

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

ESTUDO DE ANÁLISE DINÂMICA E MÉTODOS DA NBR 15421
PARA PROJETO DE EDIFÍCIOS SUBMETIDOS A SISMOS

Dissertação submetida à Universidade Federal de Santa Catarina como requisito parcial exigido pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil - PPGEC, para a obtenção do Título de MESTRE em Engenharia Civil

RONALDO PARISENTI

Florianópolis, setembro de 2011

ESTUDO DE ANÁLISE DINÂMICA E MÉTODOS DA NBR 15421
PARA PROJETO DE EDIFÍCIOS SUBMETIDOS A SISMOS

RONALDO PARISENTI

Dissertação julgada adequada para a
obtenção do Título de MESTRE em
Engenharia Civil e aprovada em sua
forma final pelo Programa de Pós-
Graduação em Engenharia Civil -
PPGEC da Universidade Federal de
Santa Catarina – UFSC

Prof^a. Janaide Cavalcante Rocha - Coordenadora do PPGEC

Prof^a. Henriette Lebre La Rovere - Orientadora

COMISSÃO EXAMINADORA:

Daniel D. Loriggio – ECV/UFSC

Leandro Fleck Fadel Miguel - ECV/UFSC

Eliane Maria Lopes Carvalho - UFF

SUMÁRIO:

1	INTRODUÇÃO	13
1.1	Justificativa	14
1.2	Objetivos	16
1.3	Estrutura da dissertação	17
2	REVISÃO DE SISMOLOGIA	18
2.1	Conceitos sobre a estrutura da terra e origem dos terremotos	18
2.1.1	<i>Placas Tectônicas</i>	20
2.2	Sismos	23
2.2.1	<i>Intensidade dos terremotos</i>	25
2.2.2	<i>Os piores terremotos da história</i>	28
2.3	Sismicidade brasileira	33
2.3.1	<i>Histórico de sismos no território brasileiro</i>	35
2.3.2	<i>Falhas geológicas no território brasileiro</i>	37
3	REVISÃO DE ANÁLISE DINÂMICA E SISMICA	39
3.1	Análise dinâmica - sistema de um grau de liberdade	39
3.1.1	<i>Sistema de 1 grau de liberdade generalizado</i>	40
3.1.1	<i>Sistema de 1 GL submetido à vibração livre</i>	41
3.1.2	<i>Amortecimento no processo vibratório</i>	46
3.2	Análise dinâmica - Sistema de vários graus de liberdade ..	48
3.2.1	<i>Análise por superposição modal</i>	51
3.3	Acelerogramas	56
3.4	Análise sísmica	59
3.4.1	<i>Análise sísmica - sistema de um grau de liberdade</i>	59
3.4.2	<i>Análise sísmica -sistema de vários graus de liberdade</i>	61
3.4.3	<i>Análise sísmica – por superposição modal</i>	64
3.4.4	<i>Análise sísmica por espectro de resposta</i>	67
4	PROJETO DE ESTRUTURAS SISMO-RESISTENTES	74
4.1	Normalização brasileira para projeto de estruturas resistentes a sismos	74
4.1.1	<i>Considerações iniciais sobre ações e segurança</i>	74
4.1.2	<i>Zoneamento sísmico brasileiro</i>	75
4.1.3	<i>Definição das categorias de estruturas para análise sísmica</i> .	75
4.1.4	<i>Limites de deslocamentos da estrutura</i>	77
4.2	Categoria de utilização da edificação	77
4.3	Influência do tipo de solo no tremor	78

Estudo de análise dinâmica e métodos da NBR 15421 para o projeto de edifícios submetidos a sismos – Mestrando: Ronaldo Parisenti

4.4	Métodos para análise de estruturas resistentes a Sismos conforme NBR 15421	81
4.4.1	<i>Método de força estática equivalente – categoria A</i>	81
4.4.2	<i>Método de força estática equivalente – categorias B e C</i>	81
4.4.3	<i>Método de resposta espectral</i>	88
4.4.4	<i>Análise dinâmica no tempo com acelerações de terremotos aplicados nos apoios (time-history analysis)</i>	94
4.5	Mitigação de danos estruturais devido aos sismos.....	94
4.5.1	<i>Princípios básicos de concepção estrutural</i>	95
4.5.2	<i>Arranjos arquitetônicos indesejados</i>	97
4.5.3	<i>Detalhamento das armaduras:</i>	102
4.5.4	<i>Danos não estruturais</i>	104
5	ANÁLISE DE EDIFÍCIOS SUBMETIDOS A SISMOS	106
5.1	Exemplos de edifícios utilizados nas análises	106
5.2	Estudo Paramétrico	110
5.2.1	<i>Consideração dos diferentes tipos de solo</i>	111
5.2.2	<i>Estudo do tipo de sistema sismo-resistente</i>	118
5.2.3	<i>Categoria de utilização da edificação</i>	123
5.3	Considerações iniciais sobre a comparação de métodos de análise sísmica de edifícios.	124
5.3.1	<i>Explicação do coeficiente C_s do método de forças equivalentes a partir de método analítico.....</i>	124
5.3.2	<i>Análise modal dos Modelos 1, 2 e 3</i>	125
5.3.3	<i>Acelerogramas de terremotos reais.....</i>	132
5.4	Comparação entre os métodos de forças estáticas equivalentes e o de resposta espectral, segundo NBR 15421	137
5.4.1	<i>Exemplos iniciais.....</i>	137
5.4.2	<i>Exemplos com Modelo 1 e Modelo 3.....</i>	146
5.5	Comparação entre métodos de análise sísmica	155
5.5.1	<i>Influência do número de modos de vibração e do número de pavimentos</i>	156
5.5.2	<i>Influência da rigidez da estrutura</i>	158
5.5.3	<i>Deslocamentos máximos no topo da edificação.....</i>	172
5.5.4	<i>Comportamento da estrutura ao longo do tempo.....</i>	173
5.5.5	<i>Espectros de resposta de aceleração espectral do Modelo 1 com 10 pavimentos obtidos pelo SAP2000 V11</i>	178
5.5.6	<i>Esforços na base dos pilares</i>	179
5.6	Comparação com esforço do vento	180
5.6.1	<i>Comparação entre força estática equivalente devido a vento e a sismo</i>	182

Estudo de análise dinâmica e métodos da NBR 15421 para o projeto de edifícios submetidos a sismos – Mestrando: Ronaldo Parisenti

5.6.2	<i>Comparação entre forças estáticas equivalentes devido a vento e a sismo, majoradas por coeficiente de segurança.....</i>	187
6	CONCLUSÕES	192
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	195
	Normas técnicas, artigos e livros.....	195
	Páginas consultadas na internet.....	198
	ÍNDICE DE FIGURAS.....	200
	ANEXO A. Programação MathCAD - Análise estática equivalente da NBR 15421.	208
	ANEXO B. Programação MathCAD – Exemplo de aplicação do espectro de resposta de projeto.....	214

AGRADECIMENTOS

À pós-graduação em engenharia civil da UFSC, pela oportunidade.

À professora Henriette Lebre La Rovere, pela excelente orientação.

Ao colega de mestrado Adolfo Nallar, pela troca de experiências, mesmo em poucas oportunidades.

À AltoQi Tecnologia, por possibilitar minha qualificação profissional.

À Paola, por rir e chorar junto, ajudando a me manter firme nos objetivos.

À família, por oferecer condições para que eu chegasse até aqui, em especial minha mãe, que sempre incentivou os estudos.

Aos amigos, por estarem sempre por perto construindo momentos de alegrias.

À força maior, que sempre me ajuda e acompanha.

RESUMO

Este trabalho tem como objetivo realizar um estudo de análise dinâmica de edifícios de concreto armado submetidos a sismos, com ênfase na aplicação em projeto estrutural. Inicialmente é feita uma revisão geral de sismologia, análise dinâmica e sísmica e, em seguida, apresentam-se os critérios de projeto da norma brasileira NBR 15421 para o projeto de estruturas sísmo-resistente. Para alguns exemplos de edifícios avaliam-se primeiramente os diversos parâmetros de projeto da norma que influenciam na obtenção das forças horizontais sísmicas, tais como, tipo de sistema estrutural, tipo de solo, frequência natural de vibração da estrutura, aceleração sísmica de projeto etc. Aplicam-se em diferentes modelos de edifícios os dois métodos simplificados da norma, o de cargas estáticas equivalentes e o de análise por espectro de resposta, comparando-se os resultados obtidos. Em seguida, comparam-se os esforços cortantes nas bases dos pilares e os deslocamentos máximos no topo dos edifícios obtidos pelos métodos simplificados da norma e os obtidos por uma análise dinâmica no tempo, utilizando-se superposição modal e aplicando-se acelerações nas bases dos pilares provenientes de acelerogramas de diversos terremotos ocorridos em diferentes países. Nessa comparação considera-se que os edifícios têm comportamento elástico-linear e fundações fixas (solo infinitamente rígido). Para cada exemplo de edifício varia-se o número de pavimentos. Também é feita uma comparação dos esforços na base dos edifícios obtidos pela ação do vento e pela ação de sismos, usando-se o método simplificado de forças estáticas equivalentes. Ao final do trabalho extraíram-se algumas conclusões e recomendações.

ABSTRACTS

The aim of this work is to study the dynamic behavior of reinforced concrete buildings subjected to seismic action, with emphasis given to design of earthquake-resistant structures. A general review of seismology and of seismic analysis is initially performed. Next the design criteria of the Brazilian Code NBR15421 for design of earthquake-resistant structures are presented. The various parameters that influence the equivalent horizontal seismic forces, such as type of structural system, soil type, natural frequencies of the structure, seismic design acceleration, etc., are then evaluated for some building examples. The two simplified methods recommended by NBR15421, i.e., the equivalent static load method and the response spectrum analysis, are applied to different building models and their results are compared. In the sequence, a comparison between the shear forces at the building base and the maximum displacement at the top, obtained by the simplified methods and also by a time-domain analytical method is performed. The time-domain method utilizes modal superposition, and accelerations, derived from earthquake accelerograms which occurred in different countries, are applied the building base. In this comparison it is assumed that the buildings behave linear-elastically and that the foundations are fixed (infinitely rigid soil). For every building example the number of floors is varied. A comparison of shear forces at the building base caused by wind and by seismic action is also performed, using the simplified equivalent static force method. Conclusions and a few recommendations are extracted at the end of the work.

1 INTRODUÇÃO

O crescimento dos grandes centros urbanos tem criado a necessidade de se construir edificações de maior porte, para atender à demanda populacional concentrada em pequenas áreas. Assim, edificações mais altas e esbeltas vêm sendo construídas, onde as ações dinâmicas se tornam mais importantes.

Um estudo comparativo da importância dos esforços de vento e sismos foi apresentado por Santos, 2004, mostrando a influência desses diferentes efeitos na edificação. Neste estudo, verificou-se que para edifícios com altura inferior a 20 pavimentos, a influência de ações sísmicas pode ser mais importante que a ação do vento (existem variantes, porém, é um parâmetro de ordem de grandeza). Dentro deste contexto e onde grande parte das edificações brasileiras se enquadra, observa-se a importância de se considerar esse tipo de ação para dimensionamento da estrutura.

Considerando também que no Brasil já foram registrados abalos sísmicos em diferentes regiões, um conjunto de estudos incentivou a elaboração de uma norma brasileira, a NBR15421:2006 - Projetos de estruturas resistentes a sismos, para especificar os locais onde as verificações de segurança de estruturas sob ações sísmicas são necessárias e também os procedimentos para projeto destas estruturas.

Nesse contexto, considerando a existência de sismos no Brasil e a tendência de se construir edificações mais esbeltas, mais suscetíveis aos efeitos dinâmicos, a consideração de análise dinâmica ganha maior importância no projeto estrutural de edifícios.

Desta maneira, este trabalho será dedicado a estudar os métodos de análise dinâmica e de análise estática equivalente, propostos na recém lançada NBR 15421:2006, para edifícios submetidos a ações sísmicas. O objetivo é entender e avaliar os principais parâmetros que influenciam nos resultados, dos quais se pode citar os períodos naturais da estrutura, rigidez e geometria da edificação, importância da aceleração sísmica e tipo de solo no local onde a obra será construída; e a influência dos tipos de sistema sismo-resistente e de detalhamentos. Busca-se avaliar também o uso dos espectros de respostas de projeto da NBR 15421 em comparação com as respostas dinâmicas obtidas ao se aplicar acelerogramas de sismos reais na base dos edifícios.

1.1 Justificativa

No Brasil, observaram-se historicamente regiões com atividades sísmicas significativas, de tal forma que foi elaborada recentemente uma norma brasileira para projeto de estruturas resistentes a sismos (NBR 15421:2006). Embora esta norma prescreva que em grande parte do território brasileiro não se faz necessário a aplicação de carregamentos sísmicos nos projetos de edificações (denominada zona “0”-zero), estando inclusa nessa região os locais mais densamente povoados (Região Sul e Sudeste, por exemplo), em outras regiões, se exige essa aplicação (classificadas em zonas 1, 2, 3 e 4), como parte do Nordeste e nas proximidades da região Centro-Oeste e Norte do país, junto aos limites territoriais dos países sul-americanos vizinhos, logo mais próximas às extremidades da placa tectônica. Sendo assim, ao projetar edificações nesses locais, é necessário o devido conhecimento dos métodos de dimensionamento da estrutura sob ação sísmica para garantir a segurança dos usuários.

Conforme zoneamentos sísmicos da NBR 15421, existem diversas regiões no Brasil que apresentam terremotos, porém, muitos, com magnitude não tão elevada (variando entre 3 a 5 pontos na escala Richter), como o que ocorreu em João Câmara - RN em 1986, com magnitude da ordem de 5 pontos. É importante ressaltar que o grande problema, não são os sismos de magnitude 3, 4 ou 5, e sim as edificações que não foram projetadas para resistir a essa magnitude (especialmente porque não existia uma norma para construção de edificações resistentes a sismos no Brasil). Assim, a nova norma brasileira tem importância significativa na tentativa de mitigar possíveis danos em estruturas cuja ruína total ou parcial possa impedir ou dificultar a segurança ou socorro de pessoas, especialmente em regiões onde se costuma registrar tremores, por meio do planejamento de construções menos vulneráveis, preenchendo a lacuna referente à análise sísmica em estruturas, o que não existia no Brasil.

Ressalta-se, porém, que nas zonas classificadas como de risco “0” pela NBR 15421:2006, já ocorreram sismos importantes como Porto dos Gaúchos (região norte do Mato Grosso – situado próximo à linha que divide a região classificada como zona 0 e zona 1 definidas pela norma brasileira), onde em janeiro de 1955, ocorreu um terremoto de grande magnitude, 6,26 pontos na escala Richter (o maior já registrado no Brasil). Mais recentemente (abril de 2008), no litoral de São Paulo (no oceano Atlântico a 270 km da cidade São Paulo), registrou-se um tremor de magnitude 5,2 pontos na escala Richter. Este evento, que

ocorreu posteriormente ao lançamento da norma brasileira de sismos, foi sentido na região do estado de São Paulo adjacente ao litoral, que está classificada como zona 0 (zero) segundo a norma, ou seja, não se faria necessária a consideração das ações sísmicas nesta região.

