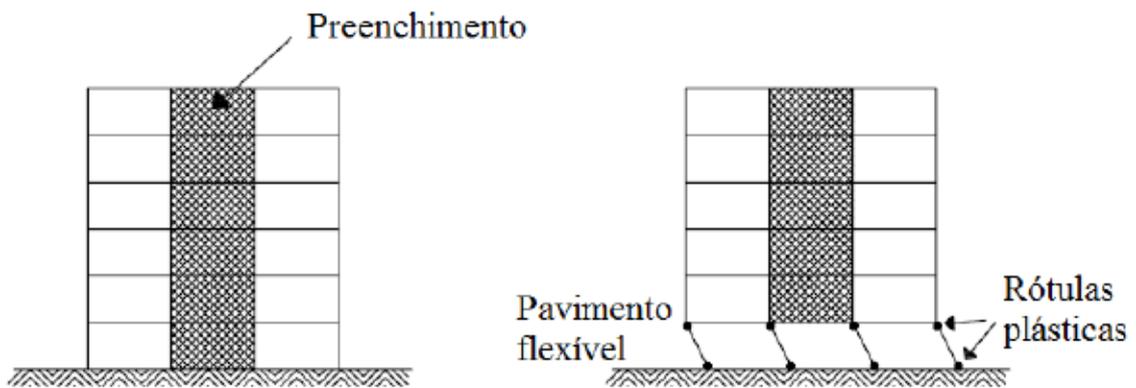


Figura 3.50 - Esquematização de Irregularidade de Rigidez (PLUMIER:2007)

Esse efeito ocorre quando o pavimento em análise apresenta rigidez inferior a 70% do pavimento acima ou quando apresenta valores inferiores a 80% da média dos três pavimentos superiores.

Os pavimentos flexíveis são bastante comuns nos edifícios porque normalmente o pavimento pilotis necessita de uma grande área de circulação devido ao seu uso: comércio, escritórios, recepção de hotéis, estacionamentos. Os pavimentos flexíveis são desaconselhados em zonas sísmicas, pois lá se concentram as deformações da estrutura.

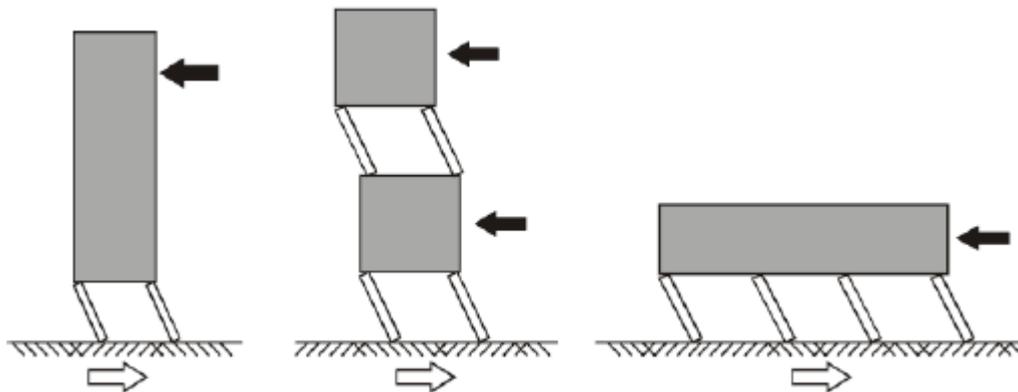


Figura 3.51 - Representação de pavimentos flexíveis (PLUMIER:2007)

O resultado dessa disposição é normalmente o colapso do pavimento flexível, provocando o colapso da estrutura. Essa situação é observada particularmente nos esqueletos de concreto armado, onde os pilares solicitados em compressão não apresentam ductilidade necessária para as solicitações de cisalhamento e flexão alternadas; e solicitados em tração apresentam pouca resistência à flexão.

2) Irregularidade de Rigidez – Pavimento Extremamente Flexível

Ocorre quando o pavimento em análise apresenta rigidez inferior a 60% do pavimento acima ou quando apresenta valores inferiores a 70% da média dos três pavimentos superiores.

3) Distribuição de massa irregular: Gera um mecanismo de colapso em circunstâncias extremas.

Esta irregularidade acontece quando a carga lançada no pavimento é 150% superior ao pavimento adjacente. Essa consideração não é válida para o elemento de cobertura (Telhado da edificação).

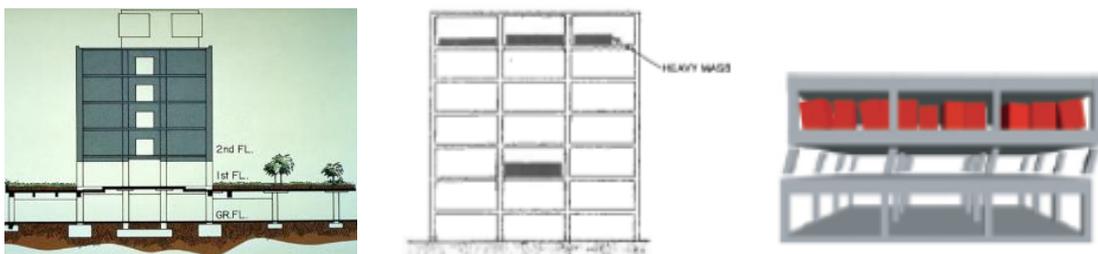


Figura 3.52 - Representação de distribuição irregular de massa (FEMA 454:2007)

4) Irregularidade na geometria vertical: Ocorrência de danno estrutural localizado.

Ocorre quando a dimensão horizontal de um pavimento é superior a 130% da dimensão do pavimento vertical adjacente.

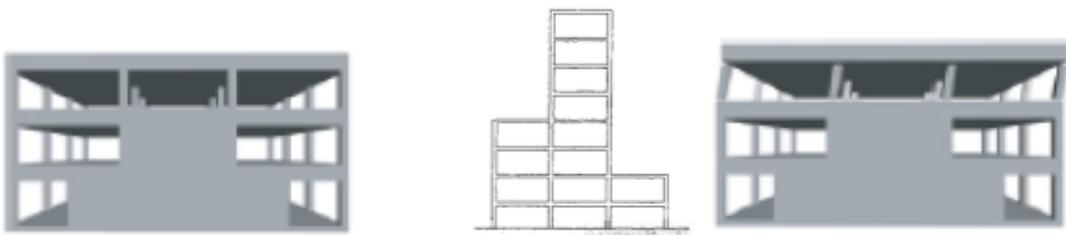


Figura 3.53 - Representação de irregularidades geométricas verticais (FEMA 454:2007)

5) Descontinuidade no plano vertical resistente a solicitações horizontais: Ocorrência de danno estrutural localizado.



Figura 3.54 - Representação de irregularidades no plano vertical resistente (FEMA 454:2007)

CAPÍTULO 04: Conceitos e definições acerca da NBR 15421:2006.

A NBR 15.421:2006 permite o cálculo das solicitações sísmicas baseado em três métodos:

- 1-) Análise pelo Método das Forças Horizontais Equivalentes
- 2-) Análise pelo Método Espectral
- 3-) Análise com Históricos de Acelerações no Tempo

Ao longo da dissertação serão simulados modelos utilizando o método das forças horizontais equivalente e o método espectral (com uso do software TQS), como pode ser verificado no capítulo 05.

Para utilização desses métodos as determinações das ações sísmicas variam em função dos seguintes parâmetros:

- i) Sismicidade local;
- ii) Períodos ou frequências naturais da estrutura;
- iii) Caracterização da ocupação;
- iv) Caracterização das cargas;
- v) Tipo da fundação e da construção;
- vi) Nível de ductilidade da estrutura;
- vii) Importância da edificação, entre outros.

4.1 Período de Retorno

O período de retorno é definido como o intervalo de tempo estimado para a ocorrência de um determinado evento. O período de retorno, T_R , está associado à probabilidade, P_R , de um evento ser ultrapassado em um determinado período de tempo, T_F .

$$T_R = -\frac{T_F}{\ln(1,0 - P_R)}$$

A probabilidade de que uma ação sísmica exceda a premissa inicial de projeto representa um importante fator no estudo estatístico da ocorrência sísmica. Este fator equivale a um quantil percentual que uma solicitação sísmica mais severa possa ocorrer em um intervalo determinado, representado por P_e .

$$P_e = 1 - e^{-\lambda_m T_e}$$

Onde:

T_e – Equivale ao tempo de exposição do evento

λ_m = Probabilidade anual para que o evento se exceda (fator estatístico)

Nas normas de projetos sísmo resistentes, as ações sísmicas são determinadas a partir das acelerações características de projeto e dependentes do valor do período de retorno adotado.

Na tabela 4.1 são apresentados os riscos probabilísticos das ações sísmicas serem superadas em função do tempo de exposição e o período de retorno.

Tabela 4.1 - Período de retorno de solicitações sísmicas (ASCE: 2006)

Probabilidade de exceder a ação sísmica	Tempo de Exposição (anos)	Período de Retorno (anos)
50%	100	144
10%	50	475
10%	100	950
5%	100	1950
2%	50	2475
1%	100	9950

Segundo a NBR 15421:2006, os valores requeridos para período de retorno no Brasil são semelhantes aos critérios adotados pela norma sísmica peruana, NTE E.030:2003, e a norma sísmica suíça, SIA 261:2003, os quais equivalem a uma probabilidade de 10% de ser ultrapassado no sentido desfavorável, durante um período de 50 anos, o que corresponde a um período de retorno de 475 anos.

Fazendo uma análise comparativa com o SEI 7-05 (ASCE, 2005), os valores utilizados para solicitações sísmicas devem apresentar um período de retorno de probabilidade de 2% de serem ultrapassados dos valores característicos em um período de 50 anos, representando assim um período de retorno de 2.475 anos.

4.2 Acelerações Sísmicas Horizontais e Zoneamento Sísmico Brasileiro

A NBR 15421:2006 segmenta a ação sísmica no Brasil em zonas e a sismicidade de cada zona é traduzida por um único parâmetro que é o valor de referência da aceleração característica à superfície em rocha a_g . A ação sísmica é traduzida por um espectro de resposta elástico de aceleração na superfície do terreno que representa as componentes do movimento do solo.

SANTOS et al. (2010) afirmam que os valores adotados para acelerações sísmicas, segundo a NBR 15421:2006, são valores conservadores. Os referidos autores discutem que a razão desse conservadorismo quanto ao período de retorno se deve à ausência de dados sísmicos precisos para o cálculo das acelerações características horizontais de projeto.

SANTOS; LIMA (2006) afirmam que o estudo das acelerações sísmicas horizontais utilizado no Brasil se baseou no mapa de risco sísmico mundial, o Global Seismic Hazard Maps, realizado pelo GFZ-Potsdam, no qual atualmente ainda não existe uma análise completa da sismicidade do território brasileiro. O mapa base para as definições sísmicas estabelecidas no Brasil se verifica na figura 4.1.

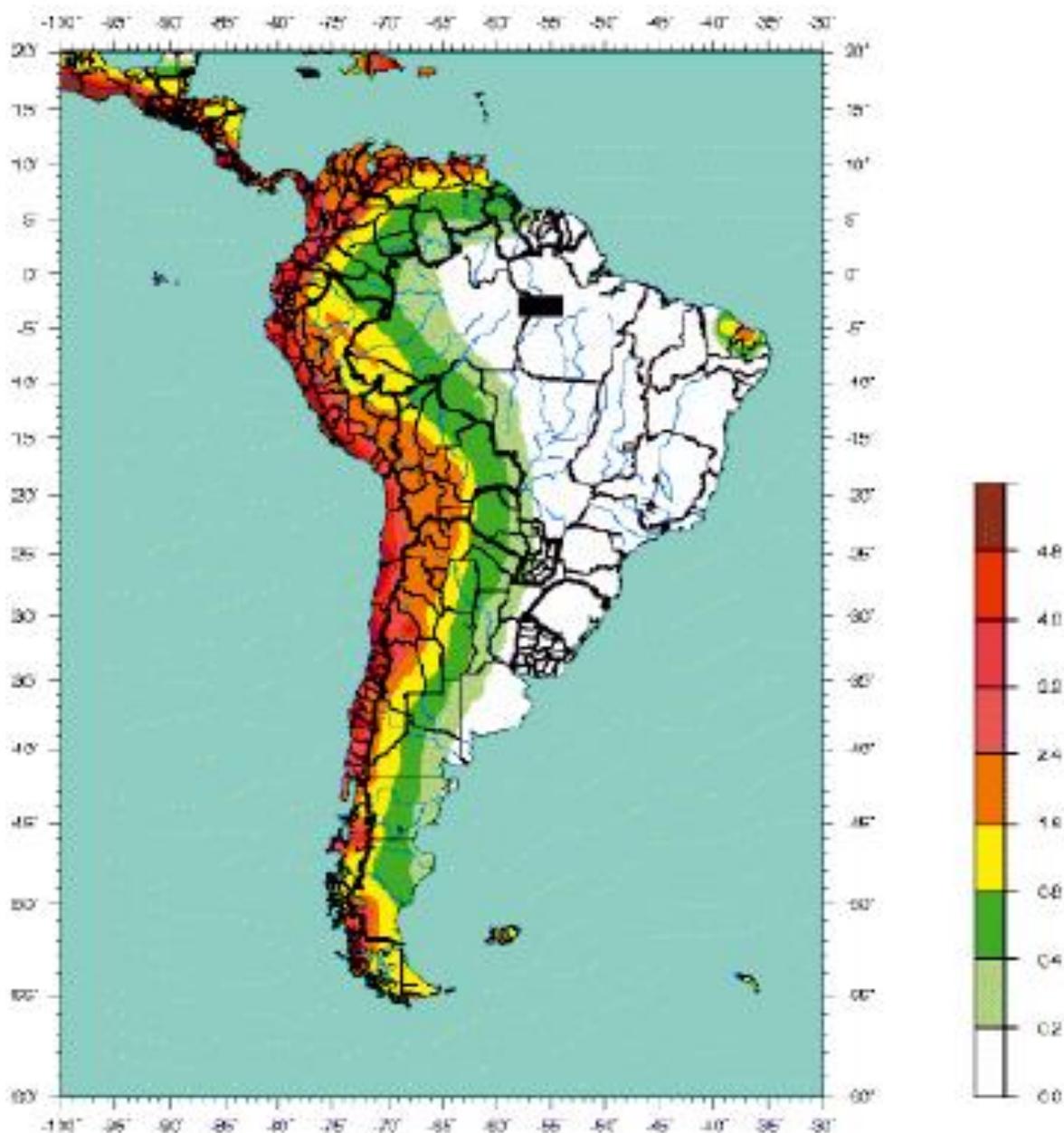


Figura 4.1 - Representação do potencial sísmico (GFZ-Postdam: 2010)

SANTOS et al. (2010) afirmam que a norma NBR 15421:2006 desenvolveu um estudo, antes de sua publicação, sobre uma análise comparativa das normas de seis países da América do Sul, analisando inclusive os dados do zoneamento sísmico dos países vizinhos para atribuir a região norte brasileira. A partir desse estudo e levando em conta a continuidade geográfica entre países vizinhos, foram definidas as zonas de sismicidade do Brasil.

A NBR 15421:2006 divide o território brasileiro em cinco zonas sísmicas, conforme pode ser visualizada no mapa presente na figura 4.2.

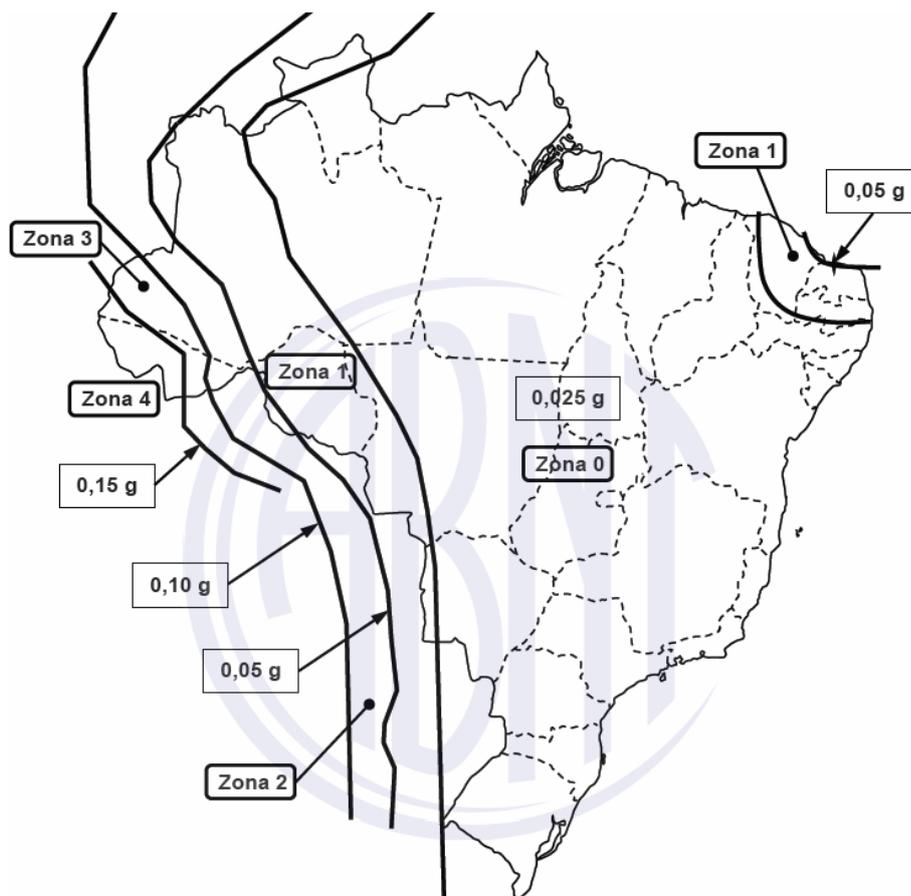


Figura 4.2 - Mapeamento da aceleração sísmica horizontal no Brasil (NBR 15421:2006)

As zonas sísmicas são definidas de acordo com a variação de a_g , aceleração sísmica horizontal característica normatizada para terrenos Classe B (Rocha), e o valor da aceleração em cada zona pode ser verificado na tabela 4.2. Verifica-se que os valores são independentes do período da estrutura, variando apenas em função de sua localização geográfica.

Tabela 4.2 - Zonas Sísmicas e respectivas acelerações sísmicas (NBR 15421:2006)

Zona Sísmica	Valores de a_g
Zona 0	$a_g = 0,025 * g$
Zona 1	$0,025 * g = a_g < 0,05 * g$
Zona 2	$0,05 * g = a_g < 0,10 * g$
Zona 3	$0,10 * g = a_g < 0,15 * g$
Zona 4	$a_g = 0,15 * g$

Para estruturas localizadas nas zonas sísmicas de 1 a 3, os valores a serem considerados para a_g , podem ser obtidos por interpolação nas curvas representadas do mapa da figura 4.2. Vale salientar que para casos onde se faça necessária uma análise mais refinada e criteriosa, um estudo sismológico e geológico específico para a definição de a_g , pode ser opcionalmente efetuado para o projeto de qualquer estrutura.

4.2.1 Acelerações Sísmicas segundo CALTRANS:2010

Realizando uma análise comparativa com a norma americana gerada pelo Califórnia Department of Transportation (Caltrans), que é a entidade responsável pelo projeto, construção e controle da operacionalidade das estradas da Califórnia, o CALTRANS:2010 permite que as ações sísmicas sejam definidas a partir de acelerogramas ou de espectros de resposta elásticos.

- Os acelerogramas utilizados podem ser obtidos de uma forma determinista a partir da base de dados da Division of Mines and Geology que contém registros correspondentes ao máximo sismo (MSC) para o local, ou através de uma análise probabilística considerando períodos de retorno de 1000 a 2000 anos;

- Os dados a serem lançados nos acelerogramas devem corresponder a uma probabilidade sísmica de 60% de não serem excedidos durante a vida útil da estrutura, é considerado um período de vida útil entre 200 a 300 anos em função da importância da edificação.

4.2.2 Acelerações Sísmicas segundo EUROCODE:2008

As ações sísmicas definidas através do EUROCODE se baseiam nos seguintes critérios:

- A ação sísmica é estimada através de espectros de resposta elásticos. Estes espectros são definidos para cada país nos respectivos documentos nacionais de aplicações sísmicas;

- O espectro de resposta de cálculo é obtido a partir do espectro de resposta elástico, alterando o coeficiente de comportamento, o qual varia em função da tipologia da edificação.

4.2.3 Acelerações Sísmicas segundo a norma sísmica chilena NCh 433:2009

O zoneamento sísmico utilizado na NBR 15421:2006 se assemelha ao mesmo conceito utilizado em diversas outras normas sísmicas internacionais, como, por exemplo, a norma chilena NCh 433:2009, a qual tem seu zoneamento e respectivas acelerações sísmicas detalhadas na figura 4.3.

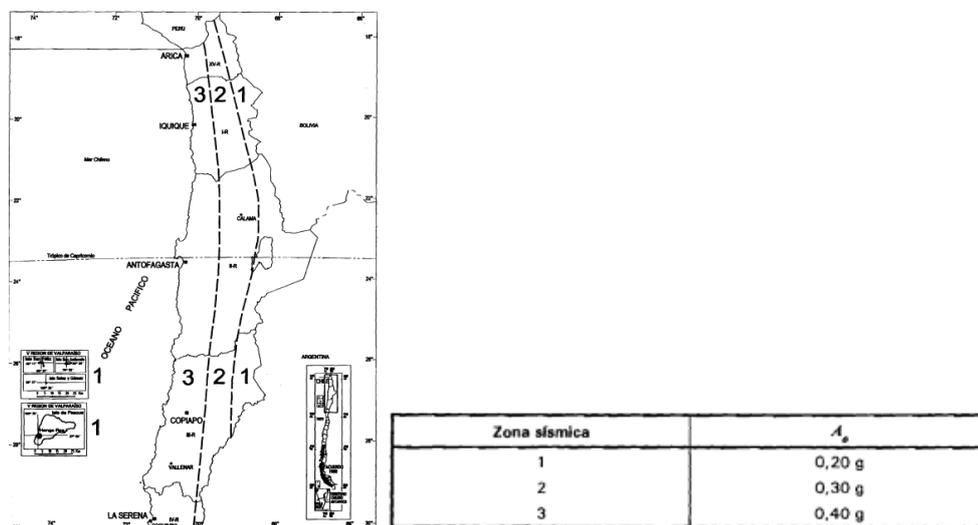


Figura 4.3 – Zoneamento sísmico da norma Chilena NCh433:2009

4.2.4 Acelerações Sísmicas segundo a norma sísmica peruana NTE E.030:2003

Segundo a norma peruana NTE E.030:2003, as acelerações sísmicas podem ser verificadas na figura 4.4.



Figure Nº 1

ZONE	Z
3	0.4
2	0.3
1	0.15

Figura 4.4 – Zoneamento sísmico da norma peruana NTE E.030:2003.

4.2.5 Acelerações Sísmicas segundo a norma suíça SIA 261:2003

A norma sísmica suíça, SIA 261:2003, também adota os valores de acelerações sísmicas conforme apresentado na figura 4.5.

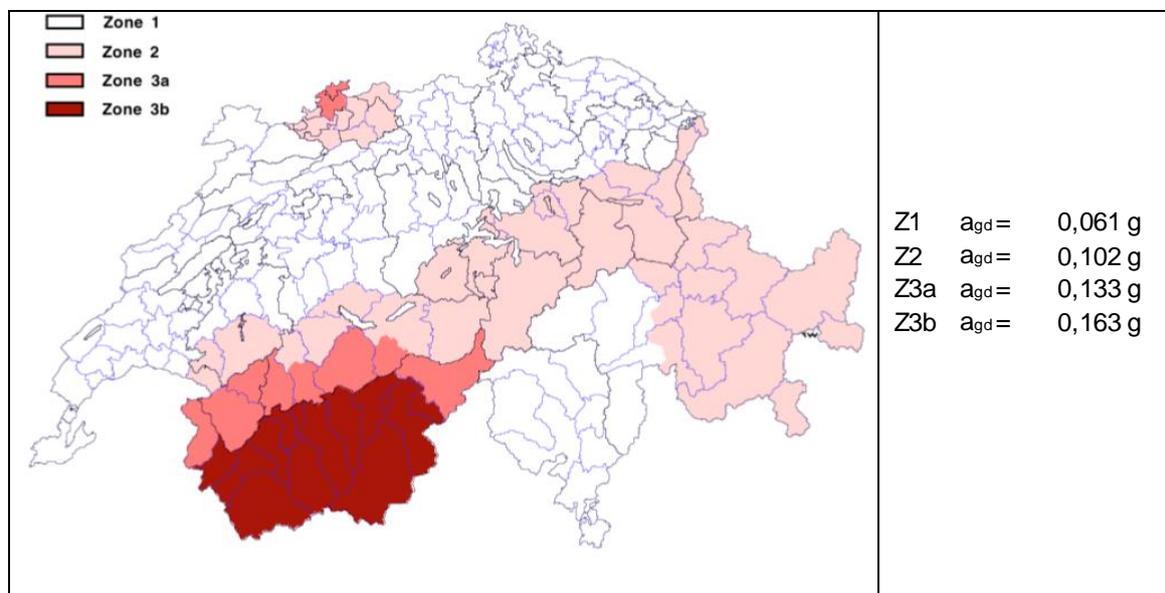


Figura 4.5 - Valores de acelerações sísmicas adotadas pela norma sísmica Suíça SIA 261:2003.

4.2.6 Acelerações Sísmicas segundo a norma turca

A norma turca apresenta as acelerações sísmicas em função do zoneamento, conforme apresentado na tabela 4.3.

Tabela 4.3 - Valores de acelerações sísmicas adotadas pela norma sísmica Turca.

<i>Seismic Zone</i>	A_0
1	0.40
2	0.30
3	0.20
4	0.10

4.3 Classificação do Terreno

A natureza e a espessura das diversas camadas de solo que cobrem a superfície rochosa afeta sensivelmente as ondas sísmicas que por ela atravessam.

Uma das principais características das propriedades do terreno é que a sua composição pode gerar a amplificação dos efeitos sísmicos alterando a ordenada da aceleração sísmica do espectro de resposta.

Do ponto de vista sísmico, os melhores solos são aqueles que mais se assemelham a características de rocha, ou seja, quanto mais rígido e denso melhor. Os solos mais perigosos são: solos argilosos, finos saturados, solos coesivos e saturados, solos de baixa compactação e solos arenosos passíveis de serem liquefeitos.

A NBR 15421:2006 classifica os diferentes tipos de terrenos em função de:

- Da velocidade média de propagação das ondas de cisalhamento;
- Do número de golpes no ensaio SPT;
- Dos fatores de ampliação sísmica no solo;
- De espectro de resposta.

Tabela 4.4 - Classe do Terreno e propriedades

Classe do Terreno	Designação da classe do terreno	Propriedades médias para os 30m superiores do terreno	
		V _s	N
A	Rocha Sã	V _s ≥ 1500 m/s	(não aplicável)
B	Rocha	1500 m/s ≥ V _s ≥ 760 m/s	(não aplicável)
C	Rocha alterada ou solo muito rígido	760 m/s ≥ V _s ≥ 370 m/s	N ≥ 50
D	Solo rígido	370 m/s ≥ V _s ≥ 180 m/s	50 ≥ N ≥ 15
E	Solo mole	V _s < 180 m/s	N ≤ 15
	-	Qualquer perfil, incluindo camada com mais de 3m de argila mole	
F	-	1- Solo exigindo avaliação específica, como: 2- Solos vulneráveis à ação sísmica, como solos liquefazíveis, argilas muito sensíveis e solos colapsíveis fracamente cimentados; 3- Turfa ou argilas muito orgânicas; 4- Argilas muito plásticas; 5- Estratos muito espessos (≥ 35m) de argila mole ou média.	

V_s = Velocidade média de propagação de ondas de cisalhamento.

N = Número médio de golpes no ensaio SPT, em ensaio realizado conforme a NBR 6484.

Os parâmetros geotécnicos adotados na classificação são avaliados nos 30 m superiores do terreno.

Para os casos onde não se tem conhecimento da velocidade média de propagação de ondas de cisalhamento, V_s, a norma permite a classificação do terreno a partir do número médio de golpes, N, do ensaio SPT, regulamentado pela NBR 6484:2001.

Caso o solo em estudo seja estratificado, os valores médios de V_s e N devem ser obtidos em função destes mesmos valores, V_{si} e N_i nas diversas camadas i, através das equações:

$$\bar{V}_s = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{V_{si}}} \quad \bar{N} = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{N_i}}$$

Onde:

d é a espessura de cada camada de solo analisada.

O detalhamento de cada um dos solos referenciados na tabela 4.5, pode ser descrito conforme a NBR 6502:2006.

- Rocha: material sólido, consolidado e constituído por um ou mais minerais, com características físicas e mecânicas específicas para cada tipo;

- Rocha Sã: rocha com componentes mineralógicos originais intactos, sem apresentar indícios de decomposição com juntas ligeiramente oxidadas e sem haver perda de sua resistência mecânica;

- Rocha pouco alterada: rocha com alteração incipiente ao longo das fraturas e com alguns componentes mineralógicos originais muito pouco transformados. Resistência mecânica pouco abaixo à da rocha sã;

- Rocha medianamente alterada: rocha com alguns componentes originais ou parcialmente, onde 1/3 da espessura do corpo da rocha está alterada. As superfícies das discontinuidades mostram de forma parcial a ação do intemperismo, e sua resistência é inferior à rocha pouco decomposta;

- Rocha muito alterada: rocha que apresenta uma decomposição não uniforme de matriz, com 2/3 do corpo da rocha apresentando alteração. Alguns minerais originais acham-se totalmente ou parcialmente transformados em outros e as superfícies das discontinuidades apresentam os efeitos nítidos do Intemperismo, com intensa decomposição. Esta rocha desagrega-se parcialmente na presença de água e quebra-se facilmente com choque mecânico.

Uma das formas de classificação e interpretação do solo faz uso de uma tabela desenvolvida em 1983 pelo ISRM – International Symposium on Rock Engineering for Mountainous Regions, como se verifica na tabela 4.5.

Tabela 4.5 - Interpretação do solo e resistência à compressão estimada

GRAU	DESCRIÇÃO	IDENTIFICAÇÃO DE CAMPO	CAMPO APROXIMADO DE VARIÇÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO UNIAXIAL (MPa)
S1	Solo muito mole	Facilmente penetrado por várias polegadas com pulso	<0,025
S2	Solo mole	Facilmente penetrado por várias polegadas com o dedo polegar	0,025-0,050
S3	Solo firme	Por ser penetrado com o dedo polegar, por várias polegadas com moderado esforço	0,050-0,10
S4	Solo rígido	Prontamente emolgado pelo dedo polegar mas penetrado somente com grande esforço	0,10-0,25
S5	Solo muito rígido	Prontamente recortado pela unha	0,25-0,50
S6	Solo duro	Recortado com dificuldade pela unha	>0,50
R0	Rocha extremamente fraca	Marchada pela unha	0,25-1,0
R1	Rocha muito fraca	Esmigalha-se sob impacto da ponta do martelo de geólogo, pode ser raspada por canivete	1,0-5,0
R2	Rocha fraca	Pode ser raspada por canivete com dificuldade, marcada por firme pancada com a ponta do martelo de geólogo	5,0-25
R3	Rocha medianamente fraca	Não pode ser raspada por canivete, amostras podem ser fraturadas com um único golpe do martelo de geólogo.	25-50
R4	Rocha resistente	Amostras requerem mais de um golpe para fraturar-se	50-100
R5	Rocha muito resistente	Amostras requerem muitos golpes de martelo para fraturar-se	100-250
R6	Rocha extremamente resistente	Amostras podem somente ser lascada com o martelo de geólogo	>250

Para estruturas solicitadas sismicamente deverão ser realizado estudos de caracterização geotécnica para classificação do terreno.

A norma sísmica Mexicana também estabelece a caracterização do solo em função da velocidade das ondas propagadas e os ensaios SPT, como se verifica na tabela 4.6.

Tabela 4.6 - Caracterização do solo segundo a norma mexicana

Tipo do Solo	Número de golpes (SPT)	Vs (m/s)	γ_s (t/m ³)
Rocha	-	> 720	2.0
Solo Firme e Denso	>50	360	1.8
Solo Médio	15 - 50	180	1.5
solo Fraco	< 15	90	1.3

A norma Chilena, NCh 433:2009, classifica o solo segundo 04 categorias básicas como se verifica na tabela 4.7.

Tabela 4.7 - Caracterização do solo segundo a norma Chilena NCh 433:2009

Tipo de suelo	Descripción
I	Roca: Material natural, con velocidad de propagación de ondas de corte in-situ igual o mayor que 900 m/s, o bien, resistencia de la compresión uniaxial de probetas intactas (sin fisuras) igual o mayor que 10 MPa y RQD igual o mayor que 50%.
II	<p>a) Suelo con v_s igual o mayor que 400 m/s en los 10 m superiores, y creciente con la profundidad; o bien,</p> <p>b) Grava densa, con peso unitario seco γ_d igual o mayor que 20 kN/m³, o índice de densidad $ID(DR)$ (densidad relativa) igual o mayor que 75%, o grado de compactación mayor que 95% del valor Proctor Modificado; o bien</p> <p>c) Arena densa, con $ID(DR)$ mayor que 75%, o Índice de Penetración Estándar N mayor que 40 (normalizado a la presión efectiva de sobrecarga de 0,10 MPa), o grado de compactación superior al 95% del valor Proctor Modificado; o bien,</p> <p>d) Suelo cohesivo duro, con resistencia al corte no drenado s_u igual o mayor que 0,10 MPa (resistencia a la compresión simple q_u igual o mayor que 0,20 MPa) en probetas sin fisuras.</p> <p>En todo los casos, las condiciones indicadas se deben cumplir independientemente de la posición del nivel freático y el espesor mínimo del estrato debe ser 20 m. Si el espesor sobre la roca es menor que 20 m, el suelo se debe clasificar como tipo I.</p>
III	<p>a) Arena permanentemente no saturada, con $ID(DR)$ entre 55 y 75%, o N mayor que 20 (sin normalizar a la presión efectiva de sobrecarga de 0,10 MPa); o bien,</p> <p>b) Grava o arena no saturada, con grado de compactación menor que el 95% del valor Proctor Modificado; o bien,</p> <p>c) Suelo cohesivo con s_u comprendido entre 0,025 y 0,10 MPa (q_u entre 0,05 y 0,20 MPa) independientemente del nivel freático; o bien,</p> <p>d) Arena saturada con N comprendido entre 20 y 40 (normalizado a la presión efectiva de sobrecarga de 0,10 MPa).</p> <p>Espesor mínimo del estrato: 10 m. Si el espesor del estrato sobre la roca o sobre suelo correspondiente al tipo II es menor que 10 m, el suelo se debe clasificar como tipo II.</p>
IV	<p>Suelo cohesivo saturado con s_u igual o menor que 0,025 MPa (q_u igual o menor que 0,050 MPa).</p> <p>Espesor mínimo del estrato: 10 m. Si el espesor del estrato sobre suelo correspondiente a algunos de los tipos I, II o III es menor que 10 m, el suelo se debe clasificar como tipo III.</p>

Tipo de suelo	S	T_s s	T'_s s	n	p
I	0,90	0,15	0,20	1,00	2,0
II	1,00	0,30	0,35	1,33	1,5
III	1,20	0,75	0,85	1,80	1,0
IV	1,30	1,20	1,35	1,80	1,0

A NCh433:2009 afirma que essa tabela não pode ser aplicável para os seguintes tipos de solo:

- i) Solos potencialmente liquefeitos e ensaios com valores do SPT N inferior a 20;
- ii) Solos suscetíveis a danos devido a vibração sísmica.

Critérios semelhantes para a classificação do solo são adotados pela norma sísmica Suíça, SIA 261:2003, conforme demonstrado na tabela 4.8, que correlaciona as propriedades do solo com os parâmetros definir o espectro de resposta elástica.

Tabela 4.8 - Caracterização do solo segundo a norma sísmica SIA 261:2003

Ground Class	Description	v_s [m/s]	N_{SP7}	s_{σ} [kN/m ²]	S	T_B [s]	T_C [s]	T_D [s]
A	firm rock (e.g. granite, gneiss, quartzite, siliceous limestone, limestone) or soft rock (e.g. sandstone, conglomerate, Jura marl, Opalinus claystone) beneath a maximum soil cover of 5 m	> 800	–	–	1.00	0.15	0.4	2.0
B	deposits of extensive cemented gravel and sand and/or overconsolidated soils with a thickness exceeding 30 m	400...800	> 50	> 250	1.20	0.15	0.5	2.0
C	deposits of normally consolidated and uncemented gravel and sand and/or moraine with a thickness exceeding 30 m	300...500	15...50	70...250	1.15	0.20	0.6	2.0
D	deposits of unconsolidated fine sand, silt and clay with a thickness exceeding 30 m	150...300	< 15	< 70	1.35	0.20	0.8	2.0
E	alluvial surface layer of Ground Classes C or D, with a thickness of 5 to 30 m lying above a stiffer layer of the Ground Classes A or B	–	–	–	1.40	0.15	0.5	2.0
F	deposits of structurally-sensitive and organic deposits (e.g. peat, lake marl, slide material) with a thickness exceeding 10 m	–	–	–	–	–	–	–

4.4 Espectro de Resposta

O conceito de espectro de resposta é determinante no desenvolvimento da Engenharia Sísmica. Trata-se de uma técnica que permite calcular as amplitudes máximas da resposta de uma série de osciladores lineares de um grau de liberdade a uma determinada ação sísmica.

Os registros dos sismos têm características bastante irregulares e diferentes entre si. Assim, a metodologia mais adequada para a análise sísmica das estruturas seria a baseada em um enfoque probabilístico. No entanto, o conjunto de dados sísmicos disponíveis em uma determinada região é, em geral, insuficiente para permitir que o projeto possa se desenvolver com base exclusivamente em métodos probabilísticos.

A análise sísmica, atualmente efetuada segundo um enfoque determinístico, busca levar em consideração a natureza aleatória dos sismos através da definição de excitações "envoltórias" de sismos de diferentes características.

Do ponto de vista do interesse da engenharia, as grandezas mais importantes registradas durante a ocorrência de um sismo são os gráficos das variações no tempo da aceleração, velocidades e deslocamentos do solo.

“Matheu (2005) apud Miranda (2010) apresenta uma importante abordagem sobre Espectro de Resposta como se verifica “Um espectro de resposta é um gráfico de valores máximos de resposta (deslocamento, velocidade ou aceleração) de sistemas de um grau de liberdade com diferentes períodos naturais de vibração sujeitos ao mesmo terremoto”.

“O espectro de resposta representa as acelerações de pico, S_a , ou acelerações espectrais de sistemas de um grau de liberdade. As acelerações espectrais além de dependerem do período fundamental da estrutura, dependem também de suas taxas de amortecimento, ξ . Quanto maiores forem as taxas de amortecimento, menores serão as acelerações espectrais como mostra a Figura 4.6.”

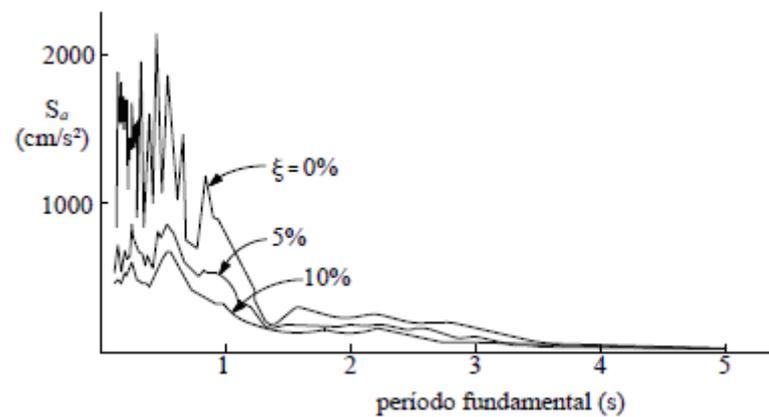


Figura 4.6 - Demonstração de um espectro de resposta (Adaptação Matheus:2005 apud Lindeburg e McMullin:2008)

Nas especificações técnicas do US Army Corps of Engineering é apresentada uma ilustração para demonstração de como se é obtido o espectro de resposta como se verifica na figura 4.7.