Deve-se observar que no Brasil, apesar de estar situado em grande parte na região central de uma placa tectônica, em geral menos suscetível a sismos, existem os chamados “terremotos intraplaca”. Atualmente foram localizadas 38 falhas sísmicas ativas no território nacional, sendo que apenas a falha de Samambaia (situada no nordeste) foi parcialmente medida. Essas falhas ocorrem desde o norte até o sul do país, onde se localiza a falha de Pelotas (RS), conforme apresentado por NALLAR, 2006.

Assim, cabem muitas discussões sobre a consideração ou não das ações sísmicas, tendo em vista esses eventos recentes e a atividade de novas falhas sísmicas, indicando que os terremotos podem ocorrer em qualquer região do país, mesmo que em menor magnitude, mas, ainda assim, importantes, e talvez, seja necessário, em uma futura revisão, atualizar as zonas sísmicas da norma NBR15421:2006.

É importante citar que a consideração das ações sísmicas no projeto estrutural de edifícios pode ser complexa, especialmente devido aos diferentes modelos arquitetônicos e estruturais de diversos materiais que vêm sendo utilizados no Brasil. Não havia a preocupação de se projetar sistemas estruturais sismo-resistente, inclusive com detalhamento adequado das ligações, para prover ductilidade e dissipação de energia, sendo os edifícios projetados para resistir a forças horizontais causadas apenas pela ação do vento (ação estática equivalente). Além disso, os projetistas estruturais não estão familiarizados com os conceitos e métodos de análise sísmica contidos na nova norma NBR 15421:2006. Poucos cursos de graduação em Engenharia Civil no Brasil oferecem a disciplina de análise dinâmica e raros são os cursos de pós-graduação que abordam a análise sísmica.

Assim sendo, este trabalho será dedicado a estudar o comportamento estrutural dinâmico de edifícios submetidos a sismos, visando auxiliar os projetistas estruturais na aplicação da nova norma e extrair algumas recomendações quanto ao uso dos diferentes métodos de análise sísmica para o projeto estrutural.

1.2 Objetivos

Esta dissertação tem como objetivo geral realizar um estudo de análise dinâmica de edifícios de concreto armado submetidos a sismos, com ênfase na aplicação em projeto estrutural. Visa, principalmente, auxiliar os projetistas estruturais na aplicação da norma NBR 15421:2006, por meio de alguns exemplos ilustrativos, onde se avalia a influência de parâmetros de projeto e comparam-se os métodos de análise sísmica recomendados pela norma. Os exemplos utilizados são edifícios de geometria em planta diferente, projetados para ações usuais (peso próprio, sobrecargas e vento), variando-se o número de andares e a rigidez de alguns elementos.

Os objetivos específicos do trabalho são listados abaixo:

- Realizar uma revisão sobre sismologia, análise dinâmica e análise sísmica de estruturas;
- Estudar os conceitos e critérios de projeto da NBR 15421; avaliar os parâmetros de rigidez e geometria da edificação, aceleração sísmica e tipo de solo no local que influenciam nas forças sísmicas a serem consideradas no projeto;
- Investigar o comportamento de edifícios de concreto armado sob a ação sísmica, considerando diferentes tipologias e variando o número de andares. Obter os esforços na base e deslocamento horizontal máximo no topo dos edifícios, aplicando os três métodos previstos na NBR 14521:

Análise Estática Equivalente, usando os coeficientes e parâmetros da NBR 15421;

Análise Dinâmica simplificada, por Resposta Espectral, usando o espectro de resposta da NBR 15421:2006;

Análise Dinâmica no domínio do tempo (*time-history analysis*), pelo método de superposição modal, aplicando acelerogramas de terremotos reais na base dos pilares.

- Comparar os esforços na base dos edifícios para cargas estáticas equivalentes obtidas pela ação do vento e de sismos.

Ao final do trabalho, busca-se extrair recomendações para auxiliar profissionais no projeto de estruturas sismo-resistentes, obtidas a partir das informações sobre os parâmetros que influenciam os resultados e as particularidades de cada método de análise sísmica.

1.3 Estrutura da dissertação

Esta dissertação foi dividida em capítulos da seguinte maneira:

Nos capítulos 2 e 3, foi realizada uma revisão da literatura, abordando, no capítulo 2, conceitos sobre a origem dos terremotos e suas ocorrências no território brasileiro e no capítulo 3, conceitos de análise dinâmica e análise sísmica.

No capítulo 4, apresentam-se os critérios de projeto de estruturas sismo-resistentes, incluindo os parâmetros de projeto e métodos de análise sísmica, recomendados pela norma brasileira NBR 15421:2006. No capítulo 5, realiza-se a análise sísmica de edifícios pelos métodos simplificados da NBR 15421:2006, o de forças estáticas equivalentes e o de resposta espectral, além da análise dinâmica no domínio do tempo, aplicando-se diversos terremotos na base dos pilares dos edifícios e comparam-se os resultados obtidos por cada método. Inclui-se neste capítulo, um estudo paramétrico para avaliar a influência dos parâmetros de projeto, tais como: tipo de sistema estrutural sismo-resistente, tipo de solo, aceleração sísmica de projeto etc.

No capítulo 6 apresentam-se algumas recomendações que visam auxiliar os calculistas no projeto de estruturas sismo-resistentes e incluem-se algumas sugestões para trabalhos futuros.

Finalmente, no capítulo 7, apresentam-se as conclusões finais do trabalho.

2 REVISÃO DE SISMOLOGIA

Para melhor entendimento da ocorrência dos terremotos, deve-se, inicialmente, entender a estrutura da terra, ou seja, onde se originam os sismos. Foi feita assim uma revisão bibliográfica, extraindo-se diversos textos diretamente de páginas da internet, referenciadas ao final da dissertação, principalmente da página do Instituto de Geociência da USP: <http://www.igc.usp.br/geologia> e da página <http://www.brasil.escola.com/geografia>.

2.1 Conceitos sobre a estrutura da terra e origem dos terremotos

O planeta Terra em toda sua dimensão esférica possui várias camadas que variam quanto à sua composição química e física. Essas camadas estão divididas em Núcleo, Manto e Crosta:

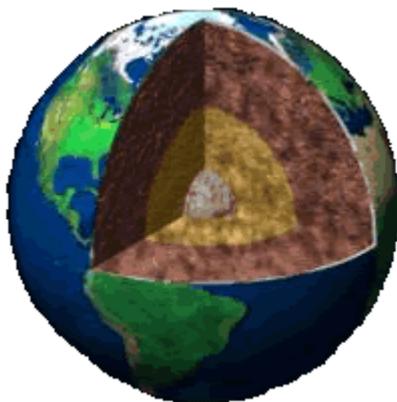


Figura 1 - Estrutura da Terra

Fonte: <<http://www.brasilecola.com/geografia>>

Núcleo: O núcleo corresponde a 1/3 da massa da Terra e contém basicamente elementos metálicos (ferro e níquel), o núcleo é dividido em núcleo interno e externo, sendo que os dois possuem um raio de aproximadamente 1.250 km, as temperaturas são altíssimas, 5.000°C.

Manto: Segunda camada da Terra, formada por minerais, como o silício, ferro e magnésio, sua temperatura varia de 100° Celsius a 3500° Celsius, a profundidade pode variar conforme a localização: oceano ou continente (30 km a 2900 km).

Crosta: É a parte mais superficial, a primeira camada basicamente é formada por composição de granito nos continentes e basalto nos oceanos, essa camada é onde se desenvolve a vida. Dentro dessas divisões existem também subdivisões:

- Crosta oceânica e continental: é uma fina camada da terra composta por rochas e solos onde se desenvolve a vida (50 a 60 km de espessura).
- Astenosfera: Profundidade entre 60 a 400 km da superfície terrestre, faz parte do manto superior e é composta por rochas fundidas dentro dessa estrutura predominantemente sólida.

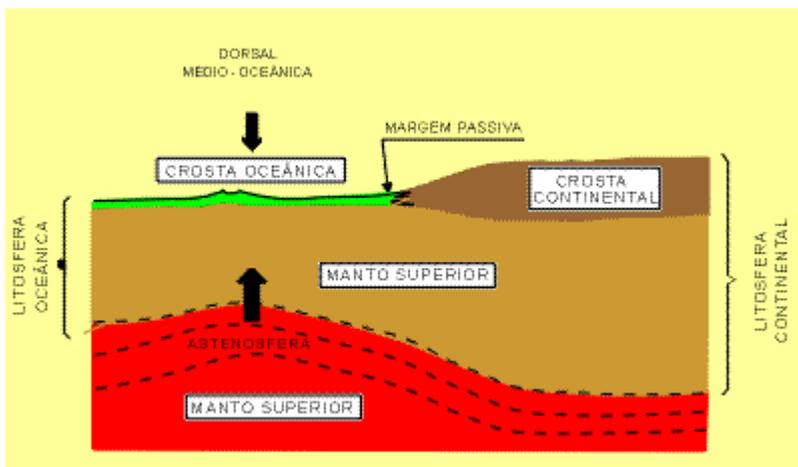


Figura 2 - Estrutura da Crosta Terrestre

Fonte: <http://www.igc.usp.br/geologia/a_terra.php>

A crosta oceânica e continental, junto com uma parte superior do manto, forma uma camada rígida com 100 a 400 km de espessura. Esta camada chama-se LITOSFERA e constitui as placas tectônicas, que formam, na superfície do globo, um mosaico de placas encaixadas entre si, onde o contato entre essas placas pode causar os terremotos.

2.1.1 Placas Tectônicas

Tectônica de placas é uma teoria originada a partir da deriva continental e da expansão dos fundos oceânicos. Foi desenvolvida em 1960, e tornou-se a mais aceita entre geógrafos e oceanógrafos.

De acordo com esta teoria, os continentes ou terras emersas (a litosfera) se movimentam sobre magma (astenosfera), da mesma forma que a madeira e o gelo flutuam na água. A litosfera por sua vez, é dividida por placas (denominadas placas tectônicas) e estas deslizam por causa das correntes de convecção no interior da Terra (causadas também pela expulsão de magma por “fendas” entre as placas resultando na expansão do fundo dos oceanos - *Midoceanridge*). Tais movimentações permitiram a formação dos continentes a partir do Pangeia, continente que existiu há 200 milhões de anos atrás, durante a era Mesozoica.

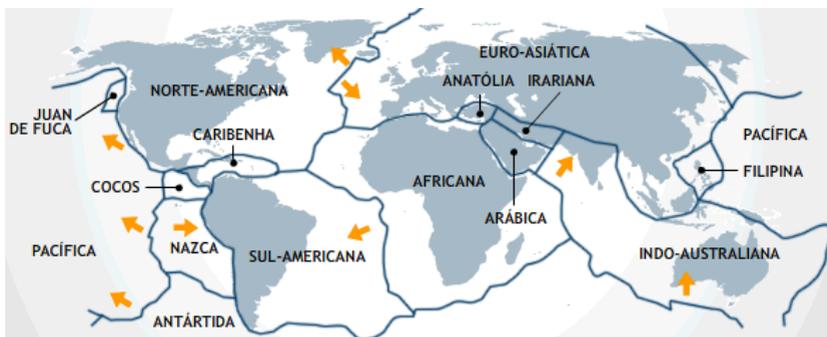


Figura 3 - Placas Tectônicas

Fonte: <<http://noticias.r7.com/internacional>>

As placas tectônicas se interagem por **subducção** (zona de convergência de duas placas tectônicas onde uma das quais, a mais densa, é empurrada e consumida por baixo da outra, menos densa, quando as placas semelhantes entram em contato). **Deslizamento**, quando placas oceânicas e continentais entram em contato, **extrusão**, quando placas se juntam e deslizam por diferentes direções e **acrescência**, quando há um pequeno impacto sobre uma placa oceânica e uma continental. Essa interação entre as placas pode causar os terremotos sentidos pelo homem.

Ocorrem assim, sismos em diversas regiões do planeta. Na Figura 4 apresentada a seguir, os “pontos pretos” indicam regiões de ocorrência de terremotos.

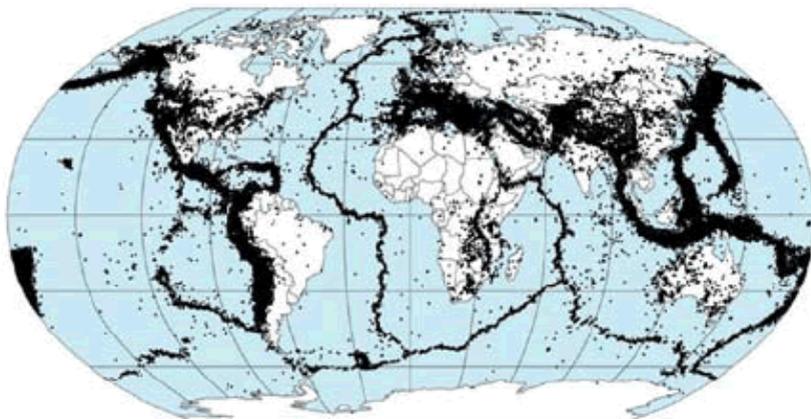


Figura 4 - Zonas sísmicas ao redor do mundo

Fonte:

<http://www.maccaferri.com.br/informativo/por/2007/08/dica_2007_08.pdf>

Dentre as regiões mais sujeitas a terremotos estão os encontros das placas tectônicas, como o oeste da América do Sul onde está localizada a placa de Nazca e a placa Sul-Americana. Esses tremores sentidos na América do sul ocorrem basicamente devido à movimentação do continente sul-americano (América do sul afastando-se da África), sendo que esse movimento na direção Oeste pode provocar grandes terremotos, especialmente na região dos Andes, como Chile e Peru (da ordem 7 a 8 pontos na escala Richter), enquanto que no meio ou interior da placa, onde está localizado o território brasileiro, os tremores usualmente apresentam menor magnitude (3, 4 ou 5 pontos).

Em razão dos movimentos tectônicos, estudos apontam que a placa Sul-americana afasta-se da Africana (à velocidade aproximada de 2 a 4 cm por ano). A de Nazca mergulha por baixo da Sul-americana (cerca de 10 cm por ano). As de Cocos e do Caribe não são atingidas diretamente pelo deslocamento da Sul-americana, que passa muito próxima a elas. Verifica-se também um afastamento entre a África e a Ásia, na região da península arábica, com a tendência do mar Vermelho aumentar de largura, originando um oceano.

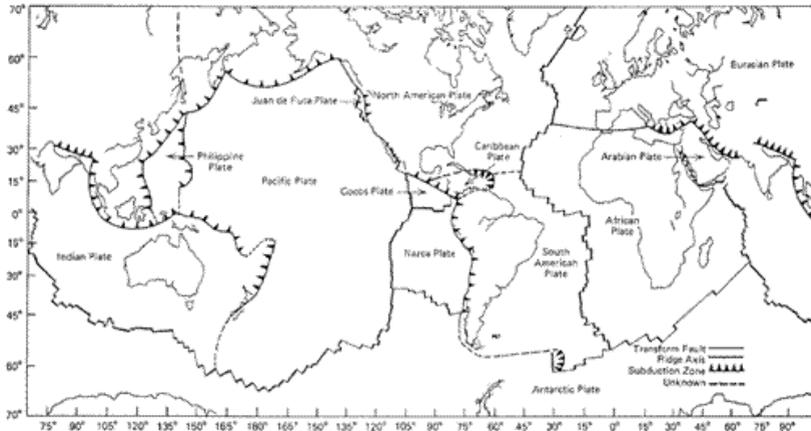


Figura 5 - Interação de Placas Tectônicas

Conforme apresentado nas figuras acima, observa-se uma concentração de eventos sísmicos nas proximidades das bordas das placas tectônicas, ditas regiões interplacas. Por serem sismicamente mais ativas, os estudos sismológicos concentram-se mais nestas áreas, principalmente em países mais desenvolvidos. As regiões intraplacas, por outro lado, são regiões ditas de baixa e moderada sismicidade, e atualmente apresentam muito menos estudos sismológicos e registros sísmicos. Entre as análises que vêm sendo realizada na Placa Americana, sugere-se que as atividades sísmicas que se verificam nestas regiões decorrem de pequenas acomodações na crosta, relacionadas com a abertura do Oceano Atlântico. Outros estudos também apontam que os eventos intraplacas estão associados a comportamentos tectônicos identificáveis, com mecanismos focais que frequentemente parecem representativos de liberação de tensões locais anômalas e não associadas ao movimento global da placa.

A diferença de atitude da comunidade científica em relação aos estudos em regiões interplacas (limítrofes) e intraplaca (internas) pode ser claramente observada a partir da busca por material técnico e registros sísmicos que são realizados nas regiões de encontro das placas, com o desenvolvimento de normas técnicas que regulamentam a elaboração de análises sísmicas para estruturas sismo-resistentes, diferente das regiões intraplacas, onde se encontram estudos em número bem menor. Essa negligência em regiões intraplacas pode ser perigosa, uma vez que já foram registrados eventos importantes mesmo em áreas geográficas onde o risco sísmico seja considerado baixo e que outros

grandes eventos poderão ocorrer no futuro. Grande parte do território brasileiro se enquadra em uma região intraplaca, conforme mencionado na introdução deste trabalho.

2.2 Sismos

Existem dois tipos de sismos: os de origem natural e os induzidos. A maioria dos sismos é de origem natural da Terra, chamados de sismos tectônicos, que são movimentos da crosta terrestre que ocorrem num determinado espaço de tempo e local e que se propagam em todas as direções, chamadas ondas sísmicas, dentro e para a superfície da crosta. Os movimentos das placas tectônicas podem causar afastamento, colisão, ou deslizamento de uma placa pela outra. Havendo impedimento de deslocamento na interface entre as placas, a energia de deformação vai se acumulando até superar a resistência da rocha, que se deslocará no momento da ruptura. Ocorre neste momento uma grande liberação de energia até que as placas atinjam uma nova posição de equilíbrio. Essa energia liberada subitamente se propaga por meio de ondas de deformação que geram deslocamentos da superfície podendo causar destruição.

As ondas de deformação causadas pelo abalo sísmico podem ser longitudinais de “Compressão - dilatação” (primárias, denominadas ondas P) ou transversais de “corte” (secundárias, denominadas ondas S), conforme ilustra a Figura 6.

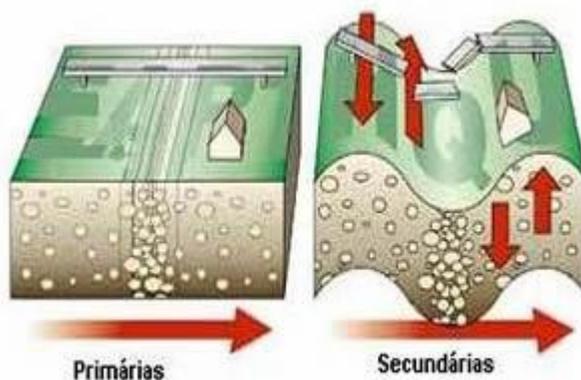


Figura 6 - Ondas Primárias e Secundárias
 Fonte: <http://www.brasilecola.com/geografia>

As ondas do tipo P (primárias) que se espalham por movimentos de compressão e dilatação em meios sólidos ou líquidos

(terra firme ou em oceanos e mares) são mais rápidas do que as ondas S (secundárias). A velocidade de propagação em granitos, por exemplo, é de cerca de 5,5 km/s, já em meios líquidos é menor, por exemplo, na água é de cerca de 1,5 km/s. As ondas P chegam segundos antes que as ondas S. Ondas do tipo S se espalham por movimentos ondulatórios para cima e para baixo (ondas de corte) alterando a forma dos elementos e se desenvolvem somente no solo. Nos granitos, por exemplo, sua velocidade é de cerca de 3 km/s.

A razão entre a velocidade das ondas P e S é constante; os sismógrafos (pelo menos três) registram o tempo de chegada de cada uma delas, podendo-se calcular a distância que o sismo ocorreu.

Existem ainda outros tipos de ondas superficiais, as ondas R (de Rayleigh) e as ondas L (de Love), que se distinguem entre si pelo tipo de movimento que produzem; deslocam-se com menor velocidade do que as ondas P e as S, e têm um elevado potencial destrutivo. O movimento das partículas de uma onda de Rayleigh pode ser visualizado como uma combinação de vibrações do tipo P e S. O movimento das partículas, nas ondas L (de Love), processa-se apenas no plano horizontal.

O ponto do interior da Terra onde se origina o terremoto denomina-se hipocentro ou foco, e o ponto na superfície terrestre onde ele alcança maior intensidade, epicentro. Se o epicentro estiver no fundo do mar, forma-se um tsunami, nome japonês dado às ondas gigantescas (maremotos), propagando-se a grandes velocidades e arrasando zonas litorâneas.

Outros motivos para ocorrência de terremotos são deslocamentos de gases (principalmente metano) e atividades vulcânicas. No caso de sismos induzidos pela atividade humana, pode-se citar, como exemplo, a extração de minerais que podem provocar deslocamentos de rochas no subsolo e as represas de água construídas em vales onde a formação geológica está associada a um deslocamento tectônico (devido à sobrecarga e alteração nas propriedades do solo, prejudiciais a sua estabilidade, justamente próximo a uma falha). A ocorrência de sismos induzidos causados por reservatórios ainda é controversa. De maneira geral, os sismos induzidos produzem abalos de menor intensidade que aqueles de causas naturais, mais comuns e devastadores.

Os efeitos dos sismos são variados, como fraturas no solo, destruição total ou parcial das edificações e com conseqüentes perdas econômicas e, principalmente podem causar perdas de vidas humanas.

2.2.1 Intensidade dos terremotos

A grandeza de um sismo pode ser caracterizada por vários parâmetros entre os quais, os mais utilizados são a magnitude e a intensidade. Convém desde já salientar que estes dois parâmetros representam conceitos diferentes, utilizando-se um ou outro dependendo do que se quer analisar. A magnitude está relacionada com a quantidade de energia liberada durante o sismo e independe da posição do epicentro. A intensidade está relacionada com o modo como se sente a vibração do solo e os danos produzidos por um sismo, sendo o seu valor dependente da distância do local considerado até o epicentro.

A quantidade de energia liberada por um abalo sísmico, ou sua magnitude, é medida pela amplitude das ondas emitidas segundo o parâmetro da escala de Richter. Já o poder de destruição, ou intensidade, de um terremoto é medido pela escala Mercalli, menos usada atualmente.

2.2.1.1 Escala Richter

A escala mais usada para medir a grandeza dos terremotos é a do sismólogo Charles Francis Richter. Sua escala varia de 0 a 9* graus, relacionada com a energia liberada pelos sismos e varia de acordo com a extensão do movimento do solo, medindo ondas do tipo P e S.

A variação da magnitude de um abalo sísmico apresenta efeitos e frequências distintos, conforme é apresentado na Tabela 1:

* A escala de 0 a 9 pontos citada, em princípio, não tem limites, mas terremotos com magnitude 10 ou superior nunca foram registrados.

Tabela 1 – Ordem de grandeza da magnitude dos tremores

<i>Descrição</i>	<i>Magnitude</i>	<i>Efeitos</i>	<i>Frequência</i>
<i>Micro</i>	< 2,0	<i>Micro tremor, não se sente.</i>	<i>~8000/dia</i>
<i>Muito pequeno</i>	2,0-2,9	<i>Geralmente não se sente, mas é detectado/registrado.</i>	<i>~1000/dia</i>
<i>Pequeno</i>	3,0-3,9	<i>Frequentemente sentido, mas raramente causa danos. Comparável à vibração de um caminhão</i>	<i>49000/ano</i>
<i>Ligeiro</i>	4,0-4,9	<i>Tremor de objetos dentro das habitações. Pode quebrar janelas e derrubar objetos. Danos importantes pouco comuns.</i>	<i>~6200/ano</i>
<i>Moderado</i>	5,0-5,9	<i>Pode causar danos maiores em edifícios mal concebidos. Provoca danos ligeiros nos edifícios bem construídos. A mobília se move e o reboco cai.</i>	<i>800/ano</i>
<i>Forte</i>	6,0-6,9	<i>Pode ser destruidor em zonas num raio de até 180 quilômetros em áreas habitadas. Dano a construções fortes, dano severo a construções fracas.</i>	<i>120/ano</i>
<i>Grande</i>	7,0-7,9	<i>Pode provocar danos graves em zonas mais vastas. Prédios saem das fundações; rachaduras surgem na terra; tubulações subterrâneas se quebram.</i>	<i>18/ano</i>
<i>Importante</i>	8,0-8,9	<i>Pode causar danos sérios em zonas num raio de centenas de quilômetros. Pontes se rompem; poucas construções resistem de pé.</i>	<i>1/ano</i>
<i>Excepcional</i>	9,0 >	<i>Devasta zonas num raio de milhares de quilômetros. As ondas se movendo pela terra são visíveis a olho nu.</i>	<i>1 em 20 anos</i>

Os efeitos de cada abalo sísmico variam bastante devido à distância, às condições do terreno, às condições das edificações e de outros fatores.

A magnitude (M) pode ser definida como o logaritmo (na base 10) da amplitude máxima (medida em micrometros, 10^{-6} m) de um terremoto registrado por um sismógrafo *Wood-Anderson*, corrigido para uma distância de 100 km. Ela pode ser relacionada com a energia liberada por meio de uma equação, conforme Clough e Penzien, 1995:

$$\log_{10} E = 11,8 + 1,5 M$$

onde E = energia liberada $\times 10^{20}$ ergs (ou $\times 10^{13}$ joules).

Estudo de análise dinâmica e métodos da NBR 15421 para o projeto de edifícios submetidos a sismos – Mestrando: Ronaldo Parisenti

Observa-se assim que uma variação de apenas um número na magnitude de um terremoto equivale a aproximadamente 32 vezes mais energia liberada.

2.2.1.2 *Escala de Mercalli*

A Intensidade, utilizada na *Escala de Mercalli*, serve para uma classificação apenas qualitativa de um sismo. É obtida a partir dos seus efeitos na população e estruturas. Como depende única e exclusivamente da observação humana, não pode nem deve ser utilizada para medições absolutas. Por exemplo, um sismo no deserto, por maior que seja a energia liberada, será sempre de um grau de intensidade baixo, devido aos seus efeitos nas populações e estruturas.

A escala de Mercalli mede a intensidade dos terremotos pelos seus efeitos, enquanto a escala de Richter mede sua magnitude pela energia liberada.

A Figura 7 apresenta a diferença entre essas duas escalas:

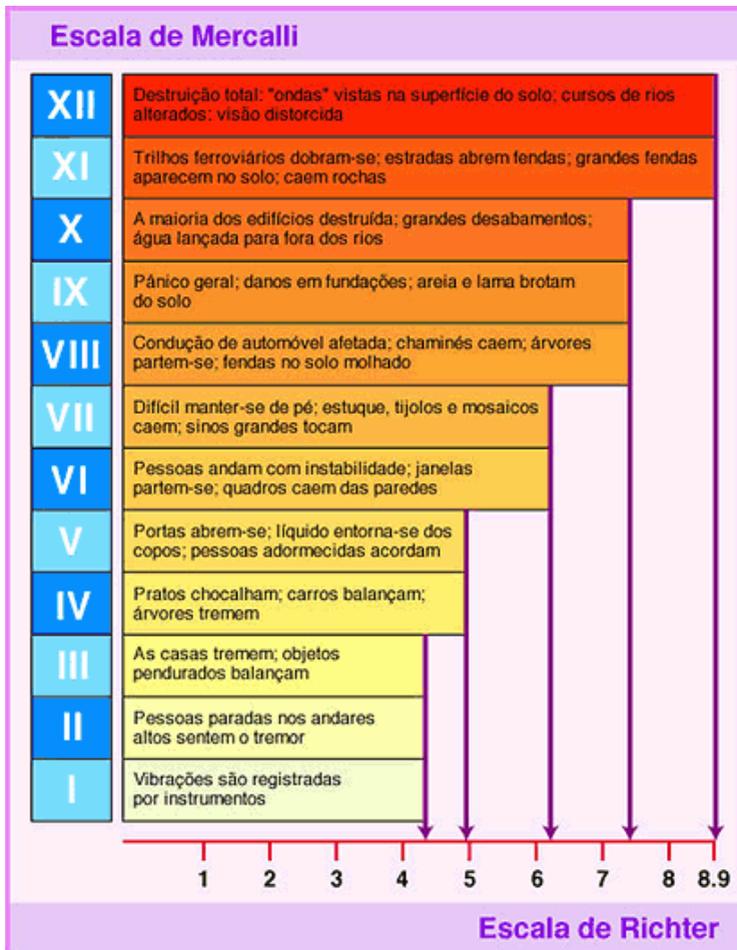


Figura 7 - Relação entre escala de mercalli e richter

Fonte: <http://www.geomundo.com.br/images/images-meio-ambiente/escala-mercali-richter.gif>

2.2.2 Os piores terremotos da história

A seguir é apresentado um resumo de eventos sísmicos com o número de vítimas e superfícies atingidas:

Tabela 2 – Os piores terremotos da história.