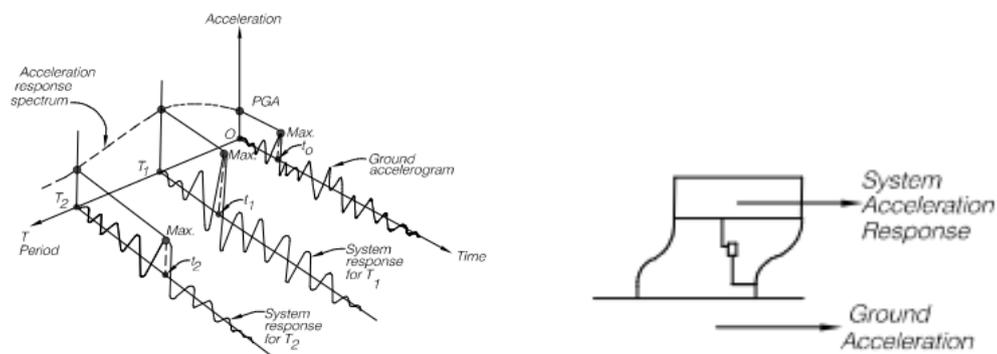


Figura 4.7 - Determinação do espectro de resposta de uma estrutura (US ARMY CORPS OF ENGINEERS:1998)

Matheu (2005) apud Miranda (2010) afirma ainda que os picos de acelerações espectrais ocorrem quando o período fundamental da estrutura coincide com o período predominante do sismo, ou seja, quando a edificação entra em ressonância com a excitação.

Como os espectros de resposta não possuem uma configuração constante e são traçados a partir de um sismo específico, não é possível utilizar tais espectros para novos projetos. Para tanto, é definido um espectro de resposta de projeto obtido através de critérios estatísticos aplicados a um conjunto de vários espectros de resposta traçados a partir de diferentes terremotos.

Outro aspecto importante a considerar é que o espectro de resposta depende das características geológicas do local onde se verifica o evento sísmico. Os valores das acelerações devem, portanto, levar em consideração também o potencial de amplificação do solo. MIRANDA (2010) apud MATHEU (2005).

Para a definição dos espectros de resposta de projeto, é necessário que seja desenvolvido um extenso programa de investigações geológicas, sismológicas e geotécnicas no local da instalação.

No processo de definição das excitações sísmicas de projeto para construção do espectro de resposta, os seguintes grupos de informações devem ser coletados:

a) Dados históricos de terremotos ocorridos próximo à região em estudo (em um raio de algumas centenas de quilômetros), incluindo a intensidade sísmica em diversos pontos atingidos pelo terremoto. A partir desses dados poderão ser determinados parâmetros como: localização dos epicentros e, se possível, dos hipocentros, intensidade sísmica no epicentro, ou o mais próximo possível deste; mapas iso-sísmicos e magnitude estimada.

b) Dados instrumentados em estações sismológicas próximas à região, a partir dos quais se obterá parâmetros como: localização dos epicentros e hipocentros, horário de início do fenômeno, magnitude, área total atingida, máxima intensidade observada, mapas iso-sísmicos e intensidade observada na região da instalação. Serão de interesse tanto dados registrados em sismos significativos, quanto em microtremores.

c) Características geológicas regionais, como: características litológicas da região, estratigrafia regional, características tectônicas da região (especialmente, presença de falhas geológicas ativas) e características de sub-superfície (especialmente, mapeamento da superfície da rocha de embasamento);

d) Características geológico-geotécnicas do local, como: estratificação local do subsolo, presença local de falhas e seu relacionamento com as falhas regionais, determinação da espessura das camadas de solo e das propriedades mecânicas dos materiais de cada camada, sob condições estáticas e dinâmicas.

Com base nessas informações, as excitações sísmicas de projeto podem ser definidas através de métodos probabilísticos, métodos sismo-tectônicos ou métodos combinados, probabilísticos e sismo-tectônicos.

4.4.1 Definições de Espectro de Resposta segundo a NBR 15421:2006

A evolução dos métodos de análise sísmica conduziu à aplicação direta dos espectros de resposta de projeto (análise espectral). Este tipo de procedimento é muito utilizado no projeto das estruturas, pois, fornece em função das frequências próprias das estruturas e dos níveis de amortecimento estipulados, uma avaliação dos deslocamentos, acelerações e esforços internos máximos destas estruturas sob a ação sísmica.

Por definição normativa, o espectro de resposta de projeto, $S_a(T)$, corresponde à resposta elástica de um sistema de um grau de liberdade com uma fração de amortecimento crítico igual a 5%.

Para se determinar as acelerações espectrais, necessita-se inicialmente obter a aceleração sísmica horizontal característica e a classe do terreno que o projeto se encontra, conforme equações abaixo retiradas da NBR 15421:2006.

$$a_{gs0} = c_a * a_g$$

$$a_{gs1} = c_v * a_g$$

Os fatores a_{gs0} e a_{gs1} representam as acelerações espectrais para os períodos de 0,0s e 1,0s, respectivamente, já considerando o efeito da amplificação sísmica do solo.

C_a e C_v são os fatores de amplificação sísmica no solo, para os períodos de 0,0s e 1,0s respectivamente, em função da aceleração característica de projeto e da classe do terreno.

As amplificações sísmicas do solo podem ser obtidas em função da aceleração característica de projeto e da classe do terreno, também extrapolados da norma, como se verifica na tabela 4.9.

Tabela 4.9 - Fatores de amplificação sísmica no solo

Classe do terreno	Ca		Cv	
	ag=<0,10g	ag=<0,15g	ag=<0,10g	ag=<0,15g
A	0,8	0,8	0,8	0,8
B	1,0	1,0	1,0	1,0
C	1,2	1,2	1,7	1,7
D	1,6	1,5	2,4	2,2
E	2,5	2,1	3,5	3,4

Conforme descrito na norma, o espectro de resposta de projeto, $S_a(T)$, é definido numericamente em três faixas de períodos, expressos em segundos pelas expressões.

Região de aceleração constante:

$$S_a(T) = ag_0 * \left(18,75 * T * \frac{C_a}{C_v} + 1,0 \right) \quad 0 = < T = < \frac{C_v}{C_a} * 0,08$$

Região de velocidade constante:

$$S_a(T) = 2,5 * ags_0 \quad \frac{C_v}{C_a} * 0,08 = < T = < \frac{C_v}{C_a} * 0,4$$

Região de deslocamento constante

$$S_a(T) = \frac{ags_1}{T} \quad T = > \frac{C_v}{C_a} * 0,4$$

T, representa o período natural, em segundos, associado a cada um dos modos de vibração da estrutura.

Conforme descrito na norma, o espectro de resposta de projeto é considerado aplicado à base da estrutura. O espectro de resposta de projeto é apresentado na figura 4.8.

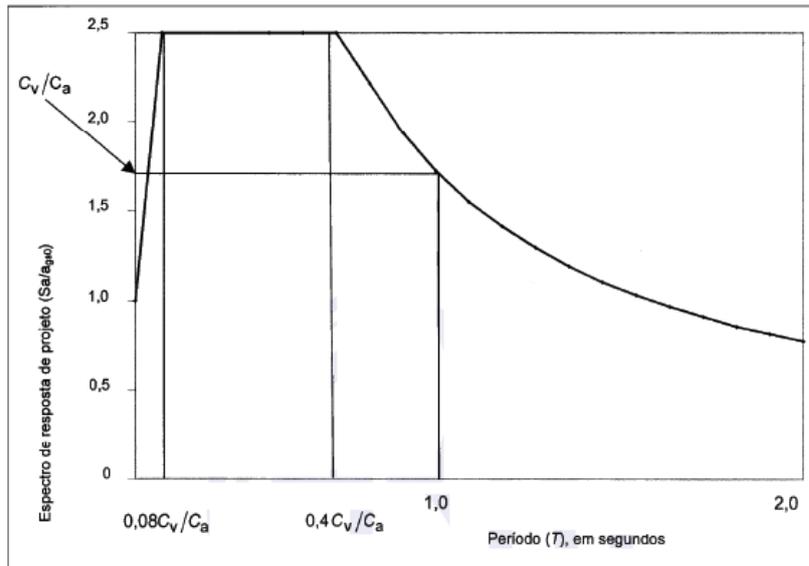


Figura 4.8 - Variação do Espectro de Resposta de projeto em função do período (NBR15421:2006)

A NBR 15421:2006 afirma ainda que quando for necessário definir um espectro para acelerações verticais, as acelerações deste espectro podem ser tomadas como 50% das acelerações correspondentes definidas nos espectros para acelerações horizontais.

Na Figura 4.9 pode se obter uma representação genérica do espectro de resposta com as respectivas faixas de aceleração, velocidade e deslocamento constantes.

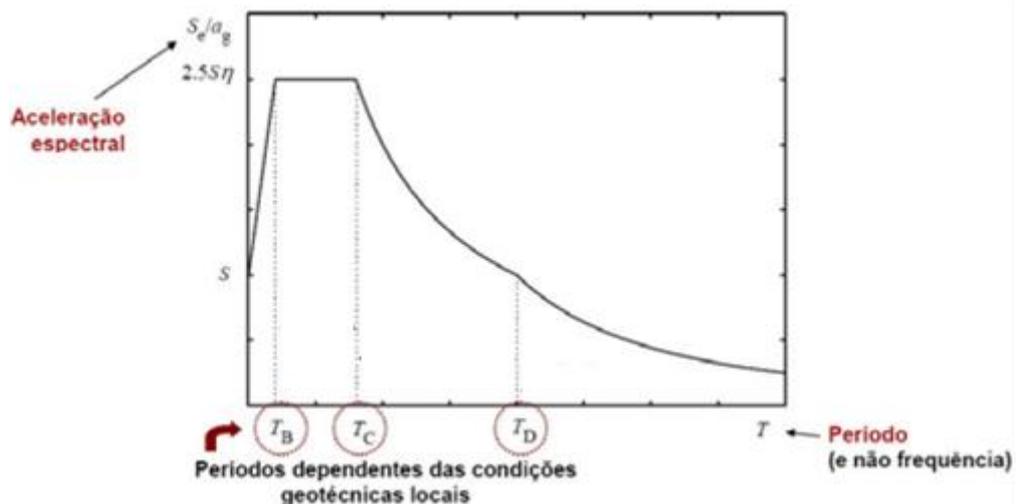


Figura 4.9 - Forma genérica do espectro de resposta horizontal (adaptado EUROCODE:2008)

4.5 Categorias de ocupação

A segurança dos usuários das edificações é o critério fundamental exigível na NBR 15421:2006, uma vez que as edificações apresentam diferentes categorias de ocupação, a norma requer um mecanismo de classificação da estrutura em função de seu desempenho sísmico resistente.

Os principais critérios para a classificação de um projeto, segundo a sua categoria de ocupação são:

a) Integridade Estrutural: todos os tipos de edificações devem ter sua integridade estrutural mantida. Isso significa que a estrutura e seus componentes não podem entrar em colapso ou falhar nos critérios de projetos baseados nas acelerações sísmicas. A manutenção da integridade estrutural requer atenção nos critérios de resistência, ductilidade e limite de deformações.

b) Contenção de Produtos Internos: estruturas, sistemas e componentes armazenando produtos perigosos que conduzam contaminação devem ser dimensionados para manter o confinamento desses materiais durante e após uma solicitação sísmica superior. Prevenção contra o vazamento de quantidades significantes é essencial para evitar colocar em perigo a edificação e as pessoas que a utilizam, bem como manter a segurança pública para o sítio que se encontra ao redor e as demais populações para um evento de ocorrência de uma ação sísmica.

c) Funcionalidade: todas as estruturas, sistemas e componentes que são requeridos após a ação sísmica, como a prevenção de incêndio e outros sistemas de emergência, devem ser dimensionados para manter a sua funcionalidade, e as condições de operacionalidade durante e depois da ação sísmica. Para manter a funcionalidade, requer-se atenção para a resistência, ductilidade, limites de deformação assim como nível de tensões, detalhamento estrutural, interação sísmica e proteção dos componentes essencial do sistema.

O resumo da classificação das estruturas segundo as categorias de utilização e ocupação é representado na tabela 4.10.

Tabela 4.10-Definição das categorias de utilização e dos fatores de importância de utilização (I)

Categorias de Utilização	Natureza da Ocupação	Fator (I)
I	Todas as estruturas não classificadas como categoria II ou III	1,00
II	Estruturas de importância substancial para prevenção da vida humana no caso de ruptura, incluindo, mas não estando limitadas as seguintes: - Estruturas em que haja a reunião de mais de 300 pessoas em uma única área - Estruturas para educação pré-escolar com capacidade superior a 150 ocupantes - Estruturas para escolas primárias ou secundárias com mais de 250 ocupantes - Estruturas para escolas superiores ou para educação de adultos com mais de 500 ocupantes - Instituições de saúde para mais de 50 pacientes, mas sem instalações de tratamento de emergência ou para cirurgias - Instituições penitenciárias - Quaisquer outras estruturas com mais de 5 000 ocupantes - Instalações de geração de energia, de tratamento de água potável, de tratamento de esgotos e outras instalações de utilidade pública não classificadas como de - Instalações contendo substâncias químicas ou tóxicas cujo extravasamento possa ser perigoso para a população, não classificadas como de categoria III	1,25
III	Estruturas definidas como essenciais, incluindo, mas não estando limitadas, às seguintes: - Instituições de saúde com instalações de tratamento de emergência ou para cirurgias - Prédios de bombeiros, de instituições de salvamento e policiais e garagens para veículos de emergência - Centros de coordenação, comunicação e operação de emergência e outras instalações necessárias para a resposta em emergência - Instalações de geração de energia e outras instalações necessárias para a manutenção em funcionamento das estruturas classificadas como de categoria III - Torres de controle de aeroportos, centros de controle de tráfego aéreo e hangares de aviões de emergência - Estações de tratamento de água necessárias para a manutenção de fornecimento de água para o combate ao fogo - Estruturas com funções críticas para a Defesa Nacional - Instalações contendo substâncias químicas ou tóxicas consideradas altamente perigosas, conforme classificação de autoridade governamental designada para tal	1,50

Para cada estrutura deve ser definida uma categoria de utilização e um correspondente fator de importância de utilização (I), conforme tabela 4.10. Caso uma estrutura contenha áreas de ocupação de mais de uma categoria, a categoria mais alta deve ser considerada no seu projeto.

O EUROCODE:2008 segmenta a importância das edificações em 04 classes, em função das consequências:

- Colapso em termos de vidas humanas;
- Importância para a segurança pública imediatamente após o sismo;
- Importância para a proteção civil imediatamente após o sismo;
- Consequências sociais e econômicas do colapso.

O resumo em função das características apresentadas é verificado na tabela 4.11.

Tabela 4.11 - Categorias de Importância segundo o EUROCODE:2008

I	Edifícios de importância menor para a segurança pública, como por exemplo edifícios agrícolas, etc	0,80
II	Edifícios correntes, não pertencentes às outras categorias.	1,00
III	Edifícios cuja resistência sísmica é importante tendo em vista as consequências associadas ao colapso, como por exemplo escolas, salas de reunião, instituições culturais, etc.	1,20
IV	Edifícios cuja integridade em caso de sismo é de importância vital para proteção civil, como por exemplo hospitais, quartéis de bombeiros, centrais elétricas etc.	1,40

A norma sísmica Mexicana também prevê a classificação das estruturas em função de sua importância e nível de segurança, conforme se verifica na tabela 4.12.

Tabela 4.12 - Categorias de Importância segundo a norma Mexicana

Grupo	Descrição
A+	As estruturas de grande importância pertencem a esse grupo, são as estruturas que requerem um grau de segurança extrema. Sua falha é inadmissível, pois conduziria em perdas de milhas de vidas humanas, um grave dano ecológico ou impediria as atividades vitais da sociedade. São estruturas de importância extrema como grandes represas ou plantas nucleares.
A	Estruturas que requerem um grau de segurança alto. Construções cuja falha estrutural causaria a perda de um número elevado de vigas, perdas econômicas, ou culturais de grande magnitude, que constituiria em um perigo significativo por conter substâncias tóxicas e inflamáveis. Exemplos típicos são pontes principais, sistemas de abastecimento de água potável, subestações elétricas, centrais telefônica, estações de bombeiros, monumentos, museus, hospitais, escolas, estádios, igrejas, terminais de transporte, salas de espetáculos, hotéis, postos de combustível. Incluem-se também todas as estruturas de geração de energia elétrica cuja falha por movimento sísmico poderia resultar em perigo operacional da planta, assim como as estruturas de transmissão e distribuição de energia.
B	Estruturas que se requer um grau de segurança convencional. Construções cuja falha estrutural ocasionaria perdas moderadas e colocaria em perigo outras construções do grupo A, como indústrias, salas comerciais, oficinas e restaurantes.

A norma sísmica Chilena, NCh433:2009, classifica as estruturas segundo a categoria de ocupação, conforme a tabela 4.13.

Tabela 4.13 - Categorías de Importancia segundo a norma sísmica chilena NCh 433:2009

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

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

Categoría del edificio	<i>I</i>
I	0,6
II	1,0
III	1,2
IV	1,2

A norma sísmica Peruana, NTE E.030:2003, también clasifica as estruturas segundo a categoria de ocupação, conforme a tabela 4.14.

Tabela 4.14 - Classificação das estruturas segundo a norma Peruana NTE E.030:2003.

TABLE N° 3 BUILDING CATEGORY		
CATEGORY	DESCRIPTION	U FACTOR
A Essential Facilities	Essential facilities where their function cannot be interrupted immediately after an earthquake, as hospitals, communications centers, firefighter and police headquarters, electric substations, water tanks. Educative centers and buildings that can be used as sheltering after a disaster. Also are included buildings whose collapse can represent an additional risk, as are inflammable or toxic storage containers.	1.5
B Important Facilities	Facilities for meetings as theaters, stadiums, malls, penitentiaries, or for valuable patrimony as museums, libraries and special archives. Also will be considered grain depots and other important storage facilities for supply.	1.3
C Common Facilities	Common facilities that their collapse causes intermediate losses as dwellings, offices, hotels, restaurants, industrial installations or deposits whose failure do not bring additional dangers as fires, pollutant leaks, etc.	1.0
D Minor Facilities	Facilities whose failure cause small losses and normally the probability to cause victims is low as fence walls lower than 1.50m high, temporal depots, small temporal houses and similar constructions.	(*)

A classificação das edificações conforme critérios de desempenho ligados a um fator de importância também é adotado pela norma suíça SIA 261:2003, conforme tabela 4.15.

Tabela 4.15 - Classificação das estruturas segundo a norma sísmica SIA 261:2003.

BWK	Characteristics	Examples	γ_r
I	<ul style="list-style-type: none"> - no large public gatherings - no goods or installations of particular value - no environmental risk 	<ul style="list-style-type: none"> - residential, office and commercial buildings - industrial buildings and warehouses - car parks - bridges of secondary importance after an earthquake (e.g. pedestrian bridges, bridges for agricultural and forestry purposes, provided they do not span over traffic routes of considerable importance) 	1.0
II	<ul style="list-style-type: none"> - large public gatherings possible - goods or installations of particular value - important infrastructure function - limited environmental risk 	<ul style="list-style-type: none"> - hospitals including equipment and installations, provided they are not assigned to Construction Works Class III - shopping centres, sports stadiums, cinemas, theatres, schools and churches - buildings for public administration - bridges of considerable importance after an earthquake as well as bridges which span over traffic routes of considerable importance after an earthquake - retaining walls and slopes in the neighbourhood of traffic routes of considerable importance after an earthquake - construction works, equipment and installations for supply and waste disposal services and communications provided they are not assigned to Construction Works Class III - tall chimneys 	1.2
III	<ul style="list-style-type: none"> - vital infrastructure function - considerable environmental risk 	<ul style="list-style-type: none"> - crucial hospitals including equipment and installations - construction works, equipment and installations for protection in the case of catastrophe (e.g. fire station buildings and ambulance garages) - bridges of great importance for the access to an area after an earthquake - retaining walls and slopes in the neighbourhood of traffic routes of great importance for the access to particular construction works or an area after an earthquake - construction works vital for supply and waste disposal services as well as communications 	1.4

A norma Turca classifica as estruturas segundo o grau de importância apresentado na tabela 4.16.

Tabela 4.16 - Classificação da importância das estruturas segundo a norma sísmica Turca.

<i>Purpose of Occupancy or Type of Building</i>	<i>Importance Factor (I)</i>
<p><u>1. Buildings to be utilised after the earthquake and buildings containing hazardous materials</u></p> <p>a) Buildings required to be utilised immediately after the earthquake (Hospitals, dispensaries, health wards, fire fighting buildings and facilities, PTT and other telecommunication facilities, transportation stations and terminals, power generation and distribution facilities; governorate, county and municipality administration buildings, first aid and emergency planning stations)</p> <p>b) Buildings containing or storing toxic, explosive and flammable materials, etc.</p>	1.5
<p><u>2. Intensively and long-term occupied buildings and buildings preserving valuable goods</u></p> <p>a) Schools, other educational buildings and facilities, dormitories and hostels, military barracks, prisons, etc.</p> <p>b) Museums</p>	1.4
<p><u>3. Intensively but short-term occupied buildings</u></p> <p>Sport facilities, cinema, theatre and concert halls, etc.</p>	1.2
<p><u>4. Other buildings</u></p> <p>Buildings other than above defined buildings. (Residential and office buildings, hotels, building-like industrial structures, etc.)</p>	1.0

4.6 Categoria sísmica

As categorias sísmicas são utilizadas na NBR 15421:2006 para determinação de importantes parâmetros, como:

- Limitações nas irregularidades das estruturas;
- Definição dos sistemas sismo-resistentes permitidos para cada tipo de projeto;
- Tipos de análises sísmicas permitidos.

Segundo a NBR 15421:2006, a categoria sísmica é definida em função de sua zona sísmica, como apresentado na tabela 4.17.

Tabela 4.17 - Categorias Sísmicas

Zona sísmica	Categoria sísmica
Zonas 0 e 1	A
Zona 2	B
Zonas 3 e 4	C

Para os projetos que se enquadrem na categoria sísmica tipo “A”, a NBR 15421:2006 permite que o método das forças horizontais equivalentes possa ser aplicado.

Estas forças horizontais simplificadas são determinadas seguindo a equação abaixo:

$$F_x = 0,01 \cdot w_x$$

Onde:

F_x é a força sísmica de projeto correspondente ao piso x .

w_x é o peso total da estrutura correspondente ao piso x , incluindo o peso operacional de todos os equipamentos fixados na estrutura e dos reservatórios de água. Nas áreas de armazenamento e estacionamento, este peso deve incluir 25% da carga acidental.

O EUROCODE determina a força sísmica horizontal a ser aplicada na base a partir da seguinte expressão:

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda$$

Onde:

$S_d(T_1)$ = Ordenada do espectro de cálculo para o período T

T_1 = Período de vibração fundamental do edifício para o movimento lateral na direção considerada.

m = massa total do edifício, acima da fundação.

λ = fator de correção, que equivale a $\lambda = 0,85$ se $T_1 \leq 2 T_c$ caso a edificação tenha mais de dois pavimentos ou $\lambda = 1,0$ para os outros casos.

Para os casos de edifícios até 40m, o valor aproximado de T_1 (em s) poderá ser obtido pela seguinte expressão:

$$T_1 = C_t \cdot H^{3/4}$$

C_t = é igual a 0,085 no caso de pórticos de concreto.

H = altura do edifício desde a fundação.

Já O INTERNATIONAL BUILDING CODE (IBC:2006) aplica a categoria sísmica para determinar:

- O sistema estrutural resistente permissível para cada estrutura;
- A limitação da altura da edificação;
- As irregularidades permitidas;
- Os componentes da estrutura que devem ser dimensionados a solicitações sísmicas;
- Os tipos de análises permitidas para solicitações sísmicas.

Classificando as categorias sísmicas conforme a tabela 4.18.

Tabela 4.18 - Classificação da categoria sísmica segundo o IBC:2006

Seismic Design Category (SDC)	Seismic Use Group (SUG)	Description
A	All	Structures of any occupancy where anticipated ground motions are minor, even for very long return periods.
B	I, II	Structures in regions where moderately destructive ground shaking is anticipated.
C	III	Structures in regions where moderately destructive ground shaking may occur.
	I, II	Structures in regions with somewhat more severe ground shaking potential.
D	I, II, III	Structures in regions expected to experience destructive ground shaking, but not located close to major active faults.
E	I, II	Structures in regions located close to major active faults.
F	III	Structures in regions located close to major active faults.

4.7 Sistemas estruturais sismo-resistentes

O sistema estrutural sismo-resistente representa a parte da estrutura formada pelos elementos capazes de resistir às forças sísmicas. A NBR 15421:2006 classifica estes sistemas segundo a tabela 4.19. Para cada sistema, estão associados três parâmetros:

- Coeficiente de modificação de resposta, R;
- Coeficiente de sobre-resistência, Ω_0 ;
- Coeficiente de amplificação de deslocamentos, Cd.

Tabela 4.19 - Coeficientes de projeto para os diversos sistemas básicos sismo-resistentes

Sistema básico sismo-resistente	Coeficiente de modificação de resposta (R)	Coeficiente de sobre-resistência (Ω_0)	Coeficiente de amplificação de deslocamentos (Cd)
Pilares-paredes de concreto com detalhamento especial	5	2,5	5
Pilares-paredes de concreto com detalhamento usual	4	2,5	4
Pórticos de concreto com detalhamento especial	8	3	5,5
Pórticos de concreto com detalhamento intermediário	5	3	4,5
Pórticos de concreto com detalhamento usual	3	3	2,5
Pórticos de aço momento-resistentes com detalhamento especial	8	3	5,5
Pórticos de aço momento-resistentes com detalhamento intermediário	4,5	3	4
Pórticos de aço momento-resistentes com detalhamento usual	3,5	3	3
Pórticos de aço contraventados em treliça com detalhamento especial	6	2	5
Pórticos de aço contraventados em treliça com detalhamento usual	3,25	2	3,25
Sistema dual, composto de pórticos com detalhamento especial e pilares-parede de concreto com detalhamento especial	7	2,5	5,5
Sistema dual, composto de pórticos com detalhamento especial e pilares-parede de concreto com detalhamento usual	6	2,5	5
Sistema dual, composto de pórticos com detalhamento especial e pórticos de aço contraventados em treliça com detalhamento especial	7	2,5	5,5
Sistema dual, composto de pórticos com detalhamento intermediário e pilares-parede de concreto com detalhamento especial	6,5	2,5	5
Sistema dual, composto de pórticos com detalhamento intermediário e pilares-parede de concreto com detalhamento usual	5,5	2,5	4,5
Sistema dual, composto de pórticos com detalhamento usual e pilares-parede de concreto com detalhamento usual	4,5	2,5	4
Estruturas tipo pêndulo invertido e sistemas de colunas em balanço	2,5	2	2,5

O coeficiente de modificação de resposta (R) da estrutura representa a capacidade de ductilidade global dos elementos da estrutura, sendo a ductilidade definida como a medida da capacidade do sistema estrutural de se deformar em regime plástico antes da ruptura, ou seja, o coeficiente de modificação reflete as características de absorção e dissipação de energia da estrutura resistente em função do tipo da estrutura e dos materiais utilizados.

O IBC:2006 afirma que o coeficiente de modificação de resposta, R, reflete a redução no espectro de resposta devido ao amortecimento, sobre-resistência e à inelasticidade, sendo também representante dos seguintes aspectos:

i) O grau em que uma estrutura trabalha além do regime elástico durante a resposta inelástica devido às solicitações sísmicas;

ii) As consequências de uma ruína global ou parcial de elementos verticais do sistema sismo-resistente na capacidade resistente de suporte das cargas verticais;

iii) A capacidade de redundância do sistema que permite um comportamento inelástico sem que ocorra a ruína global, para que uma falha localizada não leve à falha de todo o sistema.

O desempenho dúctil é importante porque a energia sísmica é dissipada através da plasticidade (escoamento) dos componentes estruturais e por permitir consideráveis deslocamentos durante um sismo de grande intensidade sem riscos à integridade da estrutura e segurança de seus ocupantes. O coeficiente de sobre-resistência, Ω_0 , representa a relação entre a verdadeira resistência da estrutura e a resistência de projeto. O grau de sobre-resistência depende do material e do sistema estrutural. O coeficiente de amplificação de deslocamentos, C_d , relaciona o acréscimo no deslocamento real da estrutura devido ao seu comportamento inelástico.

A NBR 15421:2006 informa que além dos sistemas duais, explicitamente definidos na tabela 4.12, a resistência de diferentes sistemas resistentes pode ser combinada em cada uma das direções ortogonais da estrutura. Neste caso, em cada uma das direções horizontais devem ser considerados os valores mais desfavoráveis para os coeficientes R , Ω_0 e C_d , correspondentes aos sistemas utilizados.

O ACI:2010 correlaciona os sistemas sismo-resistente da mesma forma utilizada na NBR 15421:2006, conforme se verifica na tabela 4.20.

Tabela 4.20 - Coeficientes de projeto para os diversos sistemas básicos sismo-resistentes segundo o ACI:2006

Basic Seismic-Force-Resisting System	Detailing Reference Section	R	O _o	C _d	System Limitations and Building Height Limitations (ft) by SDC*				
					A or B	C	D	E	F
Bearing Wall Systems									
Special reinforced concrete shear walls	1910.2.4	5½	2½	5	NL	NL	160	160	160
Ordinary reinforced concrete shear walls	1910.2.3	4½	2½	4	NL	NL	NP	NP	NP
Detailed plain concrete shear walls	1910.2.2	2½	2½	2	NL	NP	NP	NP	NP
Ordinary plain concrete shear walls	1910.2.1	1½	2½	1½	NL	NP	NP	NP	NP
Building Frame Systems									
Special reinforced concrete shear walls	1910.2.4	6	2½	5	NL	NL	160	160	100
Ordinary reinforced concrete shear walls	1910.2.3	5	2½	4½	NL	NL	NP	NP	NP
Detailed plain concrete shear walls	1910.2.2	3	2½	2½	NL	NP	NP	NP	NP
Ordinary plain concrete shear walls	1910.2.1	2	2½	2	NL	NP	NP	NP	NP
Moment-resisting Frame Systems									
Special reinforced concrete moment frames	ACI 21.1	8	3	5½	NL	NL	NL	NL	NL
Intermediate reinforced concrete moment frames	ACI 21.1	5	3	4½	NL	NL	NP	NP	NP
Ordinary reinforced concrete moment frames	ACI 21.1	3	3	2½	NL	NP	NP	NP	NP
Dual Systems with Special Moment Frames									
Special reinforced concrete shear walls	1910.2.4	8	2½	6½	NL	NL	NL	NL	NL
Ordinary reinforced concrete shear walls	1910.2.3	7	2½	6	NL	NL	NP	NP	NP
Dual Systems with Intermediate Moment Frames									
Special reinforced concrete shear walls	1910.2.4	6	2½	5	NL	NL	160	100	100
Ordinary reinforced concrete shear walls	1910.2.3	5½	2½	4½	NL	NL	NP	NP	NP
Shear wall-frame interactive system with ordinary reinforced concrete moment frames and ordinary reinforced concrete shear walls	ACI 21.1 1910.2.3	5½	2½	5	NL	NP	NP	NP	NP
Inverted Pendulum Systems									
Special reinforced concrete moment frames	ACI 21.1	2½	2	1½	NL	NL	NL	NL	NL

A norma sísmica Chilena, NCh 433:2009, correlaciona os fatores de modificação de resposta sísmica segundo a tabela 4.21.

Tabela 4.21 - Coeficientes de projeto para os diversos sistemas básicos sismo-resistentes segundo o NCh 433:2009

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

R	C _{res.}
2	0,90 S _{Ao} / g
3	0,60 S _{Ao} / g
4	0,55 S _{Ao} / g
5,5	0,40 S _{Ao} / g
6	0,35 S _{Ao} / g
7	0,35 S _{Ao} / g

A norma sísmica Turca também correlaciona os fatores de modificação de resposta em função do tipo de estrutura sismo-resistente conforme verificado na tabela 4.22.

Tabela 4.22 - Coeficientes de modificação sísmica conforme norma sísmica Turca

<i>BUILDING STRUCTURAL SYSTEM</i>	<i>Systems of Nominal Ductility Level</i>	<i>Systems of High Ductility Level</i>
<u>(1) CAST-IN-SITU REINFORCED CONCRETE BUILDINGS</u>		
(1.1) Buildings in which seismic loads are fully resisted by frames.....	4	8
(1.2) Buildings in which seismic loads are fully resisted by coupled structural walls.....	4	7
(1.3) Buildings in which seismic loads are fully resisted by solid structural walls.....	4	6
(1.4) Buildings in which seismic loads are jointly resisted by frames and solid and/or coupled structural walls.....	4	7
<u>(2) PREFABRICATED REINFORCED CONCRETE BUILDINGS</u>		
(2.1) Buildings in which seismic loads are fully resisted by frames with connections capable of cyclic moment transfer	3	6
(2.2) Buildings in which seismic loads are fully resisted by single-storey hinged frames with fixed-in bases.....	—	5
(2.3) Buildings in which seismic loads are fully resisted by prefabricated solid structural walls.....	—	4
(2.4) Buildings in which seismic loads are jointly resisted by frames with connections capable of cyclic moment transfer and cast-in-situ solid and/or coupled structural walls	3	5
<u>(3) STRUCTURAL STEEL BUILDINGS</u>		
(3.1) Buildings in which seismic loads are fully resisted by frames.....	5	8
(3.2) Buildings in which seismic loads are fully resisted by single-storey hinged frames with fixed-in bases.....	4	6
(3.3) Buildings in which seismic loads are fully resisted by braced frames or cast-in-situ reinforced concrete structural walls		
(a) <i>Centrally braced frames</i>	3	—
(b) <i>Eccentrically braced frames</i>	—	7
(c) <i>Reinforced concrete structural walls</i>	4	6
(3.4) Buildings in which seismic loads are jointly resisted by frames and braced frames or cast-in-situ reinforced concrete structural walls		
(a) <i>Centrally braced frames</i>	4	—
(b) <i>Eccentrically braced frames</i>	—	8
(c) <i>Reinforced concrete structural walls</i>	4	7

4.8 Irregularidades estruturais

A NBR 15421:2006 classifica as estruturas segundo aspectos horizontais (em planta) e verticais, em regulares ou irregulares. As irregularidades estruturais estão diretamente correlacionadas à sua configuração geométrica.

4.8.1 Irregularidades no plano

A NBR 15421:2006 classifica as estruturas como irregulares no plano quando apresentam uma ou mais irregularidades:

1. Estruturas apresentam irregularidade torsional quando em uma elevação o deslocamento relativo do pavimento em uma extremidade da estrutura avaliada, medido transversalmente a um eixo, é maior que 1,2 vezes a média dos deslocamentos relativos do pavimento nas duas extremidades da estrutura ao longo do eixo considerado. Este item não se aplica nos casos onde ocorrem diafragmas flexíveis, bem como se o prédio possuir até dois pavimentos.

2. No caso de descontinuidade na trajetória de resistência sísmica em planta de elementos resistentes verticais consecutivos, apresentando eixos fora do mesmo plano.

3. Quando os elementos verticais do sistema sismo-resistente não são paralelos ou simétricos com relação aos eixos ortogonais principais deste sistema.

A norma sísmica Peruana, NTE E.030:2003, classifica as irregularidades estruturais horizontais em função dos critérios apresentados na tabela 4.23.

Tabela 4.23 - Irregularidades estruturais no plano segundo a NTE E.030:2003.

TABLE N° 5 STRUCTURAL IRREGULARITIES IN PLAN
Torsional Irregularity It will be considered only in buildings with rigid diaphragms in which the average displacement story exceeds the maximum permissible in 50% according to table N° 8. In any of the direction of analysis, the maximum relative displacement between two consecutive floors, on a extreme of the building, is higher than 1.3 times the average of this maximum relative displacement with the relative displacement obtained from the opposed extreme.
Incoming Corners The configuration in plan and the resistant system of the structure, have inward corners, whose dimensions in both directions are higher than 20% of the corresponding total dimension in plan.
Diaphragm Discontinuity Diaphragm with abrupt discontinuities or variations in stiffness, including open areas higher than 50% of the rough area of the diaphragm.

O EUROCODE:2008 delimita que para uma estrutura ser considerada regular em planta, deverá atender a todos os critérios abaixo:

i) A rigidez lateral e a distribuição de massas na estrutura deverá ser aproximadamente simétrica em planta em relação a dois eixos ortogonais.

ii) A configuração em planta deve ser compacta, ou seja, deve ser delimitada, em cada piso, por uma linha poligonal convexa, se existirem recuos em relação a essa linha (ângulos reentrantes ou bordos recuados). Para os casos em que esses recuos não afetem a rigidez do diafragma no plano e que a área entre o contorno do diafragma e a linha poligonal convexa não for superior a 5%, poderá ser considerado como regular.

iii) A esbelteza $\lambda = L_{\max} / L_{\min}$ do edifício em planta não deve ser superior a 4, onde L_{\max} e L_{\min} são respectivamente a maior e menor dimensão em planta do edifício, medidas em direções ortogonais.

$$\lambda = \frac{L_{\max}}{L_{\min}} \leq 4$$

iv) A cada nível e para cada direção de cálculo dos eixos x e y, a excentricidade estrutural e_o e o raio de torção r devem verificar as duas condições expressas para a direção de cálculo y:

$$e_{ox} \leq 0,30 \cdot r_x$$

$$r_x \geq l_s$$

Onde:

e_{ox} = Equivale a distância entre o centro de rigidez e o centro de gravidade, medida segunda a direção x, perpendicular à direção de cálculo considerada.

r_x = Representa o raio de torção, (raiz quadrada da relação entre a rigidez de torção e a rigidez lateral na direção y).

l_s = raio de giração da massa do diafragma em planta (raiz quadrada da relação entre o momento polar de inércia da massa do diafragma em planta em relação ao centro de gravidade do diafragma e a massa do diafragma).

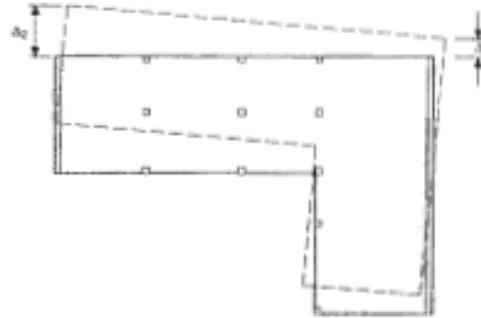
v) Para que uma estrutura apresente regularidade estrutural em planta devido aos efeitos de torção, deve ser atendido as seguintes condições:

- Todos os sistemas resistentes a ações laterais, tais como núcleos, paredes estruturais ou pórticos, são contínuos desde a fundação até o topo do edifício.

- As deformações devido a cargas horizontais são muito próximas comparando piso a piso. Esta condição é atendida para o caso de sistemas em pórticos.

Segundo o INTERNATIONAL BUILDING CODE (IBC:2006), existem cinco diferentes planos de irregularidade horizontal:

1.1) Irregularidade Torsional

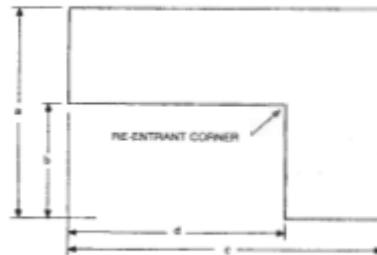


$$\Delta_2 > 1.2 \left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right)$$

1.2) Irregularidade Torsional Extrema

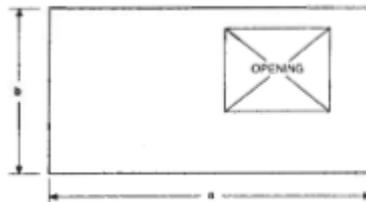
$$\Delta_2 > 1.4 \left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right)$$

2) Reentrância nos Cantos



$$b > 0,15 * a \text{ ou } d > 0,15 * c$$

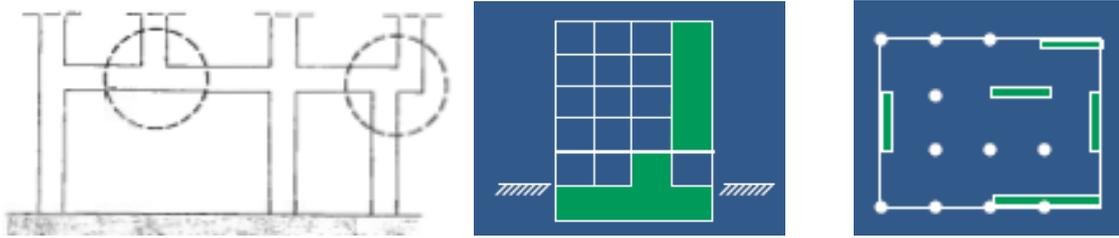
3) Descontinuidade no Diafragma



$$\text{Área aberta} > 0,5 * a * b$$

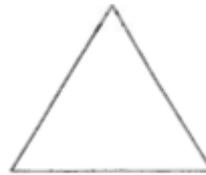
- Redução na Rigidez da estrutura maior que 50% em relação aos pavimentos anterior ou posterior.