<i>Data</i>	<i>Local</i>	<i>Mortes (estimativa)</i>	<i>Escala Richter</i>
1138	<i>Síria</i>	230 mil	8,2 graus
1556	<i>China</i>	830 mil	8,8 graus
1693	<i>Itália</i>	60 mil	7 graus
1737	<i>Índia</i>	Mais de 300 mil	8,6 graus
1755	<i>Portugal</i>	Mais de 70 mil	8,7 graus
1905	<i>Kangra, na Índia</i>	20 mil	7,5 graus
1906	<i>Valparaiso, Chile</i>	Mais de 20 mil	8,1 graus
1908	<i>Messina, Itália</i>	Terremoto e maremoto - 83 mil mortes	7,5 graus
1915	<i>Avezzano, Itália</i>	30 mil	7 graus
1920	<i>Ningxia, China</i>	235 mil	8,5 graus
1923	<i>Yokohama, Japão</i>	140 mil morreram (terremoto e incêndio)	8,2 graus
1927	<i>Nanshan, China</i>	Mais de 200 mil	8 graus
1927	<i>Gansu, China</i>	Mais de 80 mil	8 graus
1934	<i>Bihar, na Índia</i>	Pelo menos 10.700	8,3 graus
1935	<i>Quetta, Índia (Paquistão)</i>	Mais de 50 mil	7,6 graus
1939	<i>Erzincan, Turquia</i>	Entre 35 e 40 mil	8 graus
1939	<i>Illapel, Chile</i>	Pelo menos 28 mil	7,8 graus
1944	<i>San Juan, Argentina</i>	8.000	7,2 graus
1960	<i>Agadir, Marrocos</i>	Entre 12 mil e 13 mil e 25 mil feridos	6,7 graus
1960	<i>Chile</i>	Tremor no mar provocou tsunamis - mataram entre 2.000 e 5.700 pessoas	8,5 graus
1962	<i>Qazvin, Irã</i>	12 mil	6,9 graus
1968	<i>Nordeste do Irã</i>	Entre 10 mil e 15 mil	7,3 graus
1970	<i>Yunnan, China</i>	Mais de 15.600	7,3 graus
1970	<i>Monte Huascaran, Peru</i>	Terremoto e avalanche mataram 66.800.	7,5 graus
1972	<i>Manágua, Nicarágua</i>	10 mil	6,3 graus
1974	<i>Sichuan, China</i>	Entre 10 mil e 20 mil	7,1 graus
1976	<i>Cidade da Guatemala</i>	26 mil, 74 mil feridos	7,5 graus
1976	<i>Tangshan, China</i>	242 mil, 164 mil feridos	7,8 graus
1978	<i>Tabass, Irã</i>	25 mil	7,2 graus
1985	<i>Cidade do México</i>	Pelo menos 10 mil	8,1 graus
1987	<i>Equador, fronteira com a Colômbia</i>	5.000	6,9 graus
1988	<i>Armênia soviética</i>	25 mil, segundo o balanço oficial	6 a 7 graus

1990	Noroeste do Irã (Províncias de Ghilan e Zandjan)	37 mil, mais de cem mil feridos	7,7 graus
1990	Luzon, principal ilha das Filipinas	2.600, 3.440 feridos	7,7 graus
1991	Afganistão e Paquistão	Pelo menos 1.500	6,8 graus
1991	Sopé do Himalaia, norte da Índia	768	6,6 graus
1992	Leste da Turquia	653, 700 feridos	6,8 graus
1992	Egito, região do Cairo	552	5,5 graus
1992	Ilha das Flores, Indonésia	Mais de 2.000	6,8 graus
1993	Maharashtra, oeste da Índia	7.601	6,4 graus
1994	Sul da Colômbia	1.100	6 graus
1995	Kobe-Osaka, Japão	6.500	7,2 graus
1995	Rússia, norte da ilha de Sajalin	1.841	7,5 graus
1997	Irã, região de Ardebil (noroeste)	Mil, 2.600 feridos	5,5 graus
1997	Irã, leste do país	1.600, 3.700 feridos	7,1 graus
1998	Nordeste do Afeganistão	5.000	7,1 graus
1998	Papua Nova Guiné	2.123 em decorrência de dois tremores na costa, 800 km ao norte de Port Moresby	7 graus
1999	Centro da Colômbia	1.230, 5.300 feridos	6 graus
1999	Noroeste da Turquia	Pelo menos 20 mil, e mais de 43 mil feridos	7,4 graus
1999	Taiwan	2.500, 11 mil feridos	7,3 graus
1999	Noroeste da Turquia	Mil, 5.000 feridos	7,2 graus
2001	El Salvador	1.142, 2.000 desaparecidos, 1,3 milhão de desabrigados	Dois: 7,6 e 6,6 graus
2001	Oeste da Índia (Gujarat)	Mais de 20 mil, 160 mil feridos	7,9 graus
2002	Norte do Afeganistão	Segundo o governo afegão, 1.800 mortos e milhares de feridos	6 graus
2002	Oeste do Irã (Províncias de Qazvin e Hamedan)	235, 1.300 feridos.	6,3 graus
2003	China, oeste de Xinjiang	268	6,8 graus
2003	Província Bingol, Turquia	176, quase 500 feridos	
2003	Cidade de Argel e	2.277, mais de 10 mil feridos	6,8 graus

	<i>Departamento de Bumerdes</i>		
2003	<i>Bam, Irã</i>	<i>31.884 e 18 mil feridos</i>	<i>6,7 graus</i>
2004	<i>Sul da Ásia</i>	<i>Mais de 143 mil</i>	<i>9 graus</i>
2008	<i>Sichuan, China</i>	<i>87mil entre mortos e desaparecidos e mais de 5 milhões de desabrigados</i>	<i>7,8 graus</i>
2010	<i>Haiti</i>	<i>Mais de 200 mil mortes</i>	<i>7,0 graus</i>
2010	<i>Chile</i>	<i>Mais de 800 mortes</i>	<i>8,8 graus</i>
2011	<i>Japão</i>	<i>Mais de 14 mil mortes e 10 mil desaparecidos</i>	<i>8,9 graus</i>
<i>O terremoto que atingiu a região sul da Ásia - cujo epicentro, na ilha de Sumatra (2004), na Indonésia, alcançou 9 graus na escala Richter - foi o mais violento no planeta nos últimos 40 anos. Tsunamis deixaram mais de 143 mil mortos (número divulgado em 03/01/2005)</i>			
<i>Fonte principal: U.S. Geological Survey</i>			

O impacto de um terremoto sobre a população tem grande variabilidade, não importando apenas a magnitude do terremoto, mas varia com a proximidade do terremoto até a região afetada, com o tipo de solo e outros fatores intrínsecos a condições naturais, mas também em função da qualidade das construções ou, ainda, pode-se dizer ainda, do tratamento dado às construções para resistirem ou não a este tipo de força. Como exemplo, podem-se citar casos recentes, como o Haiti - 2010, atingido por um terremoto de 7 graus onde o número de mortes foi bastante elevado (mais de 200 mil mortes), enquanto que países como Chile – 2010, atingido por terremoto de magnitude significativamente maior de 8,8 graus, apesar dos danos importantes, ainda assim, muito menores que o Haiti, conforme pode ser observado nas figuras a seguir.



Figura 8 - Prédio destruído no Haiti, após o terremoto de 7 graus (2010).
Fonte: <http://www.boston.com/bigpicture/2010/01/earthquake_in_haiti.html>



Figura 9 - Palácio presidencial em Porto Príncipe, no Haiti, após o terremoto de 7 graus (2010).
Fonte: <http://www.boston.com/bigpicture/2010/01/earthquake_in_haiti.html>



Figura 10 - Destroços da edificação no Haiti, após o terremoto de 7 graus (2010).

Fonte: <http://www.boston.com/bigpicture/2010/01/earthquake_in_haiti.html>

2.2.2.1 Tsunamis

Quando um terremoto acontece na crosta oceânica pode movimentar as rochas nessa região provocando um deslocamento correspondente da massa de água ao seu redor formando uma onda gigante que se move em direção aos litorais. Em mar aberto os tsunamis são tão suaves que raramente são detectados, com ondas de 1 a 3 metros de altura, podendo viajar a 750 km/h. Quando as ondas se aproximam do continente, as ondas são comprimidas contra o fundo do oceano aumentando consideravelmente sua altura. Uma onda dessas proporções pode chegar a submergir uma cidade por 5 ou 10 minutos. Tsunamis são normalmente grandes responsáveis por elevar significativamente o número de vítimas, decorrentes de um sismo que ocorre próximo a regiões litorâneas. Em muitos casos, um sistema eficiente de emissão de alerta imediato para que a população evacue as proximidades junto às praias auxilia bastante na redução de vítimas humanas.

2.3 Sismicidade brasileira

A ocorrência de sismos no Brasil é relativamente baixa quando se compara com países mais próximos às regiões de encontro das placas tectônicas, como o Chile, por exemplo, que fica próximo à zona de contato entre as placas de Nazca e a Placa Sul-americana. Isso ocorre devido ao Brasil estar situado no interior da placa tectônica da América do Sul, uma região continental mais estável.

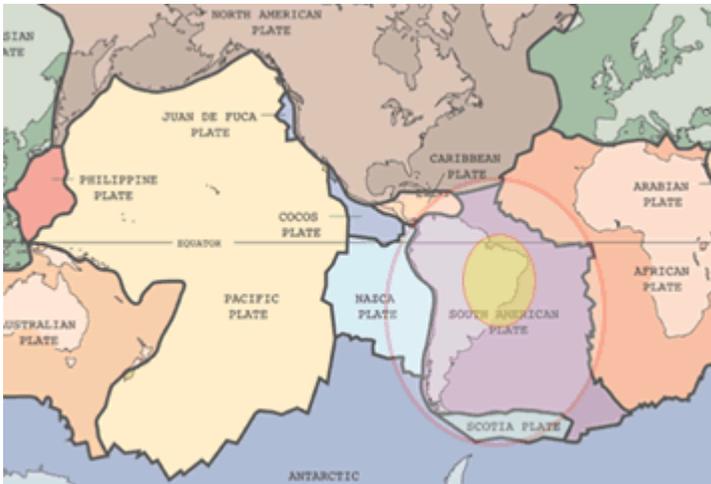


Figura 11 - Placas Tectônicas – Território brasileiro no interior da placa
 Fonte: < <http://pubs.usgs.gov/gip/dynamic/slabs.html> >

Atualmente não existe uma análise completa da sismicidade do território brasileiro. Contudo, o instituto de pesquisa U.S. Geological Survey, por exemplo, apresenta um mapa de sismicidade global onde para a América do Sul é reproduzido conforme Figura 12 a seguir.

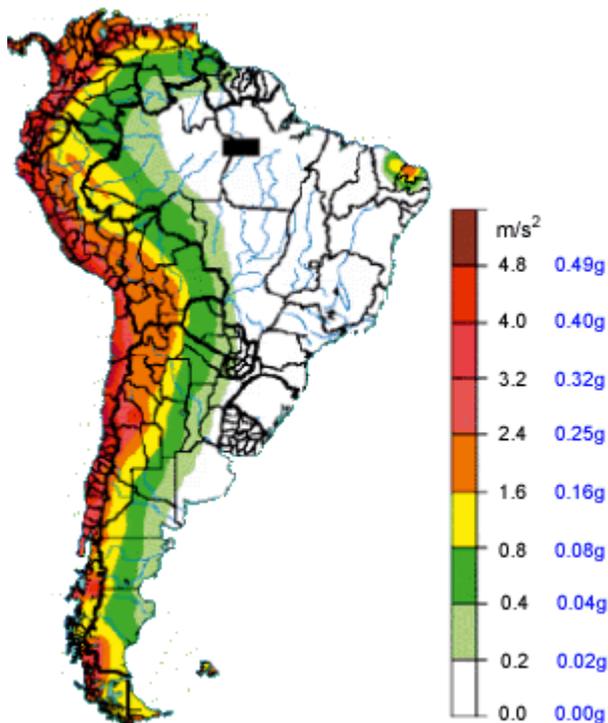


Figura 12 - Sismicidade na América do sul segundo U.S. Geological Survey

2.3.1 Histórico de sismos no território brasileiro

Apesar do Brasil se encontrar em localização “privilegiada” em se tratando da baixa ocorrência de terremotos, já existe registros de sismos com magnitude maior que 5 graus na escala Richter, conforme pode ser observado na Figura 13, chegando a mais de 6 graus na região do Mato Grosso, indicando que o risco da ocorrência de sismos existe e pode trazer danos.

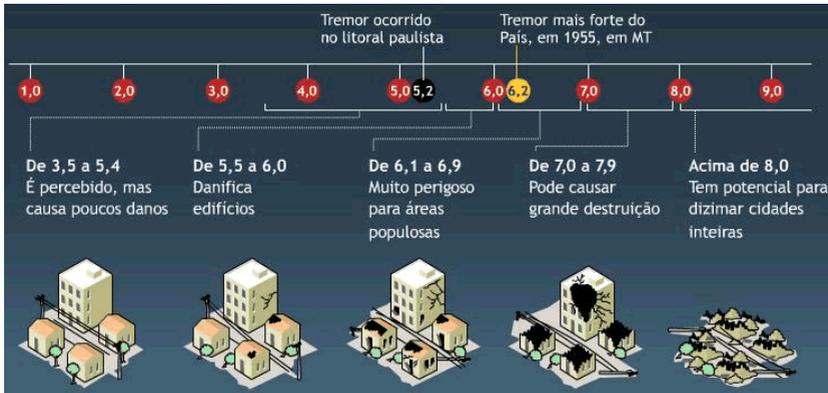


Figura 13 - Magnitude (escala richter) e intensidade dos terremotos

Fonte: <<http://aleosp2008.wordpress.com/2008/>>

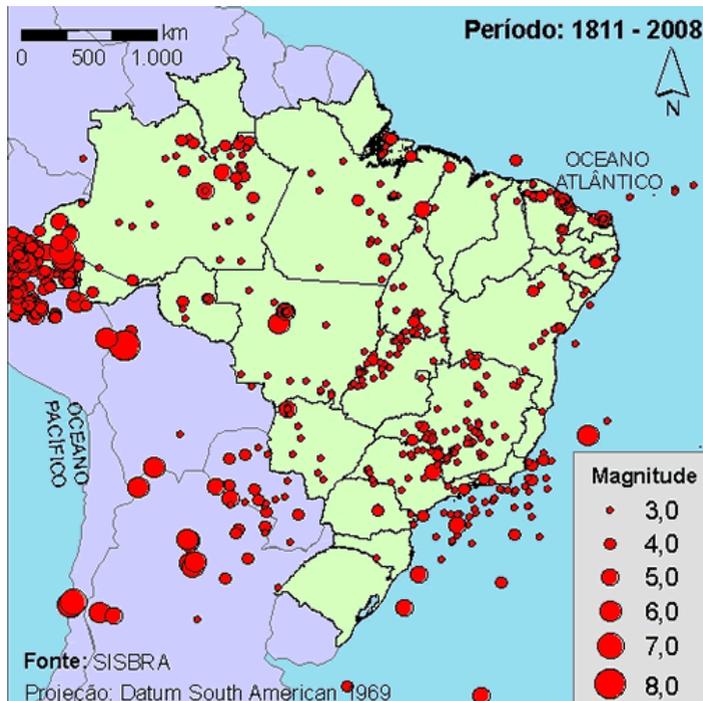


Figura 14 - Mapa da ocorrência de sismo no território brasileiro

No mapa da Figura 14 é possível observar terremotos com magnitude maior do que 3,0, ocorridos no Brasil desde 1811 até 2008. As informações foram obtidas a partir do site da Universidade de *Estudo de análise dinâmica e métodos da NBR 15421 para o projeto de edifícios submetidos a sismos – Mestrando: Ronaldo Parisenti*

Brasília, que foi baseado no livro “Sismicidade do Brasil” (Berrocal *et al.*, 1984), que contém detalhes destas informações.

Segue abaixo a relação de sismos de maior magnitude ocorridos no Brasil:

- São Paulo, 1922 – 5.1 pontos na escala Richter;
- Espírito Santo, 1955 – 6.3 pontos na escala Richter;
- Mato Grosso, 1955 – 6.2 pontos na escala Richter;
- Ceará, 1980 – 5.2 pontos na escala Richter;
- Amazonas, 1983 – 5.5 pontos na escala Richter;
- Rio Grande do Norte, 1986 – 5.1 pontos na escala Richter;
- Oceano Atlântico, litoral de São Paulo, 2008 - 5,2 pontos na escala Richter;
- Acre, 2007 - 6,5 pontos na escala Richter;
- Amazonas (divisa com Acre), 2010 – 6,1 pontos na escala Richter.

Como se pode observar, sismos de grande magnitude não são frequentes no Brasil. Isso é bom, contudo, como é pouco frequente, usualmente o efeito do sismo não é considerado ao se projetar os edifícios. Assim, caso ocorram tremores significativos (e podem ocorrer) em cidades mais populosas, com maior número de construções, as consequências podem ser desastrosas.

2.3.2 Falhas geológicas no território brasileiro

Devido à baixa ocorrência de sismos de grande magnitude dentro das regiões densamente habitadas do Brasil, existem poucos estudos publicados pelo meio técnico e por pesquisadores.

Um estudo importante, no entanto, foi realizado em 2002, sendo coordenado pelo professor Allaoua Saadi, ligado à Universidade Federal de Minas Gerais, o qual gerou o primeiro Mapa neotectônico do Brasil. Neste foram identificados pelo menos 48 falhas no território Nacional, onde devem se concentrar as ocorrências de terremotos, conforme Saadi e Machette, 1999 e Saadi *et al.*, 2005.



Figura 15 - Mapa das principais falhas brasileiras

Neste estudo, observou-se um maior número de falhas nas Regiões Sudeste e Nordeste (onde se encontra a falha de Samambaia), seguidas pela Região Norte e Centro-Oeste. A Região Sul é a que apresenta o menor número de falhas (ver Figura 15). Com auxílio deste Mapa neotectônico do Brasil, observa-se também que o Estado de Minas Gerais é cortado por falhas geológicas. A falha BR 47 é localizada no norte do Estado e situada à margem esquerda do São Francisco, exatamente abaixo da cidade de Itacarambi, onde ocorreu o sismo de 4,9 graus em 2007 e registrou-se a primeira vítima causada por um terremoto no Brasil.

3 REVISÃO DE ANÁLISE DINÂMICA E SISMICA

Um problema estrutural dinâmico difere de um problema estático em dois importantes tópicos. O primeiro diz respeito ao carregamento, que é denominado dinâmico quando a magnitude, direção ou a posição deste variar com o tempo. O outro relaciona-se com as forças de inércia, que são despertadas na estrutura ao ser excitada dinamicamente. Assim, os esforços internos na estrutura são equilibrados não somente pelas forças externas aplicadas, mas também pelas forças de inércia. Se as forças de inércia representarem uma significativa porção do equilíbrio de carregamentos para as forças elásticas internas da estrutura, então a característica dinâmica do problema deve ser considerada na solução. Por outro lado, se os movimentos são tão lentos que as forças de inércia são pequenas, ou quando o tempo de aplicação das cargas for muito grande em relação ao período fundamental da estrutura, a análise para qualquer desejado instante de tempo pode ser feita por procedimentos de uma análise estrutural estática.

3.1 Análise dinâmica - sistema de um grau de liberdade

Seja um corpo rígido de massa m , mostrado na Figura 16, ligado a uma parede fixa por uma mola elástica de rigidez k e um amortecedor do tipo viscoso de constante c , submetido a uma força externa horizontal variável no tempo, $p(t)$. Esse conjunto pode ser representado por um sistema estrutural de um único grau de liberdade - deslocamento do corpo na direção horizontal, $u = u(t)$.

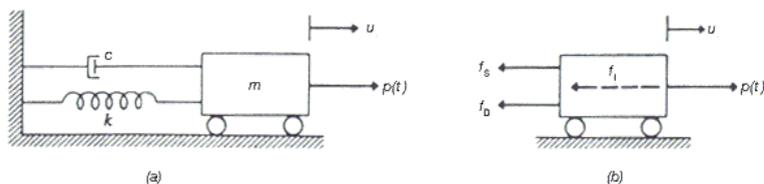


Figura 16 - Sistema de um grau de liberdade (CLOUGH, PENZIEN, 1995)

Como mostrado na Figura 16, as forças atuantes no corpo na direção do deslocamento (u) incluem o carregamento aplicado $p(t)$, e três forças resultantes do movimento. Aplicando-se o método direto de

equilíbrio de forças, pode-se escrever a equação de movimento do sistema da seguinte maneira:

$$f_I + f_D + f_S = p(t) \quad (1)$$

onde:

f_I : força de inércia

f_D : força de amortecimento

f_S : força elástica

p : carregamento externo

Cada força representada na parte esquerda desta equação é função da posição u ou de suas derivadas. A força elástica é dada pelo produto da rigidez elástica pelo deslocamento:

$$f_S = k \cdot u \quad (2)$$

A partir do princípio de d'Alambert, obtém-se a força de inércia pelo produto da massa pela aceleração:

$$f_I = m \cdot \ddot{u} \quad (3)$$

Finalmente, admite-se um mecanismo de amortecimento visco-elástico, a força de amortecimento é dada pelo produto da constante de amortecimento c e a velocidade:

$$f_D = c \cdot \dot{u} \quad (4)$$

Deste modo, tem-se que a equação de movimento do sistema de um grau de liberdade é dada por:

$$m \cdot \ddot{u} + c \cdot \dot{u} + k \cdot u = p(t) \quad (5)$$

3.1.1 Sistema de 1 grau de liberdade generalizado

No sistema de 1 grau de liberdade (GL), descrito no item anterior, cada uma das propriedades físicas – massa, amortecimento e inércia – foram representados por um elemento discreto simples. No entanto, a análise de sistemas estruturais reais requer o uso de idealizações mais complexas, mesmo quando podem ser consideradas de um só grau de liberdade pela suposição de que o deslocamento de somente uma forma simples é permitido. Por exemplo, corpos rígidos são restringidos por apoios e rótulas, de modo que somente uma forma de deslocamento é possível. Em estruturas com elasticidade distribuída, as restrições em sistemas de 1GL são simplesmente suposições: na realidade, a distribuição elástica permite a ocorrência de uma variedade infinita de formas ou modos de deformação.

Na formulação das equações de movimento da solução de corpo rígido, as forças elásticas desenvolvidas durante o deslocamento do

sistema de 1GL podem ser expressas facilmente em termos da amplitude de deslocamento, pois cada elemento elástico é uma mola discreta sujeita a deformação definida. Do mesmo modo, as forças de amortecimento podem ser expressas em termos de velocidades definidas nos pontos de vínculos dos amortecedores discretos. Quanto à massa, para os propósitos da análise dinâmica, geralmente também é mais eficaz se tratar a inércia do corpo rígido como se a massa e o momento de inércia de massa estivessem concentrados no centro de massa. As forças de inércia resultantes que serão obtidas desta maneira são inteiramente equivalentes às forças de inércia obtidas para massas distribuídas ao longo do elemento. Do mesmo modo, é conveniente representar forças externas atuando no corpo-rígido como a resultante destas forças.

Um exemplo de sistema estrutural generalizado está mostrado na Figura 17. Trata-se de um pórtico plano em que a viga é infinitamente rígida e a massa das colunas é desprezível. Para uma força horizontal aplicada na viga, o sistema funciona como um sistema de um único grau de liberdade (deslocamento horizontal da viga), concentrando-se a massa da viga em seu ponto central, somando-se a rigidez ao cortante das duas colunas ($=k$) e também o amortecimento ($=c$).

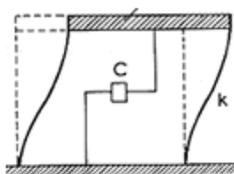


Figura 17 - Sistema de um grau de liberdade (CHOPRA, 1980)

3.1.1 Sistema de 1 GL submetido à vibração livre

As vibrações livres são aquelas que se produzem no sistema quando não há força externa aplicada ao sistema que varia no tempo, apenas devido a condições iniciais impostas. A equação geral para um sistema de um grau de liberdade em vibração livre é dada por:

$$m \cdot \ddot{u} + c \cdot \dot{u} + k \cdot u = 0 \quad (6)$$

Esta é uma equação diferencial de segunda ordem, conforme Clough e Penzien, 1995, cuja solução pode ser expressa por:

$$u(t) = G \cdot e^{st} \quad (7)$$

onde G e s são as constantes de integração da equação diferencial. Estas constantes têm significado físico, sendo que no tempo inicial (zero) G representa a posição nesse instante e s representa o quociente entre a velocidade inicial e a constante G .

Substituindo-se esta solução na equação diferencial e fazendo-se $k/m = \omega^2$, onde ω é a frequência natural do sistema, resulta em:

$$s^2 + \frac{c}{m}s + \omega^2 = 0 \quad (8)$$

Apresentam-se a seguir os valores de s , solução da equação acima, para sistemas sem e com amortecimento.

3.1.1.1 Sistema de 1 GL submetido à vibração livre sem amortecimento

Nos sistemas sem amortecimento, em que o coeficiente de amortecimento c é igual a zero, obtém-se:

$$s = \pm(i\omega) \quad (9)$$

Substituindo-se a expressão de s na solução da equação diferencial, tem-se:

$$u(t) = G_1 \cdot e^{i\omega t} + G_2 \cdot e^{-i\omega t} \quad (10)$$

Assim o deslocamento em função do tempo fica definido a menos de duas constantes de integração, G_1 e G_2 . Introduzindo-se a equação de Euler, a equação de movimento do sistema sem amortecimento em vibração livre fica sendo:

$$u(t) = A \cdot \cos(\omega t) + B \cdot \sin(\omega t) \quad (11)$$

onde as constantes A e B ficam determinadas aplicando-se as condições iniciais do movimento do corpo.

Conhecendo-se, por exemplo, o deslocamento inicial (u_0) e a velocidade inicial (\dot{u}_0), no tempo zero, a equação de movimento com as constantes que verificam as condições iniciais resulta em:

$$u(t) = \frac{\dot{u}_0}{\omega} \sin(\omega t) + u_0 \cos(\omega t) \quad (12)$$

Esta equação descreve o movimento harmônico com que o sistema vibra livremente, com uma frequência angular ω , que é a

Estudo de análise dinâmica e métodos da NBR 15421 para o projeto de edifícios submetidos a sismos – Mestrando: Ronaldo Parisenti

frequência natural do sistema, a qual está relacionada com o período natural de vibração por:

$$T = 2\pi / \omega \quad [\text{s}] \quad (13)$$

e com a frequência natural cíclica por:

$$f = 1 / T = \omega / 2\pi \quad [\text{Hz}] \quad (14)$$

Esse movimento harmônico está ilustrado na Figura 18:

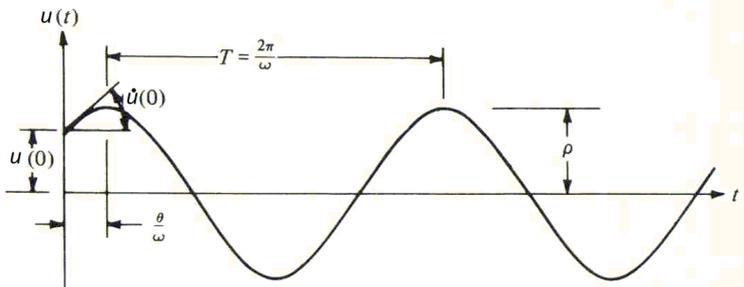


Figura 18 - Vibração livre sem amortecimento (CLOUGH, PENZIEN, 1995)

3.1.1.2 Sistema de 1 GL submetido à vibração livre com amortecimento

Quando o amortecimento do sistema não for nulo, a solução da equação diferencial fica sendo:

$$u(t) = G \cdot e^{st} \quad (15)$$

em que s é obtido por:

$$s^2 + \frac{c}{m}s + \omega^2 = 0 \rightarrow s = -\frac{c}{2m} \pm \sqrt{\left(\frac{c}{2m}\right)^2 - \omega^2} \quad (16)$$

Só é de interesse prático o caso em que o radical é negativo na expressão de s , o que corresponde ao caso de sistema sub-amortecido. Definindo-se o amortecimento crítico pela expressão:

$$c_c = 2m\omega \quad (17)$$

tem-se que nos sistemas sub-amortecidos $c < c_c$.

Definindo-se a taxa de amortecimento ζ pela razão entre a constante elástica c e o amortecimento crítico:

$$\xi = \frac{c}{c_c} = \frac{c}{2m\omega} \quad (18)$$

pode-se escrever a solução da equação diferencial de movimento para um sistema de 1 GL sub-amortecido:

$$u(t) = e^{-\xi\omega t} \left[\frac{\dot{u}_o + u_o \xi \omega}{\omega} \right] \text{sen}(\omega_D t) + u_o \cos(\omega_D t) \quad (19)$$

onde:

$\omega_D = \omega (1 - \xi^2)^{1/2}$ [rad/s] é a frequência natural amortecida e:
 $T_D = T / (1 - \xi^2)^{1/2}$ [s] é o período natural correspondente.

Essa solução representa um movimento harmônico em que se observa o decaimento da amplitude causada pelo amortecimento, conforme mostra a Figura 19.