4) Elemento de Rigidez fora do plano



Descontinuidade no sistema resistente as forças laterais

5) Não paralelismo do sistema sismo-resistente



Ocorre quando o sistema vertical sismo-resistente não é paralelo ou simétrico

4.8.2 Irregularidades na vertical

São classificadas como estruturas irregulares na vertical, as estruturas que apresentem uma ou mais das irregularidades listadas a seguir:

1. Descontinuidades na trajetória de resistência sísmica na vertical, como elementos resistentes verticais consecutivos no mesmo plano, mas com eixos afastados de uma distância maior que seu comprimento ou quando a resistência entre elementos consecutivos é maior no elemento superior.

2. Uma estrutura é caracterizada como um “soft-story”, pavimento flexível, quando o mesmo apresenta a resistência lateral inferior a 65% da resistência do pavimento imediatamente superior. A resistência lateral é computada como a resistência total de todos os elementos sismo-resistente presentes na direção considerada.

As estruturas que apresentarem irregularidades verticais como abordadas no item 1 acima, deverão ser projetadas considerando os efeitos sísmicos na direção vertical (E_v) e os decorrentes do sismo horizontal com o efeito da sobre-resistência conforme será abordado mais a frente.

As estruturas que apresentarem irregularidades verticais como abordados no item 2, não podem ter mais de dois pavimentos, e seu gabarito de altura deve ser menor ou igual a 9m.

A norma sísmica Peruana NTE E.030:2003 classifica as irregularidades estruturais no plano em função dos critérios apresentados na tabela 4.24.

Tabela 4.24 - Irregularidades estruturais verticais segundo a NTE E.030:2003.

TABLA N° 4 STRUCTURAL IRREGULARITIES IN HEIGHT
<p>Stiffness Irregularities – Soft Floor In each direction the sum of the transversal sections of the vertical elements resistant to shear in any story, columns and walls, is lower than 85% of the corresponding sum for the superior story, or is less than 90% of the average sum for the three consecutive stories. It is not applicable to basements. For buildings which have different story heights multiply the values mentioned above by (h_i/h_d), where h_d is the different story height and h_i is the typical story height.</p>
<p>Mass Irregularity It is considered that mass irregularity exists when a story mass is higher than 150% of the mass of the adjacent floor. It is not applicable to basements.</p>
<p>Vertical Geometric Irregularity The dimension in plan of the structure resistant to lateral loads is higher than 130% of the corresponding dimension in an adjacent floor. It is not applicable to basements or rooftops.</p>
<p>Discontinuity in Resistant Systems. Out of line in vertical elements, due to orientation change or by a displacement with a higher magnitude than the element dimension.</p>

O EUROCODE:2008 determina que para uma estrutura ser considerada regular em altura deverá atender a todos os critérios abaixo:

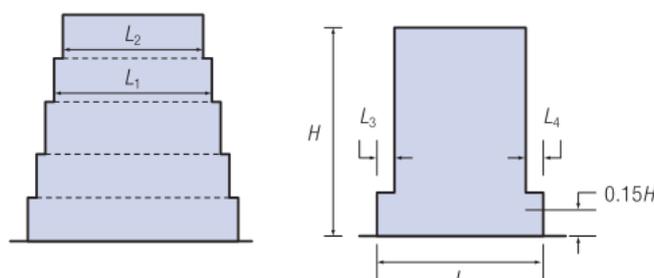
i) Todos os elementos sismo-resistentes são contínuos desde a fundação até o topo do edifício.

ii) A rigidez lateral e a massa de cada piso permanecem constantes ou apresentam uma redução graduada, sem alterações bruscas, desde a base até o topo do edifício considerado.

iii) Para os sistemas sismo-resistentes em pórticos a relação entre a resistência real do piso e a resistência exigida pelo cálculo não deverá variar desproporcionalmente entre pisos adjacentes.

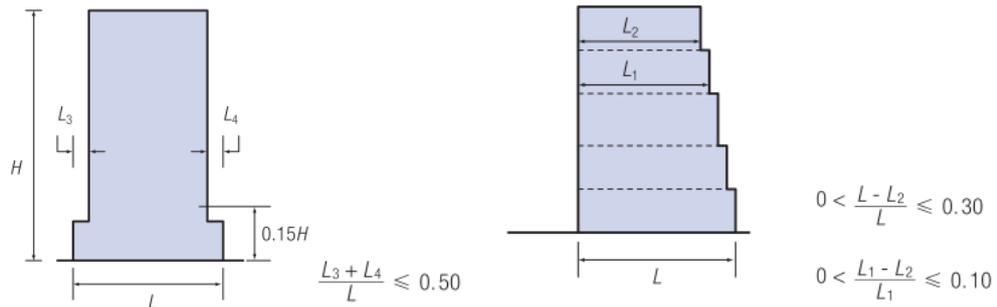
iv) Para o caso de existir recuos na estrutura fica validado as seguintes condições:

- No caso de sucessivos recuos que mantêm uma simetria axial, o recuo em qualquer piso não deve ser superior a 20% da dimensão em planta do nível inferior na direção do recuo.



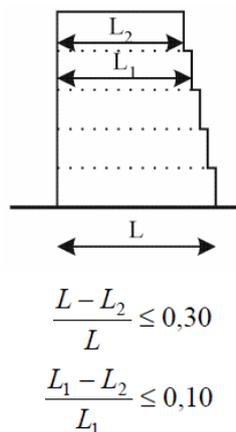
$$\frac{L_1 - L_2}{L_1} \leq 0,20 \qquad \frac{L_3 + L_4}{L} \leq 0,20$$

- No caso de um único recuo localizado nos 15% inferiores da altura total do sistema estrutural principal, o recuo não deve ser superior a 50% da dimensão em planta do nível inferior.



Nesse caso, a estrutura da zona inferior situada no interior da projeção vertical dos pisos superiores deverá ser calculada para resistir a, pelo menos, 75% da força horizontal que atuaria nesse nível em um edifício semelhante sem alargamento da base.

- No caso de recuos não simétricos, a soma, em cada lado, dos recuos de todos os pisos não deve ser superior a 30% da dimensão em planta ao nível do piso acima da fundação ou acima do nível superior e cada recuo não deve ser superior a 10% da dimensão em planta do nível inferior.



As irregularidades geométricas poderão produzir incertezas relacionadas com a resistência. Segundo o EUROCODE:2008, para minimizar este tipo de incerteza no lançamento geométrico deve-se sempre buscar atender as seguintes recomendações:

- As dimensões mínimas dos elementos estruturais devem ser respeitadas para reduzir os efeitos dos desvios geométricos.

- Deve ser limitada a relação entre as dimensões mínimas e máximas dos elementos lineares para minimizar o risco de instabilidade lateral dos elementos.

A irregularidade no lançamento das estruturas segundo a sua geometria vertical afeta significativamente a resposta sísmica da estrutura, pois grandes variações conforme demonstrado na figura 4.10 podem ocasionar em concentrações de esforços em zonas não desejadas.

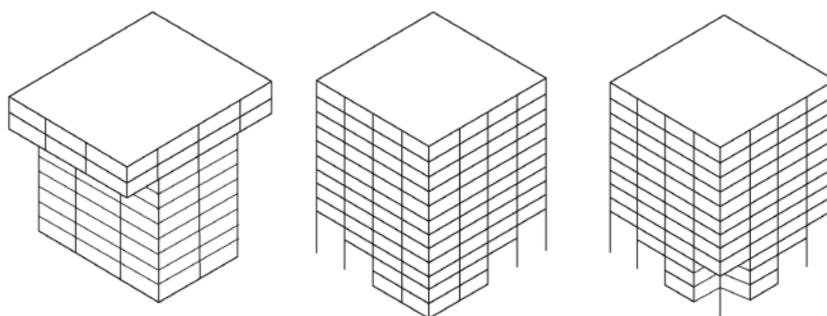


Figura 4.10 - Exemplos de estruturas que levam a irregularidades verticais segundo a norma de sismo mexicana (NOM-116-SEMARNAT:2005)

Deve-se sempre buscar as seguintes premissas acerca da distribuição vertical:

- Lançar em continuidade os elementos verticais desde a fundação até o último piso;
- Deve se buscar uma rigidez lateral e distribuição de massas sem descontinuidades significativas;
- A relação entre resistências não deve variar desproporcionadamente entre pisos adjacentes.

O princípio de distribuição contínua e uniforme dos elementos resistentes da estrutura primária exige que se assegure uma continuidade dos pilares e do núcleo de rigidez, caso contrário pode ocorrer à situação de pavimento flexível.

4.8.3 Irregularidades dos diafragmas

A NBR 15421:2006 recomenda que os sistemas estruturais apresentem hiperestaticidade através de várias linhas de elementos sismo-resistentes verticais, conectados entre si por diafragmas horizontais de elevada capacidade de dissipação de energia.

A norma afirma que os diafragmas podem ser considerados flexíveis se a máxima deflexão horizontal transversal a um eixo da estrutura paralelo ao eixo do diafragma, medida com relação à média dos deslocamentos relativos de pavimento dos pontos extremos deste eixo, for mais do que o dobro da média dos deslocamentos relativos dos pontos extremos, ou seja, caso o deslocamento no

meio do painel do diafragma gerar valores superiores ao dobro dos obtidos no canto do mesmo painel.

Para ser considerado como um diafragma rígido, a norma requer que a relação entre vão e profundidade seja menor que 3,0 e não apresente irregularidades estruturais.

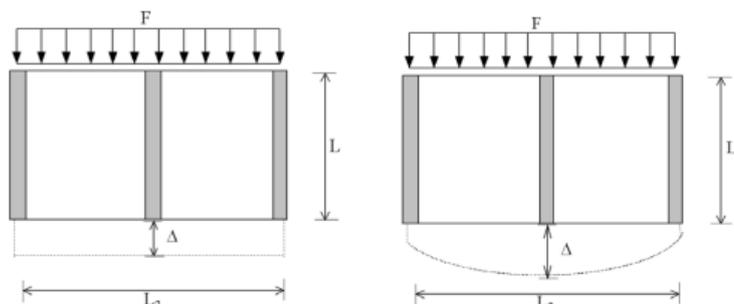


Figura 4.11 - Diafragma Rígido e Flexível (FEMA 454:2007)

4.9 Efeitos do sismo vertical e do sismo horizontal com sobre-resistência

Para os casos em que se fizerem necessárias verificar os efeitos do sismo na direção vertical, estes devem ser considerados em seu sentido mais desfavorável e determinado pela seguinte expressão:

$$E_v = 0,5 * \frac{a_{gso}}{g} * G$$

Onde:

E_v e G são, respectivamente, os efeitos do sismo vertical e das cargas gravitacionais.

Nas situações em que seja exigida na NBR 15421:2006 a verificação na condição de sobre-resistência, os efeitos dos sismos na direção horizontal devem ser amplificados de acordo com a expressão:

$$E_{mh} = \Omega_o * E_h$$

Em que:

E_{mh} são os efeitos do sismo horizontal, incluindo a sobre-resistência.

Ω_o é o coeficiente de sobre-resistência definido na tabela 4.19.

E_h é o efeito do sismo horizontal onde o mesmo será detalhado nos próximos itens.

4.10 Direção das forças sísmicas

Com relação à direção das forças sísmicas é evidenciado na NBR 15421:2006 que na análise de cada elemento pertencente ao sistema sismo-resistente, a direção de aplicação das forças sísmicas na estrutura deve ser a que produz o efeito mais crítico no elemento em questão. Permite-se aplicar as forças separadamente em cada uma das direções horizontais ortogonais, sem considerar a superposição dos efeitos em duas direções.

4.11 Limites dos deslocamentos relativos

Os deslocamentos relativos Δx de um pavimento x , são limitados aos valores máximos definidos na tabela 4.25 conforme a NBR 15421:2006. A variável hsx é a distância entre as duas elevações correspondentes ao pavimento analisado.

Tabela 4.25 - Limitação para deslocamentos relativos de pavimento (Δx)

Categoria de utilização		
I	II	III
0,020* hsx	0,015* hsx	0,010* hsx

A NCh433:2009 limita o deslocamento relativo máximo entre pisos consecutivos de acordo com a tabela 4.26.

Tabela 4.26 - Deslocamento horizontal limites segundo a NCh433:2009.

TABLE Nº 8	
LIMITS FOR LATERAL STORY DISPLACEMENTS	
These limits are not applicable for industrial roofs	
Predominant Material	(Δ_i / h_{e_i})
Reinforced Concrete	0.007
Steel	0.010
Masonry	0.005
Wood	0.010

Com o objetivo de limitar os possíveis danos devido a colisão de edificações adjacentes e geração de mecanismos de ruptura o EUROCODE:2008 limita o deslocamento entre pisos nos seguintes parâmetros.

1) Edificações com elementos não estruturais constituídos por materiais frágeis fixos à estrutura.

$$d_{r,v} \leq 0,005 h$$

2) Edificações com elementos não estruturais dúcteis

$$d_{r,v} \leq 0,0075 h$$

3) Edifícios com elementos não estruturais fixos de forma a não interferir com as deformações estruturais ou sem elementos não estruturais

$$d_r v \leq 0,010 h$$

Onde:

d_r = valor de cálculo dos deslocamentos entre pisos

h = altura entre pisos

v = coeficiente de redução que leva em conta o mais baixo período de retorno da ação sísmica associada aos requisitos de limitação de danos

4.12 Período da estrutura

A NBR 15421:2006 permite que o período natural da estrutura T , seja calculado através de dois processos:

- Processo de Extração Modal
- Processo Analítico

O período avaliado pelo processo de extração modal não pode ser maior do que o produto do coeficiente do período, C_T , expostos na tabela 4.27, pelo período natural aproximado da estrutura, T_a , obtido através da seguinte expressão:

$$T_a = C_T * h n^x$$

Onde:

- C_T (coeficientes de período da estrutura) e x são parâmetros para determinação do período da estrutura.

- $h n$ é a altura, em metros, da estrutura acima da base.

Os valores de C_T e de x são definidos a seguir:

- $C_T = 0,0724$ e $x = 0,8$ → para estruturas em que as forças sísmicas horizontais são 100% resistidas por pórticos de aço momento-resistentes, não sendo estes ligados a sistemas mais rígidos que impeçam sua livre deformação quando submetido à ação sísmica.

- $C_T = 0,0466$ e $x = 0,9$ → para estruturas em que as forças sísmicas horizontais são 100% resistidas por pórticos de concreto, não sendo estes ligados a sistemas mais rígidos que impeçam sua livre deformação quando submetido à ação sísmica.

- $C_T = 0,0731$ e $x = 0,75$ → para estruturas em que as forças sísmicas horizontais são resistidas em parte por pórticos de aço contraventados com treliças.

- $C_T = 0,0488$ e $x = 0,75$ → para todas as outras estruturas.

Tabela 4.27 - Coeficiente de limitação do período

Zona Sísmica	Coeficiente de limitação do período (Cup)
Zona 02	1,70
Zona 03	1,60
Zona 04	1,50

4.13 Conceitos sobre torção

Segundo a NBR 15421:2006, o projeto deve incluir um momento de torção (Mt) nos pisos, causado pela excentricidade dos centros de massa relativamente aos centros de rigidez, acrescido de um momento torsional acidental (Mta), determinado considerando-se um deslocamento do centro de massa em cada direção igual a 5% da dimensão da estrutura paralela ao eixo perpendicular à direção de aplicação das forças horizontais. Quando houver aplicação simultânea de forças horizontais nas duas direções, basta considerar o momento acidental obtido na direção mais crítica.

Nos casos das estruturas de categoria sísmica C, onde exista irregularidade estrutural no plano do tipo 1, conforme definido no item 4.8.1, os momentos torsionais acidentais Mta em cada elevação devem ser multiplicados pelo fator de amplificação torsional Ax, obtido como se demonstra abaixo:

$$A_x = \left(\frac{\delta_{\max}}{1,2 \delta_{\text{avg}}} \right)^2$$

Onde:

δ_{\max} é o deslocamento horizontal máximo em uma direção, na elevação x em questão.

δ_{avg} é a média dos deslocamentos na mesma direção, nos pontos extremos da estrutura em um eixo transversal a esta direção.

O fator Ax não deve ser considerado com valor superior a 3,0.

O EUROCODE:2008 recomenda que devido à incerteza na localização das massas e na variação espacial do movimento sísmico, o centro de massa calculado em cada piso i deve ser deslocado, em cada direção, em relação à sua posição nominal de uma excentricidade acidental:

$$e_{ai} = \pm 0,05 \cdot L_i$$

Onde:

e_{ai} = Excentricidade acidental da massa do piso i em relação à sua localização nominal, aplicada na mesma direção em todos os pisos.

L_i = Dimensão do piso na direção perpendicular à direção da ação sísmica.

Caso a rigidez lateral e a massa estiverem simetricamente distribuídos no plano, os efeitos acidentais da torção poderão ser considerados multiplicando os esforços em cada elemento resistente, pelo seguinte coeficiente:

$$\delta = 1 + 0,6 \cdot \frac{x}{L_e}$$

Onde:

x = distância do elemento considerado ao centro de gravidade do edifício em planta, medida perpendicularmente à direção da ação sísmica considerada.

L_e = distância entre os dois elementos de contraventamento mais afastados, medida perpendicularmente à direção da ação sísmica considerada.

4.14 Deslocamentos absolutos e relativos.

A NBR 15421:2006 limita, com o mesmo equacionamento do IBC:2004, os deslocamentos absolutos máximos da resposta inelástica, δ_x , em uma elevação x , avaliados em seu centro de massa, são determinados através da seguinte equação:

$$\delta_x = \frac{C_d * \delta_{xl}}{I}$$

Onde:

C_d é o coeficiente de amplificação de deslocamentos.

δ_{xl} é o deslocamento determinado em uma análise elástica utilizando as forças sísmicas.

I é o fator de importância de utilização.

4.15 Efeitos de segunda ordem

A NBR 15421:2006 também adotou os mesmos critérios do IBC:2004 quanto a dispensa da consideração dos efeitos de segunda ordem devidos à ação sísmica nos esforços estruturais e deslocamentos, em um pavimento x , caso o coeficiente de estabilidade θ , determinado pela expressão a seguir, seja inferior a 0,10:

$$\theta = \frac{P_x \cdot \Delta_x}{H_x \cdot h_{sx} \cdot C_d}$$

Onde:

P_x é a força vertical em serviço atuando no pavimento x , obtida com fatores de ponderação de cargas tomados iguais a 1,00.

Δx são os deslocamentos relativos de pavimento, determinados conforme item 4.11.

H_x é a força cortante sísmica atuante no pavimento x .

h_{sx} é a distância entre as duas elevações correspondentes ao pavimento em questão.

C_d é o coeficiente de amplificação de deslocamentos, conforme tabela presente no item 4.7.

O valor do coeficiente de estabilidade θ não pode exceder o valor máximo θ_{max} , definido de acordo com a expressão:

$$\theta_{max} = \frac{0,5}{C_d} \leq 0,25$$

Quando o valor de θ estiver entre 0,1 e θ_{max} , os esforços nos elementos e os deslocamentos devem ser multiplicados pelo fator $1,00/(1 - \theta)$.

4.16 Métodos de Cálculo

A NBR 15421:2006 permite que se dimensione as estruturas em regime linear quando submetidas a ações sísmicas, desde que não coloque em risco a integridade dos elementos estruturais. Como resultado, a força lateral de projeto será significativamente menor que uma situação para a qual a estrutura seja requisitada para permanecer sob o regime elástico.

A norma brasileira possibilita a utilização de três métodos de cálculo para a análise sísmica:

- Método das forças horizontais equivalentes;
- Método espectral;
- Método dos históricos de acelerações no tempo.

Os três métodos de cálculo podem ser aplicados em estruturas de qualquer categoria sísmica, sendo observados os cuidados referentes principalmente à limitação de pavimentos e irregularidades estruturais.

No capítulo cinco será desenvolvida a modelagem de edificações através do método das forças horizontais equivalentes e pelo método espectral. A simulação de modelos através do método dos históricos de acelerações no tempo não será escopo dessa dissertação.

A norma sísmica Chilena NCh433:2009 limita o dimensionamento de estruturas restringido a utilização apenas do método das forças horizontais equivalentes e pelo método espectral.

O EUROCODE:2008 limita o modelo de cálculo em função dos seguintes irregularidades, simplificações admitidas e coeficiente de comportamento, como se verifica na Tabela 4.28.

Tabela 4.28 - Consequências da irregularidade estrutural na análise e no cálculo sísmico. (EUROCODE:2008)

Regularidade		Simplificações admitidas		Coeficiente de comportamento
Em planta	Em altura	Modelo	Análise elástica linear	(para a análise linear)
Sim	Sim	Plano	Força lateral ^a	Valor de referência
Sim	Não	Plano	Modal	Valor reduzido
Não	Sim	Espacial ^b	Força lateral ^a	Valor de referência
Não	Não	Espacial	Modal	Valor reduzido

Para os edifícios não regulares em altura, os valores reduzidos do coeficiente de comportamento são obtidos dos valores de referência multiplicados por 0,8.

4.16.1 Métodos das forças horizontais equivalentes

Este método consiste na determinação da força horizontal equivalente total na base da estrutura, H, em uma dada direção, a qual é dada de acordo com a equação:

$$H = C_s * W$$

Onde:

- C_s é o coeficiente de resposta sísmica, conforme definido a seguir;
- W é o peso total da estrutura.

4.16.1.1 Coeficiente de resposta sísmica

Segundo a NBR 15421:2006 o coeficiente de resposta sísmica é equacionado da mesma forma apresentada pelo IBC:2004, NCh433:2009 e pela NTE E.030:2003, sendo definido através da seguinte equação:

$$C_s = \frac{2,5 \cdot (a_{gso} / g)}{(R/I)}$$

Onde:

- a_{gso} representa a aceleração espectral para o período de 0,0s, já considerado o efeito da amplificação sísmica no solo.
- g = equivale a aceleração da gravidade
- I = fator de importância
- R = coeficiente de modificação da resposta

O coeficiente de resposta sísmica está limitado inferiormente a $C_s=0,01$ e superiormente ao valor da equação representada abaixo:

$$C_s = \frac{(a_{gs1} / g)}{T \cdot (R/I)}$$

A limitação inferior do coeficiente sísmico é usada para encontrar a força sísmica de projeto em estruturas de categoria sísmica A.

Segundo o INTERNATIONAL BUILDING CODE (IBC:2006) e o SIA 261:2003 o período fundamental da estrutura pode ser definido pela seguinte relação:

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

Onde:

- h_n = Altura da edificação

Segundo o IBC:2006 o coeficiente C_t = Coeficiente do período da estrutura equivale a 0,030 para sistemas pórtico-resistentes e 0,020 para outros tipos de estrutura de concreto.

O SIA 261:2003 o coeficiente C_t equivale aos seguintes valores:

- $C_t = 0,085$ (Estruturas metálicas espaciais)
- $C_t = 0,075$ (Estruturas de concreto armado em pórticos sujeito a flexão)
- $C_t = 0,050$ (Para os outros tipos de estrutura)

4.16.1.2 Distribuição vertical das forças sísmicas

A NBR 15421:2006 apresenta um equacionamento semelhante ao IBC:2004, evidenciando que a força sísmica atuando na base da estrutura, H, é distribuída verticalmente entre as várias elevações da estrutura de forma que, em cada elevação x, seja aplicada uma força vertical, F_x, obtida de acordo com a equação abaixo:

$$F_x = C_{vx} \cdot H$$

O fator C_{vx} é determinado pela seguinte expressão:

$$C_{vx} = \frac{w_x \cdot h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i \cdot h_i^k}$$

Onde:

C_{vx} é o coeficiente de distribuição vertical.

w_i e w_x são as parcelas do peso efetivo total que correspondem às elevações i e x, respectivamente.

h_i e h_x são as alturas entre a base e as elevações i e x, respectivamente.

k é o expoente de distribuição relacionado ao período natural da estrutura T, sendo adotados os seguintes valores:

- para estruturas com período inferior a 0,5s, k=1;
- para estruturas com períodos entre 0,5s e 2,5s, k = (T+1,5)/2;
- para estruturas com período superior a 2,5s, k=2.

Representação esquemática das forças:

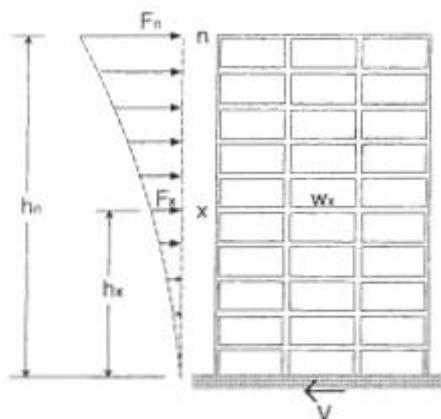


Figura 4.17 - Distribuição das forças verticais segundo o IBC:2004

O EUROCODE:2008 preconiza a distribuição vertical das forças sísmicas atuantes na base em função da seguinte expressão:

$$F_i = F_b \cdot \frac{s_i \cdot m_i}{\sum s_j \cdot m_j}$$

Onde:

F_i = força horizontal atuante no piso i

F_b = força horizontal aplicada na base

s_i, s_j = deslocamentos das massas m_i e m_j no modo de vibração fundamental

m_i, m_j = massas dos pisos

O EUROCODE:2008 recomenda que nos casos onde houver irregularidades significativas em altura, devem ser aumentados os esforços sísmicos nos elementos verticais dos respectivos pisos. Baseado na seguinte expressão:

$$\eta = (1 + \Delta V_{Rw} / \sum V_{Ed}) \leq q$$

Onde:

ΔV_{Rw} = redução total da resistência das paredes de alvenaria no piso considerado, em relação ao piso com preenchimento de alvenaria localizado acima dele.

$\sum V_{Ed}$ = soma dos esforços cisalhantes de origem sísmica atuando em todos os elementos sísmicos primários verticais do piso considerado.

4.16.2 Método Espectral

É evidenciado na NBR 15421 que o número de modos a ser considerado na análise espectral deve ser suficiente para absorver no mínimo 90% da massa total em cada uma das direções ortogonais em análise.

Para esse método devem ser considerados todos os modos de vibração que contribuam significativamente para a resposta global da estrutura.

O espectro de projeto deve ser definido conforme item 4.4, onde todas as respostas modais obtidas em termos de forças, momentos e reações de apoio devem ser multiplicadas pelo fator I / R , assim como as respostas obtidas em termos de deslocamentos absolutos e relativos deverão ser multiplicadas pelo fato Cd / R .

As respostas elásticas finais podem ser combinadas pela regra da raiz quadrada da soma dos quadrados das respostas obtidas em cada modo de vibração, exceto nos casos com frequências superiores a 10% que necessitará um método de combinação mais preciso.

4.16.3 Método dos históricos de acelerações no tempo

Para se utilizar deste método a NBR-15421 exige que a análise com históricos de acelerações no tempo, consista na análise dinâmica de um modelo submetido a acelerações aplicadas à sua base, compatíveis com o espectro de projeto definido para a estrutura. A norma requer que pelo menos três conjuntos de acelerogramas sejam considerados na análise.

4.17 Aplicação prática da norma NBR 15421:2006

Tendo como objetivo uma explanação didática da determinação da força horizontal sísmica equivalente com base na NBR 15421:2006 segue nas etapas a seguir a determinação das forças horizontais sísmicas equivalentes em uma edificação modelo analisadas.

PASSO 01 – Localização da Edificação

O prédio (hipotético) se refere a uma edificação comercial localizada no Campus Central da Universidade Federal do Rio Grande do Norte em Natal que será destinado ao ensino acadêmico para diversos cursos.

Localização geográfica: a edificação simulada localiza-se na Av. Sen. Salgado Filho, 3000 - Lagoa Nova Natal - RN, 59078-970. A localização hipotética pode ser definida com base na figura 4.18.

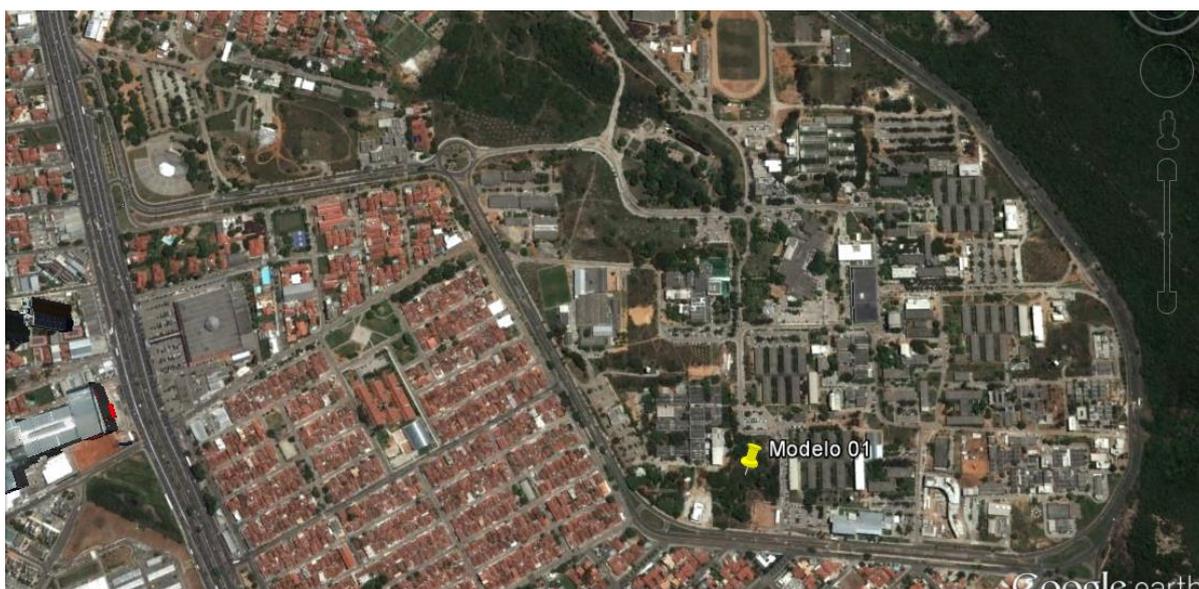


Figura 4.18 – Localização geográfica do edifício modelo 01

O edifício é composto por um sistema estrutural sismo-resistente de pórticos em Concreto Armado com detalhamento usual.

O lançamento estrutural do pavimento tipo (18mx10m) é definido conforme pode ser verificado na figura 4.19.

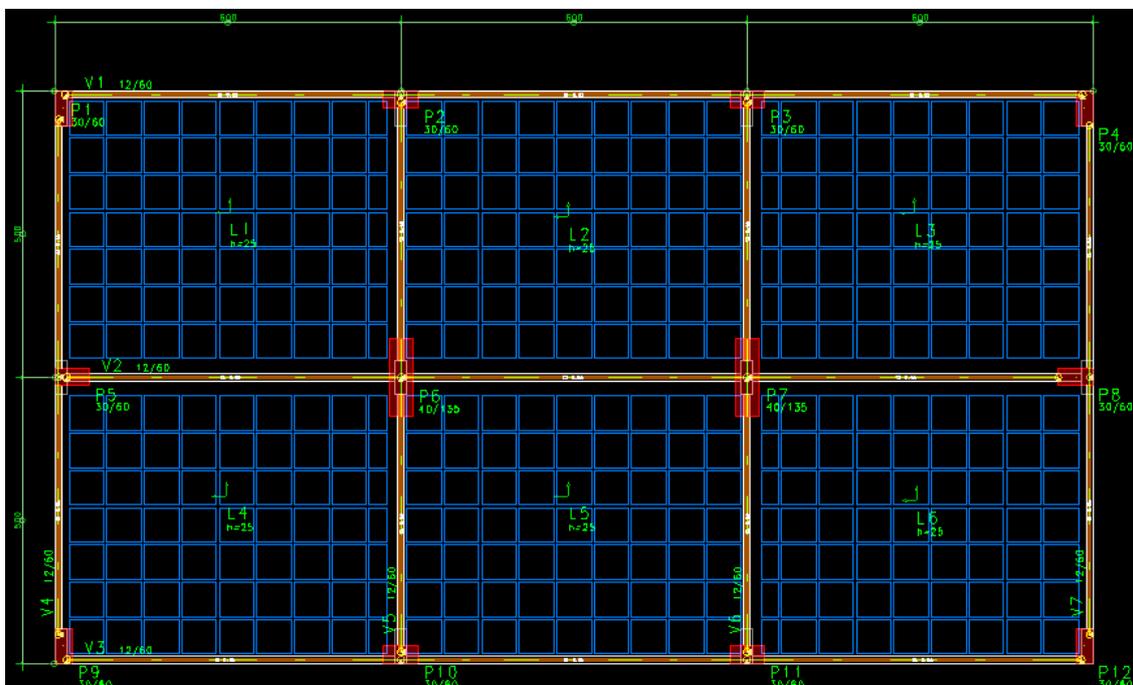


Figura 4.19 – Lançamento estrutural da edificação para aplicação prática da NBR 15.421:2006

A representação esquemática em 3D do edifício detalhado pode ser verificada na figura 4.20.

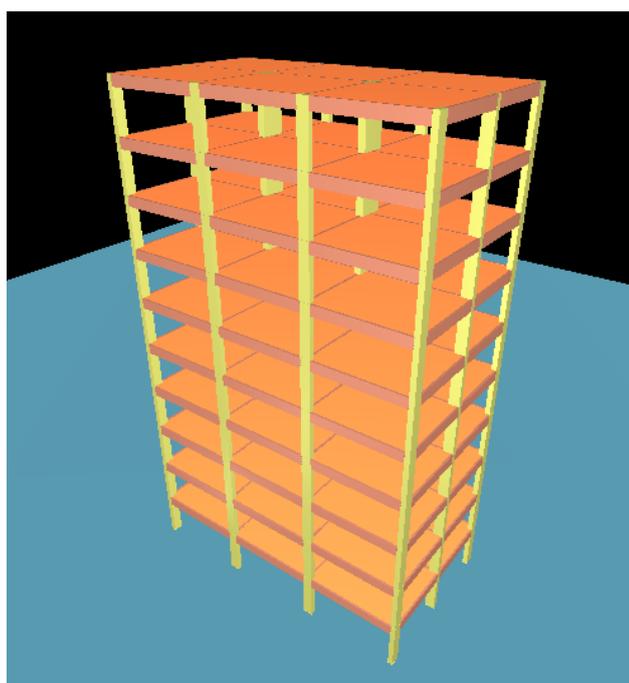


Figura 4.20 – Representação geométrica 3D do edifício analisado

PASSO 02 – Zona Sísmica

Em função da localização definida no Passo 01 verifica-se junto à figura 4.2 (Figura 1, NBR 15421:2006).

Define-se que a edificação em estudo refere-se à Zona Sísmica 1.

PASSO 03 – Aceleração Sísmica

A Aceleração Sísmica do Solo é definida pela Tabela 4.2 (Tabela 1, NBR 15421:2006).

Compilando o dado da tabela se define para a edificação equivalente a $a_g = 0,05g$.

PASSO 04 – Tipo do Solo e Classe do Terreno

O solo e a classificação do terreno podem ser obtidos na tabela 4.4 em função do ensaio SPT avaliado pelo número médio de golpes (Tabela 2, NBR 15421:2006).

Para fins acadêmicos foi utilizado como base para estudo de caso a Classe de Terreno E – Solo mole – $V_s < 180$ m/s.

PASSO 05 – Fator de Amplificação do Solo

O fator de amplificação do solo pode ser definido na Tabela 4.9 (Tabela 3 da NBR 15421:2006). Quanto menor a resistência do solo, maior será o valor do coeficiente C_a e C_v , e conseqüentemente maiores as forças estáticas equivalentes às forças sísmicas.

O fator de amplificação do solo para a edificação analisada equivale aos seguintes parâmetros: $C_a=2,5$ e $C_v=3,5$ – Tabela 4.9 (Tabela 3 da NBR 15421:2006).

Região de aceleração constante:

$$S_a(T) = a_g \left(18,75 * T * \frac{C_a}{C_v} + 1,0 \right) \quad 0 \leq T \leq \frac{C_v}{C_a} * 0,08$$

$$\left(\frac{C_v}{C_a} \right) * 0,08 = 3,5 / 2,5 * 0,08 = 0,112 \text{ s}$$

$$0 \text{ s} \leq T \leq 0,112 \text{ s}$$

Região de velocidade constante:

$$S_a(T) = 2,5 * a_g s_0 \quad \frac{C_v}{C_a} * 0,08 \leq T \leq \frac{C_v}{C_a} * 0,4$$

$$3,5 / 2,5 * 0,4 = 0,56 \text{ s}$$

0,112 s =< T = < 0,56 s

Região de deslocamento constante

$$S_a(T) = \frac{ags1}{T} \qquad T \Rightarrow \frac{C_v}{C_a} * 0,4$$

0,4*3,5/2,5=0,56 s

T=> 0,56 s

PASSO 06 – Categoria de Ocupação

Conforme descrito no item 4.5 o elemento de estudo se refere a uma edificação que será utilizada como uma universidade de ensino.

Na Tabela 4.10 (Tabela 4 da NBR 15421) a edificação analisada se refere à Categoria de Utilização II e Fator de Importância = 1,25.

PASSO 07 – Categoria Sísmica

A categoria sísmica é definida com base na tabela 4.17 (Tabela 5 da NBR 15421:2006).

Com base na zona sísmica definida no passo 02, verificou-se que a categoria sísmica para a edificação analisada é a “A”.

PASSO 08 – Coeficientes do Sistemas Estrutural Sismo-Resistente

A Edificação analisada apresenta um sistema estrutural sismo-resistente composto por pórticos em Concreto Armado com detalhamento usual conforme apresentado no item 4.7.

Com base na tabela 4.19 (Tabela 6 da NBR 15421:2006) podem ser obtidos os seguintes parâmetros estruturais da estrutura:

- Coeficiente de Modificação de Resposta (R) = 3
- Coeficiente de sobre-resistência (Ω) = 3
- Coeficiente de Amplificação de Deslocamento (Cd) = 2,5

PASSO 09 – Deslocamentos Limites Relativos entre Pavimentos

A limitação dos deslocamentos relativos entre pavimentos pode ser obtida na tabela 4.25 (Tabela 9 da NBR 15421:2006).

Conforme a categoria de utilização determinada no Passo 06 os deslocamentos máximos permitidos para a edificação equivale, conforme a tabela 4.25:

$$\Delta x = 0,015 * h_{sx}$$

Tomando como base a a distância entre pavimentos igual a 300cm, resulta em um deslocamento relativo limite igual a: $\Delta x = 4,5\text{cm}$.

PASSO 10 – Coeficientes de Resposta Sísmica

O coeficiente de resposta sísmica pode ser verificado junto ao item 4.16.1.1 consistindo da seguinte expressão:

$$C_s = \left(2,5 * \frac{\left(\frac{A_{gs0}}{g} \right)}{I} \right)$$

A_{gs0} = Aceleração espectral para o período de 0,0s, já considerando o efeito de amplificação sísmica no solo = $C_a \times A_g = 0,125g$

$A_g =$	0,05
$C_a =$	2,5
$A_{gs0} =$	0,125 g
$A_{gs0} =$	1,225

g = equivale a aceleração da gravidade = $9,8\text{m/s}^2$

$R = 3$ (Passo 8)

$I = 1,25$ (Passo 6)

O valor de C_s é definido por:

$$C_s = \left(2,5 * \frac{\left(\frac{A_{gs0}}{g} \right)}{\frac{R}{I}} \right)$$

$g =$	9,8
$R =$	3
$I =$	1,25
$C_s =$	0,130208

$C_s = 0,130208$

O limite inferior do coeficiente de resposta sísmica conforme verificado na página 113 é equivalente a: $C_s = 0,01$. Como o valor de $C_s = 0,130208$ foi superior, está adequado aos limites normativos.

O limite superior do coeficiente de resposta sísmica é obtido conforme a expressão verificada no item 4.16.1.1:

$$C_s = \left(\frac{A_{gs1}}{T * \left(\frac{R}{I} \right)} \right)$$

A_{gs1} = Aceleração espectral para o período de 1,0s, já considerando o efeito de amplificação sísmica no solo = $C_v \times a_g = 3,5 \times 0,05 = 0,175g$.

O coeficiente T representa o período da estrutura. A NBR 15421:2006 permite que seja obtido de forma aproximada pela expressão:

$$T_a = C_t * h_n^x$$

T_a = Definição do período e da frequência natural.