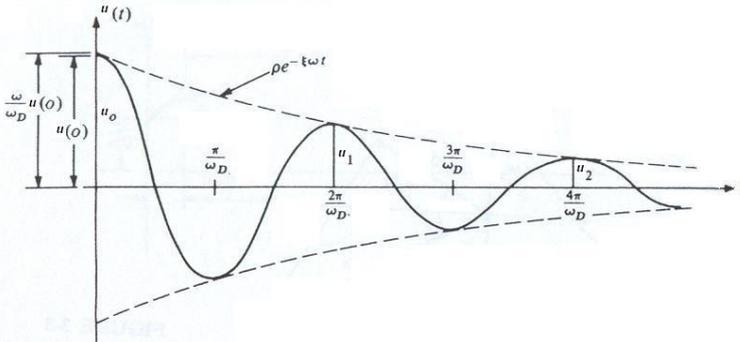


Figura 19: Vibração livre em sistema subamortecido (CLOUGH, PENZIEN, 1995)

Na sequência deste capítulo serão apresentados com mais detalhes os conceitos de amortecimento em sistemas estruturais.

3.1.1.3 Sistema de 1 GL submetido à vibração forçada

Seja o sistema de 1 GL da Figura 17, submetido a uma excitação externa, $p(t)$, do tipo harmônica. A equação diferencial que fornece o equilíbrio dinâmico é:

$$m \cdot \ddot{u} + c \cdot \dot{u} + k \cdot u = p(t) \cdot \text{sen}(\omega t) \quad (20)$$

Considerando-se o sistema sem amortecimento, a equação acima fica:

$$m \cdot \ddot{u} + k \cdot u = p(t) \cdot \text{sen}(\omega t) \quad (21)$$

Estudo de análise dinâmica e métodos da NBR 15421 para o projeto de edifícios submetidos a sismos – Mestrando: Ronaldo Parisenti

A solução dessa equação diferencial é encontrada a partir da superposição da solução da equação homogênea obtida anteriormente para vibração livre com uma solução particular, resultando em:

$$u(t) = u_h(t) + u_p(t) = A \operatorname{sen}(\omega t) + B \cos(\omega t) + \frac{P_o}{k} \frac{1}{1 - \beta^2} \operatorname{sen}(\varpi t) \quad (22)$$

onde β é dado pela expressão:

$$\beta = \varpi / \omega \quad (23)$$

O quociente β é a relação entre as frequências de excitação e a de vibração livre sem amortecimento. Admitindo-se que no tempo inicial o deslocamento e a velocidade também são iguais a zero, a equação de movimento de um sistema submetido a uma força do tipo harmônico e sem amortecimento é expressa por:

$$u(t) = u_h(t) + u_p(t) = \frac{P_o}{k} \frac{1}{1 - \beta^2} [\operatorname{sen}(\varpi t) - \beta \operatorname{sen}(\omega t)] \quad (24)$$

Uma forma de se avaliar a influência da característica dinâmica da carga sobre um sistema é usar o chamado coeficiente de resposta, definido na equação abaixo:

$$R(t) = \frac{u(t)}{u_{est}} = \frac{u(t)}{P_o / k} = \frac{1}{1 - \beta^2} [\operatorname{sen}(\varpi t) - \beta \operatorname{sen}(\omega t)] \quad (25)$$

Esse coeficiente mostra a relação entre o deslocamento sofrido pelo sistema sob ação dinâmica e o deslocamento que ocorre no caso de que o carregamento seja aplicado de forma estática.

Chama-se de fator de amplificação do efeito da carga harmônica aplicada ao sistema:

$$FA = \frac{1}{1 - \beta^2} \quad (26)$$

Observa-se que quando β tende a 1, ou seja, quando a frequência de excitação se aproxima da frequência natural do sistema, este fator tende ao infinito, representando a condição de ressonância.

A solução do sistema de 1 GL com amortecimento sob vibração forçada pode ser encontrada em Clough e Penzien, 1995.

3.1.2 Amortecimento no processo vibratório

Para facilitar o entendimento sobre o amortecimento, imagine-se uma barra engastada na base e livre no topo, com uma massa nesta posição. Ao se retirar a barra de sua posição de equilíbrio, esta barra passaria a oscilar regularmente, em vibração livre, e sua amplitude diminuiria a cada oscilação, até voltar à posição original. Caso não houvesse amortecimento nesse sistema, a oscilação, uma vez provocada, continuaria indefinidamente.



Figura 20 - Sistema em vibração livre

Os sistemas estruturais dinâmicos dissipam energia através dos seus mecanismos de amortecimento. O amortecimento está presente em todos os sistemas vibratórios e seu efeito é remover energia do sistema. A perda de energia é retirada do sistema por meio de algum mecanismo de radiação ou pela dissipação dentro do próprio sistema. Os efeitos do amortecimento num processo vibratório executam-se pela transformação (dissipação) da energia mecânica do movimento vibratório em outros tipos de energia, como o calor que pode ser liberado pelo sistema. Esta perda de energia resulta em um decaimento da amplitude da vibração livre (redução da intensidade vibratória), ou seja, o principal efeito do amortecimento é a atenuação dos picos de aceleração e deslocamento da estrutura.



Figura 21 - Esquema representando sistema de amortecimento
 Fonte: http://www.dec.fct.unl.pt/seccoos/S_Estruturas/Dinamica/Apoio/Aula4_Din_Est_06.pdf

O amortecimento pode ocorrer devido a fatores internos ou externos. Os internos ocorrem devido ao material e o externo, devido ao contato externo com elementos não estruturais, por exemplo, a energia de radiação no solo. Existem vários tipos de amortecimento, viscoso, estrutural ou histerético, de Coulomb etc. A seguir, descreve-se de maneira sucinta como podem ocorrer estes fenômenos.

Amortecimento Seco ou de Coulomb: ocorre devido ao atrito entre dois sólidos sem lubrificação ou com muito pouca lubrificação. A força de amortecimento é resultado da equação: $F = \mu N$, sendo:

- μ o coeficiente de atrito dinâmico entre as superfícies em contato
- N a força normal entre as superfícies

Amortecimento Estrutural ou Material ou Histerético: ocorre pelo atrito interno entre moléculas quando o sólido é deformado, fazendo com que a energia seja dissipada pelo material.

No caso do solo, os tipos de amortecimento predominantes são o amortecimento estrutural ou histerético e o chamado amortecimento geométrico ou por radiação das ondas no solo. Quando uma base ou fundação se movimenta em sentido oposto ao solo circundante, ondas de tensão originam-se na superfície de contato e propagam-se para fora deste. Essas ondas tiram um pouco da energia transmitida pela fundação ao solo, fenômeno esse que faz lembrar a absorção de energia pelos amortecedores viscosos. Da fundação, propagam-se ondas e, à medida que se afastam da fonte, propagam-se em um volume cada vez maior de material. Desse modo, a densidade de energia e, conseqüentemente, a amplitude da vibração, decresce em cada onda, constituindo-se no chamado “amortecimento geométrico ou por radiação”. A magnitude deste amortecimento depende, principalmente, da frequência de excitação, da geometria do sistema solo-fundação, do tipo de vibração e das características de tensão – deformação do solo.

Existem muitos mecanismos pelos quais a energia de um sistema é dissipada. Com isso, a estimativa do amortecimento em sistemas estruturais é uma das tarefas mais difíceis na dinâmica estrutural. É muito difícil geralmente determinar que tipo de amortecimento está presente em uma estrutura particular. Muitas vezes o amortecimento real em uma estrutura é a combinação de vários tipos. Em muitos casos, contudo, o amortecimento é pequeno e certas simplificações podem ser feitas. Em casos de cargas de curta duração, por exemplo, em explosões ou choques, o efeito do amortecimento é

pouco significativo. No caso de excitação sísmica em geral não há tempo de se desenvolver o amortecimento viscoso, mas ocorre o amortecimento histerético nos materiais das estruturas.

A quantificação da dissipação de energia é geralmente determinada sob condições de oscilações cíclicas. Assim, existe uma perda de energia por ciclo de vibração associada a uma força de amortecimento. Devido às características de amortecimento dos sistemas estruturais serem complexas e difíceis de definir, na prática corrente expressa-se o amortecimento com a mesma razão de decréscimo das amplitudes da vibração livre subamortecida, apresentada no item anterior.

Para sistemas de muitos graus de liberdade, cada modo de vibração do sistema pode ter um valor diferente da taxa de amortecimento ζ . Nas estruturas de edificações em concreto armado, esta taxa varia em torno de 5%, sendo que 5% é o valor prescrito no item 6.3 da NBR 15421:2006, o qual será adotado neste trabalho para todos os modos de vibração dos edifícios a serem analisados.

3.2 Análise dinâmica - Sistema de vários graus de liberdade

Seja agora um sistema estrutural composto de dois corpos rígidos de massa m_1 e m_2 , ligados por molas e amortecedores, cujas constantes elásticas estão mostradas na Figura 22. Aplica-se no corpo 1 uma força dinâmica horizontal $p_1(t)$ e, no corpo 2, $p_2(t)$, como mostra a Figura 22. Esse sistema estrutural pode ser classificado como um sistema de 2 GL, que são os deslocamentos horizontais do corpo 1 e 2, $u_1 = u_1(t)$ e $u_2 = u_2(t)$.

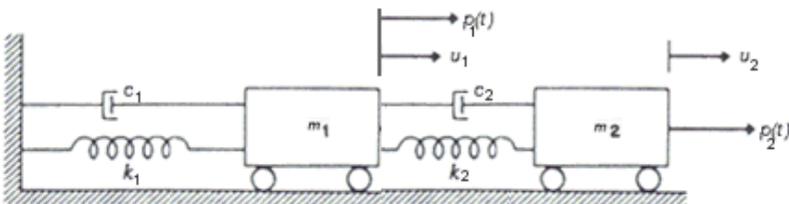


Figura 22 - Sistema com dois graus de liberdade (CHOPRA, 1980)

Aplicando o método direto de equilíbrio de forças aos corpos m_1 e m_2 , tem-se:

$$\begin{aligned} m_1 \cdot \ddot{u}_1 + c_2 \cdot (\dot{u}_1 - \dot{u}_2) + k_2 \cdot (u_1 - u_2) + c_1 \cdot \dot{u}_1 + k_1 \cdot u_1 &= p_1(t) \\ m_2 \cdot \ddot{u}_2 + c_2 \cdot (\dot{u}_2 - \dot{u}_1) + k_2 \cdot (u_2 - u_1) &= p_2(t) \end{aligned} \quad (27)$$

Na forma matricial, tem-se:

$$\begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} \ddot{u}_1 \\ \ddot{u}_2 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} c_1 + c_2 & -c_2 \\ -c_2 & c_2 \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} \dot{u}_1 \\ \dot{u}_2 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 \\ -k_2 & k_2 \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} u_1 \\ u_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} p_1 \\ p_2 \end{bmatrix}$$

Esse sistema pode ser escrito na seguinte forma matricial:

$$[M]\{\ddot{U}(t)\} + [C]\{\dot{U}(t)\} + [K]\{U(t)\} = \{P(t)\} \quad (28)$$

onde:

$[M]$ é a matriz de massa;

$[C]$ é a matriz da força de amortecimento;

$[K]$ é a matriz de rigidez;

$\{\ddot{U}\}$ é o vetor de acelerações;

$\{\dot{U}\}$ é o vetor de velocidades;

$\{U\}$ é o vetor de deslocamentos e

$\{P(t)\}$ é o vetor de forças externas dinâmicas.

Esta forma matricial é genérica e pode ser estendida para sistemas de 3 ou mais graus de liberdade.

Seja agora o exemplo abaixo, de um sistema estrutural generalizado de 2 graus de liberdade (2GL). Trata-se de um pórtico plano em que as vigas são consideradas rígidas, com toda sua massa concentrada no ponto central, e desprezam-se as massas das colunas. O sistema pode ser visualizado como a combinação de três componentes, rigidez, amortecimento e massa conforme apresentado na Figura 23 e Figura 24:

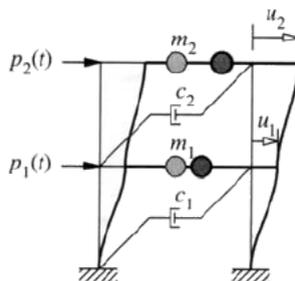


Figura 23 - Sistema com dois graus de liberdade (pórtico) (CHOPRA, 1980)

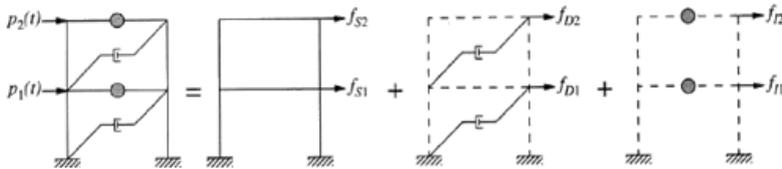


Figura 24 - Visualização do sistema de pórtico nas componentes de rigidez, amortecimento e massa (CHOPRA, 1980)

As forças externas $\{P(t)\}$ no sistema podem ser visualizadas como distribuídas pelas três componentes da estrutura (força elástica, de amortecimento e de inércia). Assim, $\{F_S\} + \{F_D\} + \{F_I\} = \{P(t)\}$, que resulta no mesmo sistema de equações obtido para o sistema estrutural discreto de 2 GL visto na seção anterior.

De uma maneira geral as estruturas reticuladas, tais como pórticos espaciais, podem ser tratadas como estruturas discretas, sendo discretizadas por barras ligadas por nós, escrevendo-se as equações de equilíbrio para cada GL de todos os nós. Os edifícios a serem estudados neste trabalho serão modelados por pórticos espaciais para representar o conjunto de pilares + vigas, admitindo-se que os pavimentos se comportem como diafragmas rígidos. Portanto o sistema de equações de equilíbrio dos edifícios também poderá ser expresso pelo sistema de equações genérico visto acima.

Existem diversos métodos para solução do sistema de equações de equilíbrio da dinâmica das estruturas. Para análise no domínio do tempo, os mais utilizados são o método de superposição modal e os métodos de integração direta. No método de superposição modal, quando todos os modos de vibração da estrutura são considerados obtém-se a solução “exata” do problema dinâmico, considerando que a estrutura tem comportamento linear. Costuma-se se utilizar apenas alguns modos de vibração para simplificar a análise, obtendo-se assim uma solução aproximada do problema. Geralmente se obtém uma boa aproximação da resposta utilizando-se os primeiros modos de vibração da estrutura, mas tudo depende do tipo de carregamento, sendo que para forças impulsivas, de curta duração (tempo de aplicação t_1 muito pequeno) os modos de vibração mais altos das estruturas (correspondentes às maiores frequências naturais) é que são os mais excitados.

Já nos métodos de integração direta, em que o tempo é discretizado em intervalos discretos, a precisão e estabilidade numérica do método irão depender do intervalo de tempo selecionado (Δt), sendo que há métodos condicional e incondicionalmente estáveis. Esses

métodos fornecem ótima precisão desde que Δt seja escolhido adequadamente, conforme La Rovere, 2005.