Para estruturas em que as forças sísmicas são 100% resistidas por pórticos de concreto, não sendo estes ligados a sistemas mais rígidos que impeçam sua livre deformação quando submetido à ação sísmica, são definidos os seguintes parâmetros:

- $C_t = 0,0466$ (pag 108)
- $x = 0,9$ (pag 1089)
- h_n = altura da edificação = 10 pavimentos \times 3,0m = 30m

Definição do período natural:

$$T_a = C_t * h_n^x$$

$$f = \frac{1}{T}$$

$C_t =$	0,0466
$x =$	0,9
$h_n =$	30
$T_a =$	0,994936
$f =$	1,00509

O período natural aproximado da estrutura foi equivalente a 0,994936hz. Com uso do software do TQS se verificou os modos de vibração para a estrutura lançada obtendo os seguintes valores:

Modo de Vibração	Período (s)	Frequência (Hz)	Frequência (rad/s)	Autovalor
01	1,635	,612	3,843	14,772
02	1,442	,694	4,359	18,998
03	1,413	,708	4,447	19,777
04	,522	1,915	12,035	144,850
05	,455	2,199	13,818	190,934
06	,423	2,363	14,850	220,528
07	,290	3,452	21,687	470,305
08	,248	4,034	25,344	642,337
09	,214	4,683	29,426	865,878
10	,189	5,294	33,262	1106,330

Para uma comparação direta entre os valores do período das estruturas obtido deve ser ressaltado que o período natural calculado analiticamente se refere a um valor aproximado e que o mesmo não leva em consideração os diversos modos de vibração diferentemente dos resultados obtidos através do TQS.

O limite superior do coeficiente de resposta sísmica equivale a:

$$C_v = 3,5$$

$$A_{gs1} = 0,175 \text{ g}$$

$$A_{gs1} = 1,715$$

$$T = 0,994936$$

$$C_s \text{ lim} = 0,073288 \text{ (Cs Limite Superior)}$$

$$C_s \text{ lim inf} = 0,01$$

$$C_s \text{ calc} = 0,130208$$

$$C_s \text{ lim sup} = 0,073288$$

$$C_s \text{ utilizado} = 0,073288$$

Como o valor de $C_s = 0,130208$ esta acima desse valor, o valor do coeficiente C_s deverá ser limitado a $0,073288$.

PASSO 11 – Força Horizontal Equivalente na Base

A força horizontal equivalente na base pode ser definido com base na seguinte expressão:

$$H = C_s * W$$

W equivale ao peso da edificação. A determinação do peso da edificação em cada pavimento e total pode ser verificado a seguir:

11.2 PESO PRÓPRIO DA ESTRUTURA

11.2.1 PESO PRÓPRIO DA LAJE

Laje Maciça	15 cm
Área da Laje (5,82 x 4,82) x 6 =	168,3144 m ²
Peso próprio Laje 2500kgf/m ³ x Vol Concreto	
Peso próprio Laje =	63.117,90 Kgf/pavimento

11.2.2 PESO PRÓPRIO DAS VIGAS

Vigas 12x60	
3x 18m + 4x10m =	94 ml
Volume Concreto Vigas =	6,768 m ³
Peso das Vigas 2500kgf/m ³ x Vol Concreto	
Peso das Vigas =	16.920,00 Kgf/pavimento

11.2.3 PESO PRÓPRIO DOS PILARES

Área dos pilares =	10 x (0,3x0,6) + 2 x (0,4 x 1,35) =
Área dos pilares =	2,880 m ²
Pé Direito =	3,00 ml
Volume de Concreto Pilares =	8,640 m ³
Peso dos Pilares 2500kgf/m ³ x Vol Concreto	
Peso dos Pilares =	21.600,00 Kgf/pavimento

11.2.4 PESO PRÓPRIO ALVENARIA

Comp. Linear 3x18m +4x10m=	94,00 ml
Alvenaria (9cm) =	0,09x1300 117,00 kgf/m ²
Argamassa (2x3cm) =	0,06x2200 132,00 kgf/m ²
Carga Kgf/m ² =	249,00 kgf/m ²
Pé Direito =	3,00 ml
Carga Linear Alvenaria =	747,00 Kgf/ml
Peso da Alvenaria Pavimento =	70.218,00 Kgf

11.2.5 PESO PRÓPRIO DA ESTRUTURA

Peso por Pavimento	171.855,90 Kgf/pavimento
Número de Pavimentos =	10 Pavimentos
PESO TOTAL DO EDIFÍCIO =	1.718.559,00 Kgf

$$W = 171,855\text{tf/pav} \times 10 = 1.718,559\text{tf}$$

O valor de Hs equivale a:

$$H = C_s * W$$

W=	1.718,56	tf
H=	125,95	tf

$$H = 0,073288 \times 1.718,56\text{tf} = 125,95\text{tf}$$

PASSO 12 – Distribuição Vertical das Forças Sísmicas

A força aplicada em cada um dos pavimentos conforme verificado no item 4.16.1.2 equivale à expressão:

$$F_x = C_{vx} * H$$

O coeficiente de distribuição vertical pode ser definido pela expressão:

$$C_{vx} = \frac{w_x \cdot h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i \cdot h_i^k}$$

O coeficiente k relacionado ao período natural T, sendo definido para estruturas com período superior a 0,5s e inferior a 2,5s equivale a seguinte expressão:

$$K = \frac{T + 1,5}{2}$$
$$K = \frac{0,994936 + 1,5}{2} = 1,247468$$

O valor do coeficiente de distribuição e a força aplicada em cada um dos pavimentos pode ser determinado para a edificação analisada com apoio da ferramenta Excel como se verifica abaixo:

Pavimentos	Pé-Direito (m)	Altura Acum. (m) - h _x	Parcela Peso Efet. (tf) - W _x	W _i *h _i ^k	C _v _x	C _v _x *H
10	3,0	30,0	171,856	11962,61	0,202	25,408
9	3,0	27,0	171,856	10489,26	0,177	22,279
8	3,0	24,0	171,856	9055,946	0,153	19,234
7	3,0	21,0	171,856	7666,386	0,129	16,283
6	3,0	18,0	171,856	6325,236	0,107	13,435
5	3,0	15,0	171,856	5038,493	0,085	10,702
4	3,0	12,0	171,856	3814,244	0,064	8,101
3	3,0	9,0	171,856	2664,106	0,045	5,658
2	3,0	6,0	171,856	1606,509	0,027	3,412
1	3,0	3,0	171,856	676,6404	0,011	1,437
Σ	30,0	-	1.718,559	59299,43	1,000	125,949

As forças então devem ser lançadas em cada um dos pavimentos, conforme demonstrado anteriormente na figura 4.17, assim como a força horizontal na base e deve se proceder com a análise sísmica da edificação.

CAPÍTULO 05: Modelagem de Estruturas Sismo Resistentes e Aplicações Práticas

Neste capítulo será sintetizada toda a conceituação teórica desenvolvida ao longo da dissertação em exemplos práticos de engenharia, para contribuir no aspecto de análise de edifícios submetido a solicitações sísmicas.

Para a modelagem das edificações será utilizado o Software de Cálculo Estrutural CAD/TQS na versão V17.3.57 em conjunto com o módulo de Sismo.

Será desenvolvida uma análise comparativa em dois modelos de edificações baseado nas seguintes premissas:

- Modelo 01: Estrutura solicitada de força horizontal sísmica equivalente comparada com a mesma edificação submetida de ações sísmicas definidas através do espectro de resposta da NBR 15421:2006, por análise modal.

- Modelo 02: Edificação solicitada por ações sísmicas lançadas a partir do espectro de resposta definido na NBR 15421:2006 comparada com a mesma edificação submetida de ações do vento.

5.1 Definições do Sistema do Edifício Modelo 01

Para o dimensionamento estrutural de uma estrutura sismo resistente faz-se necessário definir uma série de parâmetros como será esquematizado ao longo desse item.

5.1.1 Descrição do Edifício

O edifício Modelo 01 da dissertação é constituído por 10 pavimentos: 09 pavimentos intermediários/tipos; 01 pavimento de cobertura. A cota entre pavimentos equivale a 3,0m e a área total por pavimento equivale a 180m².

5.1.2 Corte Esquemático

Na figura 5.1 é apresentado um corte esquemático do edifício. Nele é possível visualizar as distâncias entre pavimento, cotas e nomenclaturas utilizadas:



Figura 5.1 Corte Esquemático do Edifício Modelo 01

5.1.3 Forma e Perspectiva da Estrutura

O edifício modelo 01 se refere à mesma edificação utilizada no item 4.17 “Aplicação prática da norma NBR 15421:2006”. A primeira etapa de modelagem tem como objetivo desenvolver a modelagem de um edifício submetido às forças sísmicas horizontais equivalentes parametrizados com uso do Software TQS.

A etapa seguinte será a comparação de todos os resultados obtidos através das forças horizontais equivalentes, com um modelo de um edifício sismo resistente utilizando o espectro de resposta de projeto baseado na NBR 15421:2006 com uso de análise modal.

5.1.4 Localização Geográfica

A localização base do edifício simulado foi à mesma apresentada no item 4.17.

5.1.5 Materiais

Foi utilizado para fins acadêmicos um f_{ck} único para todos os elementos estruturais: fundação, pilares, vigas e lajes equivalentes a 40 MPa.

5.1.6 Ações e Combinações

Na tabela 5.1 são apresentadas as cargas médias utilizadas em cada um dos pavimentos para o dimensionamento da estrutura.

A “carga média” de um pavimento é a razão entre as todas as cargas verticais características (peso-próprio, permanentes ou acidentais) pela área total estimada do pavimento.

Tabela 5.1 – Cargas aplicadas na estrutura para o modelo 01

Pavimento	Peso Próprio (tf/m²)	Permanente (tf/m²)	Acidental (tf/m²)
Cobertura	0,29	0,33	0,10
9o Pavimento	0,29	0,45	0,14
8o Pavimento	0,29	0,45	0,14
7o Pavimento	0,29	0,45	0,14
6o Pavimento	0,29	0,45	0,14
5o Pavimento	0,29	0,45	0,14
4o Pavimento	0,29	0,45	0,14
3o Pavimento	0,29	0,45	0,14
2o Pavimento	0,29	0,45	0,14
1o Pavimento	0,29	0,45	0,14
Fundação	0,00	0,00	0,00

Na análise estrutural do edifício não foi considerada a redução de sobrecarga definida no item 2.2.1.8 da NBR 6120:1980.

Não foi considerada, no modelo, a incidência de nenhuma das seguintes ações:

- Vento
- Desaprumo Global
- Empuxo
- Incêndio
- Cargas Adicionais

5.1.7 Modelo Estrutural

Na análise estrutural do edifício foi utilizado o 'Modelo 4' do sistema CAD/TQS. Este análise consiste em dois modelos simplificados:

- Modelo de grelha para os pavimentos;
- Modelo de pórtico espacial para a análise global.

O edifício será modelado por um único pórtico espacial mais os modelos dos pavimentos. O pórtico será composto por barras que simulam as vigas e pilares da estrutura, com o efeito de diafragma rígido das lajes devidamente incorporado ao

modelo. Os efeitos oriundos das ações verticais e horizontais nas vigas e pilares serão aplicados ao pórtico espacial.

Nas lajes, somente os efeitos gerados pelas ações verticais serão calculados. Nos pavimentos simulados por grelhas de lajes, os esforços resultantes das barras de lajes sobre as vigas serão transferidas como cargas para o pórtico espacial.

As cargas verticais atuantes nas vigas e pilares do pórtico foram extraídas de modelos de grelha de cada um dos pavimentos.

5.2 Análise Edifício Modelo 01 de 10 Pavimentos com base no espectro de resposta da NBR 15421:2006

Para o desenvolvimento da modelagem com base no espectro de resposta foi necessária à utilização da figura 4.17 onde se verificou o detalhamento do espectro de resposta de um projeto segundo a NBR 15421:2006.

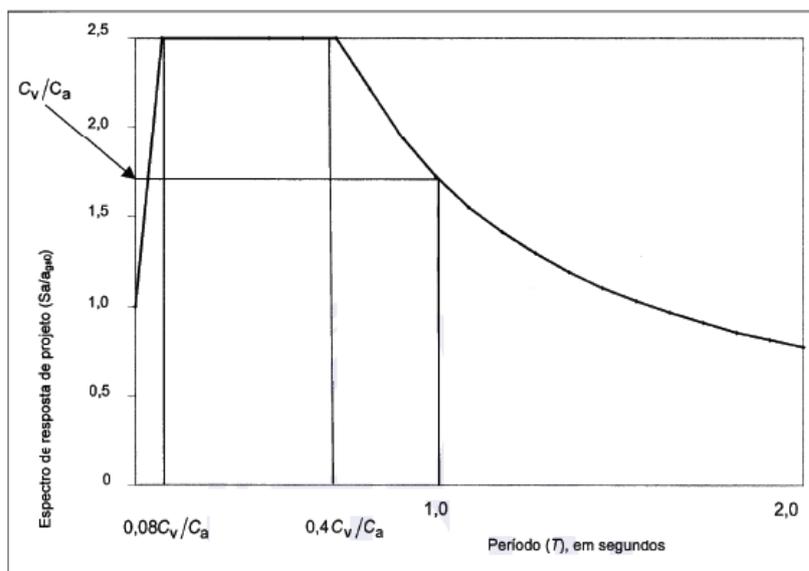


Figura 4.17 - Variação do Espectro de Resposta de projeto em função do período (NBR15421:2006)

Os coeficientes C_a e C_v conforme detalhados anteriormente, são os fatores de amplificação sísmica no solo, para os períodos de 0,0s e 1,0s respectivamente, em função da aceleração característica de projeto e da classe do terreno obtidos a partir da Tabela. 4.2.

Conforme descrito no item 4.17 os valores de C_a e C_v equivalem, respectivamente, a $C_a=2,5$ e $C_v=3,5$.

Uma vez que todos os parâmetros necessários para o espectro de resposta foram definidos, foi desenvolvida uma tabela com o resumo dos principais pontos componentes do espectro de resposta da edificação para posterior lançamento no Software TQS, como se verifica na tabela 5.2.

Tabela 5.2 - Pontos do Espectro de Resposta do Edifício Modelo 01.

Eixo Vertical	Eixo Horizontal	
1,00	0,0000	Gráfico
1,25	0,0187	Pontos do Primeiro Trecho
1,50	0,0373	
1,75	0,0560	
2,00	0,0747	
2,25	0,0933	
2,50	0,1120	
2,50	0,2000	Trecho Aceleração Constante
2,50	0,3000	
2,50	0,4000	
2,50	0,5000	
2,50	0,5600	
2,28	0,6480	Trecho Velocidade Constante
2,06	0,7360	
1,84	0,8240	
1,62	0,9120	
1,40	1,0000	
1,27	1,2000	Trecho Deslocamento Constante
1,14	1,4000	
1,01	1,6000	
0,88	1,8000	
0,75	2,0000	Gráfico

Os pontos presentes na tabela 5.2 foram definidos a partir do gráfico descrito na figura 4.17 e por interpolação linear em trechos de segmento reto.

Para inserção dos dados obtidos na tabela no TQS, deve ser transformado o eixo vertical em unidade de aceleração em m/s^2 , portanto multiplicando os valores do eixo vertical pelos parâmetros: $ag_{so} = 0,125$ e $g=9,8m/s^2$ é obtido à tabela 5.3 como se verifica a seguir:

Tabela 5.3 - Pontos do Espectro de Resposta do Edifício Modelo 01, com aceleração em m/s² (Parâmetros TQS)

Eixo Vertical	Eixo Horizontal	
1,23	0,0000	Gráfico
1,53	0,0187	Pontos do Primeiro Trecho
1,84	0,0373	
2,14	0,0560	
2,45	0,0747	
2,76	0,0933	
3,06	0,1120	
3,06	0,2000	Trecho Aceleração Constante
3,06	0,3000	
3,06	0,4000	
3,06	0,5000	
3,0625	0,5600	
2,79	0,6480	Trecho Velocidade Constante
2,52	0,7360	
2,25	0,8240	
1,98	0,9120	
1,7150	1,0000	
1,56	1,2000	Trecho Deslocamento Constante
1,40	1,4000	
1,24	1,6000	
1,08	1,8000	
0,92	2,0000	Gráfico

Com os dados apresentados na tabela 5.3 foi gerado o espectro de resposta dentro do Software TQS conforme demonstrado na figura 5.2.

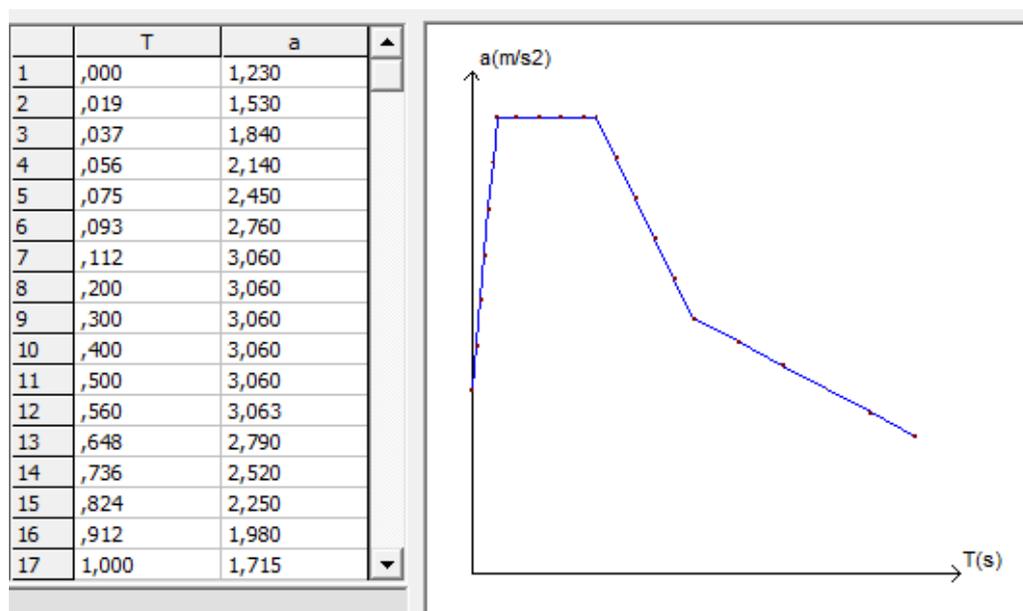


Figura 5.2 – Espectro de Resposta inserido no TQS referente ao Modelo 01

5.3 Análise Edifício Modelo 01 de 10 Pavimentos com base na força horizontal sísmica equivalente

No item 4.17 foi definida a distribuição das forças verticais equivalentes em cada um dos pavimentos, conforme se verifica na tabela 5.4.

Tabela 5.4 – Distribuição vertical das forças sísmicas horizontais

10 º Pavimento=	F10=	25,408
9 º Pavimento=	F9=	22,279
8 º Pavimento=	F8=	19,234
7 º Pavimento=	F7=	16,283
6 º Pavimento=	F6=	13,435
5 º Pavimento=	F5=	10,702
4 º Pavimento=	F4=	8,101
3 º Pavimento=	F3=	5,658
2 º Pavimento=	F2=	3,412
1 º Pavimento=	F1=	1,437

Ao longo desse item será analisada a distribuição das forças horizontais sísmicas equivalentes na direção X e Y do modelo, o qual teve todas as suas características físicas e geométricas definidas ao longo dos itens 5.1.1 a 5.1.7.

5.3.1 Força horizontal sísmica equivalente ao longo da direção X para o modelo 01.

A distribuição das forças horizontais equivalentes ao longo da direção X apresenta um sistema de 03 pórticos em concreto armado que absorverão todos os esforços horizontais destacados nos retângulos definidos esquematicamente na figura 5.3.

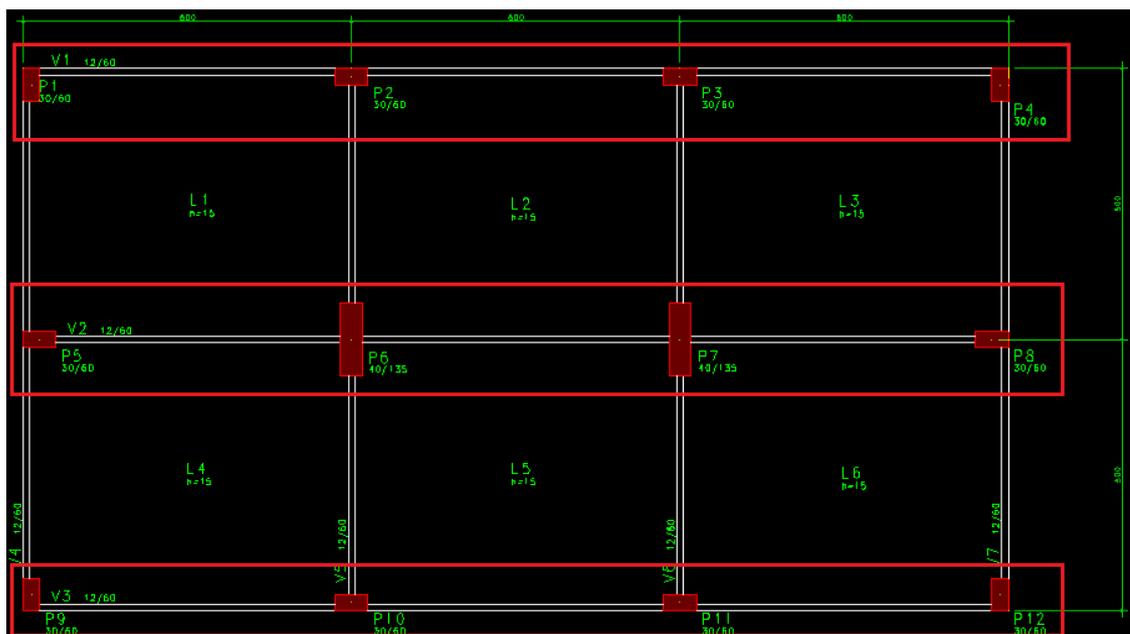


Figura 5.3 – Detalhamento dos pórticos resistentes segundo o plano X

As forças horizontais sísmicas equivalentes expostas em cada pavimento conforme tabela 5.3 será absorvida por três pórticos principais como se verifica no detalhamento na tabela 5.4. Dessa forma os esforços horizontais equivalentes lançadas em cada um dos pórticos são representados na tabela 5.4.

Tabela 5.5 – Esforços horizontais equivalentes lançados na direção X

	DISTRIBUIÇÃO DAS FORÇAS HORIZONTAIS SISMICAS EQUIVALENTES DIREÇÃO X - 03 PÓRTICOS
10 º Pavimento=	8,469 tf
9 º Pavimento=	7,426 tf
8 º Pavimento=	6,411 tf
7 º Pavimento=	5,428 tf
6 º Pavimento=	4,478 tf
5 º Pavimento=	3,567 tf
4 º Pavimento=	2,700 tf
3 º Pavimento=	1,886 tf
2 º Pavimento=	1,137 tf
1 º Pavimento=	0,479 tf

5.3.2 Força horizontal sísmica equivalente ao longo da direção Y para o modelo 01.

A distribuição das forças horizontais equivalentes ao longo da direção Y apresenta um sistema de 04 pórticos em concreto armado que absorverão todos os esforços horizontais definidos esquematicamente na figura 5.4.



Figura 5.4 – Detalhamento dos pórticos resistentes segundo o plano Y

As forças horizontais sísmicas equivalentes detalhadas em cada pavimento na tabela 5.3 serão absorvidas por quatro pórticos principais como se verifica o detalhamento na figura 5.5. Dessa forma os esforços horizontais equivalentes lançados em cada um dos pórticos são representados na tabela 5.6.

Tabela 5.6 – Esforços horizontais equivalentes lançados no plano Y

	DISTRIBUIÇÃO DAS FORÇAS HORIZONTAIS SÍSMICAS EQUIVALENTES DIREÇÃO Y - 04 PÓRTICOS
10 º Pavimento=	6,352 tf
9 º Pavimento=	5,570 tf
8 º Pavimento=	4,809 tf
7 º Pavimento=	4,071 tf
6 º Pavimento=	3,359 tf
5 º Pavimento=	2,675 tf
4 º Pavimento=	2,025 tf
3 º Pavimento=	1,415 tf
2 º Pavimento=	0,853 tf
1 º Pavimento=	0,359 tf

5.4 Análise comparativa do modelo 01 das solicitações sísmicas através do espectro de resposta e forças equivalentes no plano X para o modelo 01.

Para desenvolver a análise comparativa dos resultados simulados através das forças equivalentes e a modelagem com uso do espectro de resposta aplicado no software TQS se fez necessário definir os elementos representativos no edifício modelado.

O resumo dos dados obtidos para as vigas analisadas referentes ao 1º pavimento é representado esquematicamente nas tabelas 5.7 e 5.8.

Tabela 5.7 – Análise comparativa de esforços nas vigas na direção X

	1o Pavimento - Espectro de Resposta Plano X				1o Pavimento - Força Horizontal Equivalente Plano X				Diferença percentual entre Momentos Espectro de resposta plano x e forças equivalentes no plano X					
	Flexão Esquerda		Flexão Meio		Flexão Direita		Flexão Esquerda		Flexão Meio		Flexão Direita		Espectro de resposta plano x e forças equivalentes no plano X	
	Mf max - (tf-m)	Mf max + (tf-m)	Mf max - (tf-m)	Mf max + (tf-m)	Mf max - (tf-cm)	Mf max + (tf-cm)	Mf max - (tf-m)	Mf max + (tf-m)	Mf max - (tf-cm)	Mf max + (tf-cm)	Mf max - (tf-m)	Mf max + (tf-m)	Mf max - (tf-cm)	Mf max + (tf-cm)
V2 - Vão 01	8,2	10,7	-20	7,2	10,1	-19,2	7,2	10,1	-19,2	13,89%	5,94%	4,17%	13,89%	5,94%
V2 - Vão 02	-2	4,7	-15,6	-2,6	4,7	-14,9	-2,6	4,7	-14,9	-23,08%	0,00%	4,70%	-23,08%	0,00%
V2 - Vão 03	2,7	5,3	-21,2	1,9	5	-20,2	1,9	5	-20,2	42,11%	6,00%	4,95%	42,11%	6,00%
V5 - Vão 01	-8,4	8	5,6	-1,6	3,4	-6,9	-1,6	3,4	-6,9	425,00%	135,29%	-181,16%	425,00%	135,29%
V5 - Vão 02	-19,5	5	5	-6,9	3,4	-1,7	-6,9	3,4	-1,7	182,61%	47,06%	-394,12%	182,61%	47,06%

Tabela 5.8 – Análise comparativa de esforços nas vigas na direção Y

	1o Pavimento - Espectro de Resposta Plano Y				1o Pavimento - Força Horizontal Equivalente Plano Y				Diferença percentual entre Momentos Espectro de resposta plano Y e forças equivalentes no plano Y					
	Flexão Esquerda		Flexão Meio		Flexão Direita		Flexão Esquerda		Flexão Meio		Flexão Direita		Espectro de resposta plano Y e forças equivalentes no plano Y	
	Mf max - (tf-m)	Mf max + (tf-m)	Mf max - (tf-cm)	Mf max + (tf-cm)	Mf max - (tf-m)	Mf max + (tf-m)	Mf max - (tf-cm)	Mf max + (tf-cm)	Mf max - (tf-m)	Mf max + (tf-m)	Mf max - (tf-cm)	Mf max + (tf-cm)	Mf max - (tf-m)	Mf max + (tf-m)
V2 - Vão 01	8,2	10,7	-20	-6,6	4,8	-8,7	-6,6	4,8	-8,7	-224,24%	122,92%	129,89%	-224,24%	122,92%
V2 - Vão 02	-2	4,7	-15,6	-8,8	4,7	-8,8	-8,8	4,7	-8,8	-77,27%	0,00%	77,27%	-77,27%	0,00%
V2 - Vão 03	2,7	5,3	-21,2	-8,6	4,8	-6,1	-8,6	4,8	-6,1	-131,40%	10,42%	247,54%	-131,40%	10,42%
V5 - Vão 01	-8,4	8	5,6	-7,5	7	4	-7,5	7	4	12,00%	14,29%	40,00%	12,00%	14,29%
V5 - Vão 02	-19,5	5	5	-17,8	4,2	4,1	-17,8	4,2	4,1	9,55%	19,05%	21,95%	9,55%	19,05%
Diferença Percentual entre Momentos Espectro Plano X e Plano Y	100,00%	100,00%	100,00%	-109,09%	210,42%	220,69%	-109,09%	210,42%	220,69%					
	100,00%	100,00%	100,00%	29,55%	100,00%	169,32%	29,55%	100,00%	169,32%					
	100,00%	100,00%	100,00%	-22,09%	104,17%	331,15%	-22,09%	104,17%	331,15%					
	100,00%	100,00%	100,00%	21,33%	48,57%	-172,50%	21,33%	48,57%	-172,50%					

Nas tabelas 5.7 e 5.8 verifica-se que os valores referentes aos momentos fletores nas vigas quando comparado o resultado das forças concentradas e o espectro de resposta nos planos X e Y apresentaram valores muito divergentes.

Ao se analisar os dados referentes aos pilares, já se verificou uma maior similaridade entre os valores obtidos como pode ser comprovado nas tabelas 5.9 e 5.10.

Tabela 5.9 – Análise comparativa dos esforços nos pilares na direção X		Tabela 5.10 – Análise comparativa dos esforços na direção Y									
Espectro de Resposta Plano X		Espectro de Resposta Plano Y									
	Fz	Fx	Fy	Mx	My	Fz	Fx	Fy	Mx	My	
P1	133,30	0,50	0,50	19,50	8,90	58,00	2,40	0,50	0,40	7,10	
P2	208,20	0,20	0,30	6,10	30,70	141,40	10,10	0,30	0,30	28,40	
P6	387,00	0,10	0,10	207,90	38,30	390,10	10,90	0,10	0,50	35,30	
Diferença percentual Esforços Pilares entre espectro de resposta no plano X e forças equivalentes no plano x.		Diferença percentual Esforços Pilares entre espectro de resposta no plano Y e forças equivalentes no plano Y.									
	Fz	Fx	Fy	Mx	My	Fz	Fx	Fy	Mx	My	
P1	129,83%	-79,17%	0,00%	N.A.	25,35%						
P2	47,24%	-98,02%	0,00%	N.A.	8,10%						
P6	-0,79%	-99,08%	0,00%	N.A.	8,50%						
Espectro de Resposta Plano X		Espectro de Resposta Plano Y		Forças Equivalentes Plano X		Forças Equivalentes Plano Y					
	Fz	Fx	Fy	Mx	My	Fz	Fx	Fy	Mx	My	
P1	133,30	0,50	0,50	19,50	8,90	117,70	0,50	5,20	16,40	0,50	
P2	208,20	0,20	0,30	6,10	30,70	203,80	0,20	2,30	5,10	0,20	
P6	387,00	0,10	0,10	207,90	38,30	369,70	0,10	29,60	178,30	0,10	
Diferença percentual Esforços Pilares entre espectro de resposta no plano X e forças equivalentes no plano X.		Diferença percentual Esforços Pilares entre espectro de resposta no plano Y e forças equivalentes no plano Y.									
	Fz	Fx	Fy	Mx	My	Fz	Fx	Fy	Mx	My	
P1	-11,70%	0,00%	N.A.	-15,90%	-94,38%						
P2	-2,11%	0,00%	N.A.	-16,39%	-99,35%						
P6	-4,47%	0,00%	N.A.	-14,24%	-99,74%						

5.4.1 Análise dos resultados do modelo 01 considerando a redução dos valores obtidos pela resposta modal conforme item 10.2 NBR 15421:2006

A NBR 15421:2006 no seu item 10.2 requer que todas as respostas modais obtidas em termos de forças, momentos e reações de apoio sejam multiplicadas pelo fator I/R . A mesma requer ainda que todas as respostas obtidas em termos de deslocamento absolutos e relativos sejam multiplicadas pelo fator Cd/R .

Desta forma os esforços comparativos entre vigas e pilares podem ser verificados reajustados conforme tabelas 5.11, 5.12, 5.13 e 5.14.

Os valores representados na tabela como diferença percentual não se referem a erros percentuais, mas sim o valor do momento obtido entre métodos subtraído do algarismo "01" para representar a diferença em percentual entre momentos. Os valores positivos significam que o método inicial de referência apresenta valores superiores, porém, quando estiver negativo, significa que os valores são inferiores ao segundo método de referência.

Tabela 5.11 – Análise comparativa de esforços modais reduzidos nas vigas na direção X

O espectro de projeto deve ser definido conforme item 4.4, onde todas as respostas modais obtidas em termos de forças, momentos e reações de apoio devem ser multiplicadas pelo fator I / R, assim como as respostas obtidas em termos de deslocamentos absolutos e relativos deverão ser multiplicadas pelo fator Cd / R.

- Coeficiente de Modificação de Resposta (R) = 3
I / R = 1,25 / 3,0 = 0,417

- Coeficiente de sobre-resistência (Ω) = 3

- Coeficiente de Amplificação de - Coeficiente de Amplificação de Deslocamento (Cd) = 2,5

- Fator de Importância da edificação (I) = 1,25

	1o Pavimento - Espectro de Resposta Plano X				1o Pavimento - Força Horizontal Equivalente Plano X				Diferença percentual entre Momentos		
	Flexão Esquerda		Flexão Meio		Flexão Esquerda		Flexão Meio		Espectro de resposta plano x e forças		
	Mf max - (tf-m)	Mf max + (tf-m)	Mf max - (tf-cm)	Mf max + (tf-cm)	Mf max - (tf-m)	Mf max + (tf-m)	Mf max - (tf-cm)	Mf max + (tf-cm)	equivalentes no plano X		
V2 - Vão 01	3,42	4,46	-	8,33	7,2	10,1	-19,2	-19,2	-52,55%	-55,86%	-56,60%
V2 - Vão 02	0,83	1,96	-	6,50	-2,6	4,7	-14,9	-14,9	-67,95%	-58,33%	-56,38%
V2 - Vão 03	1,13	2,21	-	8,83	1,9	5	-20,2	-20,2	-40,79%	-55,83%	-56,27%
V5-Vão 01	3,50	3,33	-	2,33	-1,6	3,4	-6,9	-6,9	118,75%	-1,96%	-133,82%
V5-Vão 02	8,13	2,08	-	2,08	-6,9	3,4	-1,7	-1,7	17,75%	-38,73%	-222,55%

Tabela 5.12 – Análise comparativa de esforços modais reduzidos nas vigas na direção Y

	1o Pavimento - Espectro de Resposta Plano Y				1o Pavimento - Força Horizontal Equivalente Plano Y				Diferença percentual entre Momentos		
	Flexão Esquerda		Flexão Meio		Flexão Esquerda		Flexão Meio		Espectro de resposta plano Y e forças		
	Mf max - (tf-m)	Mf max + (tf-m)	Mf max - (tf-cm)	Mf max + (tf-cm)	Mf max - (tf-m)	Mf max + (tf-m)	Mf max - (tf-cm)	Mf max + (tf-cm)	equivalentes no plano Y		
V2 - Vão 01	3,42	4,46	-	8,33	-6,6	4,8	-8,7	-8,7	-151,77%	-7,12%	-4,21%
V2 - Vão 02	0,83	1,96	-	6,50	-8,8	4,7	-8,8	-8,8	-90,53%	-58,33%	-26,14%
V2 - Vão 03	1,13	2,21	-	8,83	-8,6	4,8	-6,1	-6,1	-113,08%	-53,99%	44,81%
V5-Vão 01	3,50	3,33	-	2,33	-7,5	7	4	4	-53,33%	-52,38%	-41,67%
V5-Vão 02	8,13	2,08	-	2,08	-17,8	4,2	4,1	4,1	-54,35%	-50,40%	-49,19%
Diferença percentual entre Momentos e Plano Y	100,00%	100,00%	100,00%	100,00%	-109,09%	210,42%	220,69%	220,69%			
	100,00%	100,00%	100,00%	100,00%	29,55%	100,00%	169,32%	169,32%			
	100,00%	100,00%	100,00%	100,00%	-22,09%	104,17%	331,15%	331,15%			
	100,00%	100,00%	100,00%	100,00%	21,33%	48,57%	-172,50%	-172,50%			

Tabela 5.13 – Análise comparativa dos esforços modais reduzidos nos pilares ao longo da direção X

Tabela 5.14 – Análise comparativa dos esforços modais reduzidos nos pilares ao longo da direção Y

		Espectro de Resposta Plano X						Forças Equivalentes Plano X					
		Fz	Fx	Fy	Mx	My	Fz	Fx	Fy	Mx	My		
P1		55,54	0,21	0,21	8,13	3,71	58,00	2,40	0,50	0,40	7,10		
P2		86,75	0,08	0,13	2,54	12,79	141,40	10,10	0,30	0,30	28,40		
P6		161,25	0,04	0,04	86,63	15,96	390,10	10,90	0,10	0,50	35,30		
Diferença percentual Esforços Pilares entre espectro de resposta no plano X e forças equivalentes no plano x.													
		Fz	Fx	Fy	Mx	My							
P1		-4,24%	-91,32%	-58,33%	N.A.	-47,77%							
P2		-38,65%	-99,17%	-58,33%	N.A.	-54,96%							
P6		-58,66%	-99,62%	-58,33%	N.A.	-54,79%							

		Espectro de Resposta Plano Y						Forças Equivalentes Plano Y					
		Fz	Fx	Fy	Mx	My	Fz	Fx	Fy	Mx	My		
P1		55,54	0,21	0,21	8,13	3,71	117,70	0,50	5,20	16,40	0,50		
P2		86,75	0,08	0,13	2,54	12,79	203,80	0,20	2,30	5,10	0,20		
P6		161,25	0,04	0,04	86,63	15,96	369,70	0,10	29,60	178,30	0,10		
Diferença percentual Esforços entre Espectro Plano X e Plano Y		0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	-50,72%	380,00%	-90,38%	-97,56%	N.A.		
Diferença percentual Esforços Pilares entre espectro de resposta no plano Y e forças equivalentes no plano Y.		0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	-30,62%	N.A.	-86,96%	-94,12%	N.A.		
		0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	5,52%	N.A.	-99,66%	-99,72%	N.A.		
Diferença percentual Esforços Pilares entre espectro de resposta no plano Y e forças equivalentes no plano Y.													
		Fz	Fx	Fy	Mx	My							
P1		111,91%	140,00%	N.A.	101,85%	-86,52%							
P2		134,93%	140,00%	N.A.	100,66%	-98,44%							
P6		129,27%	140,00%	N.A.	105,83%	-99,37%							

Analisando as tabelas 5.11, 5.12, 5.13 e 5.14 para o caso analisado, verifica-se que as vigas resultaram em momentos fletores com valores menores na análise do espectro de resposta que os valores obtidos pela força equivalente. Os esforços

resultantes pelo espectro de resposta nos pilares resultaram em valores menores que os obtidos pelo método da força horizontal equivalente, porém na direção y apresentou uma relação inversa.

Como se trata de um modelo isolado, não representativo para outras edificações, recomenda-se que estudos mais completos levando em conta uma maior variabilidade de casos seja desenvolvido para afirmar respostas mais conclusivas sobre esses casos.

5.5 Definições do Sistema do Edifício Modelo 02

5.5.1 Descrição do Edifício Modelo 02

O edifício Modelo 02 da dissertação é constituído por 12 pavimentos: 1 térreo(s); 8 pavimentos intermediários/tipos; 1 pavimentos de cobertura; 2 pavimentos para o ático. Na tabela 5.15 é apresentado um quadro com detalhes de cada um dos pavimentos.

Tabela 5.15 – Definições geométricas de cada um dos pavimentos do modelo 02

<i>Pavimentos</i>	<i>Piso a Piso (m)</i>	<i>Cota (m)</i>	<i>Área (m2)</i>
<i>Tampa Reservatório</i>	3,20	32,25	3,55
<i>Reservatório</i>	2,35	29,05	39,79
<i>Laje de Resgate</i>	2,80	26,70	146,30
<i>6o Pav ao 8o Pav (3X)</i>	2,80	18,30	130,16
<i>2o Pav ao 5o Pav (4X)</i>	2,80	7,10	130,16
<i>1o Pavimento</i>	2,80	4,30	130,16
<i>Pav Terreo</i>	1,50	1,50	20,11
<i>Fundacao</i>	0,00	0,00	0,00
TOTAL	---	---	1251,0

A altura total do edifício é de 32,20m.

A primeira etapa da análise do modelo 02 consiste no lançamento de solicitações representativas ao vento. Com uso do software TQS foram definidos os valores dos coeficientes de arrasto equivalente aos eixos X e Y com base no regime de baixa turbulência respectivamente iguais a 1,34 e 1,04 como se verifica nas figuras 5.5, 5.6, 5.7 e 5.8, o detalhamento desses valores.

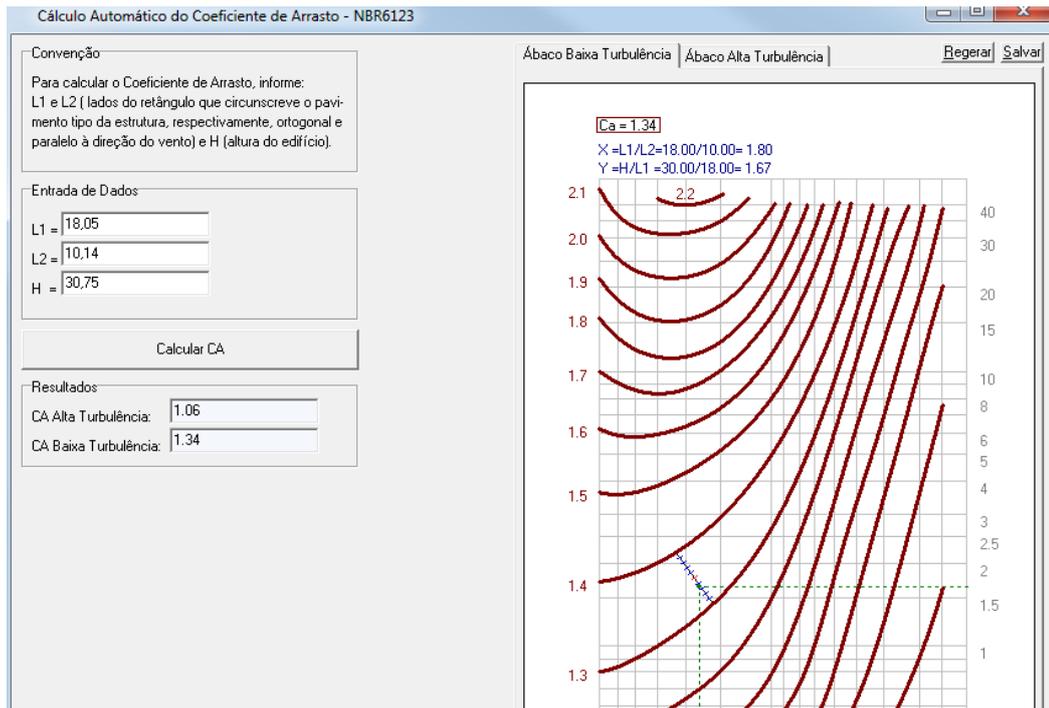


Figura 5.5 - Definição do coeficiente de arrasto no eixo X com base na NBR6123

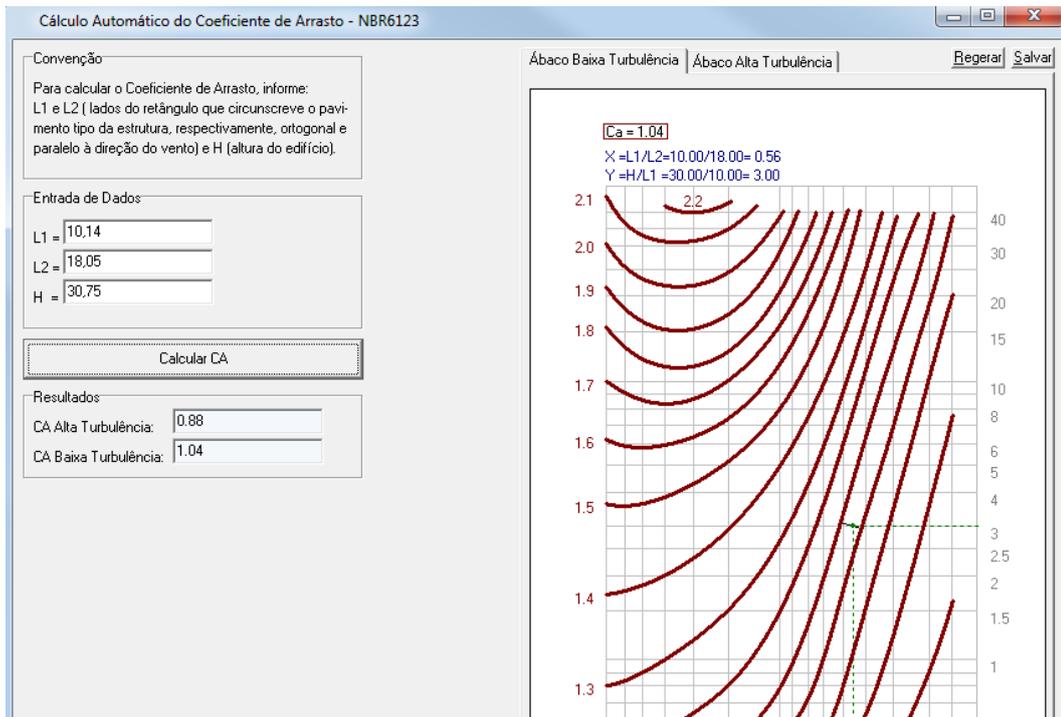


Figura 5.6 - Definição do coeficiente de arrasto no eixo Y com base na NBR6123

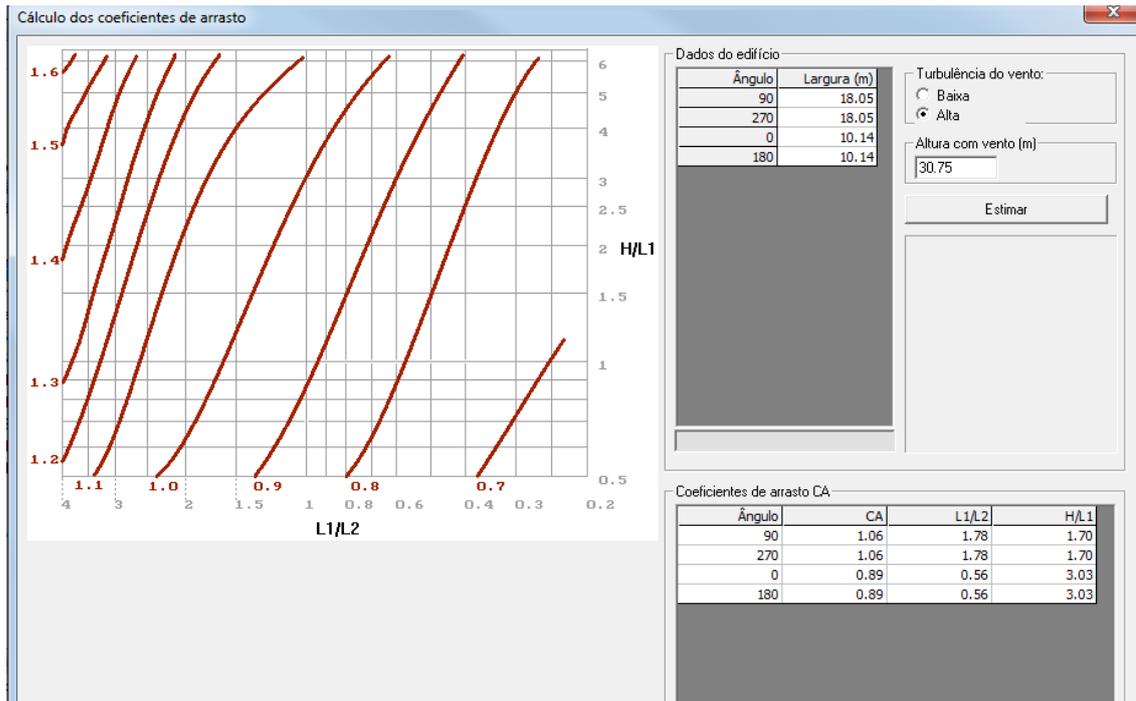


Figura 5.7 – Relações geométricas bases utilizadas para definição dos coeficientes de arrasto

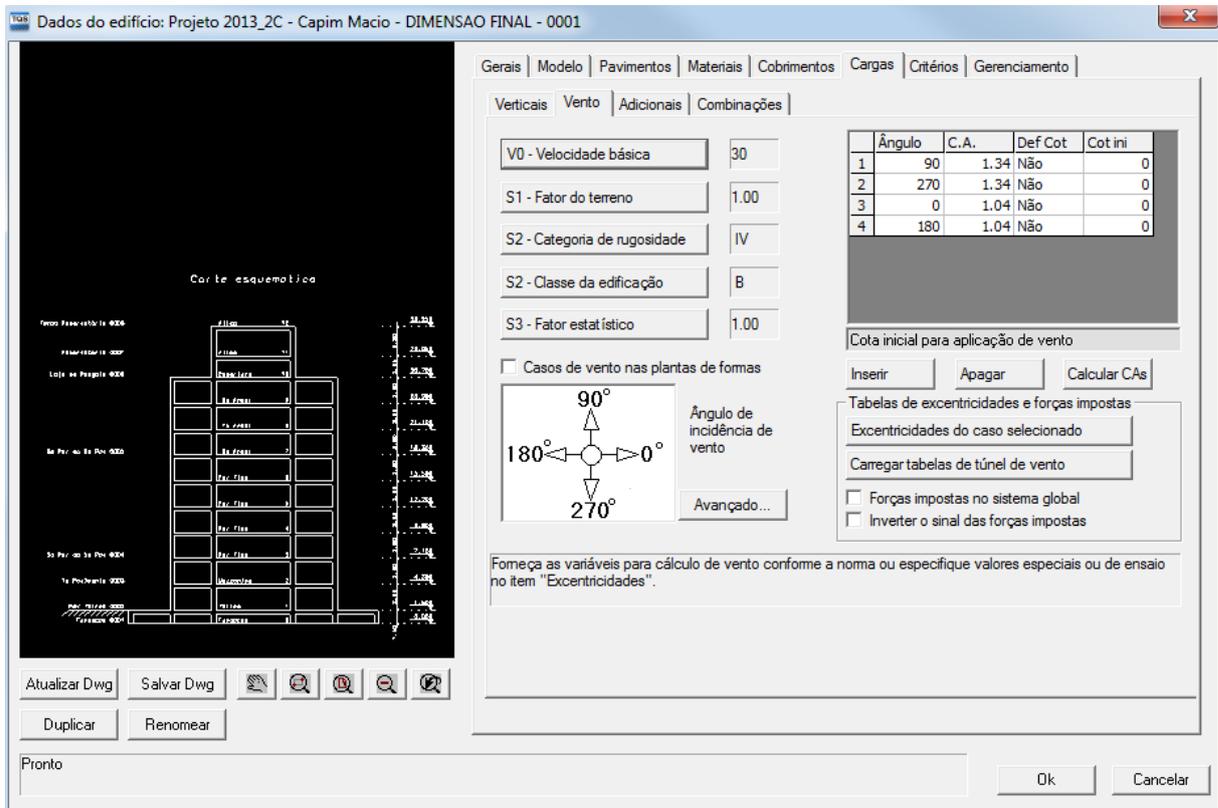


Figura 5.8 – Lançamento dos coeficientes de arrasto do vento no TQS.

A segunda etapa será a análise da edificação baseada no espectro de resposta parametrizado com uso do Software TQS, referenciado nos valores de espectro obtidos da NBR 15421:2006.

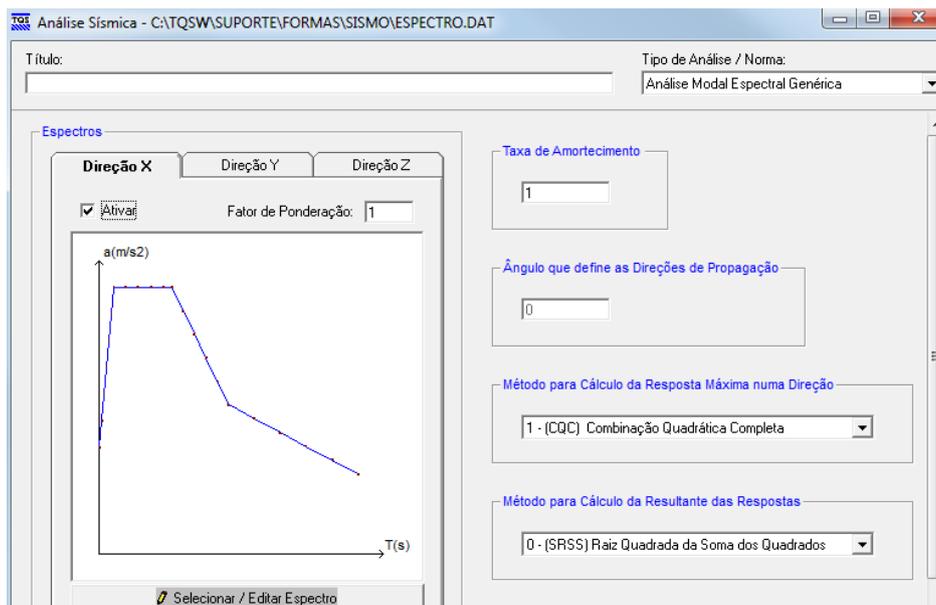


Figura 5.9 – Lançamento do espectro de resposta segundo a NBR15421:2006 no TQS.

A etapa seguinte será a comparação de todos os resultados obtidos com o mesmo modelo submetido as das forças sísmicas horizontais equivalentes.

5.5.2 Corte Esquemático Modelo 02

Na figura 5.10 é apresentado um corte esquemático do edifício. Nele é possível visualizar as distâncias entre pavimento, cotas e nomenclaturas utilizadas:

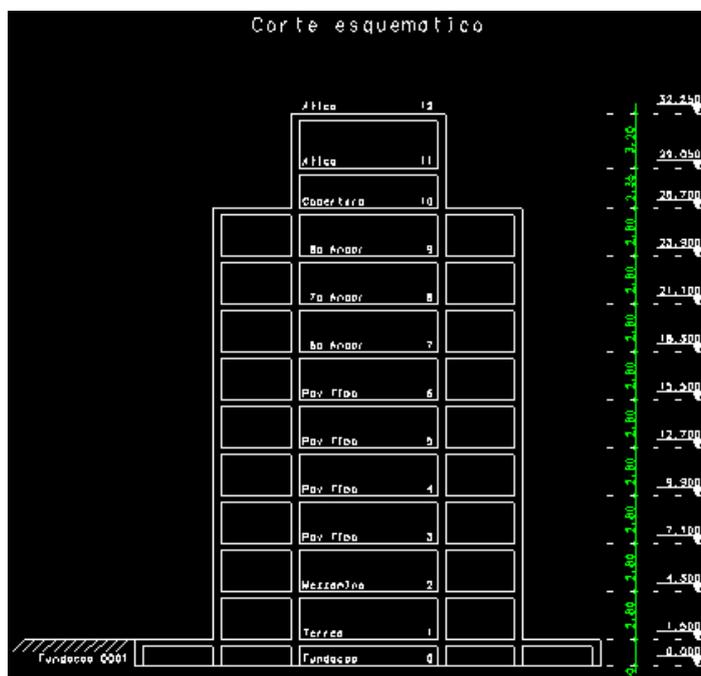


Figura 5.10 Corte Esquemático do Edifício Modelo 02

5.5.3 Forma e Perspectiva da Estrutura

O edifício modelo 02 se refere a um edifício residencial com uma forma composta de algumas irregularidades verticais e horizontais, assemelhando-se aos edifícios executados no mercado da construção civil.

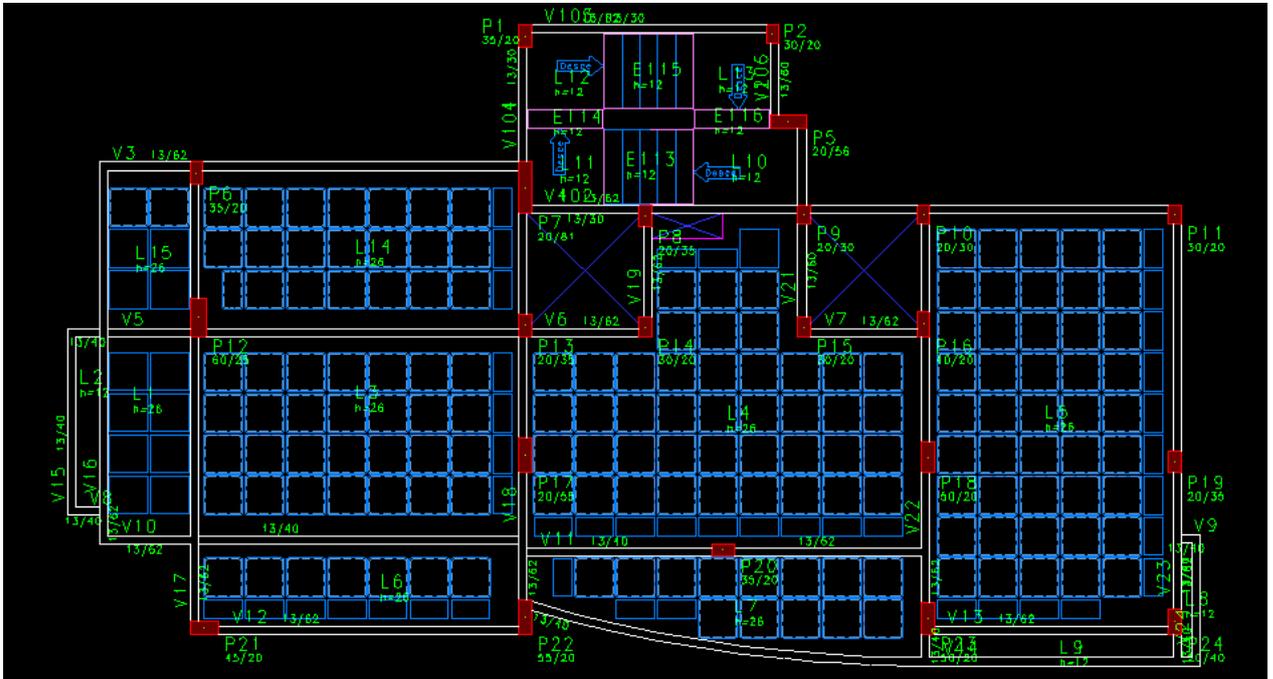


Figura 5.11 – Lançamento estrutural da edificação do modelo 02 para aplicação prática da NBR 15421:2006

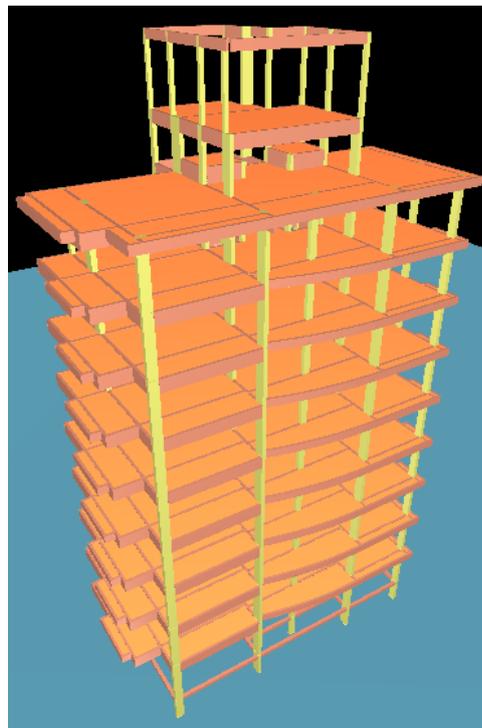


Figura 5.12 – Representação geométrica 3D do edifício modelo 02 analisado

5.5.4 Localização Geográfica do modelo 02

A localização base do edifício simulado foi a mesma descrita no modelo 01.

5.5.5 Materias empregues no modelo 02

Foi utilizado para fins acadêmicos um f_{ck} único para todos os elementos estruturais: fundação, pilares, vigas e lajes equivalentes a 35 MPa.

5.5.6 Ações e Combinações lançadas no modelo 02

Na tabela 5.16 são apresentadas as cargas médias utilizadas em cada um dos pavimentos para o dimensionamento da estrutura.

Tabela 5.16 – Cargas aplicadas na estrutura para o modelo 02

<i>Pavimento</i>	<i>Peso Próprio (tf/m²)</i>	<i>Permanente (tf/m²)</i>	<i>Acidental (tf/m²)</i>
<i>Tampa Reservatório</i>	0,97	0,67	0,00
<i>Reservatório</i>	0,39	2,26	0,18
<i>Laje de Resgate</i>	0,42	0,39	0,19
<i>6o Pav ao 8o Pav</i>	0,43	0,68	0,15
<i>2o Pav ao 5o Pav</i>	0,43	0,68	0,15
<i>1o Pavimento</i>	0,41	0,68	0,15
<i>Pav Terreo</i>	0,46	0,05	0,03
<i>Fundacao</i>	0,00	0,00	0,00

Na análise estrutural do edifício não foi considerada a redução de sobrecarga definida no item 2.2.1.8 da NBR 6120:1980, assim como nenhum dos seguintes efeitos:

- Desaprumo Global
- Empuxo
- Incêndio
- Cargas Adicionais

5.5.7 Modelo Estrutural

Para a modelagem atribuída ao modelo 02 foram utilizadas as mesmas premissas atribuídas ao modelo 01 conforme item 5.1.7.

5.6 Análise Edifício Modelo 02 com base no espectro de resposta da NBR 15.421:2006

O edifício modelo 02 foi definido para simulação na mesma localização do modelo 01. Portanto a aceleração sísmica de projeto segundo a NBR 15421:2006 e o terreno analisado serão os mesmos. Com isso ao consultar os valores dos coeficientes C_v e C_a segundo a tabela 4.2, tem-se:

$$C_a=2,5 \text{ e } C_v=3,5.$$

Para se definir o espectro de resposta para o edifício representativo do modelo 02 uma vez que apresentam os mesmo valores de C_a e C_v do modelo 01 o espectro também será equivalente conforme tabela 5.17.

Tabela 5.17 - Pontos do Espectro de Resposta do Edifício Modelo 01 e 02.

Eixo Vertical	Eixo Horizontal	
1,23	0,0000	Gráfico
1,53	0,0187	Pontos do Primeiro Trecho
1,84	0,0373	
2,14	0,0560	
2,45	0,0747	
2,76	0,0933	
3,06	0,1120	
3,06	0,2000	Trecho Aceleração Constante
3,06	0,3000	
3,06	0,4000	
3,06	0,5000	
3,0625	0,5600	
2,79	0,6480	Trecho Velocidade Constante
2,52	0,7360	
2,25	0,8240	
1,98	0,9120	
1,7150	1,0000	
1,56	1,2000	Trecho Deslocamento Constante
1,40	1,4000	
1,24	1,6000	
1,08	1,8000	
0,92	2,0000	Gráfico

5.7 Análise Edifício Modelo 02 com base nas forças horizontais do vento

Os fatores de cálculo utilizados para definição das ações de vento incidentes sobre a estrutura foram:

- Velocidade básica (m/s): 30,0;
- Fator topográfico (S1): 1,0;
- Categoria de rugosidade (S2): IV - Terrenos com obstáculos numerosos e pouco espaçados. zona florestal, industrial, urbanizada, parques, subúrbios densos;
- Classe da edificação (S2): B - Maior dimensão horizontal ou vertical entre 20 e 50m;
- Fator estatístico (S3): 1,00 - Edificações em geral. Hotéis, residências, comércio e indústria com alta taxa de ocupação.

Na tabela 5.18 são apresentados os valores de coeficiente de arrasto, área de projeção do edifício e pressão calculada com os fatores apresentados anteriormente:

Tabela 5.18 – Resumo das cargas referente ao vento no modelo 02

<i>Caso</i>	<i>Ângulo (°)</i>	<i>Coef. arrasto</i>	<i>Área (m²)</i>	<i>Pressão (tf/m²)</i>
5	90	1,34	483,5	0,054
6	270	1,34	483,5	0,054
7	0	1,04	293,2	0,043
8	180	1,04	293,2	0,043

5.8 Análise Edifício Modelo 02 com base nas solicitações sísmicas e a força do vento

Com base nas solicitações estruturais obtidas para o modelo 02 através do lançamento de forças sísmicas com uso do espectro de resposta da NBR 15421:2006 e as solicitações da estrutura através das forças do vento serão detalhados, ao longo desse item os valores comparativos entre os modelos de calculo.

A comparação entre os valores de momentos fletores obtidos das vigas é apresentado nas tabelas 5.19 e 5.20 com base nas solicitações obtidas no 1º pavimento.

Tabela 5.19 – Comparativo de solicitações em vigas do modelo 02: Sismo (Espectro) x Vento

	1o Pavimento - Solicitações ESPECTRO DE RESPOSTA			1o Pavimento - Solicitações VENTO		
	Flexão Esquerda	Flexão Meio	Flexão Direita	Flexão Esquerda	Flexão Meio	Flexão Direita
	Mf max - (kgf-m)	Mf max - (kgf-m)	Mf max - (kgf-m)	Mf max - (kgf-m)	Mf max - (kgf-m)	Mf max - (kgf-m)
V13-Vão 01	-565,00	2068,40	-293,90	-353,10	1508,10	-226,30
V17-Vão 01	0,00	-1684,60	-3369,20	-2013,00	0,00	1260,30
V17-Vão 02	-6122,70	8333,40	-1536,70	-6256,80	5919,10	-374,30
V18-Vão 01	-178,50	149,90	-281,60	-2465,90	0,00	3112,90
V18-Vão 02	-789,20	135,70	-1,50	-5310,60	0,00	1899,60
V18-Vão 03	45,30	418,60	-1684,10	-1016,50	1616,20	1616,20
V18-Vão 04	-2048,00	2360,80	-2102,90	-4999,10	1663,20	2796,50
V22-Vão 01	-278,00	0,00	-810,60	-1620,50	0,00	768,50
V22-Vão 02	-1673,00	1034,10	-94,20	-3227,60	-404,05	2419,50
V22-Vão 03	-1058,40	299,90	-2115,90	-3668,50	920,10	2484,10

Tabela 5.20 – Análise Comparativa entre as diferenças obtidas modelo 02: Sismo (Espectro) x Vento

Diferença percentual entre Momentos Espectro de forças Solicitações do Vento			
V5 -Vão 01	60,01%	37,15%	29,87%
V5 -Vão 02	-100,00%	N.A.	-367,33%
V5 -Vão 03	-2,14%	40,79%	310,55%
V6 -Vão 01	-92,76%	N.A.	-109,05%
V10 -Vão 01	-85,14%	N.A.	-100,08%
V10 -Vão 02	-104,46%	-74,10%	-204,20%
V11 -Vão 01	-59,03%	41,94%	-175,20%
V11 -Vão 02	-82,84%	N.A.	-205,48%
V12 -Vão 01	-48,17%	-355,93%	-103,89%
V13 -Vão 01	-71,15%	-67,41%	-185,18%
Varição Média	-58,57%	-62,93%	-111,00%

Assim como desenvolvido para o modelo 01, os valores obtidos pela resposta modal serão reduzidos conforme recomendação normativa segundo o item 10.2 da NBR 15421:2006.

Como o sistema sismo resistente utilizado no modelo 02 é equivalente ao utilizado no modelo 01 os coeficientes de projeto referentes ao sistema sismo-resistente também serão os mesmos. Portanto, os esforços obtidos da resposta modal reduzidos podem ser verificados nas tabelas 5.20 e 5.21.

Tabela 5.21 – Comparativo de solicitações em vigas com esforços modais reduzidos do modelo 02: Sismo (Espectro) x Vento

	1o Pavimento - Solicitações ESPECTRO DE RESPOSTA			1o Pavimento - Solicitações VENTO		
	Flexão Esquerda	Flexão Meio	Flexão Direita	Flexão Esquerda	Flexão Meio	Flexão Direita
	Mf max - (kgf-m)	Mf max - (kgf-m)	Mf max - (kgf-m)	Mf max - (kgf-m)	Mf max - (kgf-m)	Mf max - (kgf-m)
V13-Vão 01	-235,42	861,83	-122,46	-353,10	1508,10	-226,30
V17-Vão 01	0,00	-701,92	-1403,83	-2013,00	0,00	1260,30
V17-Vão 02	-2551,13	3472,25	-640,29	-6256,80	5919,10	-374,30
V18-Vão 01	-74,38	62,46	-117,33	-2465,90	0,00	3112,90
V18-Vão 02	-328,83	56,54	-0,63	-5310,60	0,00	1899,60
V18-Vão 03	18,88	174,42	-701,71	-1016,50	1616,20	1616,20
V18-Vão 04	-853,33	983,67	-876,21	-4999,10	1663,20	2796,50
V22-Vão 01	-115,83	0,00	-337,75	-1620,50	0,00	768,50
V22-Vão 02	-697,08	430,88	-39,25	-3227,60	-404,05	2419,50
V22-Vão 03	-441,00	124,96	-881,63	-3668,50	920,10	2484,10

Tabela 5.22 – Análise Comparativa entre as diferenças obtidas com esforços modais reduzidos do modelo 02: Sismo (Espectro) x Vento

Diferença percentual entre Momentos Espectro de forças Solicitações do Vento			
V5 - Vão 01	-33,33%	-42,85%	-45,89%
V5 - Vão 02	-100,00%	N.A.	-211,39%
V5 - Vão 03	-59,23%	-41,34%	71,06%
V6 - Vão 01	-96,98%	N.A.	-103,77%
V10 - Vão 01	-93,81%	N.A.	-100,03%
V10 - Vão 02	-101,86%	-89,21%	-143,42%
V11 - Vão 01	-82,93%	-40,86%	-131,33%
V11 - Vão 02	-92,85%	N.A.	-143,95%
V12 - Vão 01	-78,40%	-206,64%	-101,62%
V13 - Vão 01	-87,98%	-86,42%	-135,49%
Varição Média	-82,74%	-84,55%	-104,58%

Nas tabelas 5.19 ; 5.20 ; 5.21 ; 5.22 se verificou que as solicitações devido ao sismo levam neste caso particular a valores de momentos fletores nas vigas em geral inferiores aos do vento, porém apresentando variações significativas, gerando momentos invertidos em algumas vigas o que pode se consistir em um grande risco estrutural. O modelo 02 se refere a uma edificação de 32,2m de altura localizados em um solo mole, o que pode ser verificado na região do nordeste brasileiro. Essa tabela apresenta uma evidência de que o negligenciamento das solicitações sísmicas para estruturas pode estar gerando uma vulnerabilidade nas edificações caso as cargas sísmicas de projeto previstas na NBR 15421 venham a ocorrer.

A análise comparativa dos pilares é definida com base na tabela 5.23.

Tabela 5.23 – Comparativo das solicitações dos pilares do modelo 02: Sismo (Espectro) x Vento

	REAÇÕES GERADAS PELO ESPECTRO DE RESPOSTA NOS PILARES						REAÇÕES GERADAS PELA AÇÃO DO VENTO NOS PILARES					
	Fz	Fx	Fy	Mx	My		Fz	Fx	Fy	Mx	My	
P1	200,20	1,10	1,40	9,70	4,30		63,70	0,50	0,80	1,50	1,10	
P2	120,90	1,10	1,20	5,90	3,60		48,20	0,60	0,70	1,00	0,90	
P5	72,30	4,40	1,40	5,60	33,60		44,00	2,20	0,80	0,90	8,30	
P6	148,00	0,60	1,30	8,80	3,50		53,20	0,30	0,80	1,40	0,90	
P7	164,50	1,60	9,40	91,80	7,70		92,90	0,80	5,30	14,20	1,80	
P8	89,80	1,00	1,20	8,30	4,10		49,50	0,50	0,70	1,30	1,00	
P9	67,60	1,50	1,20	6,10	3,70		40,10	0,80	0,70	1,00	0,80	
P10	92,30	1,00	1,10	6,10	3,30		41,60	0,50	0,70	1,10	0,80	
P11	87,30	0,50	0,90	5,80	2,80		42,40	0,30	0,50	1,00	0,70	
P12	250,60	1,40	4,90	47,90	10,00		154,10	0,70	2,80	7,10	2,30	
P13	101,50	0,80	1,80	10,10	3,50		58,30	0,40	1,00	1,60	0,80	
P14	90,50	1,00	0,80	5,40	3,40		31,60	0,50	0,50	0,90	0,80	
P15	74,70	1,10	0,80	5,20	3,40		33,20	0,50	0,40	0,90	0,80	
P16	100,10	0,90	2,30	13,70	4,00		56,00	0,40	1,30	2,40	0,90	
P17	108,00	0,70	3,90	32,50	4,80		77,10	0,40	2,20	5,00	1,10	
P18	120,70	0,60	3,40	24,50	4,50		80,60	0,30	2,00	4,30	1,00	
P19	96,60	0,40	1,50	9,30	2,90		57,90	0,20	0,80	1,60	0,70	
P20	103,30	1,50	0,30	2,30	10,70		68,90	0,70	0,20	0,40	2,40	
P21	144,70	2,80	0,60	3,70	22,30		78,40	1,40	0,40	0,60	4,80	
P22	226,20	0,90	3,90	31,90	5,90		90,70	0,50	2,20	4,90	1,30	
P23	216,30	1,20	2,90	24,20	5,50		101,60	0,60	1,70	4,20	1,20	
P24	116,60	0,70	1,80	13,30	4,20		55,70	0,40	1,10	2,30	0,90	

Diferença percentual Esforços Pilares entre SISMO x VENTO				
Fz	Fx	Fy	Mx	My
214,29%	120,00%	75,00%	546,67%	290,91%
150,83%	83,33%	71,43%	490,00%	300,00%
64,32%	100,00%	75,00%	522,22%	304,82%
178,20%	100,00%	62,50%	528,57%	288,89%
77,07%	100,00%	77,36%	546,48%	327,78%
81,41%	100,00%	71,43%	538,46%	310,00%
68,58%	87,50%	71,43%	510,00%	362,50%
121,88%	100,00%	57,14%	454,55%	312,50%
105,90%	66,67%	80,00%	480,00%	300,00%
62,62%	100,00%	75,00%	574,65%	334,78%
74,10%	100,00%	80,00%	531,25%	337,50%
186,39%	100,00%	60,00%	500,00%	325,00%
125,00%	120,00%	100,00%	477,78%	325,00%
78,75%	125,00%	76,92%	470,83%	344,44%
40,08%	75,00%	77,27%	550,00%	336,36%
49,75%	100,00%	70,00%	469,77%	350,00%
66,84%	100,00%	87,50%	481,25%	314,29%
49,93%	114,29%	50,00%	475,00%	345,83%
84,57%	100,00%	50,00%	516,67%	364,58%
149,39%	80,00%	77,27%	551,02%	353,85%
112,89%	100,00%	70,59%	476,19%	358,33%
109,34%	75,00%	63,64%	478,26%	366,67%
Varição Média	102,37%	97,58%	507,71%	329,73%

Corrigindo os valores dos esforços obtidos da resposta modal nos pilares assim como adotado nas vigas, verificam-se os valores atualizados na tabela 5.24.

Tabela 5.24 – Comparativo das solicitações dos pilares com esforços modais reduzidos do modelo 02: Sismo (Espectro) x Vento

	REAÇÕES GERADAS PELO ESPECTRO DE RESPOSTA NOS PILARES						REAÇÕES GERADAS PELA AÇÃO DO VENTO NOS PILARES					
	Fz	Fx	Fy	Mx	My		Fz	Fx	Fy	Mx	My	
P1	83,42	0,46	0,58	4,04	1,79		63,70	0,50	0,80	1,50	1,10	
P2	50,38	0,46	0,50	2,46	1,50		48,20	0,60	0,70	1,00	0,90	
P5	30,13	1,83	0,58	2,33	14,00		44,00	2,20	0,80	0,90	8,30	
P6	61,67	0,25	0,54	3,67	1,46		53,20	0,30	0,80	1,40	0,90	
P7	68,54	0,67	3,92	38,25	3,21		92,90	0,80	5,30	14,20	1,80	
P8	37,42	0,42	0,50	3,46	1,71		49,50	0,50	0,70	1,30	1,00	
P9	28,17	0,63	0,50	2,54	1,54		40,10	0,80	0,70	1,00	0,80	
P10	38,46	0,42	0,46	2,54	1,38		41,60	0,50	0,70	1,10	0,80	
P11	36,38	0,21	0,38	2,42	1,17		42,40	0,30	0,50	1,00	0,70	
P12	104,42	0,58	2,04	19,96	4,17		154,10	0,70	2,80	7,10	2,30	
P13	42,29	0,33	0,75	4,21	1,46		58,30	0,40	1,00	1,60	0,80	
P14	37,71	0,42	0,33	2,25	1,42		31,60	0,50	0,50	0,90	0,80	
P15	31,13	0,46	0,33	2,17	1,42		33,20	0,50	0,40	0,90	0,80	
P16	41,71	0,38	0,96	5,71	1,67		56,00	0,40	1,30	2,40	0,90	
P17	45,00	0,29	1,63	13,54	2,00		77,10	0,40	2,20	5,00	1,10	
P18	50,29	0,25	1,42	10,21	1,88		80,60	0,30	2,00	4,30	1,00	
P19	40,25	0,17	0,63	3,88	1,21		57,90	0,20	0,80	1,60	0,70	
P20	43,04	0,63	0,13	0,96	4,46		68,90	0,70	0,20	0,40	2,40	
P21	60,29	1,17	0,25	1,54	9,29		78,40	1,40	0,40	0,60	4,80	
P22	94,25	0,38	1,63	13,29	2,46		90,70	0,50	2,20	4,90	1,30	
P23	90,13	0,50	1,21	10,08	2,29		101,60	0,60	1,70	4,20	1,20	
P24	48,58	0,29	0,75	5,54	1,75		55,70	0,40	1,10	2,30	0,90	

Diferença percentual Esforços Pilares entre SISMO x VENTO				
Fz	Fx	Fy	Mx	My
30,95%	-8,33%	-27,08%	169,44%	62,88%
4,51%	-23,61%	-28,57%	145,83%	66,67%
-31,53%	-16,67%	-27,08%	159,26%	68,67%
15,91%	-16,67%	-32,29%	161,90%	62,04%
-26,22%	-16,67%	-26,10%	169,37%	78,24%
-24,41%	-16,67%	-28,57%	166,03%	70,83%
-29,76%	-21,88%	-28,57%	154,17%	92,71%
-7,55%	-16,67%	-34,52%	131,06%	71,88%
-14,21%	-30,56%	-25,00%	141,67%	66,67%
-32,24%	-16,67%	-27,08%	181,10%	81,16%
-27,46%	-16,67%	-25,00%	163,02%	82,29%
19,33%	-16,67%	-33,33%	150,00%	77,08%
-6,25%	-8,33%	-16,67%	140,74%	77,08%
-25,52%	-6,25%	-26,28%	137,85%	85,19%
-41,63%	-27,08%	-26,14%	170,83%	81,82%
-37,60%	-16,67%	-29,17%	137,40%	87,50%
-30,48%	-16,67%	-21,88%	142,19%	72,62%
-37,53%	-10,71%	-37,50%	139,58%	85,76%
-23,10%	-16,67%	-37,50%	156,94%	93,58%
3,91%	-25,00%	-26,14%	171,26%	89,10%
-11,29%	-16,67%	-28,92%	140,08%	90,97%
-12,78%	-27,08%	-31,82%	140,94%	94,44%
Variação Média	-15,68%	-17,67%	153,21%	79,05%

Para os pilares a tabela 5.24 evidencia que as solicitações geradas a partir do sismo geraram solicitações em Fx, Fy e Fz com valores próximos aos dos obtidos através da solicitação dos ventos, porém quando comparado aos momentos solicitantes na base da edificação gerou momentos fletores muito superiores.

Em função dos dados obtidos para vigas e pilares no modelo 02 é recomendado que seja desenvolvido estudos mais profundo e prático da influência sísmica em edificações atuais executadas no mercado. Ao longo desse capítulo foi possível verificar que em regiões como no nordeste e norte do Brasil onde a ação sísmica ocorre com frequência, caso as ações sísmicas de projetos venham a ocorrer existe a possibilidade de algumas edificações ficarem vulneráveis podendo acarretar patologias e comprometimento estruturais. É importante se ressaltar que a dissertação aqui desenvolvida esta restrita a um estudo específico relacionado a 02 modelos estruturais, sendo aconselhado o desenvolvimento de análises semelhante a um grupo amostral muito superior para que se obtenha conclusões mais precisas sobre os efeitos das solicitações sísmicas.

Capítulo 06: Detalhamento de Projetos Sismo Resistentes

Estruturas de concreto sismo resistentes requer um detalhamento especial na armação, para que se garanta uma resposta dúctil da estrutura quando submetida a solicitações sísmicas. Isto ocorre em função do concreto apresentar um fraco desempenho quanto às deformações inelásticas.