Ambos os métodos (superposição modal ou integração direta) têm suas vantagens. Como em geral nas estruturas de edifícios submetidos a sismos na base os primeiros modos de vibração da estrutura já são suficientes para capturar a resposta total, escolheu-se neste trabalho o método de superposição modal, pois resulta em análises mais rápidas, com menor esforço computacional. No entanto será feito um estudo no capítulo 5 de quantos modos serão necessários para se obter uma boa precisão na resposta dos exemplos de edifícios a serem analisados, submetidos a terremotos na base.

3.2.1 Análise por superposição modal

Na análise por superposição modal, os modos de vibração constituem padrões de deslocamento cujas amplitudes servem para descrever a deformação da estrutura. Apresenta-se inicialmente o problema de vibração livre de um sistema de N graus de liberdade, cuja solução fornece as frequências naturais do sistema e os respectivos modos de vibração.

3.2.1.1 Frequências naturais e modos de vibração para sistema de muitos GL

As equações de vibrações livres de um sistema de vários graus de liberdade, sem levar em conta o efeito do amortecimento, podem ser escritas:

$$[M]\{\ddot{U}(t)\} + [K]\{U(t)\} = \{0\} \quad (29)$$

Assim como nos sistemas de um grau de liberdade, o vetor de deslocamentos em função do tempo apresenta em cada componente um comportamento de movimento harmônico simples. A resposta da estrutura pode ser expressa em função das amplitudes e do ângulo de fase da resposta:

$$\{U(t)\} = \{\hat{U}\} . \text{sen}(\omega t + \theta) \quad (30)$$

onde $\{\hat{U}\}$ é o vetor de amplitudes, que representa a porção deformada do sistema que não varia com o tempo, e θ é o ângulo de fase da resposta.

Derivando-se duas vezes a expressão (30) em relação ao tempo, considerado como variável independente, obtém-se o vetor de acelerações do sistema:

$$\{\ddot{U}(t)\} = -\omega^2 \{\hat{U}\} \cdot \text{sen}(\omega t + \theta) = -\omega^2 \{U(t)\} \quad (31)$$

Substituindo-se esta expressão (31) no sistema de equações diferenciais de movimento do sistema (29), vem:

$$-\omega^2 [M] \{\hat{U}\} \text{sen}(\omega t + \theta) + [K] \{\hat{U}\} \text{sen}(\omega t + \theta) = 0 \quad (32)$$

Como o termo da função seno é arbitrário, pode-se reescrever este sistema de equações (32):

$$[K - \omega^2 M] \{\hat{U}\} = 0 \quad (33)$$

Este sistema de equação (33) representa um problema de autovalor, cujos autovalores são as frequências naturais, ao quadrado, ω^2 , do sistema e os autovetores correspondentes são os modos de vibração do sistema. Para que este sistema tenha solução não trivial, deve-se atender à condição:

$$\|K - \omega^2 M\| = 0 \quad (34)$$

Expandindo-se este determinante obtém-se uma equação algébrica do enésimo grau, para um sistema de N graus de liberdade, cuja solução fornece a frequência natural (ao quadrado), ω_n , de cada modo de vibração n (no total tem-se N modos). A partir de ω_n pode se obter o autovetor correspondente, que é o modo de vibração n da estrutura, $\{\hat{U}_n\}$. A frequência do primeiro modo, que é a mais baixa, é denominada frequência fundamental da estrutura, e o período correspondente de período fundamental. Os modos seguintes são denominados de segundo modo etc. Os modos mais altos são os últimos, que correspondem às frequências mais altas.

3.2.1.2 Método de superposição modal (35)

Para uma estrutura discretizada em N graus de liberdade, pode-se aplicar o método de superposição modal, no qual se obtém os deslocamentos da estrutura, expressos por um vetor de deslocamentos nodais, utilizando-se a decomposição de Rayleigh, conforme Clough e Penzien, 1995:

$$\{U(x,t)\} = [\Phi(x)] \cdot \{Y(t)\} \quad (36)$$

onde $[\Phi(x)]$ é a matriz usada para representação espacial, em que cada coluna corresponde a um modo de vibração da estrutura, e $\{Y(t)\}$ é o vetor de amplitudes de vibração de cada modo.

Geralmente se obtém uma boa aproximação da resposta em termos de deslocamentos utilizando-se poucos modos de vibração, dependendo do tipo de carregamento. Forças impulsivas de curta duração (tempo de aplicação t_1 muito pequeno), por exemplo, podem excitar modos de vibração mais altos das estruturas (correspondentes às maiores frequências naturais).

A resposta dinâmica de uma estrutura com múltiplos graus de liberdade sujeita a forças externas dinâmicas $\{P(t)\}$, cujo sistema de equações diferenciais de equilíbrio se escreve:

$$[M]\{\ddot{U}\} + [C]\{\dot{U}\} + [K]\{U\} = \{P(t)\} \quad (37)$$

Podem ser calculada pelo método de superposição modal, resumido na seguinte sequência de passos:

- Definir as propriedades da estrutura;
- Determinar a matriz de massa M e a matriz de rigidez K ;
- Obter a matriz de amortecimento C , ou as taxas de amortecimento de cada modo ξ (neste trabalho foi admitido como 5%, conforme definido também na NBR 15421);
- Determinar as frequências naturais ω_i e os modos de vibração correspondentes Φ_i ;
- Desacoplar o sistema de equações diferenciais de equilíbrio em N equações diferenciais, usando a decomposição de Rayleigh: $\{U(x,t)\} = [\Phi(x)] \cdot \{Y(t)\}$. Substituindo-se esta expressão no sistema de equações de equilíbrio obtém-se:

$$[M][\Phi]\{\ddot{Y}(t)\} + [C][\Phi]\{\dot{Y}(t)\} + [K][\Phi]\{Y(t)\} = \{P(t)\} \quad (38)$$

Multiplicando-se agora (38) por $[\Phi]^T$, vem:

$$[\Phi]^T [M] [\Phi] \{\ddot{Y}(t)\} + [\Phi]^T [C] [\Phi] \{\dot{Y}(t)\} + [\Phi]^T [K] [\Phi] \{Y(t)\} = [\Phi]^T \{P(t)\} \quad (39)$$

Devido às condições de ortogonalidade dos modos de vibração em relação às matrizes de massa e de rigidez, conforme Clough e Penzien, 1995, o produto dos auto-vetores por essas matrizes na equação (38) resulta em matrizes diagonais:

$$\begin{aligned}
 M_n &= [\Phi]^T [C] [\Phi] - \text{Massa generalizada ou modal} \\
 K_n &= [\Phi]^T [K] [\Phi] - \text{Rigidez generalizada} \\
 &\text{e denomina-se:} \\
 P_n(t) &= [\Phi]^T \{P(t)\} - \text{Forças externas generalizadas}
 \end{aligned} \tag{40}$$

Dado à dificuldade de se estimar de forma precisa o amortecimento das estruturas, costuma-se, para facilitar o cálculo e se obter um sistema de equações desacopladas, se arbitrar a matriz de amortecimento de tal forma que o produto dos auto-vetores por essa matriz na equação (40) também resulte em uma matriz diagonal (SORIANO, 2009):

$$[C_d] = [\Phi]^T [C] [\Phi] - \text{Amortecimento generalizado} \tag{41}$$

Admite-se assim que a estrutura amortecida tenha os mesmos modos de vibração que a estrutura não-amortecida, e que cada elemento da matriz diagonal $[C_d]$, C_n , é igual a $2M_n \zeta_n \omega_n$.

Substituindo-se as expressões (40) em (39) o sistema de equações diferenciais (38) fica então desacoplado em N equações diferenciais (em que cada uma corresponde a um modo de vibração):

$$M_n \ddot{y}_n(t) + C_n \dot{y}_n(t) + K_n y_n(t) = P_n(t) \tag{42}$$

e dividindo-se esta equação por M_n (sendo que $\omega_n^2 = K_n/M_n$ e $2 \zeta_n \omega_n = C_n / M_n$), obtém-se:

$$\ddot{y}_n(t) + 2\zeta_n \omega_n \dot{y}_n(t) + \omega_n^2 y_n(t) = P_n(t) / M_n \tag{43}$$

Esta é a equação diferencial de equilíbrio dinâmico de cada modo de vibração n , que representa a vibração forçada de um sistema de um grau de liberdade com amortecimento.

Pode-se obter a matriz de amortecimento generalizado de uma forma simplificada por meio do amortecimento de Caughey, em que as taxas de amortecimento são especificadas para apenas alguns modos de vibração (LIMA e SANTOS, 2008). Um caso particular do amortecimento de Caughey é o amortecimento de Rayleigh, muito utilizado na prática, em que as taxas de amortecimento são especificadas para apenas dois modos de vibração, o que resulta em uma matriz de amortecimento proporcional à massa e/ou à rigidez: $[C] = \alpha [K] + \beta [M]$ (SORIANO, 2009), (LIMA e SANTOS, 2008).

O programa SAP2000, a ser utilizado nas análises dos exemplos no capítulo 5, admite na entrada de dados das propriedades tanto a matriz de amortecimento de Rayleigh como uma taxa de amortecimento

crítico constante para todos os modos. Conforme já mencionado no item 3.1, seguindo-se a recomendação da NBR 15421, admitiu-se neste trabalho uma taxa de amortecimento crítico ζ de 5% para todos os modos de vibração dos exemplos de edifícios de concreto armado a serem analisados no capítulo 5.

3.2.1.3 Resposta em termos de deslocamentos nodais

Resolvendo-se todas as equações diferenciais dos N modos de vibração obtém-se o vetor de amplitudes modais $\{Y(t)\}$, o qual pré-multiplicado pela matriz de modos de vibração fornece o vetor de deslocamentos nodais $\{U(x,t)\} = [\Phi(x)] \cdot \{Y(t)\}$. Derivando-se este vetor em relação ao tempo obtém-se o vetor de velocidades nodais, e, derivando novamente, o vetor de acelerações nodais da estrutura.

Este procedimento é conhecido como análise modal clássica ou método de superposição modal clássico porque as equações modais individuais (desacopladas) são resolvidas para determinar as amplitudes ou coordenadas modais $y_n(t)$, que são combinadas para se obter a resposta total $\{U(t)\}$.

3.2.1.4 Forças nos elementos

As forças elásticas nos vários elementos – vigas, pilares etc – de uma estrutura podem ser obtidas a partir dos deslocamentos relativos em um determinado tempo t :

$$\{F_s(t)\} = [K] \cdot \{U(t)\} \quad (44)$$

ou a partir das forças elásticas de cada modo de vibração:

$$\{F_n(t)\} = (\omega_n)^2 \cdot [M] \cdot \{\Phi_n\} \cdot y_n(t) \quad (45)$$

devendo-se somar todos os modos para se obter a força elástica total.

A **força cortante na base** é obtida pela soma das forças elásticas de cada pavimento.

O **momento fletor na base** pode ser encontrado a partir das forças elásticas multiplicadas pela altura relativa do pavimento até a base da estrutura.

Em resumo, na análise por superposição modal parte-se de um sistema de vários graus de liberdade submetido a um vetor de forças externas, $\{P(t)\}$ e a resposta total é obtida somando-se a resposta ao longo do tempo de todos os modos de vibração independentes. A Figura 25 a seguir ilustra o método, mostrando para um exemplo a resposta ao longo do tempo para uma componente do vetor de deslocamentos da estrutura, de cada modo, e a soma de todos os modos (em tracejado).

Observa-se que a amplitude máxima de cada modo ocorre em instantes diferentes, e a amplitude máxima total também. Mais adiante, no capítulo 5, será mostrado o método de resposta espectral, no qual se calcula a amplitude máxima de cada modo separadamente, por meio de um espectro de resposta, e depois aplica-se um procedimento para se obter aproximadamente a amplitude máxima total.

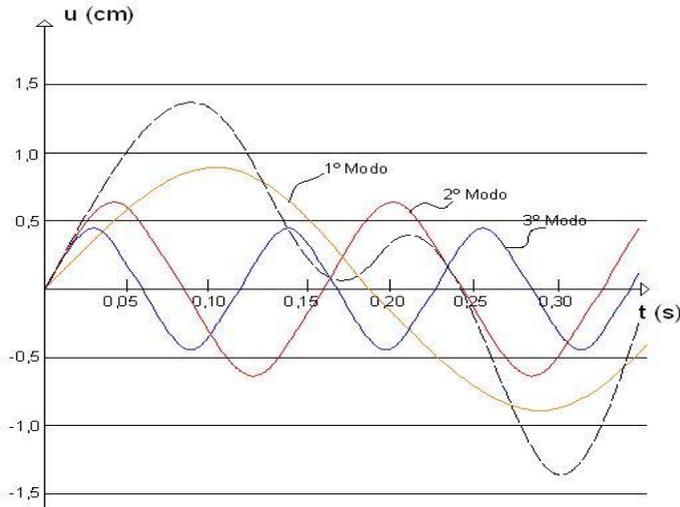


Figura 25: Superposição modal dos resultados (exemplo).

3.3 Acelerogramas

De maneira simplificada, o efeito da aceleração na base do edifício pode ser visualizado como se uma pessoa estivesse em pé sobre um tapete e alguém o puxasse. Neste caso, não é porque se puxa o tapete que a pessoa cai, mas sim porque ele é puxado rápido demais. Se o tapete fosse puxado lentamente seria possível se equilibrar sobre ele. Nesse sentido, os danos que um edifício sofre num terremoto não dependem nem do deslocamento nem da velocidade, mas da aceleração a que o solo é submetido. A aceleração é a medida da rapidez com que muda a velocidade do solo.

Para efeitos de engenharia a variação no tempo da aceleração do solo é a forma mais útil de definir o movimento do solo durante um sismo. Esta aceleração $\ddot{u}_g(t)$ aparece do lado direito da equação diferencial governativa da resposta de estruturas sujeitas à excitação sísmica, conforme será visto mais adiante no item 3.4.

$$m \cdot \ddot{u} + c \cdot \dot{u} + k \cdot u = -m \cdot \ddot{u}_g(t) \quad (46)$$

Na Figura 26, observa-se um acelerograma registrado durante o terremoto de El Centro, no México, que representa a aceleração sísmica do solo.