6.1 Patologias características provocadas por sismos.

LESTUZZI (2008) classifica os danos ocasionados pelos carregamentos sísmicos nas seguintes categorias:

- a) Fissuras em cruz;
- b) Pavimento flexível ou “soft-storey”;
- d) Coluna curta (short column);
- e) Martelamento (choque ou “pounding”);
- f) Liquefação.
- g) Deslizamento do Solo

6.1.1 Fissuras em cruz

A sequência para formação das fissuras em cruz é esquematicamente detalhado por LESTUZZI (2008) como se verifica a seguir:

- i) A solicitação sísmica ocorre segundo a representação esquemática das forças solicitando o pórtico e a alvenaria de preenchimento conforme detalhado na figura 6.1.

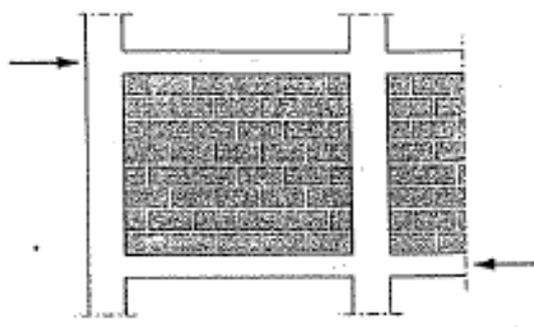


Figura 6.1 - Representação das forças devido às solicitações sísmicas no trecho de um pavimento vertical. (LESTUZZI:2008a)

- ii) Com a formação da diagonal comprimida após ser superada a tensão resistente do painel de alvenaria é gerada uma fissuração diagonal obliquamente em 45°. O detalhamento do mesmo pode ser verificado na figura 6.2.

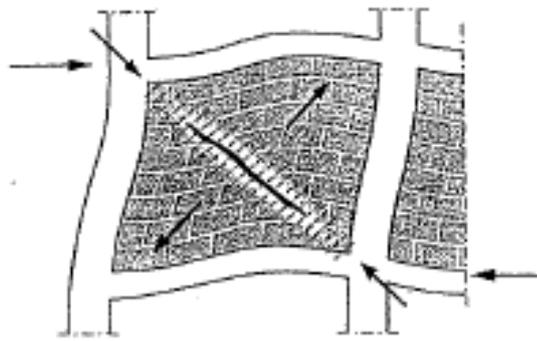


Figura 6.2 - Detalhe da diagonal comprimida e do modelo biela tirante solicitante do painel de alvenaria. (LESTUZZI:2008a)

iii) Uma vez que as solicitações sísmicas são cíclicas, na figura 6.3 demonstra-se a solicitação no sentido inverso podem gerar fissuração da alvenaria na diagonal oposta ao modelo detalhado na figura 6.2.

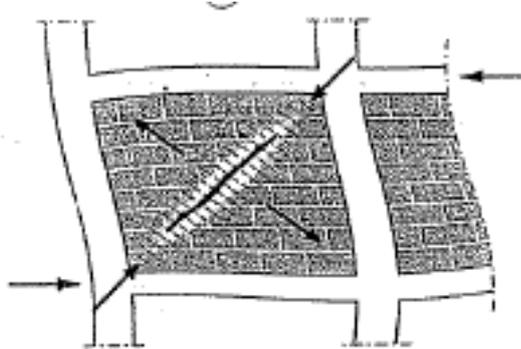


Figura 6.3 – Painel de alvenaria solicitado no sentido inverso à primeira solicitação e formação do novo modelo biela tirante. (LESTUZZI:2008a)

i) Após a ocorrência das solicitações descritas anteriormente, a consequência direta que pode ocorrer é a formação das fissuras tipo cruz.

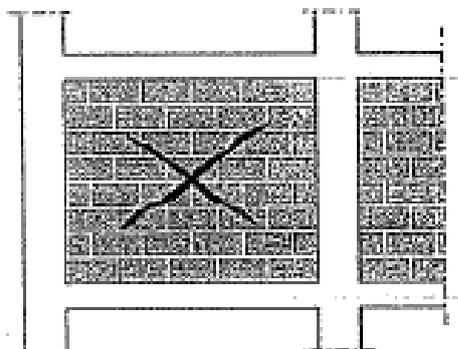


Figura 6.4 – Detalhe esquemático de fissuras em cruz (diagonal dupla). (LESTUZZI:2008a)



Figura 6.5 - Patologia reais de fissuras com diagonais simples e em cruz (LESTUZZI:2008a)

6.1.2 Pavimento flexível

A ocorrência do mecanismo de pavimento flexível, também conhecido como “Soft-Storey”, pode ocorrer devido a diversas razões como abordado no item 3.15. Uma das principais causas para a ocorrência desta patologia está ligada à falta de continuidade geométrica entre pavimentos gerando trechos com grande variação de rigidez entre pisos.

Esta configuração implica em um comportamento sísmico particularmente desfavorável, pois a edificação fica vulnerável no pavimento de rigidez inferior. O principal risco da ocorrência é a concentração de esforços na transição entre o piso de menor rigidez e os demais pavimentos gerando plastificação dos pilares.



Figura 6.6 - Patologia gerada devido ao soft-storey (HERNÁNDEZ:2009)

A descontinuidade de lançamento estrutural deve ser evitada a formação de mecanismos de colapso.

6.1.3 Coluna Curta (Short Column)

É de conhecimento técnico que a utilização de pórticos de concreto preenchidos com painéis de alvenaria aumenta a rigidez da estrutura. Quando se utiliza o preenchimento parcial de um pórtico (interrupções nas paredes ou janelas) com um painel de alvenaria, pode ser gerada uma zona de concentração de esforços em trechos (zonas) do pilar próxima à região com transição de rigidez em locais não previstos. Essa concentração pode ocasionar o colapso de elementos verticais conhecido como coluna curta ou “short column”, conforme pode ser verificado nas figuras 6.7 e 6.8.

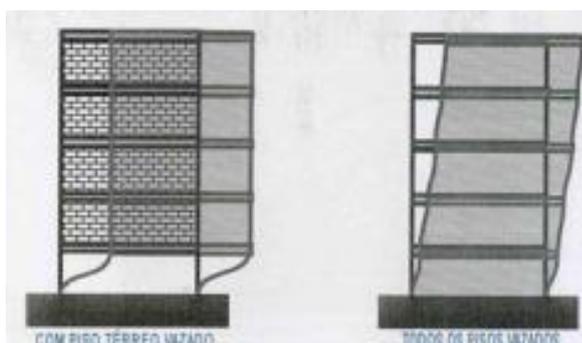


Figura 6.7 - Verificação da configuração de deformação (LESTUZZI:2008a)



Figura 6.8 - Geração do mecanismo de ruína devido ao efeito da coluna curta nas regiões centrais devido a descontinuidade dos painéis de alvenaria (FEMA 454 :2007)

Uma das formas de evitar a ocorrência desse mecanismo é através da utilização de materiais que separem os pilares dos painéis de alvenaria, permitindo que os pilares se deformem livremente durante a ocorrência da ação sísmica.



Figura 6.9 - Danos por esforço cortante em um pilar devido ao mecanismo de coluna curta (LESTUZZI:2008)

6.1.4 Choque entre edifícios adjacentes (“Pounding”)

Durante a ocorrência de um sismo as deformações horizontais de edificações vizinhas podem ser diferentes. Caso não se resguarde uma distância que evite o choque entre as estruturas, no momento do sismo, as edificações poderão colidir gerando um mecanismo de colapso.

O risco é ainda maior no caso de edificações com alturas diferentes, pois oscilam de forma divergente, variando em função de suas frequências fundamentais, aumentando a possibilidade de colisão quando suas direções de movimento se opuserem, podendo ocorrer colisão entre a laje de uma edificação e o pilar do edifício adjacente levando o mesmo ao colapso.



Figura 6.10 - Patologia devido ao martelamento (LESTUZZI:2008)

6.1.5 Liquefação

A liquefação do solo descreve o comportamento de solos que, quando carregados, repentinamente sofrem uma transição de um estado sólido para um estado líquido, ou ficam com a consistência de um líquido. A liquefação é mais ocorrente em areias finas pouco compactadas e saturadas com uma baixa drenagem.

O fenômeno da liquefação provoca em certos casos danos em larga escala, podendo gerar na superfície a amplificação das solicitações sísmicas ainda que sua energia não seja tão grande.

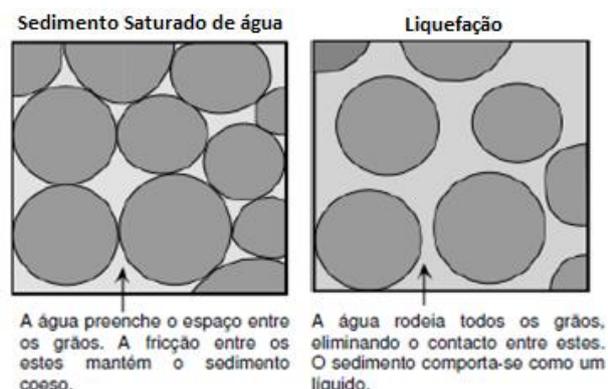


Figura 6.11 - Fenômeno da liquefação



Figura 6.12 - Patologia devido à liquefação (LESTUZZI:2008)



Figura 6.13 - Efeito da liquefação do terreno. Niigata-Japão,1964
(<http://www.ce.washington.edu/~liquefaction/html/what/what1.html>), acessado em 15/04/2013.

6.1.6 Deslizamento do Solo

Edificações localizadas próximas a encostas ou taludes estão propícias à ocorrência de diversos danos no caso de ocorrência sísmica. Quando um grande volume de solo sob a superfície inclinada é solicitada por um movimento repentino, pode gerar o escorregamento dessa massa, formando um plano de deslizamento do material.



Figura 6.14 - Danos gerados pelo deslizamento do solo (MACNAB: 2005)

6.2 Confinamento do Concreto

Um elemento de concreto, quando solicitado sob compressão simples, apresenta o diagrama tensão x deformação apresentado na Figura 6.15.

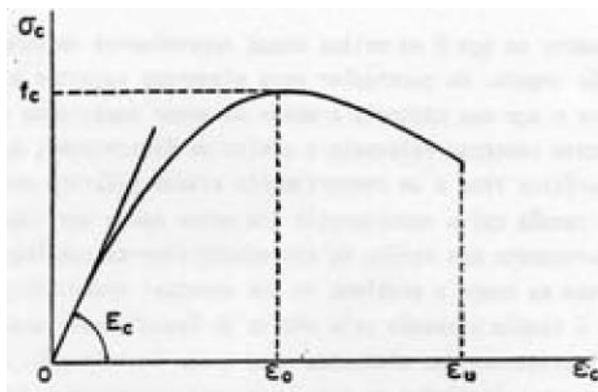


Figura 6.15 - Gráfico Tensão-Deformação do concreto (MONTEIRO;CARVALHO: 1985)

Analisando o gráfico verifica-se que o concreto apresenta, ao atingir sua tensão máxima, uma deformação correspondente ϵ_0 e com uma progressiva redução de tensão até atingir a sua ruptura na extensão última ϵ_u . Essa redução de tensão pode ser significativa para uma variação de deformação muito curta, caracterizando o comportamento frágil do concreto.

O comportamento da estrutura de concreto após, atingir a tensão máxima, é influenciado intensamente pelas armaduras transversais que causam o efeito do confinamento do concreto, impedindo a expansão lateral pelo efeito de Poisson.

A adoção de estribos circulares ou helicoidais é bastante eficaz em pilares circulares, pois permite um confinamento contínuo de toda a seção, gerando uma elevada rigidez quando estes pilares são solicitados axialmente.

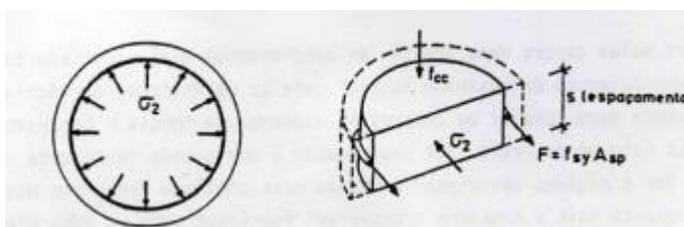


Figura 6.16 - Confinamento do concreto devido ao estribo circular (MONTEIRO; CARVALHO: 1985)

Quando se utilizam estribos retangulares, a eficácia do confinamento é menor, uma vez que se forma o mecanismo de arco entre os quatro cantos da seção. Este comportamento se deve ao fato de que os estribos em contato com o concreto apresentam um comportamento como na flexão. Os estribos se deformam, não gerando o confinamento no núcleo de concreto.

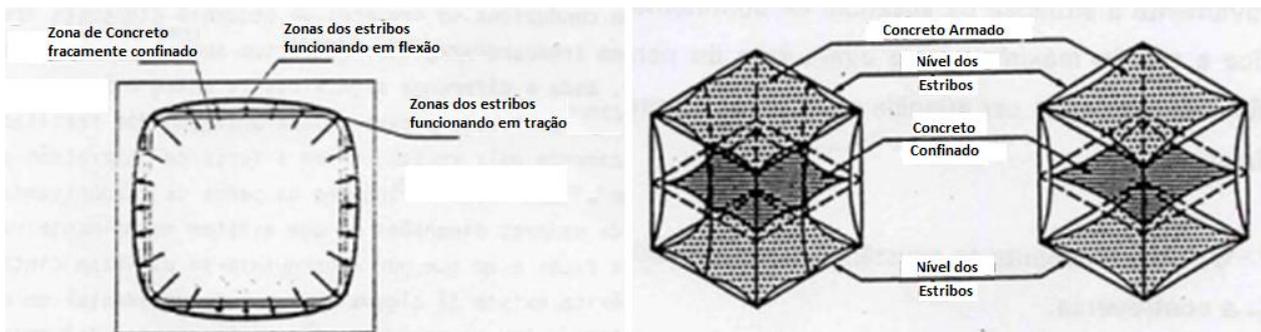


Figura 6.17 e 6.18 - Confinamento por estribos retangulares (adaptado de MONTEIRO; CARVALHO: 1985) e mecanismo de confinamento no estribo retangular (adaptado de ALMEIDA:2007)

A figura 6.19 mostra os efeitos do confinamento que os diferentes tipos de estribos geram em estruturas de concreto.

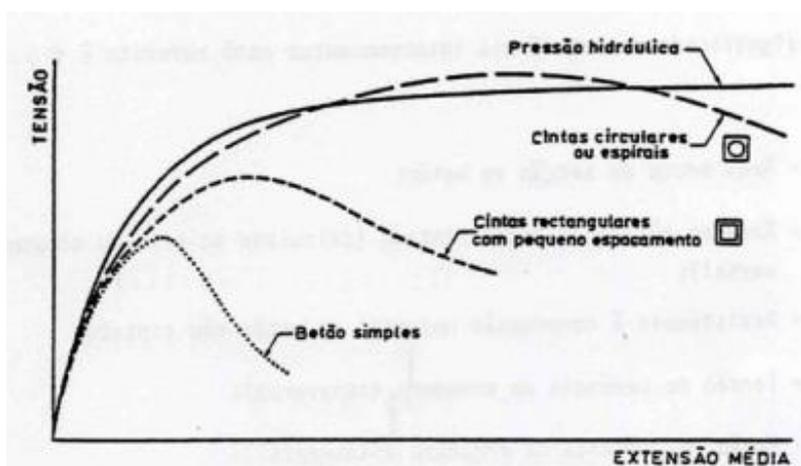


Figura 6.19 - Efeitos do confinamento no diagrama $\sigma \times \epsilon$ do concreto (MONTEIRO; CARVALHO: 1985)

A ductilidade do concreto aumenta com o confinamento e quanto mais eficaz o estribo, menos inclinado será o ramo descendente do gráfico $\sigma \times \epsilon$.

O confinamento do concreto constitui-se em elemento fundamental do detalhamento de estruturas sismo-resistentes, pois a falta de confinamento por desempenho inadequado do estribo pode ser fator de diversas patologias como a verificada na figura 6.20.

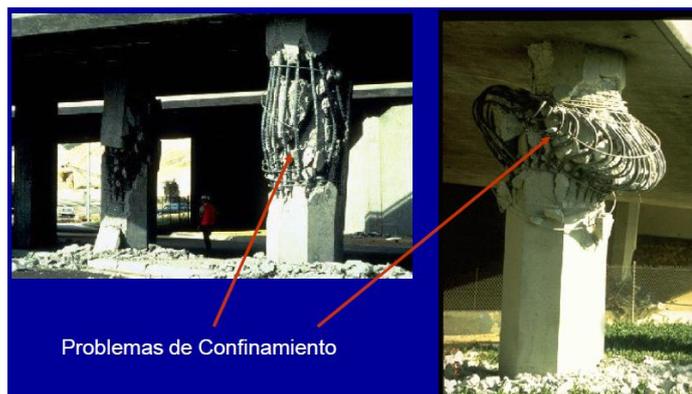


Figura 6.20 - Patologias devido à falta de confinamento (HERNÁNDEZ:2009)

6.3 Detalhamento do Estribo

A capacidade de ductilidade da estrutura esta correlacionada diretamente com a utilização correta das armaduras transversais (estribos), tendo como seus princípios básicos as seguintes propriedades:

- Confinar zona comprimida do concreto;
- Prover resistência ao cisalhamento evitando a ruptura frágil da região solicitada;
- Evitar o escorregamento das barras longitudinais.
- Melhorar a aderência nas zonas de traspasse.

O EUROCODE:2008 apresenta a ação dos estribos para o confinamento da armadura transversal para os pilares conforme demonstrado na figura 6.21.

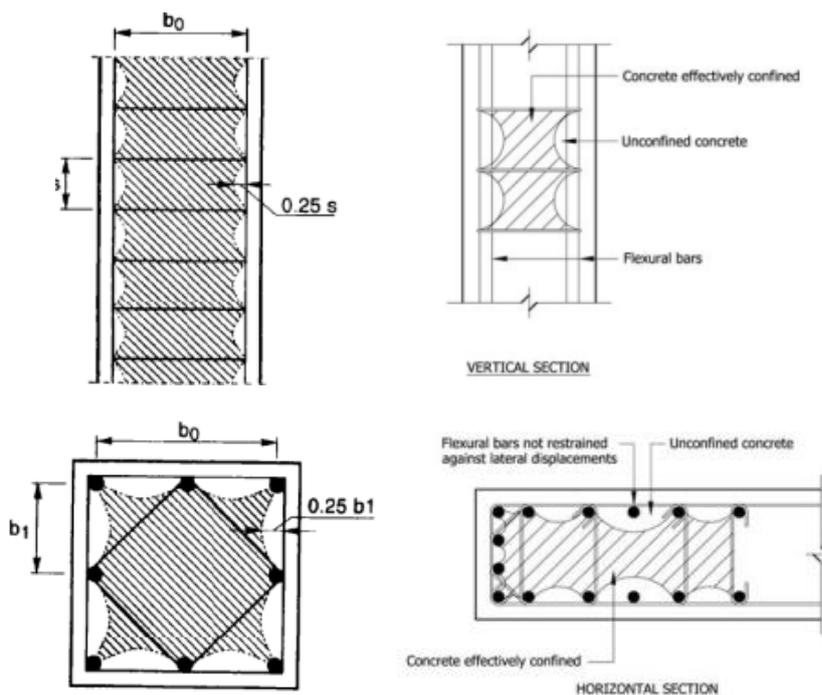


Figura 6.21 - Efeitos do confinamento (EUROCODE:2008)

A utilização de armaduras transversais com gancho final de 90° pode gerar um efeito extremamente danoso à estrutura, uma vez que essa disposição não assegura uma adequada amarração do elemento estrutural.

Para garantir que a amarração seja garantida os estribos deverão ser executados com um gancho em 135° e os ganchos dobrados deverão ser equivalentes a 10 vezes o diâmetro do estribo, conforme detalhado na Figura 6.22.

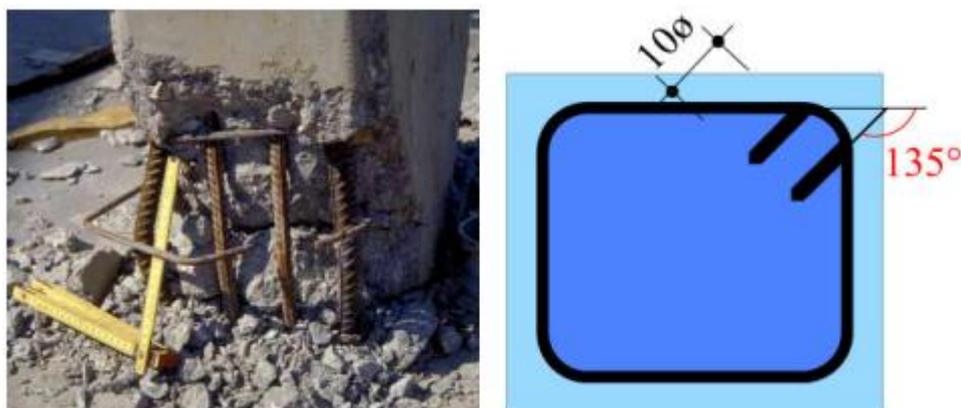


Figura 6.22 - Danos no Pilar devido à utilização de estribos com gancho inadequado (LESTUZZI:2008)

A norma sísmica Turca apresenta o detalhamento proposto de estribos conforme figura 6.23, atentar que nela se sugere também que os estribos sejam dobrados em 135°.

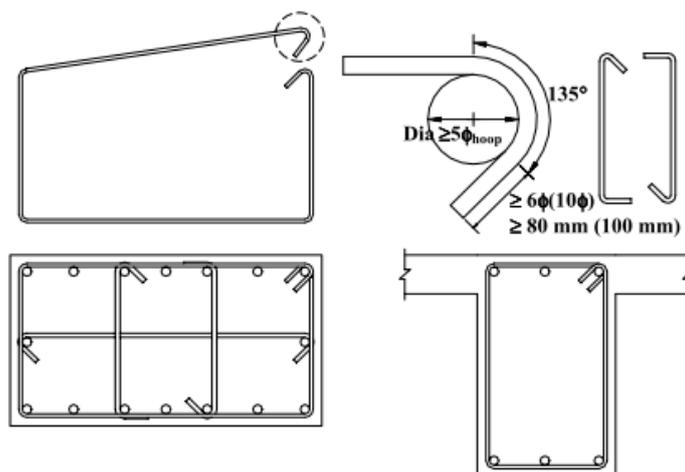


Figura 6.23 - Detalhamentos típicos de estribos segundo a norma sísmica Turca

Na figura 6.24 pode ser visualizado o detalhamento de estribos conforme as recomendações do EURODODE para estruturas de concreto armado.



Figura 6.24 - Detalhamento sugestivo de estribos para vigas e pilares segundo o EUROCODE:2008

6.4 Disposições construtivas das fundações

O EUROCODE:2008 recomenda que sempre que possível se evite a utilização de pilares curtos entre o nível superior de uma sapata ou do bloco de estacas e a face inferior das vigas de travamento ou da laje da fundação. Para obter tal recomendação, as vigas de travamento ou da laje de fundação devem ficar abaixo do nível superior das sapatas ou dos blocos de coroamento das estacas.

Nas vigas de travamento da fundação os valores relativos à largura da seção transversal deve ser maior ou igual a 25cm e a altura da seção transversal maior ou igual a 40cm para edificações de até 03 pisos. Já para edificações com mais de 03 pavimentos a altura deverá ser maior ou igual a 50cm.

As lajes da fundação deverão ter espessura igual ou superior a 20cm e a percentagem de armadura mínima deverá ser igual a 0,2% da área de concreto nas faces superior e inferior.

As vigas de travamento e fundação deverão ter ao longo de seu comprimento um percentual de armadura longitudinal mínimo equivalente a 0,4% da área de concreto nas faces superior e inferior.

Os blocos de estacas devem ter uma distância entre os limites da estaca e sua borda mais externa, maior ou igual a duas vezes o diâmetro da referida estaca.

As estacas devem prever, nos princípios de cálculo, a formação de rótulas plásticas na “cabeça da estaca”. Em função dessa condicionante se faz necessário aumentar a armadura transversal e de confinamento no topo da estaca em um percentual de 50% acima do inicialmente calculado.

6.5 Disposições construtivas dos pilares

SANTOS (1992) afirma que as regras de detalhamentos para colunas visam garantir uma reserva de ductilidade que poderá ser necessária no caso de desvios do comportamento previsto na análise estrutural.

A taxa de armadura longitudinal dos pilares ρ_t não deve ser inferior a 0,01 nem superior a 0,04%.

Deve ser lançado, ao longo da face do pilar, pelo menos uma barra intermediária entre as armaduras de canto, para garantir a integridade dos nós viga-pilar.

A dimensão mínima da seção transversal dos pilares sísmicos primários não deve ser inferior a 25cm.

6.5.1 Zonas críticas de pilares segundo o EUROCODE:2008

Segundo o EUROCODE:2008, as zonas numa extensão L_{cr} a partir do apoio inferior ou superior do pilar sísmico primário deve ser considerado como zona crítica e um detalhamento especial da armadura deverá ser provido nessa região.

O comprimento das zonas críticas L_{cr} (m) é definido a partir da seguinte expressão:

$$L_{cr} = \max\left\{h_c; \frac{l_c}{6}; 0,45\right\}$$

Onde:

h_c = maior dimensão da seção transversal do pilar (m)

L_c = comprimento livre do pilar (m)

Caso a relação seja $l_c/h_c < 3$ a altura total do pilar sísmico resistente deve ser considerada como zona crítica e deve ser armado como tal em toda a sua extensão.

Nas zonas críticas na base dos pilares sísmico resistentes deverá utilizar-se um valor mínimo de ω_{wd} igual a 0,08%. Onde ω_{wd} equivale à taxa mecânica de armadura nas zonas críticas.

Em zonas críticas dos pilares sísmicos primários devem ser utilizados estribos e ganchos não inferiores a 6mm com espaçamento que garanta um mínimo de ductilidade e impeça a deformação local das barras longitudinais.

O espaçamento, s , dos estribos não deve ser superior a:

$$s = \min\{b_o/2; 175; 8d_{bL}\}$$

Onde:

b_o = dimensão mínima (mm) do núcleo de concreto

d_{bL} = diâmetro mínimo das barras longitudinais (mm)

A distância entre barras longitudinais consecutivas não deverá ser superior a 200mm independente de ter ganchos ou estribos sob os mesmos.

Nos casos onde o esforço atuante nos pilares sismo resistente for de tração, o comprimento de ancoragem deve ser aumentado em 50%.

O resumo total do detalhamento dos pilares sismo resistente pode ser verificado no quadro esquemático na tabela 6.1, onde são classificados os parâmetros em função da ductilidade estrutural como se segue:

- DCL = Classe de Ductilidade Baixa
- DCM = Classe de Ductilidade Média
- DCH = Classe de Ductilidade Alta

Tabela 6.1 - Esquema geral do detalhamento de pilares (ACI:2006)

	DCH	DCM	DCL
Cross-section sides, $h_c, b_c \geq$	0.25m; $h_c/10$ if $\theta = P\delta/Vh > 0.1^{(1)}$	-	-
"critical region" length $^{(1)} \geq$	1.5 $h_c, 1.5b_c, 0.6m, l_c/5$	$h_c, b_c, 0.45m, l_c/6$	h_c, b_c
<i>Longitudinal bars (L):</i>			
ρ_{min}	1%		$0.1N_g/A_c f_{yd}, 0.2\%^{(2)}$
ρ_{max}	4%		4% ⁽²⁾
$d_{bL} \geq$	8mm		
bars per side \geq	3		2
Spacing between restrained bars	$\leq 150mm$	$\leq 200mm$	-
Distance of unrestrained bar from nearest restrained nearest restrained bar	$\leq 150mm$		
<i>Transverse bars (w):</i>			
Outside critical regions:			
$d_{bw} \geq$	6mm, $d_{bL}/4$		
spacing $s_w \leq$	20 $d_{bL}, h_c, b_c, 400mm$		12 $d_{bL}, 0.6h_c, 0.6b_c, 240mm$
at lap splices, if $d_{bL} > 14mm: s_w \leq$	12 $d_{bL}, 0.6h_c, 0.6b_c, 240mm$		
Within critical regions: ⁽²⁾			
$d_{bw} \geq$ ⁽³⁾	6mm, $0.4(f_{yd}/f_{ywd})^{1/2} d_{bL}$	6mm, $d_{bL}/4$	
$s_w \leq$ ^{(3),(4)}	6 $d_{bL}, b_c/3, 125mm$	8 $d_{bL}, b_c/2, 175mm$	-
$\omega_{wd} \geq$ ⁽⁵⁾	0.08	-	
$\alpha \omega_{wd} \geq$ ^{(4),(5),(6),(7)}	$30\mu_g \cdot V_d \epsilon_{sy,d} b_c / b_c - 0.035$		
In critical region at column base:			
$\omega_{wd} \geq$	0.12	0.08	-
$\alpha \omega_{wd} \geq$ ^{(4),(5),(6),(8),(9)}	$30\mu_g \cdot V_d \epsilon_{sy,d} b_c / b_c - 0.035$		

Capacity design check at beam-column joints: ⁽¹⁰⁾	$1.3\sum M_{Rb} \leq \sum M_{Rc}$		-
Verification for M_x-M_y-N :	Truly biaxial, or uniaxial with $(M_x/0.7, N)$, $(M_y/0.7, N)$		
Axial load ratio $v_d=N_{Ed}/A_c f_{cd}$	≤ 0.55	≤ 0.65	-
<i>Shear design:</i>			
V_{Ed} seismic ⁽¹¹⁾	$1.3 \frac{\sum M_{Rb}^{ends}}{l_{cl}}$ ⁽¹¹⁾	$1.1 \frac{\sum M_{Rc}^{ends}}{l_{cl}}$ ⁽¹¹⁾	from analysis for design seismic action plus gravity
$V_{Rd,max}$ seismic ^{(12), (13)}	As in EC2: $V_{Rd,max}=0.3(1-f_{ct}(MPa)/250)b_w z f_{ct} \sin 2\delta$, $1 \leq \cot \delta \leq 2.5$		
$V_{Rd,s}$ seismic ^{(12), (13), (14)}	As in EC2: $V_{Rd,s}=b_w z \rho_w f_{yw} \cot \delta + N_{Ed}(h-x)/l_{cl}$ ⁽¹³⁾ , $1 \leq \cot \delta \leq 2.5$		

SANTOS (1992) apresenta um detalhamento sugestivo para os estribos nas regiões de ligações de vigas x colunas baseado no EUROCODE:2008 conforme verificado na figura 6.25.

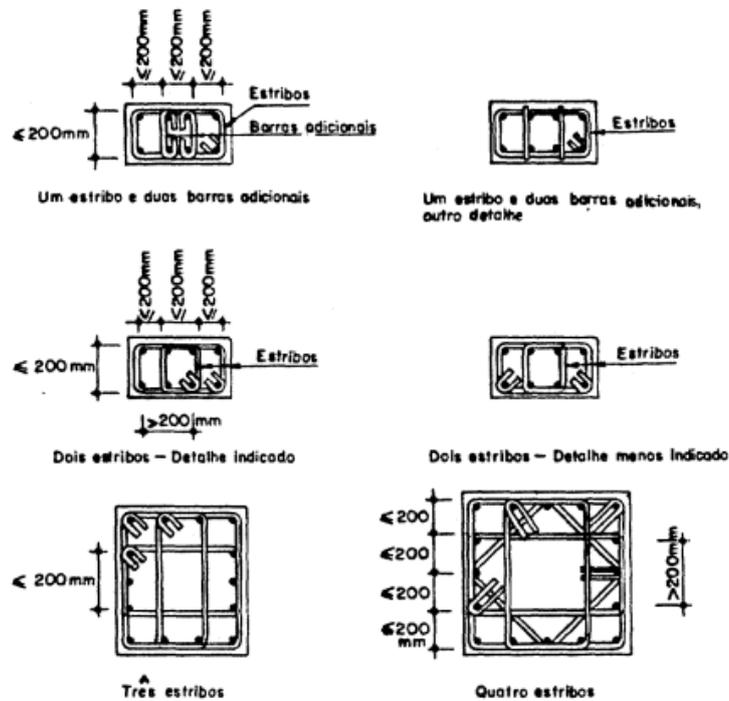


Figura 6.25 - Detalhamentos típicos de estribos em pilares (SANTOS:1992 adaptado CEB)

Na figura 6.26 é apresentado o detalhamento típico de armação pilares sismo resistentes segundo o EUROCODE:2008.

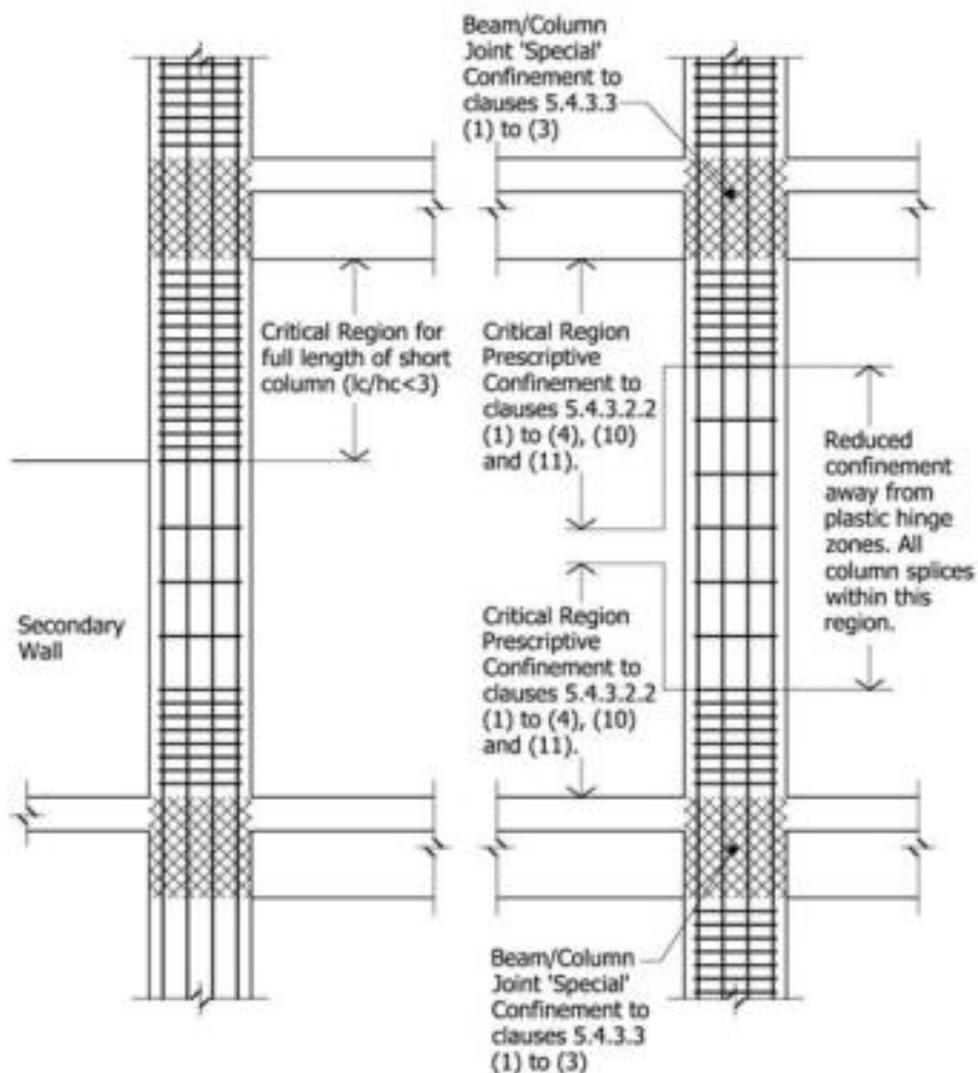


Figura 6.26 - Representação esquemática do detalhamento (EUROCODE:2008)

O EUROCODE:2008 recomenda, ainda, o detalhamento do enlaçamento dos estribos junto a armadura longitudinal de vigas que pode ser adaptado para pilares conforme pode ser verificado na figura 6.27, onde é recomendado o detalhamento semelhante ao da figura b.

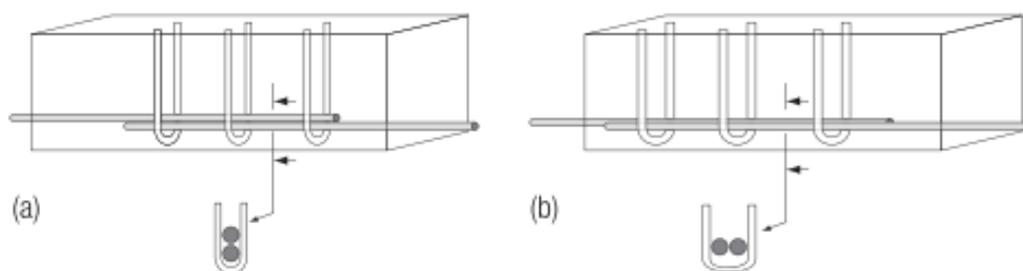


Figura 6.27 - Detalhe do enlaçamento do estribo junto à armadura longitudinal (EUROCODE:2008)

6.5.2 Disposições construtivas de Pilares segundo o ACI 318-05

O ACI 318-05 recomenda que a menor dimensão da seção transversal dos pilares não deve ser menor que 30cm e a relação entre a menor dimensão da seção transversal e a direção perpendicular não deve ser menor que 40%.

As taxas de armadura máxima e mínima permitida para a armadura longitudinal nos pilares equivalem respectivamente à:

$$\rho_{\max} = 0,06\%$$

$$\rho_{\min} = 0,01\%$$

O limite da densidade inferior para o reforço longitudinal é para controlar as deformações ao longo do tempo já o limite de densidade superior para o reforço longitudinal reflete principalmente a preocupação com o congestionamento de barras e para evitar ruptura frágil das seções.

Só é permitido realizar emenda de barras nos pilares através de traspasse se os mesmo estiverem na região central da coluna, devendo ser utilizados estribos fechados de confinamento ou espirais em toda a região do traspasse. O espaçamento dos estribos das barras na região de emenda por traspasse não pode exceder o menor valor entre 06 vezes o diâmetro da barra longitudinal ou 15cm.

Disposições construtivas acerca da armadura transversal de confinamento:

- A densidade de armadura mínima caso se utilize de estribos de confinamento em forma de espiral deve atender a seguinte relação:

$$\rho_s = 0.12 \frac{f'_c}{f_{yt}}$$

- A área mínima total dos estribos fechados equivale ao maior dos seguintes valores:

$$A_{sh} = 0.09 \frac{sb_c f'_c}{f_{yt}} \quad A_{sh} = 0.3 \frac{sb_c f'_c}{f_{yt}} \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right]$$

Onde:

f_{yt} = tensão de escoamento do aço

s = espaçamento do estribo

b_c = distância centro a centro horizontal das barras extremas longitudinais

h_c = distância centro a centro vertical das barras extremas longitudinais

f_c' = tensão de compressão do concreto

A_g = área total da seção

A_{ch} = Área confinada ($b_c \times h_c$)

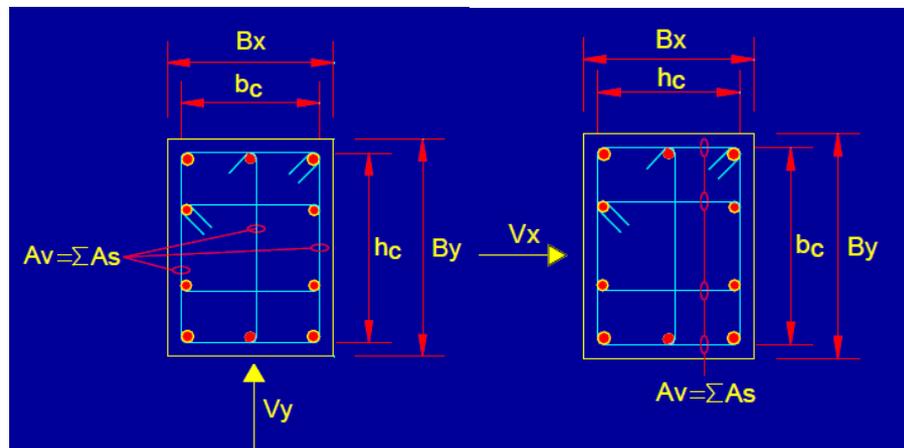


Figura 6.28 - Detalhamento armaduras transversais dos pilares baseado no ACI:2006 (HERNÁNDEZ:2009)

Conforme pode ser verificado na figura 6.29 as armaduras longitudinais internas, ou seja, que não são de canto, devem ser reforçadas com um gancho de mesmo diâmetro utilizado nas vigas com o espaçamento que deve ser menor ou igual aos seguintes critérios

- $\frac{1}{4}$ da dimensão mínima do elemento
- 06 vezes o diâmetro das barras longitudinais

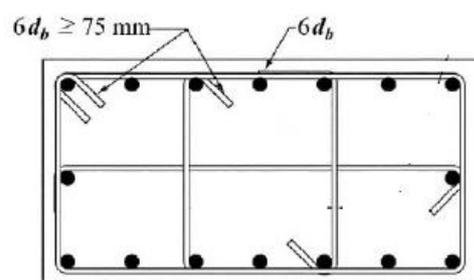


Figura 6.29 - Representação esquemática dos ganchos reforçando as armaduras transversais dos pilares (ACI:2008)

O reforço dos ganchos na armadura transversal deve ser lançado em um comprimento medido desde a face do nó em sendo o maior dos seguintes valores:

- Maior dimensão do elemento
- $\frac{1}{6}$ do pé-direito
- 45cm

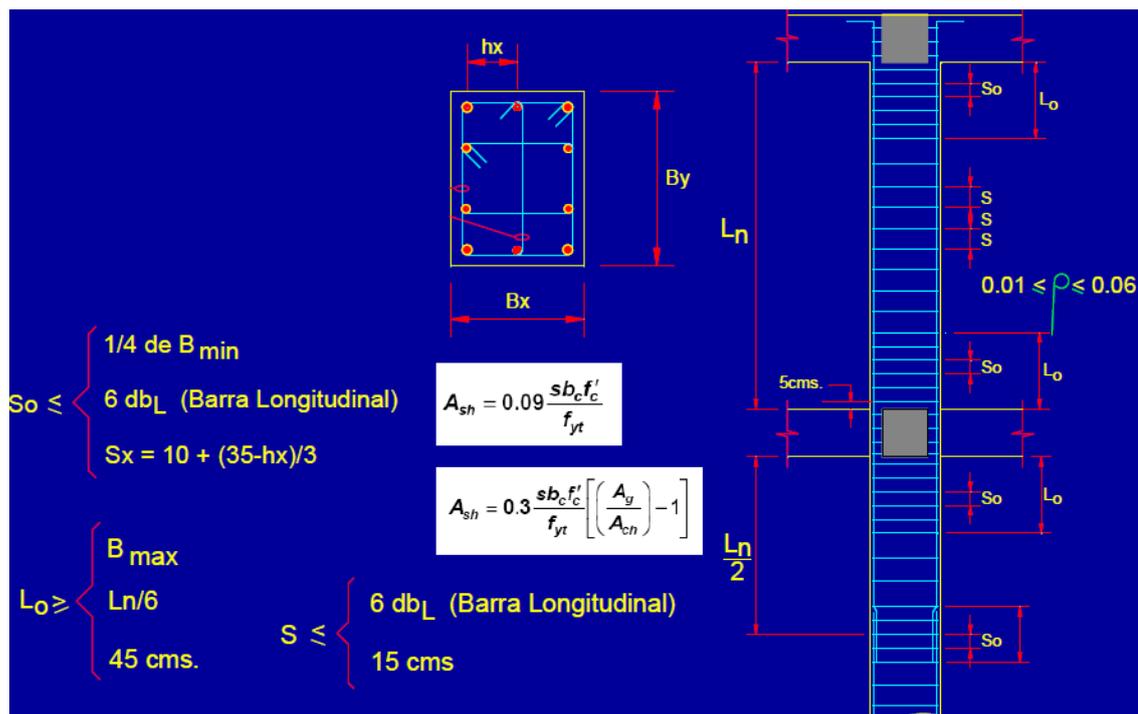


Figura 6.30 - Detalhamento geral armadura da transversal em pilares baseado no ACI:2006 (HERNÁNDEZ:2009)

6.5.3 Disposições construtivas de pilares segundo a norma sísmica turca

A norma sísmica turca requer que os pilares não apresentem dimensões inferiores a 25cm, área total deve ser igual ou superior a 750cm² e no caso de utilização de pilares circulares eles deverão ter diâmetro igual ou superior a 30cm.

A área total de concreto deverá atender a seguinte condição:

$$A_c \geq N_{dmax} / (0.50 f_{ck})$$

O reforço longitudinal dos pilares não deve ser inferior a 1% e não deve superar a 4% da área de concreto da seção transversal.

O diâmetro mínimo de barras será de 4Φ16 ou 6Φ14 para seções retangulares, e 6Φ14 para pilares circulares.

A armadura longitudinal não deve ser superior a 6% em regiões de transpasse.

No caso de redução de seção ao longo da altura da seção, a variação deve ser menor que 1/6 da seção entre pavimentos sucessivos.

As armações que perdem a continuidade devido à redução de seção devem ter o comprimento de ancoragem igual a 1,5 vezes o valor inicial dimensionado e superior a 40 vezes o diâmetro da barra longitudinal (40Φ).

As recomendações quanto à ancoragem de armaduras devido à redução de seções são apresentadas na figura 6.31 conforme norma sísmica turca.

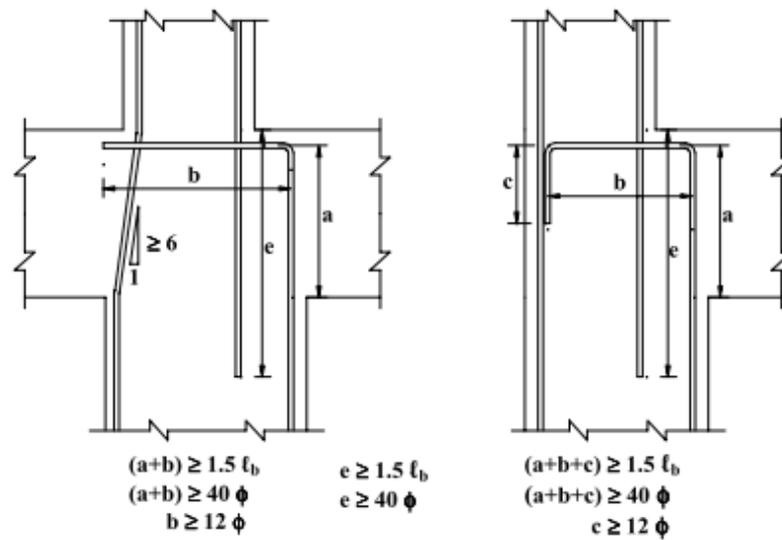


Figura 6.31 - Detalhamento ancoragem de barras longitudinais devido à redução de seção segundo norma sísmica Turca (No 23390 - Part III – Earthquake Disaster Prevention)

No caso de traspasse de barras adotados através de solda ou elementos mecânicos de ligação, estes deverão ter dimensões iguais ou superiores a 60mm.

A norma sísmica Turca apresenta um detalhamento de estribos na figura 6.32 onde se podem verificar ilustrativamente quais são os espaçamentos adequados para cada região ao longo da altura do pilar.

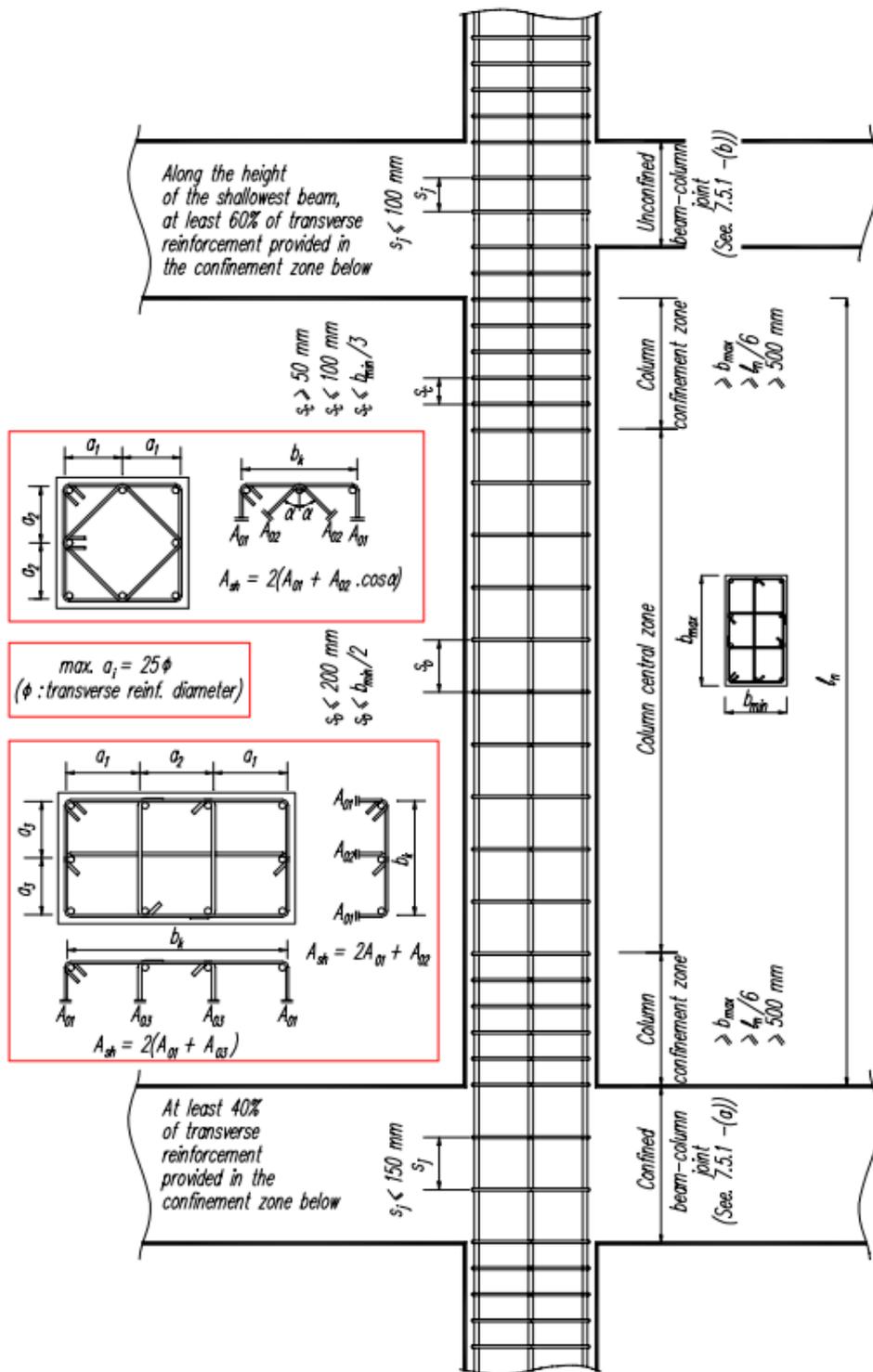


Figura 6.32 - Detalhamento geral armadura transversal devido a solicitações sísmicas ao longo dos pilares da norma Turca (No 23390 - Part III – Earthquake Disaster Prevention).

6.5.4 Emenda de barras

O EUROCODE:2008 apresenta as seguintes orientações executivas quanto a emenda de barras:

- É permitida a emenda através de acopladores mecânicos nos pilares e nas paredes se estes dispositivos estiverem sidos devidamente validados por ensaios em condições compatíveis com a classe de ductilidade adotada.

- Nas zonas críticas dos elementos estruturais não deve existir emendas através de solda.

- O espaçamento, S, das armaduras transversais na zona de sobreposição (mm) não deve ser superior a:

$$s = \min \{h/4; 100\}$$

- A área necessária das armaduras transversais, A_{st} , na zona de sobreposição, seja das armaduras longitudinais dos pilares poderá ser calculada a partir da seguinte expressão:

$$A_{st} = s (d_{bl}/50)(f_{yld}/f_{ywd})$$

Onde:

A_{st} = área da seção de um ramo das armaduras transversais

d_{bl} = diâmetro da barra transpassada

S = espaçamento das armaduras transversais

F_{yd} = valor de projeto da tensão de escoamento das armaduras longitudinais.

F_{ywd} =valor de projeto da tensão de escoamento das armaduras longitudinais.

6.6 Disposições construtivas de vigas

6.6.1 Recomendações quanto a geometria

O EUROCODE:2008 recomenda atender os seguintes requisitos quanto à distribuição geométrica em vigas:

- A excentricidade do eixo da viga em relação ao eixo do pilar, onde se forma o nó, deve ser o menor possível a fim de permitir uma transmissão eficaz dos momentos cíclicos de uma viga sismo resistente para o pilar.

- A distância entre os eixos do centro de gravidade de dois elementos não deverá ser superior a $bc/4$, onde bc é a menor dimensão da seção transversal do pilar perpendicular ao eixo longitudinal da viga.

- A largura de uma viga sismo resistente deve satisfazer a seguinte expressão:

$$b_w \leq \min \{b_c + h_w; 2b_c\}$$

b_w = Largura da alma de uma viga.

b_c = Menor dimensão da seção transversal de um pilar

h_w = Altura de uma parede ou altura da seção transversal de uma viga

- Para vigas sismo resistentes, onde os pilares que a suportam não apresentem continuidade até a fundação, não deve haver excentricidade do eixo do pilar em relação ao eixo da viga e as vigas deverão ser suportadas por pelo menos dois apoios diretos (pilares)

6.6.2 Disposições construtivas de vigas segundo o EUROCODE:2008

É recomendado pelo EUROCODE:2008 que a armadura superior das seções transversais de extremidade das vigas sismo resistente, deverá ser colocada fora da alma mas dentro da largura eficaz do banzo beff.

A largura eficaz beff. é definida nas seguintes condições:

- Para vigas sísmicas ligadas a pilares exteriores caso não apresente uma viga transversal.

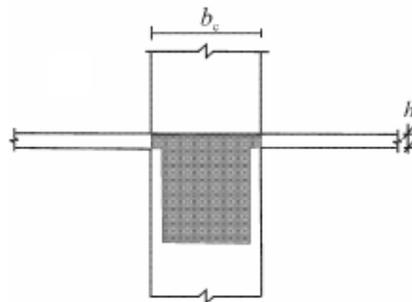


Figura 6.33 - Detalhamento da largura efetiva situação 01 (EUROCODE:2008)

- Caso exista uma viga transversal de altura semelhante:

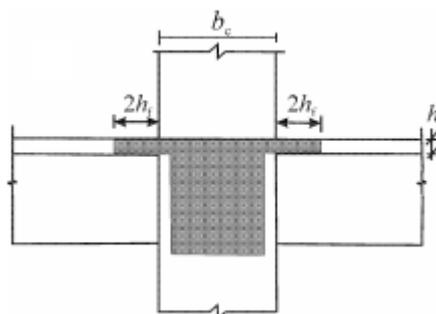


Figura 6.34 - Detalhamento largura efetiva situação 02 (EUROCODE:2008)

- Para vigas sísmicas ligadas a pilares interiores:

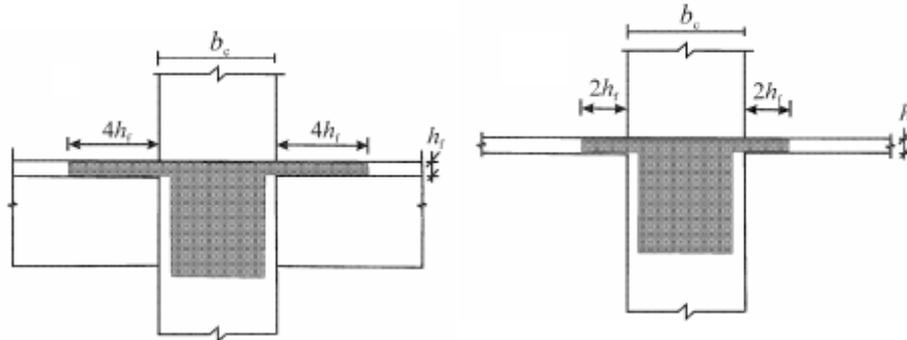


Figura 6.35 - Detalhamento largura efetiva situação 03 (EUROCODE:2008)

A largura das vigas sísmicas primárias não deve ser inferior a 200mm.

Para satisfazer as condições quanto à ductilidade, devem ser respeitadas as seguintes condições ao longo de todo o comprimento de uma viga sísmica resistente:

- i) Devem ser lançadas, no mínimo, duas barras de alta aderência com $d_b=14\text{mm}$ (Diâmetro da Armadura Longitudinal) nas faces superiores e inferiores da viga, ao longo de todo o seu comprimento.
- ii) Deve ser prolongado, ao longo de todo o comprimento da viga, um quarto da armadura superior máxima nos apoios.

A armadura longitudinal dobrada nos nós das vigas para efeito de ancoragem deve sempre ser colocada no interior dos estribos dos pilares correspondentes. Todas as barras deverão ser consideradas como em região de má ancoragem.

Para evitar a perda de aderência das armaduras longitudinais que atravessam os nós viga-pilar, o diâmetro das barras, d_{bl} , deve ser limitado de acordo com as seguintes expressões:

- Para nós viga-pilar internos a planta

$$\frac{d_{bl}}{h_c} \leq \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot \frac{1 + 0,8 \cdot v_d}{1 + 0,75 k_D \cdot \rho' / \rho_{max}}$$

- Para nós viga-pilar externos a planta

$$\frac{d_{bl}}{h_c} \leq \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot (1 + 0,8 \cdot v_d)$$

Onde:

h_c = Largura do pilar na direção paralela as barras

f_{ctm} = valor médio da resistência do concreto à tração

f_{yd} = valor de cálculo da tensão de escoamento do aço

V_d = esforço axial reduzido para cálculo do pilar

K_D = coeficiente função da classe de ductilidade

ρ' = taxa de armadura de compressão da viga que atravessa o nó

ρ_{max} = taxa máxima admissível da armadura de tração

γ_{Rd} = coeficiente de incerteza do modelo relativo ao valor de cálculo das resistências

Considera-se como zonas críticas de uma viga sísmo resistente uma extensão $L_{cr}=h_w$ (h_w =altura da viga) a partir da seção transversal da extremidade na qual a viga tem ligação a um nó viga-pilar, ou a partir dos lados de qualquer seção que apresente a possibilidade de plastificação sob solicitações sísmicas.

Nas vigas sísmicas que suportam elementos verticais descontínuos, as regiões localizadas em uma extensão de $2 \cdot h_w$ de cada lado do elemento vertical que é suportado deverão ser consideradas como zonas críticas.

A taxa de armadura nas regiões tracionadas não deve exceder o seguinte valor:

$$\rho_{max} = \rho' + \frac{0,0018}{\mu_{\phi} \varepsilon_{sy,d}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

Onde ρ e ρ' são as taxas de armadura da zona tracionada e da zona comprimida, em função da largura do banzo comprimido da viga.

Ao longo de todo o comprimento de uma viga sísmo resistente, a taxa de armadura da zona tracionada, ρ , não deve ser inferior ao seguinte valor mínimo:

$$\rho_{min} = 0,5 \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right)$$

As armaduras de vigas em pórticos devem ser contínuas nas colunas, evitando-se ancoragem ou emendas nas juntas vigas-colunas. Caso esta continuidade não for possível, as armaduras devem ser estendidas até a face oposta da coluna, dobrada e ancoradas para sua força de tração total.

SANTOS(1992) afirma que emendas não são permitidas em juntas vigas-colunas e em regiões de potencial ocorrência de rótulas plásticas. Emendas são permitidas em colunas, quando for demonstrável que naquela seção não existe a possibilidade de formação de rótulas plásticas.

Nas zonas críticas de vigas sísmicas devem ser colocadas armaduras de confinamento que satisfaçam as seguintes condições:

- O diâmetro d_{bw} das armaduras de cisalhamento não deve ser inferior a 6mm.
- O espaçamento, S , das armaduras de cisalhamento não deve ser superior a:

$$s = \min\{h_w/4; 24d_{bw}; 225; 8d_{bL}\}$$

Onde:

d_{bL} = diâmetro mínimo das armaduras longitudinais (mm)

h_w = altura da viga (mm)

- A distância de lançamento da primeira armadura de cisalhamento não pode ser distanciada a mais de 50mm da extremidade do apoio.

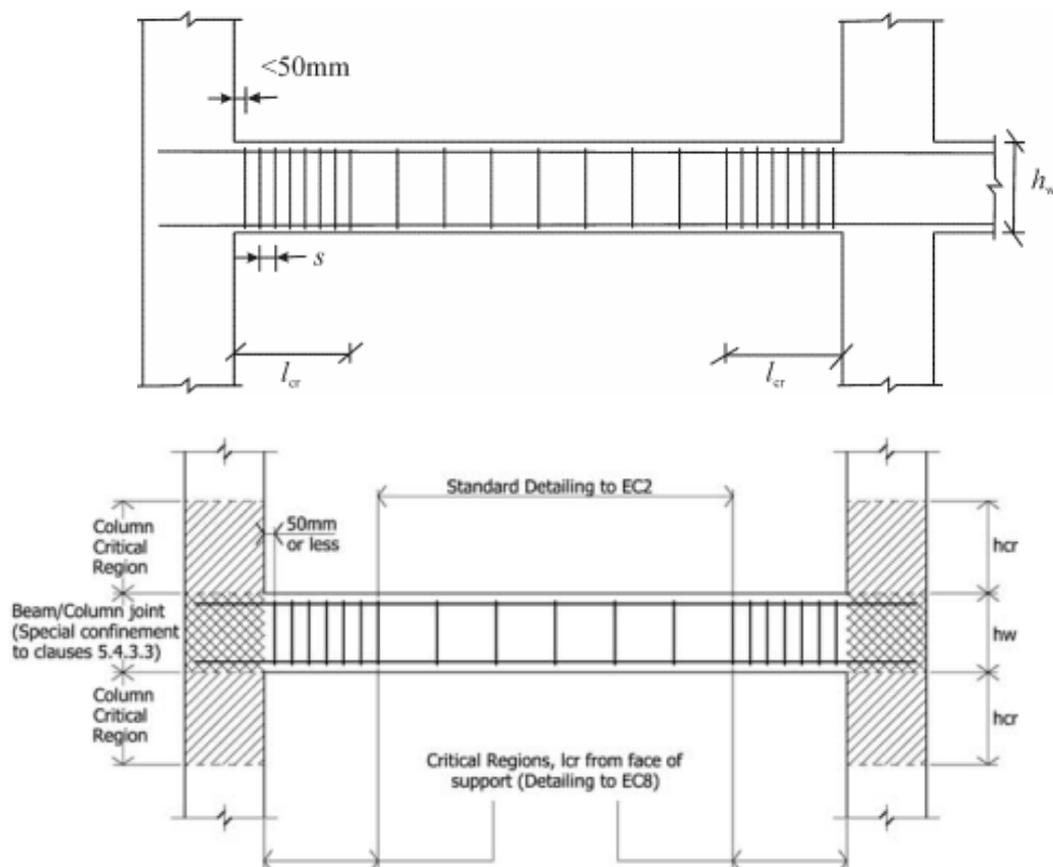


Figura 6.36 - Representação da distribuição de estribos nas vigas (EUROCODE:2008)

O resumo total do detalhamento de vigas para solicitações sísmicas pode ser resumido na tabela 6.2.

Tabela 6.2 - Esquematização geral do detalhamento de vigas (EUROCODE:2008)

	DC H	DCM	DCL
"critical region" length	1.5h _w	h _w	
<i>Longitudinal bars (L):</i>			
ρ _{min} , tension side	0.5f _{ctm} /f _{yk}		0.26f _{ctm} /f _{yk} , 0.13% ^(d)
ρ _{max} , critical regions ⁽¹⁾	ρ' + 0.0018f _{cd} /(μ _q s _{ej} d _{fjd}) ⁽¹⁾		0.04
A _{s,min} , top & bottom	2Φ 14 (308mm ²)		-
A _{s,min} , top-span	A _{s,top-supports} /4		-
A _{s,min} , critical regions bottom	0.5A _{s,top} ⁽²⁾		-
A _{s,min} , supports bottom	A _{s,bottom-span} /4 ^(d)		-
d _{bL} /h _c - bar crossing interior joint ⁽³⁾	$\leq \frac{6.25(1+0.8V_d)}{(1+0.75-\frac{\rho'}{\rho_{max}})} \frac{f_{ctm}}{f_{yd}}$	$\leq \frac{7.5(1+0.8V_d)}{(1+0.5-\frac{\rho'}{\rho_{max}})} \frac{f_{ctm}}{f_{yd}}$	-
d _{bL} /h _c - bar anchored at exterior joint ⁽³⁾	$\leq 6.25(1+0.8V_d) \frac{f_{ctm}}{f_{yd}}$	$\leq 7.5(1+0.8V_d) \frac{f_{ctm}}{f_{yd}}$	-
<i>Transverse bars (w):</i>			
(i) outside critical regions	0.75d		
spacing s _w ≤	0.08√(f _{ck} (MPa)/f _{yk} (MPa)) ^(d)		
ρ _w ≥	6mm		
(ii) in critical regions:	6mm		
d _{bw} ≥	8d _{bL} , $\frac{h_w}{4}$, 24d _{bw} , 175mm		
spacing s _w ≤	8d _{bL} , $\frac{h_w}{4}$, 24d _{bw} , 225mm		
<i>Shear design:</i>			
V _{Ed} , seismic ⁽⁴⁾	$1.2 \frac{\sum M_{Rb}}{l_{cl}} \pm V_{o,g+V_{1g}}$ ⁽⁴⁾	$\frac{\sum M_{Rb}}{l_{cl}} \pm V_{o,g+V_{1g}}$ ⁽⁴⁾	from analysis for design seismic action plus gravity
V _{Rd,max} seismic ⁽⁵⁾	As in EC2: V _{Rd,max} = 0.3(1-f _{ck} (MPa)/250)b _w z f _{cd} sin 2δ ⁽⁵⁾ , 1 ≤ cot δ ≤ 2.5		
V _{Rd,s} , outside critical regions ⁽⁵⁾	As in EC2: V _{Rd,s} = b _w z ρ _w f _{yk} cot δ ⁽⁵⁾ , 1 ≤ cot δ ≤ 2.5		
V _{Rd,s} , critical regions ⁽⁵⁾	V _{Rd,s} = b _w z ρ _w f _{yk} cot δ (δ = 45°)	As in EC2: V _{Rd,s} = b _w z ρ _w f _{yk} cot δ ⁽⁵⁾ , 1 ≤ cot δ ≤ 2.5	
If ζ = V _{Ed,min} /V _{Ed,max} ⁽⁶⁾ < 0.5: inclined bars at angle ±α to beam axis, with cross-section A _g /direction	If V _{Ed,max} /(2+C) _c f _{cd} b _w d > 1: A _g = 0.5V _{Ed,max} /f _{yk} sin α & stirrups for 0.5V _{Ed,max}		-

O EUROCODE:2008 faz ainda recomendações quanto ao detalhamento do confinamento no encontro de vigas x colunas, como se verifica na figura 6.37.

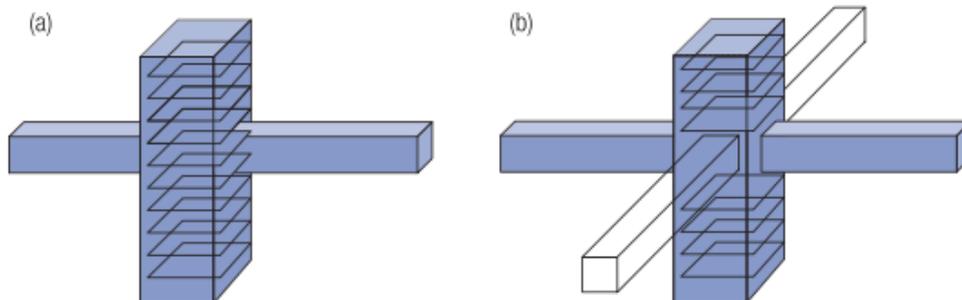


Figura 6.37 - Confinamento de estribos para pilares externos (a) e pilares internos (b) (EUROCODE:2008)

6.6.3 Disposições construtivas de Vigas segundo o ACI 318-05

A largura b_w das vigas não deve ser menor que 30% da altura e 25cm o que figurar o maior valor entre ambos.

A largura das vigas não deverá ser superior ao do seu elementos de apoio.

As taxas de armadura máxima e mínima permitida para a armadura longitudinal da viga são respectivamente:

$$\rho_{\max} = 14 / f_{yd}$$

$$\rho_{\max} = 0,025$$

A resistência do momento positivo no nó, não deve ser menor que a metade do momento negativo na mesma face.

A resistência ao momento positivo e negativo ao longo das vigas não deve ser menor que 25% da resistência máxima a momento proporcionada em qualquer um dos nós.

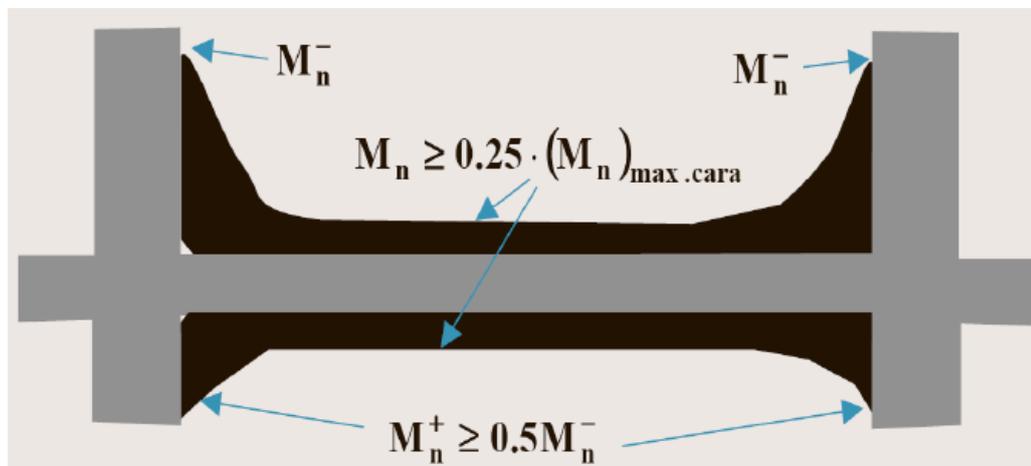


Figura 6.38 - Limites mínimos ao longo da seção requerimento American Concrete Institute (ACI:2006)

O espaçamento de estribos nas vigas não deve exceder a menor dimensão entre $\frac{1}{4}$ da largura da viga ou 10cm.

Não deve utilizar emendas de barras por transpasse nas seguintes condições:

- Dentro dos Nós
- A uma distância da face igual a duas vezes a altura do elemento
- Em locais onde indique escoamento das armaduras de flexão devido ao deslocamento lateral inelástico dos pórticos.

Na figura 6.39 pode ser verificada uma esquematização dos requerimentos gerais quanto ao reforço de vigas segundo recomendações do ACI.

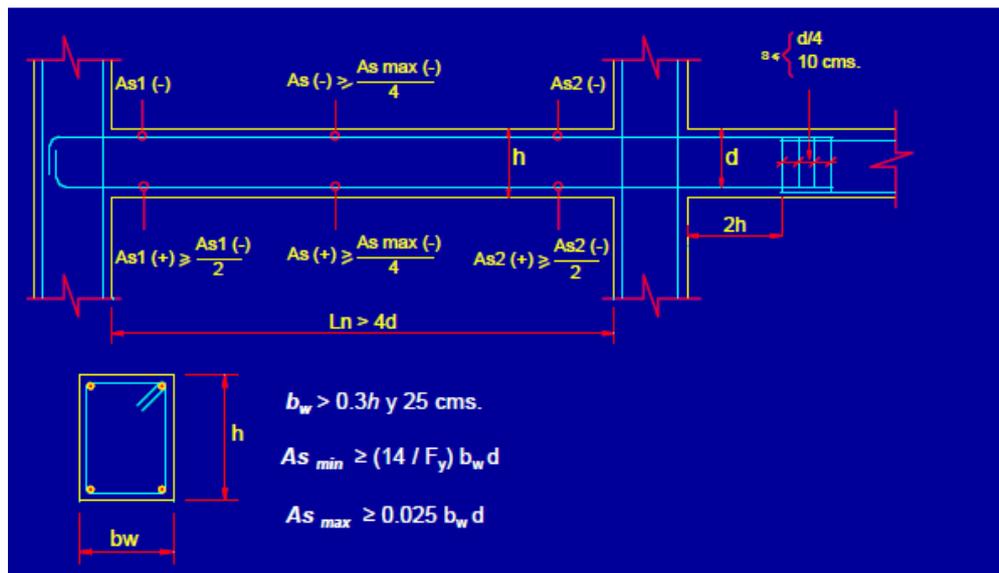


Figura 6.39 - Detalhamento geral das vigas segundo baseado no ACI:2006 (HERNÁNDEZ:2009)

O primeiro estribo deve estar situado a não mais que 5cm da face do elemento de apoio. O espaçamento dos estribos ao longo dos elementos estruturais não deve exceder as seguintes limitações:

- $\frac{1}{4}$ da altura útil da seção
- 8 vezes o diâmetro da armadura longitudinal
- 24 vezes o diâmetro do estribo
- 30cm

Devem dispor de estribo fechado os elementos localizados nas seguintes regiões:

- Em regiões menor ou igual a 02 vezes à altura do elemento medidas a partir da face dos extremos dos elementos em flexão.
- Em regiões distanciadas de até 02 vezes a altura do elemento em cada um dos lados da região que pode ocorrer escoamento das barras na flexão devido ao deslocamento inelásticos do pórtico.

Na figura 6.40 pode ser verificado uma esquematização geral dos requerimentos da armadura transversal segundo o ACI:2006.

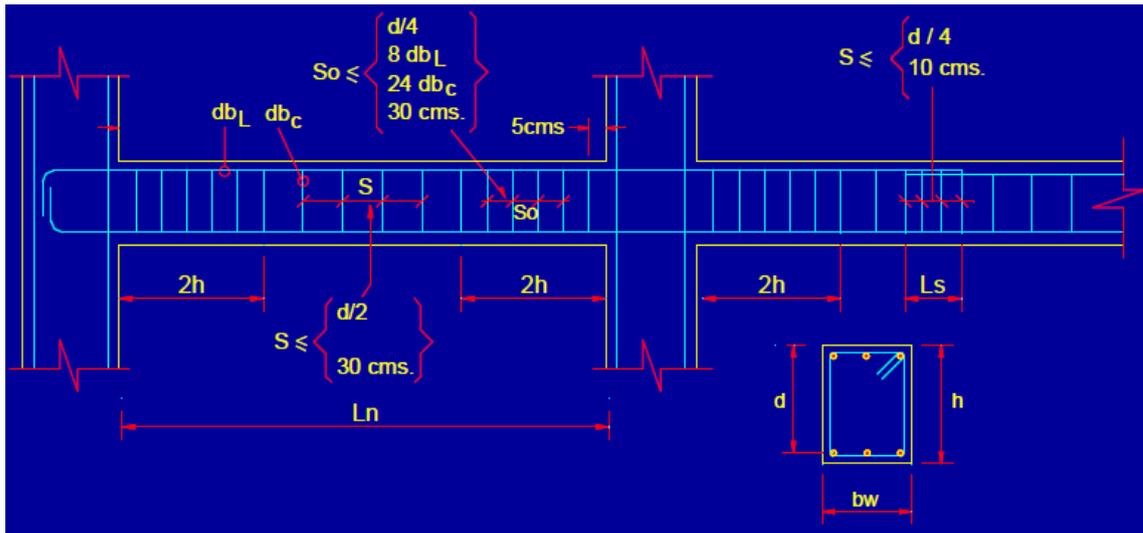


Figura 6.40 - Esquematização geral detalhamento de estribos baseado no ACI:2006 (HERNÁNDEZ:2009)

Na figura 6.41 se verifica as configurações de estribos recomendadas segundo o ACI:2006.

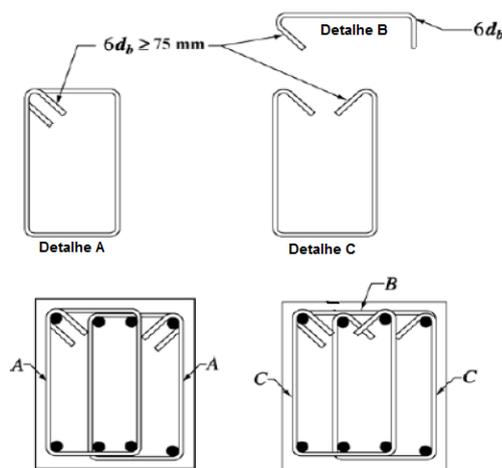


Figura 6.41 - Detalhamentos de estribos (ACI:2006)

Na figura 6.42 o detalhamento do gancho é representado com mais clareza, para a inclinação dos ganchos deve ser igual ou superior a 135° .

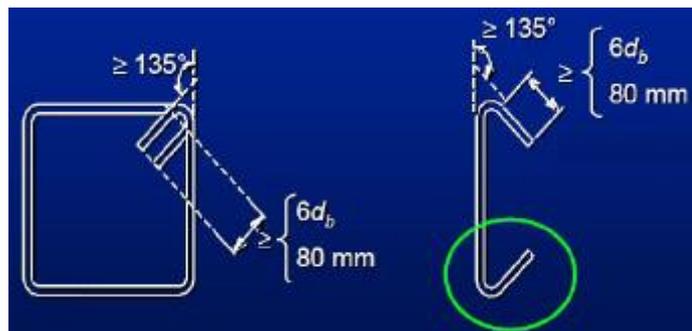


Figura 6.42 - Representação Ganchos dos estribos baseado no ACI:2006 (HERNÁNDEZ:2009)

Para as regiões localizadas em nós de ligação viga-pilar o ACI recomenda ancoragem das barras longitudinais, conforme pode ser verificado nas figuras 6.43 e 6.44.

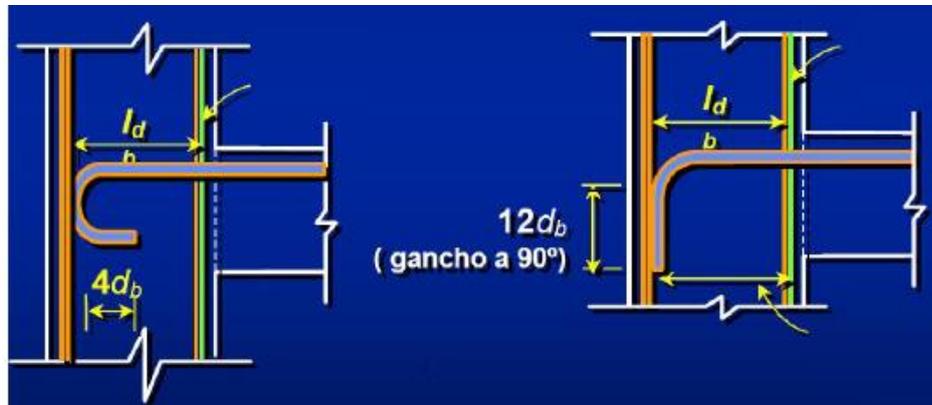


Figura 6.43 - Detalhe da ancoragem da armadura longitudinal das vigas nos nós baseado no ACI:2006 (HERNÁNDEZ:2009)

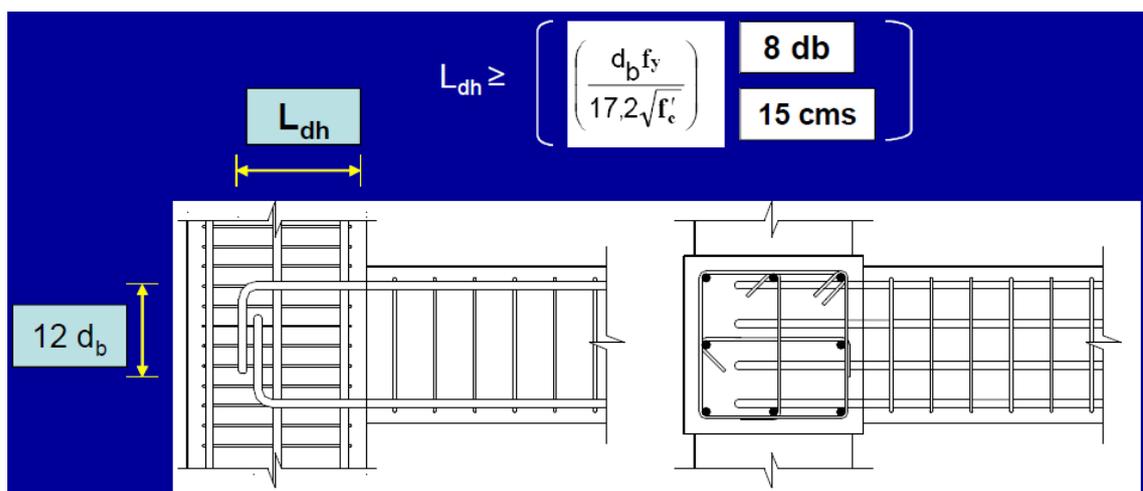


Figura 6.44 - Detalhe da ancoragem da armadura longitudinal das vigas nos nós baseado no ACI:2006 (HERNÁNDEZ:2009)

Em regiões em que o reforço longitudinal de uma viga atravessa uma união de viga-pilar, a dimensão do pilar paralela a viga não deve ser menor que 20 vezes o diâmetro da barra longitudinal de maior diâmetro de uma viga, conforme detalhado na figura 6.45.

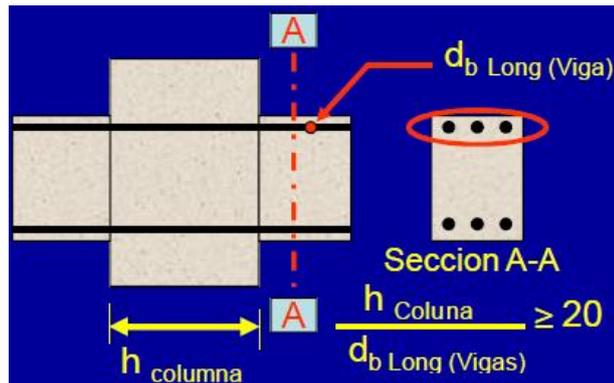


Figura 6.45 - Detalhe da armadura longitudinal das vigas nos nós baseado no ACI:2006 (HERNÁNDEZ:2009)

Dentro do nó deve sempre ser lançado estribo fechado, para propiciar confinamento necessário, disposta conforme a figura 6.46.

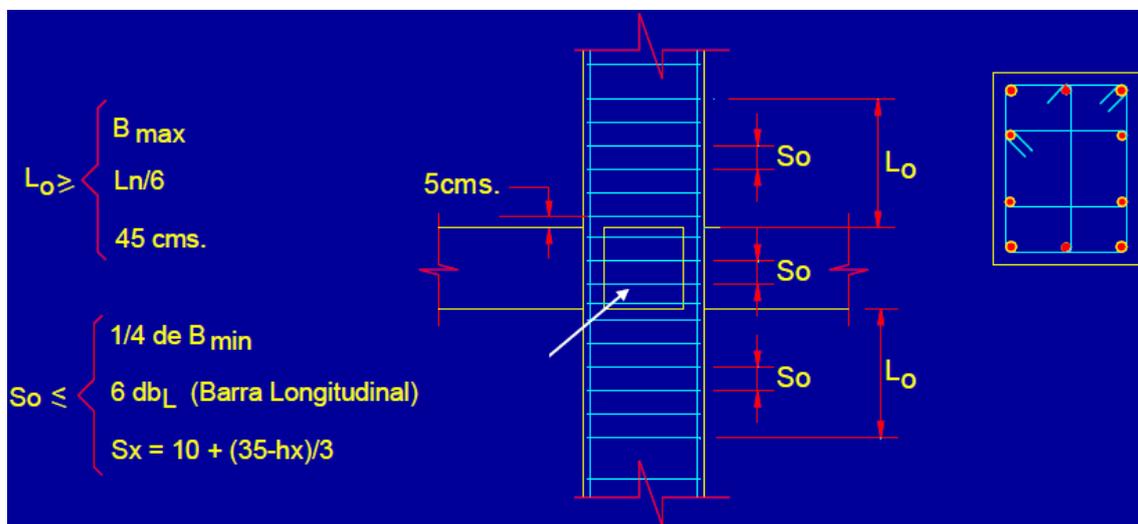


Figura 6.46 - Detalhe dos estribos fechados na região dos nós viga-pilar baseado no ACI:2006 (HERNÁNDEZ:2009)

Para pilares internos que ligas vigas em seus quatro cantos se requer o atendimento aos seguintes critérios:

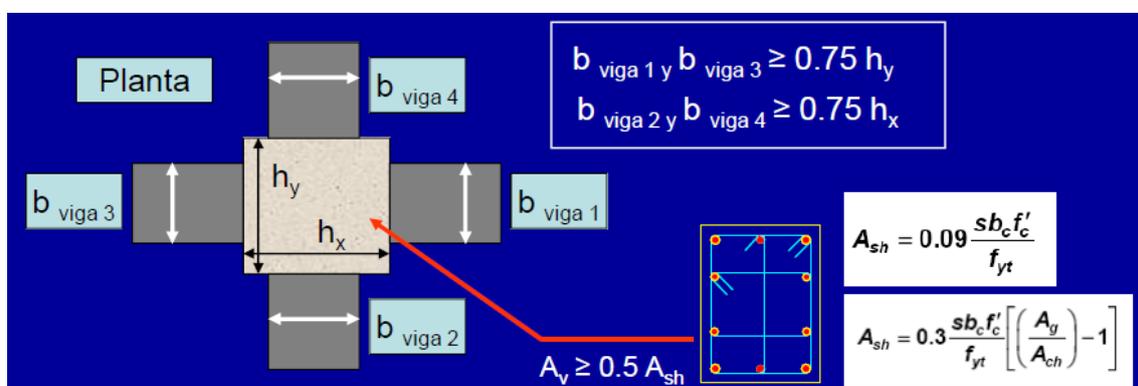


Figura 6.47 - Detalhe dos estribos fechados no encontro de 04 vigas no pilar baseado no ACI:2006 (HERNÁNDEZ:2009)

6.6.4 Disposições construtivas de vigas segundo a norma sísmica turca

As barras longitudinais das vigas deverão ter pelo menos $\frac{1}{4}$ de sua armação superior e inferior da região de maior densidade estendida até os vínculos de apoio das vigas de forma contínua ao longo de toda seção.

Nos casos onde o comprimento de ancoragem das barras não for possível de se realizar em trechos retos deverão ser dobradas em 90° , não apresentar dimensões inferiores a 40% do comprimento de ancoragem inicial e também devem ter dimensões superiores a 12Φ , conforme demonstrado na figura 6.48.

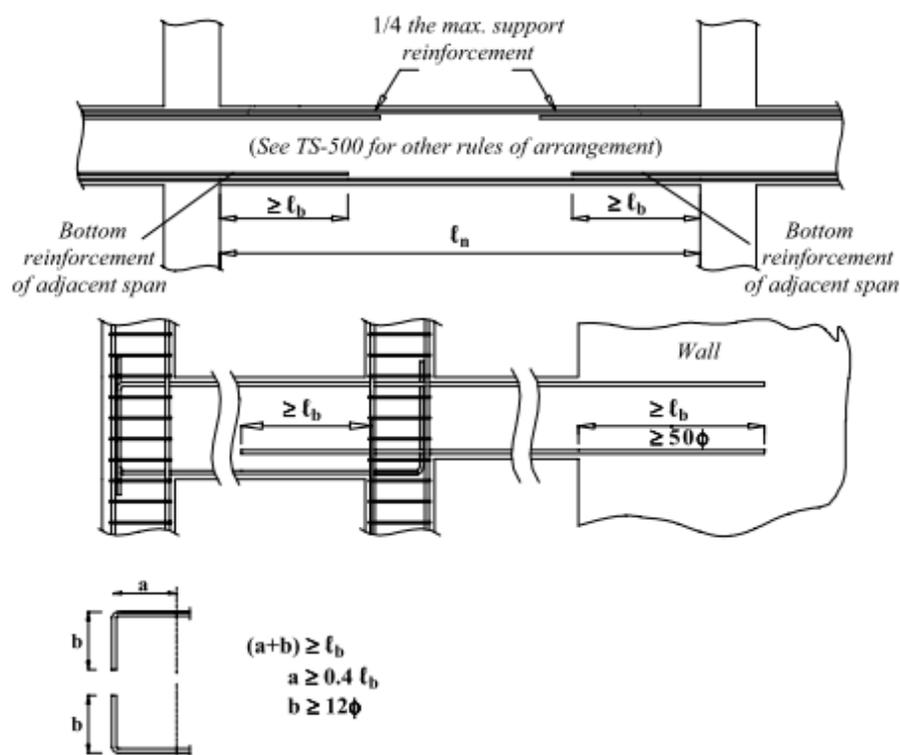


Figura 6.48 - Detalhe do comprimento de ancoragem em vigas segundo a norma sísmica Turca (No 23390 - Part III – Earthquake Disaster Prevention).

A norma sísmica turca define como a zona de confinamento uma região distanciada da face do apoio até duas vezes a altura da seção. Na zona de confinamento o primeiro estribo não deve estar afastado em mais de 5cm do apoio. O espaçamento entre estribos não deve ser maior que $\frac{1}{4}$ da altura da viga, oito vezes o menor diâmetro das armações longitudinais ou uma distância de 15cm conforme pode ser verificado na figura 6.49.

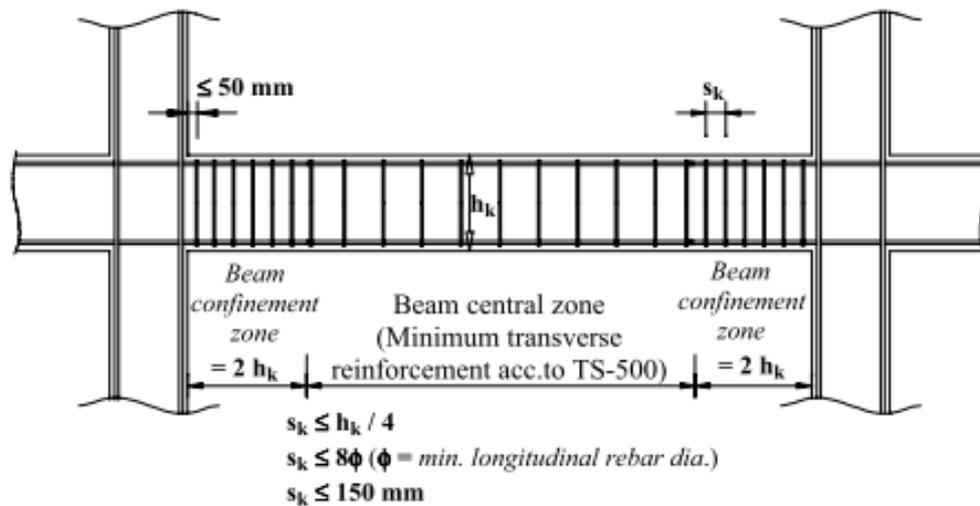


Figura 6.49 - Detalhe do espaçamento de estribos em vigas segundo a norma sísmica turca

6.7 Disposições construtivas de Lajes

Lajes funcionando como diafragmas rígidos, ligando os elementos verticais sismo-resistentes, devem ser verificados para os esforços internos decorrentes desta ação. Conexões adequadas entre os diafragmas e os elementos resistentes verticais devem ser projetadas.

Cuidados especiais devem ser tomados nas regiões de caixas de escadas e de elevadores, onde a continuidade dos diafragmas é em geral interrompida. Aberturas nas lajes devem ser verificadas para que não se constituam em pontos vulneráveis da estrutura que reduzam a resistência dos diafragmas. Quando necessário, elementos de reforço devem ser projetados nos contornos das aberturas.

O EUROCODE:2008 recomenda que para uma laje maciça em concreto armado seja considerada como diafragma a sua espessura deverá ser igual ou maior a 70mm e deverá ser armada nas duas direções horizontais com densidade de armação maior ou igual a armadura mínima.

6.8 Análises Comparativas entre as principais normas sísmicas internacionais e confronto com os prescritos pela NBR 6118:2007 e NBR 15421:2006.

Nesse item será feito uma análise crítica entre as principais orientações normativas internacionais e resumido uma série de sugestões a serem discutidas para uma possível revisão normativa da NBR 15421:2006.

6.8.1 Recomendações para Pilares

6.8.1.1 Dimensões Mínimas de Pilares

Uma das primeiras recomendações sobre Pilares de todas as normas se refere à limitação mínima da dimensão das seções dos pilares. O ACI e a Norma Turca recomendam que todas as faces de um pilar retangular possuam dimensões superiores a 25cm, já o EUROCODE recomenda uma dimensão mínima de 30cm. Para seções circulares o mínimo recomendado é também de 30cm segundo a norma Turca.

O ACI sugere ainda que a relação entre as dimensões da base e altura do pilar não sejam inferiores a 40% para evitar uma grande variação de rigidez entre os planos de carregamento.

Com relação à área total de uma seção de concreto armado a Norma Turca recomenda que se totalize no mínimo uma área equivalente a 750cm². Uma segunda restrição quanto à área mínima de concreto é estabelecido pela norma Turca requerendo que a área seja superior a razão da carga de projeto aplicada e 50% do fck.

Recomenda-se que seja revisada a NBR 15421:2006 para adaptação de algumas recomendações segundo a localização da zona sísmica limitando a dimensões mínimas dos pilares conforme recomendado por outras normas internacionais.

6.8.1.2 Densidade Mínima e Máxima de Armadura nos Pilares

As normas analisadas sugerem que a densidade mínima do concreto seja equivalente a 1,0% da área de concreto. Com relação a densidade máxima o EUROCODE e a norma Turca recomendam que seja limitada a 4,0% da área do concreto enquanto que o ACI recomenda que seja 6,0%.

A Norma Sísmica Turca apresenta uma referência mínima para a armação de pilares quadrados equivalentes a 4Φ16mm ou 6Φ14mm e para pilares de seção circular 6Φ14mm

A NBR 6118 recomenda que não seja ultrapassada em 8,0% a área de aço em pilares em relação à área do concreto. Recomenda-se que o grupo de estudos avalie uma possível redução do limite de armação para 6,0% em algumas zonas sísmicas mais críticas. Com relação ao diâmetro mínimo de barras poderia ser sugerida uma armação mínima para seções retangulares e para seções circulares como, por exemplo, 4Φ10mm e 6Φ10mm respectivamente.

6.8.1.3 Zonas Críticas de Pilares

O EUROCODE recomenda o estabelecimento de uma zona crítica em pilares definidos entre o maior valor dos seguintes parâmetros:

- 45cm;
- Maior dimensão da altura ou largura do pilar;
- Altura livre do pilar dividido por 6.

Nas zonas críticas é restringido que os estribos e ganchos possuam dimensões iguais ou superiores a 6mm.

O espaçamento entre estribos máximo nas zonas críticas dos pilares equivale à:

- 17,5cm;
- Menor dimensão da altura ou largura dividido por 2;
- 8 x Diâmetro da Armadura longitudinal mais espessa.

É de conhecimento técnico que durante a ocorrência de solicitações sísmicas as zonas críticas dos pilares apresentem maiores concentrações de cargas, portanto é sugerido que a NBR 15421:2006 regulamente também um detalhamento mais restritivo nessas regiões onde possivelmente o espaçamento entre estribos seja inferior ao limite permitido pela NBR 6118:2007 que equivale a 30cm e recomende que seja adotada uma dimensão mínima para estribos e ganchos, como por exemplo, de 60mm.

6.8.1.4 Pilares com Redução de Seção

A norma Turca recomenda que nos casos onde seja necessária uma redução de seção que não seja reduzido mais que 1/6 da seção do pilar entre pavimentos e as armações sem continuidade deverão ser ancoradas com a maior das dimensões entre 40 vezes o diâmetro da maior barra ou 1,5 vezes o comprimento de ancoragem inicial.

Sugere-se que as recomendações da norma sísmica turca dirigida à redução de seções sejam analisadas para uma possível implementação na NBR 15421:2006 em zonas sísmicas específicas, reduzindo pontos de grande variação de rigidez entre pavimentos sem gerar um grande acréscimo do custo da construção.

6.8.2 Recomendações para Vigas

6.8.2.1 Dimensões Mínimas das Vigas

O EUROCODE recomenda que a largura das vigas para estruturas sismo resistente seja igual ou superior a 20cm já o ACI recomenda que a dimensão mínima seja equivalente a 25cm. O ACI recomenda ainda que a relação mínima entre largura e altura das vigas seja igual ou superiores a 30%.

Outra recomendação do ACI se refere aos encontros entre vigas e pilares onde a dimensão do pilar paralelo à viga não deve ser inferior que 20x o diâmetro da maior armadura longitudinal.

Assim como sugerido para os pilares, recomenda-se a análise da NBR 15421:2006 para um possível incremento quanto a dimensões mínimas de vigas, por exemplo, 19cm para edificações localizadas em zonas sísmicas específicas.

6.8.2.2 Densidade Mínima e Máxima de Armadura nas Vigas

Segundo o ACI a densidade mínima das vigas deve ser equivalente a 14 dividido pela tensão de escoamento da armação (f_{yd}) e a densidade máxima igual a 2,5% da área de concreto da viga.

O EUROCODE recomenda que as vigas apresentem no mínimo 02 barras de 14mm tanto na face superior como na face inferior.

A Norma Turca e o ACI recomenda que $\frac{1}{4}$ da armação superior e inferior da região de maior densidade seja estendida até o apoio de forma contínua.

O ACI recomenda que o momento resistente positivo ou negativo ao longo da viga não seja inferior a 25% da resistência máxima proporcionada em qualquer um dos nós da viga.

Recomenda-se que o grupo de estudo para análise e revisão da NBR 15421:2006 adote limites de densidade de armadura nas vigas e estabeleça também armações mínimas em vigas, por exemplo, 02 barras de 10mm nas faces superiores e inferiores das vigas para edificações localizadas em certas zonas sísmicas.

6.8.2.3 Zonas Críticas das Vigas

O EUROCODE e a norma sísmica Turca recomendam que a zona crítica ou de confinamento seja definida até uma distância equivalente a 2 vezes a maior dimensão entre a altura e a largura da viga.

A armação da comprimida nessa zona deve ser igual ou superior a 50% da armação tracionada segundo o EUROCODE.

As armaduras nos pórticos dessa região devem ser contínuas e deve ser evitado ancoragem ou emendas de barras nessa zona.

O ACI preconiza que o espaçamento da armadura transversal nessa região seja menor ou igual a 10cm ou $\frac{1}{4}$ da largura da viga.

6.8.2.4 Armadura de Cisalhamento em Vigas

O EUROCODE recomenda que o diâmetro mínimo de estribos e ganchos seja equivalente a 6mm.

Analisando o espaçamento máximo o ACI, o EUROCODE e a norma sísmica Turca apresentam algumas semelhanças quanto aos valores limites que equivalem a:

- 24 x diâmetro do estribo;
- 8 x diâmetro da barra longitudinal;
- $\frac{1}{4}$ da Altura da viga.

Outra semelhança entre as três normas equivale ao requerimento que a primeira armadura de cisalhamento esteja distanciada no máximo igual a 5cm da face do apoio.

As normas sísmicas internacionais analisadas divergem quanto ao espaçamento máximo dos estribos, onde o ACI recomenda que o espaçamento máximo seja igual a 30cm, o EUROCODE equivale a 22,5cm e a norma Turca mais restritiva igual a 15cm.

Uma das principais recomendações sugeridas nessa dissertação para a NBR 15421:2006 esta representada junto a figura 6.45 sobre o detalhamento dos ganchos dos estribos em 135°, pois se refere a uma prática de baixíssimo custo que melhora e muito o desempenho dos elementos sismo resistentes. É sugerido também que o grupo de estudo da NBR 15421:2006 analise a possibilidade de adotar a distância entre os estribos mais restritivos em algumas zonas sísmicas.

6.8.2.5 Regiões de Traspasse e Ancoragem em Vigas

É recomendado pelo ACI que o traspasse seja evitado nas seguintes situações:

- Dentro dos nós ou das zonas críticas das vigas;
- Locais onde as armações de flexão tenham escoado devido ao deslocamento lateral.

A norma sísmica Turca requer que nas regiões que a ancoragem em vigas não for possível, deve ser dobrada em 90° e seu comprimento deve ser superior a 12 x diâmetro da armadura longitudinal e 40% superior ao comprimento de ancoragem inicial.

As duas recomendações sobre o traspasse e a ancoragem em vigas seguem também como sugestões para implementações junto a NBR 15421, pois não implicaria em acréscimos de custos muito representativos e contribuem para a melhora do desempenho sísmico.

CAPÍTULO 07: CONCLUSÕES

A dissertação em questão teve como objetivo primordial o desenvolvimento de subsídios voltados a projetos de estruturas sismo resistentes. Em seu corpo textual, foram abordados os conceitos explicativos sobre o fenômeno sísmológico, com explanações acerca dos fatores preponderantes a origem dos sismos e suas principais formas de propagação. Em seguida foram apresentados os dados históricos e estatísticos sobre as principais ocorrências sísmicas no Brasil e, em especial, no Nordeste brasileiro. Neste caminhar, após entender o que é o sismo e como ele vem ocorrendo, partiu-se para a concepção estrutural, analisando-se quais são as principais recomendações internacionais para um projeto sismo resistente, com a abordagem acerca da importância de cada um dos elementos estruturais em projetos sísmicos e as recomendações para que a partir de uma boa concepção estrutural se reduza os danos causados a estrutura submetida a solicitações sísmicas.

Na etapa seguinte, buscou-se compreender a norma sísmica brasileira NBR 15421:2006 através do detalhamento dos seus parâmetros e equacionamentos, comparando-a com diversas normas sísmicas internacionais, como as da América do Norte (ACI), Europa (Eurocode, IBC, norma suíça, norma turca), América Central (norma mexicana), Sul-Americanas (norma colombiana, peruana). Assim, com o entendimento da norma sísmica brasileira e a compreensão dos seus principais conceitos, desenvolveu-se um estudo de caso prático com a aplicação da NBR 15421:2006, através de um exemplo numérico, calculando-se os esforços sísmicos horizontais equivalentes e distribuindo o mesmo ao longo da estrutura.

Posteriormente, desenvolveu-se a modelagem de duas edificações com uso do software estrutural TQS. O primeiro modelo comparou uma edificação submetida às forças horizontais equivalentes, confrontando com uma análise modal baseada no espectro de resposta definido na NBR 15421:2006. O segundo modelo consistiu na escolha de um edifício comercial com irregularidades horizontais e verticais, submetido a uma análise modal com base no espectro de resposta da NBR 15421:2006, comparando-o com os valores dos esforços da mesma estrutura submetido a solicitações de vento.

Após as análises constatou-se que no primeiro modelo a estrutura considerada reproduziu esforços superiores às forças horizontais equivalentes, enquanto no segundo modelo os esforços estruturais obtidos apresentaram valores superiores aos obtidos através da ação do vento. É importante ressaltar, entretanto, que esses resultados não podem ser extrapolados para todas as edificações, pois os resultados representam um grupo amostral muito pequeno, sendo necessário o desenvolvimento de um estudo mais extenso para conclusões mais amplas.

A etapa seguinte foi constituída por um estudo do detalhamento estrutural das estruturas sismo resistentes com o objetivo de aumentar a ductilidade da estrutura.

Neste sentido, verificou-se que a norma sísmica brasileira NBR 15421:2006 é praticamente omissa, tanto no aspecto de detalhamento, quanto na concepção estrutural, diferentemente de outras normas internacionais como o ACI, EUROCODE e a norma turca.

Por fim, foi desenvolvida uma análise das principais orientações sísmicas dessas normas no tocante ao detalhamento e apresentada uma série de comparações com os valores prescritos na NBR 6118:2007 e NBR 15421:2006.

7.2 Sugestões para trabalhos futuros

A partir dos estudos desenvolvidos nesta dissertação, tendo em vista todas as suas limitações e conclusões, sugerem-se alguns pontos que poderão ser trabalhos em estudos futuros, em busca de uma ampliação cada vez maior frente ao conhecimento na parte de sismos em projetos estruturais.

O estudo desenvolvido nessa dissertação limita-se apenas a 02 modelos, ou seja, os dados apresentados ainda não são representativos de todas as tipologias de edificações. Recomenda-se, portanto, que seja ampliado consideravelmente o universo amostral dos modelos simulados, considerando uma maior variação no número de pavimentos, bem como outras formas de edifícios com diferentes irregularidades horizontais e verticais para se compreender melhor os impactos das solicitações sísmicas em edificações localizadas no Brasil.

Outra linha de estudo que poderá vir a contribuir significativamente para a engenharia sísmica brasileira é o desenvolvimento de espectros de resposta representativos para as regiões de maior incidência sísmica do Brasil, verificando-se, em conjunto, como as solicitações sísmicas ocorrem em solos argilosos, arenosos e qual são as consequências de um sismo a locais mais afastados do seu epicentro.

Recomenda-se também que sejam desenvolvidas análises práticas comparativas do detalhamento de estruturas de concreto, baseadas nas prescrições requeridas nas principais normas sísmicas internacionais e se quantifique o impacto financeiro da adaptação dessas recomendações ao projeto.

Por último, recomenda-se o desenvolvimento de estudos semelhantes para edificações em alvenaria estrutural e estruturas pré-moldadas submetidas a solicitações sísmicas, assim como a revisão da norma sísmica brasileira NBR 15421:2006, atendendo a critérios de projetos relacionados à concepção estrutural e detalhamento de estruturas.

BIBLIOGRAFIA

AISC 341, 2005, Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, including Supplement No.1, ANSI/AISC 341s1-05, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.

ALI, A.K., KRAWINKLER, H. Effects of Vertical Irregularities on Seismic Behavior of Building Structure. PhD. Dissertation, Department of Civil and Environmental Engineering, Stanford University, California, U.S.A, 1998.

ALMEIDA, A. A. D. Análise Probabilística de Segurança Sísmica de Sistemas e Componentes Estruturais, Tese (doutorado), PUC/Rio de Janeiro; 2002.

ALMEIDA, J. (2007) – “Acetatos das aulas Teóricas da Disciplina de Estruturas de Edifícios”, IST, Lisboa.

AMARAL C. A. Correlação entre contexto morfoestrutural e sismicidade nas regiões de João Câmara e São Rafael. Natal, 2000. Dissertação (mestrado) – Universidade Federal do Rio Grande do Norte.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (ACI). (2006). Building code requirements for structural concrete, ACI 318-06 and ACI 318-06R, ACI, Farmington Hills, Mich.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE 318 (ACI), 2005, Building Code Requirements for Structural Concrete, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI.

AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERING (ASCE) – Guidelines for Seismic Evaluation and Design of Petrochemical Facilities. Second Edition 2010.

AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERING (ASCE), 1984, Guidelines for the Seismic Design of Oil and Gas Pipeline Systems, American Society of Civil Engineers, Committee on Gas and Liquid Fuel Lifelines, New York, NY.

AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERING 31 (ASCE), 2003, Seismic Evaluation of Existing Buildings, American Society of Civil. Reston, VA.

AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERING 41 (ASCE), 2006, Seismic Rehabilitation of Existing Buildings, American Society of Civil Engineers, Reston, VA.

AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS (ASCE). ASCE/SEI 7-05 – Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures. United States, 2005.

AMERICAN SOCIETY OF HEATING, REFRIGERATING AND AIR-CONDITIONING ENGINEERS (ASHRAE-90316). Practical Guide to Seismic Restraint: 2011.

APPLETON, J. ; GOMES, A. (2008) – “Noções sobre Concepção de Edifícios em Zonas Sísmicas”, IST, Lisboa.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 14432:2000 – Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações – Procedimentos.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 15421:2006 – Projeto de estruturas resistentes a sismos – Procedimentos.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 6118:2007 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimentos.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 6502:2006 – Classificação das Rochas.

ASSUMPÇÃO, M. 1987. Esforços litosféricos no Brasil e estudo do mecanismo focal em João Câmara. In: Bueno Perez, A.A. ed. Simpósio sobre a sismicidade atual em João Câmara, RN. Rio de Janeiro. p.13-16.

BARBART, A. 1960. El riesgo sísmico em el diseño de edificios, calidad siderúrgica Madrid, España.

BELES, A.; IFRIM, M; GARCÍA, A. 1975. Elementos de ingeniería sísmica. Barcelona. Ediciones Omega.

BENTO, R., FALCÃO, S., RODRIGUES, F. Avaliação Sísmica de Estruturas de Edifícios com Base em Análises Estáticas Não Lineares. In: *Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica*, Porto, Portugal.

BERROCAL, J.; Assumpção, M.; Antezana, R.; Dias Neto, C.M.; Ortega, R.; França, H.; Veloso, J.A.V. 1984. Sismicidade do Brasil. São Paulo: IAG/USP/CNEN.

BLANDÓN, Norma Auxiliadora Rodrigues. Tese de doutorado: Dissipação de energia em estruturas de edifícios sob ação sísmica. Rio de Janeiro, 2003.

CELIK, C. C. Probabilistic Seismic Vulnerability Assessment of Concrete Frames – Performance Evaluation in Regions of Low-to-moderate Seismicity. VDM Verlag KG, 2008.

CLOUGH R.W.; PENZIEN J.. Dynamics of Structures. Tokio, McGraw-Hill Inc, 1969.

CORIOLOANO, A. C. F. 1998. Mapeamento geológico-estrutural ao longo da Falha de Samambaia- João Câmara (RN). Departamento de Geologia, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal/RN, Relatório de Graduação.

DHAKAL, R., FENWICK, R. Detailing of Plastic Hinges in Seismic Design of Concrete Structure, Structural Journal. In: *American Concrete Institute*, U.S.A, 2008.

DAVIDOVICI, V.: La construction en zone sismique. Paris: Le moniteur, 1999.

EUROCODE 08. Seismic Design of Buildings Worked Examples. European Committee for Standardization, Lisbon. 2011.

FEMA 222A, 1994, National Earthquake Hazard Reduction Program Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings, Building Seismic Safety Council, Washington, DC.

FEMA 454, 2004, National Earthquake Hazard Reduction Program Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures, Building Seismic Safety Council, Washington, DC.

FEMA 302, 1997, National Earthquake Hazard Reduction Program Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures, Building Seismic Safety Council, Washington, DC.

FEMA 454, 2007, National Earthquake Hazard Reduction Program Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures - Part 1 Provisions and Part 2 Commentary, Building Seismic Safety Council, Washington, D.C.

FERNANDES, C.A. Análise Sísmica de Edifícios de Betão Armado segundo o Eurocódigo 8 – Análise Lineares e Não Lineares. Dissertação de mestrado, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa, Portugal, 2007.

FERREIRA, J.M. 1995. Sismicidade e esforços no Nordeste do Brasil. Instituto de Astrofísica e Geologia, Universidade de São Paulo, São Paulo, Tese de Doutorado.

GALÍNDEZ, N. Desempeño de Pórticos de Acero Resistentes a Momento Diseñados de Acuerdo con la NSR-98. Tesis para optar por el título de Magíster, Facultad de Ingeniería, Universidad del Valle, Cali, Colombia, 2005.

GEOFORSCHUNGSZENTRUM-POTSDAM. Global Seismic Hazard Map. In: www.gfz-potsdam.de/pb5/pb53/projects/en/gshap/menue_gshap_e.html (1999).

GHOSH, S.K. ; FANELLA, D. A. Seismic and Wind Design of Concrete Buildings (2000IBC, ASCE 7-98, ACI 318-99). International Code Council INC, Country Club Hills, IL. 2004.

GUERREIRO, L. Ação Sísmica, Engenharia Sísmica de Pontes. Lisboa, 2011. Dissertação (mestrado) – Instituto Superior Técnico.

HASUI, Y. ; PONÇANO, W.L. Geossuturas e Sismicidade no Brasil. ABGE, Anais do Cong. Bras. Geol. Eng., São Paulo, 1: pp. 331-338, 1978.

HOUSNER G.W. (1947). Characteristic of Strong-Motion Earthquake. BSSA, vol. 37, pp. 19-31.

INTERNATIONAL BUILDING CODE (IBC), International Building Code, International Code Council, Country Club Hills, IL. 2006.

INTERNATIONAL CODE COUNCIL (ICC). International Code Council. Country Club Hills, Ill. 2009.

LEI nº 8.078, de 11 DE Setembro de 1990, de Proteção e Defesa do Consumidor

LEI nº 4.150, de 21 de Novembro de 1962, que regulamenta as obras públicas.

LOPES, M; AZEVEDO, J.J. (1988) – “Aplicação do Método de Análise Estática na Determinação dos Efeitos da Acção dos Sismos a Edifícios de Estrutura Mista Pórtico-Parede”, Jornadas sobre a Nova Regulamentação Portuguesa de Estruturas, Porto.

LESTUZZI, P. Séismes et construction. Laussane: Presses polytechniques et universitaires romandes, 2008a.

LESTUZZI, P. Non-linear seismic behavior of structures with limited hysteretic energy dissipation capacity. Earthquake Eng. 2008b.

LINDEBURG, M. R.; MCMULLIN, K. M. Seismic Design of Building Structures: A professional's Introduction to Earthquake Forces and Design Details. 9th ed. Belmont: Professional Publications, Inc., 2008.

MATHEU, E. E., et al. Determination of Standard Response Spectra and Effective Peak Ground Accelerations for Seismic Design and Evaluation. USA. Army Corps of Engineers (USACE), ERDC/CHL CHETN-VI-41, December 2005.

MACNAB, C. (2005) – “The World's Worst Historical Disasters”, Grange Books, Rochester.

MICHALIS, F., DIMITRIOS, V., MANOLIS, P. Evaluation of the Influence of Vertical Irregularities on the Seismic Performance of a Nine-Story Steel Frame. In: *Wiley Online Library (www.interscience.wiley.com)*, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, U.S.A, 2006.

MIRANDA P. S. T (2010) AVALIAÇÃO DA VULNERABILIDADE SÍSMICA NA REALIDADE PREDIAL BRASILEIRA. Dissertação de mestrado – Universidade Federal do Ceará.

MONTEIRO, V. ; CARVALHO, E.C. (1985) – “Comportamento de Elementos de Betão Armado Sujeitos a Acções Repetidas e Alternadas”, Curso sobre Estruturas de Betão Armado sujeitas à acção dos sismos, LNEC, Lisboa.

MONTARDO, Doris Ketzer. Afinal, acontecem Terremotos no Brasil? Simpronoroeste. Artigo Nº164, dez.2006. Disponível em <http://www.sinpronoroeste.org.br>

INAN, T., KORKMAZ, K. Evaluation of Structural Irregularities Based on Architectural Design Consideration in Turkey. In: *Structural Survey - Emerald Group Publishing Limited*, U.S.A, 2011.

NAKANO, Y. Ductilidade y Diseño Estructural de los Edificios de Concreto Reforzado. In: *Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED)*, México DF, 1990.

NATIONAL BUILDING CODE (NBC) E.30, Technical Standard of Building Earthquake-Resistant Design, Peru Lima, 2003.

NASCIMENTO, A.F. 1997. Estudo da sismicidade induzida pelo reservatório da Barragem do Assu (RN). PPGG/UFRN, Natal/RN, Dissertação de Mestrado.

NEVES A. S. Comportamento Sísmico de Pavimentos Realizados com Painéis do Tipo Pré-Laje com Aligeiramento. 6º CONGRESSO DE SISMOLOGIA E ENGENHARIA SÍSMICA. Porto, 2006.

NORMA CHILENA OFICIAL. NCh 433:2009 – Diseño sísmico de edificios – Earthquake resistant design of buildings. Santiago, 2009.

NORMA Oficial Mexicana NOM-116-SEMARNAT:2005, Que establece las especificaciones de protección ambiental para prospecciones sísmológicas terrestres, ganaderas y maritimas.

NORMA Oficial Turca No 23390 - Part III – Earthquake Disaster Prevention (Chapter 5 through Chapter 13) – Ministry of Public Works and Settlement Government of Republic of Turkey. Istanbul, Turkey, 1998.

OLIVEIRA D. V.; CÉSAR M. T. B. Comportamento Sísmico de Edifícios com Paredes Resistentes. 7º CONGRESSO DE SISMOLOGIA E ENGENHARIA SÍSMICA. Lisboa, 2007.

PECKER A. (1984). "Seismic design of shallow foundations". State of the Art: 10th European Conference on Earthquake Engineering, Duma Ed., Balkema, pp 1001-1010.

PEÑA, L. A. P. (2012). Análise dos efeitos provocados por abalos sísmicos em estruturas irregulares. Dissertação de Mestrado em Estruturas e Construção Civil, Publicação E.DM-002A/12, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF.

PLUMIER A. (2007) Guidelines for Seismic Vulnerability Reduction in the Urban Environment. IUSS Press. 2007.

POUCA, N. S. V. Simulação Numérica da Resposta Sísmica de Elementos Laminares em Betão Armado. Porto, 2001. Dissertação (doutorado) – Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

PROENÇA, J.M.; et al (2007) – “Contributo das Paredes de Alvenaria para o Comportamento Sísmico de Estruturas de Betão Armado. Pesquisa e Recomendações para Modelação e Análise”, Sísmica 2007, FEUP, Porto.

REGULAMENTO COLOMBIANDO DE CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE – NSR-10. Bogotá, 2010.

RODRIGUES, H. F. P. Comportamento Sísmico de Edifícios irregulares de betão armado 2006. Dissertação Doutorado - Universidade de Aveiro - Portugal.

SAADI, Allaoua. Neotectônica da plataforma brasileira: esboço e interpretação preliminares. Geonomos, São Paulo, 2002.

SAADI, Allaoua. Falhas Geológicas Brasileiras. ABGE, Anais do Cong. Bras. Geol. Eng., São Paulo pp. 215-221, 2007.

SAMPAIO, A. Estudo Comparativo de Normas de Projeto de Estruturas Sismo-Resistentes da América Latina, Dissertação de Mestrado, Programa Pós-Graduação de Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto, Brasil, 1998.

SANTOS S. H. C.; LIMA S. S.; SILVA F. C. M. Risco Sísmico na Região Nordeste do Brasil, Revista Concreto – IBRACON, n.3, vol.3. 2010.

SANTOS S. H. C.; LIMA S. S. Subsídios para uma futura normalização brasileira para resistência anti-Sísmica das estruturas de concreto de edifícios - IBRACON, n.1, vol.1.2005.

SANTOS S. H. C.; LIMA S. S.; JUDICE F. M. S.; GOMES R. R. S.. Impacto Econômico da Consideração das Forças Sísmicas no Projeto de uma Ponte no Nordeste Brasileiro, II Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas – IABSE 2007.

SANTOS S. H. C.; LIMA S. S. Estimativa do Impacto no Projeto de Edificações da Proposta de Norma Brasileira de Sismos - Revista IBRACON, n48. 2006.

SANTOS S. H. C.; LIMA S. S. The New Brazilian Standard for Seismic Design. In: The 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China, 2008, Proceedings.

SANTOS S. H. C.; LIMA S. S. Estudo da Zonificação Sísmica Brasileira Integrada em um Contexto Sul-Americano. XVIII Jornadas Argentinas de Ingeniería Estructural, Buenos Aires, 2004.

SANTOS S. H. C.. Aplicação dos Modelos de Biela-Tirante ao Projeto de Estruturas Sismo-Resistentes. Rio de Janeiro, 1992. Tese de Doutorado - COOPE/UFRJ.

SANTOS S. H. C. Considerações sobre a Redução das Forças Sísmicas Devido aos Efeitos de Não-Linearidade Física nas Estruturas de Concreto Armado – III CONGRESSO TQS. 2010

SCARLAT A. S. Approximate Methods in Structural Seismic Design – E&FN Spon, New York , US - 1996.

BACHMANN, H. Seismic Conceptual Design of Buildings – Basics principles for engineers, architects, building owners, and authorities. Swiss Agency for Development and Cooperation. Zurich, 2003.

SEISMIC LOADS – Guide to the Seismic Load Provisions of ASCE 7:2005. ASCE Press.

STOLOVAS, S. Análise simplificada da vulnerabilidade sísmica de estruturas e sua adaptação ao Brasil. Engenharia de Estruturas, 2009.

SCHWIZER CODE SIA 261 – REGISTERED CODE OF THE SWISS STANDARDS ASSOCIATION – Actions on Structures, Switzerland Zurich, 2003.

TEIXEIRA, W. Decifrando a Terra, Oficina de textos, USP, 2000.

TORRES, H.H.F. Metodologia para estudos neotectônicos regionais; o caso João Câmara. Recife: CPRM, 1994. 50p. il. Série Publicações Especiais, 3).

UNITED STATES GEOLOGICAL SURVEY (USGS). Seismic Hazard Map of South America. In: <http://earthquake.usgs.gov/research/hazmaps/index.php> (2006).

UNITED STATES REGULATORY COMMISSION (USNRC). Regulatory Guide 1.61, “Damping Values for Seismic Design of Nuclear Power Plants,” U.S. Atomic Energy Commission, Washington, DC, October 1973.

UNITED STATES ARMY CORPS OF ENGINEERS – Technical Instructions for Seismic Design for Buildings. Wasjigton-DC, 1998.

VELOSO J.A. Sismicidade do Brasil - IAG/USP/CNEN. São Paulo, 2008.

WIGHT G. F.. AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. Earthquake Effect on Reinforced Concrete Structures, Detroit, 1985.

YASHINSKY, M. (1999) – “Structural Engineering Handbook”, CRC Press LLC, Boca Raton