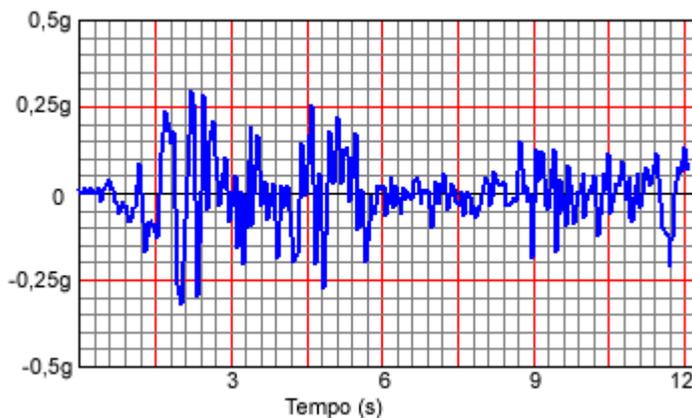


Figura 26 - Acelerograma do terremoto “El Centro, 1940”

No acelerograma acima, observa-se o pico de aceleração \ddot{u}_g de 0,319g. Para o território brasileiro, conforme zoneamento sísmico da NBR15421, o valor máximo que poderá ocorrer é da ordem de 0,15g. Observam-se aqui diferenças significativas na amplitude de aceleração do sismo, o que motiva a utilização deste acelerograma, porém, com escala reduzida para testes em projetos no território brasileiro.

Uma consideração importante sobre os acelerogramas é o fato de pesquisas recentes indicarem que, embora as acelerações máximas sejam importantes, outro ponto a ser levado em consideração é que ocorrem danos às estruturas ao longo de todo o período de um terremoto, e o dano total está mais relacionado à duração do terremoto do que a eventuais acelerações máximas que ocorram no registro. Por esta razão, um parâmetro importante na avaliação de acelerações é a duração do movimento. Outro parâmetro é o conteúdo de frequência de excitação no acelerograma, sendo classificados em acelerogramas de banda estreita ou de banda larga.

Na Figura 27 estão apresentados diversos sismos com mesma escala de aceleração no tempo, podendo-se assim se observar a variação da amplitude e de duração para os diferentes registros.

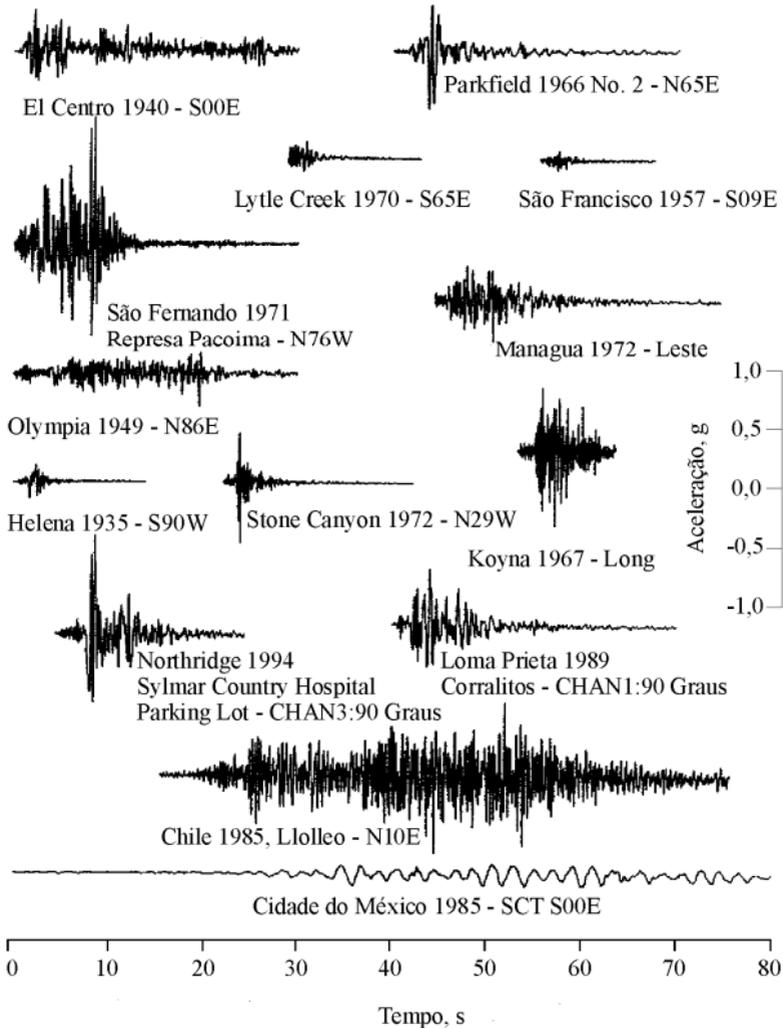


Figura 27 - Movimentos do solo registrados durante alguns sismos (CHOPRA, 1995)

Alguns dos acelerogramas da Figura 27 serão utilizados na análise das edificações no método de análise no domínio do tempo, sendo todos escalonados para uma amplitude máxima de 0,15 g, de forma a se obter os deslocamentos, forças, momentos e reações da estrutura (para cada acelerograma analisado).

3.3.1.1 *Aceleração horizontal máxima*

Acelerações horizontais (causadas por ondas tipo S) têm sido usadas para descrever o movimento do solo. Movimentos dos solos com acelerações máximas elevadas são, em geral – mas nem sempre - mais destrutivos do que movimentos com menores acelerações máximas. Elevados picos de aceleração que ocorrem durante pequenos intervalos de tempo podem causar danos pequenos a vários tipos de estruturas. Alguns terremotos com picos de aceleração horizontal superiores a 0,5 g causaram poucos danos às estruturas, devido às altas frequências em que tais picos ocorreram e às pequenas durações destes eventos.

3.3.1.2 *Aceleração vertical máxima*

Acelerações verticais máximas (causadas por ondas tipo P) têm despertado menos o interesse de engenheiros sísmicos, isso pode ser explicado, em parte, devido às margens de segurança maiores utilizadas para os carregamentos induzidos pela gravidade. A componente vertical parece ser particularmente importante na análise sísmica de barragens maciças e fundações de estruturas superficiais, tais como dutos. Acelerações verticais não serão consideradas neste trabalho.

3.4 **Análise sísmica**

3.4.1 **Análise sísmica - sistema de um grau de liberdade**

Seja um pórtico plano, mostrado na Figura 28, cuja base é excitada por um acelerograma, $a_g(t) = \ddot{u}_g(t)$, provocado por um sismo na direção horizontal (onda tipo S).

Admitem-se as seguintes hipóteses:

- Consideram-se apenas os deslocamentos horizontais (define-se uma rigidez axial infinita para as colunas);
- Os nós são restringidos à rotação;
- A excitação nos apoios atua apenas horizontalmente;
- A massa da estrutura concentra-se na altura do pavimento da edificação;
- Admite-se completa adesão entre a base da estrutura e o solo de fundação.

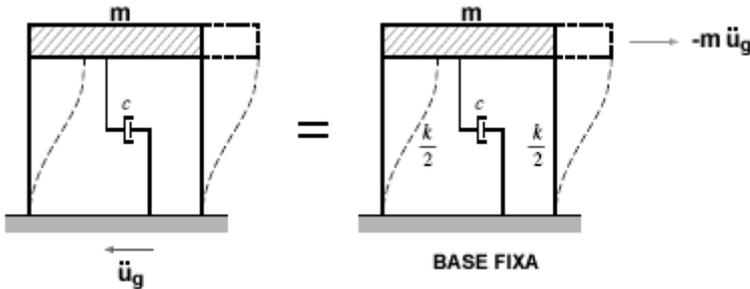


Figura 28: Esquema proposto para análise

O pórtico plano pode ser então representado por um sistema de um único grau de liberdade, cujo movimento (ver Figura 29) pode ser expresso por:

$$u_t = u + u_g(t) \quad (47)$$

onde u é o deslocamento relativo e u_t o deslocamento total; logo tem-se que:

$$\ddot{u}_t = \ddot{u} + \ddot{u}_g(t) = \ddot{u} + a_g(t) \quad (48)$$

A equação de equilíbrio do sistema fica sendo:

$$m \cdot \ddot{u}_t + c \cdot \dot{u} + k \cdot u = 0 \quad (49)$$

lembrando que as forças elásticas e de amortecimento são proporcionais ao deslocamento e velocidade relativa, respectivamente. Substituindo-se a expressão de \ddot{u}_t na equação de equilíbrio, chega-se a:

$$m \cdot \ddot{u} + c \cdot \dot{u} + k \cdot u = -m \cdot a_g(t) \quad (50)$$

Observa-se assim que a força sísmica equivalente que age no sistema é igual ao produto da massa pela aceleração do apoio $a_g(t)$ (caso de sismos), conforme mostra a Figura 28, exatamente como na aplicação de uma carga externa $p(t)$ a um sistema de base fixa. O sinal negativo indica que a força equivalente se opõe à direção da aceleração do apoio, embora a aceleração da base seja admitida como atuando em uma direção arbitrária no caso de sismos.

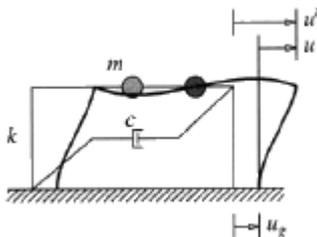


Figura 29 - Sistema de um grau de liberdade (pórtico) (CHOPRA, 1980)

3.4.2 Análise sísmica -sistema de vários graus de liberdade

3.4.2.1 Considerações iniciais

Seja agora um edifício de múltiplos pavimentos, modelado por um pórtico plano, mostrado na Figura 30, para o qual se admitem as mesmas hipóteses vistas no item anterior, sendo concentradas as massas da estrutura na altura de cada pavimento j . Excitando-se a base do edifício, tem-se o seguinte esquema de carregamento equivalente para o pórtico com base fixa, analogamente ao que foi visto para o pórtico de um pavimento no item anterior.

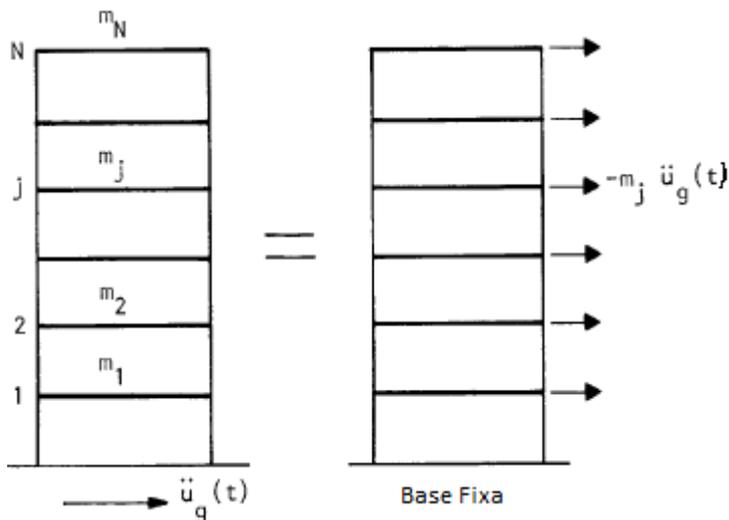


Figura 30: Esquema de aplicação do carregamento (CHOPRA, 1980)

Mesmo para um edifício com mais de duas linhas de colunas, como o mostrado na Figura 31, pode-se adotar o mesmo modelo da Figura 30 desde que sejam admitidas as hipóteses de diafragma rígido

das lajes e de massa concentrada em cada piso da edificação. Para este modelo considerado, admite-se então que todos os pontos pertencentes a um mesmo pavimento deslocam-se igualmente. Sendo assim, pode-se reduzir este modelo por uma única linha de apoio, somando-se a rigidez ao cortante das colunas e os coeficientes de amortecimento a cada pavimento.

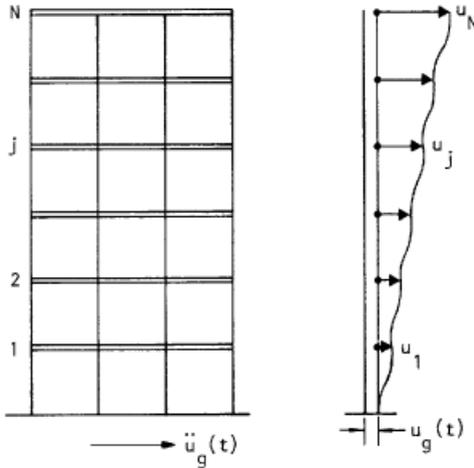


Figura 31: Esquema de carregamento – Múltiplos pavimentos (CHOPRA, 1980)

3.4.2.2 Considerações sobre os Modos de Vibração

Para o modelo da Figura 30, obtém-se da análise dos modos de vibração os N modos de vibração, sendo alguns ilustrados na Figura 32:

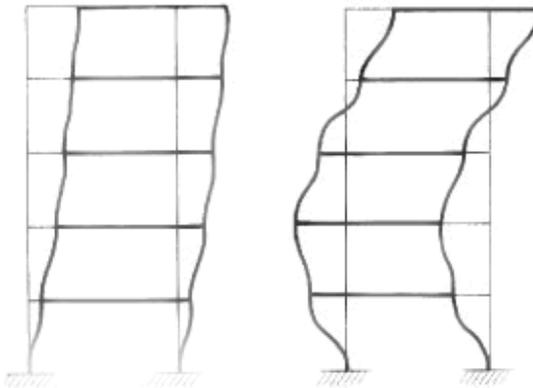


Figura 32: Modos de vibração natural (CHOPRA, 1980)

No caso de pórticos submetidos a cargas laterais, a contribuição do 1º modo é, usualmente, a mais importante, e o limite superior (isto é, a soma em módulo dos deslocamentos máximos em cada modo de vibração) pode ser considerado sem erros apreciáveis. Nesse caso a resposta máxima pode ser satisfatoriamente estimada com a resposta do primeiro modo, sem que se tenha que executar a repetitiva soma dos modos a cada instante. Deve-se, entretanto, proceder com cuidado, lembrando que a soma em módulo é sempre mais conservadora.

No entanto, dependendo das frequências de excitação contidas nos acelerogramas de terremotos, os modos mais altos podem contribuir significativamente para a resposta total. As frequências de excitação podem ser estimadas pelo número de vezes que a curva de aceleração corta o eixo das abscissas, ao longo desse eixo ou então se efetuando uma Transformada de Fourier do acelerograma, conforme será visto mais adiante no item 5.3.3.2.

A resposta de uma estrutura submetida a sismo será complexa. Numa casa ou num prédio mais baixo, a frequência fundamental é maior do que em um edifício mais alto, mais esbelto, onde a baixa frequência promove movimentos amplos e mais lentos.

Outra forma de se visualizar este conceito é pelo “período natural” das construções, que é o tempo gasto num ciclo completo, ou o inverso da frequência natural. A tabela abaixo exemplifica de maneira aproximada uma ordem de grandeza dos períodos naturais da estrutura de um edifício. Ressalta-se que esta tabela fornece apenas uma ordem de grandeza do período, tendo em vista que o período fundamental depende muito da rigidez dos elementos estruturais, logo varia bastante com o sistema construtivo (de aço, concreto armado – com ou sem pilares-parede, alvenaria estrutural, etc...)

Tabela 3 – Período fundamental aproximado das estruturas.

Fonte: <<http://www.sismo.iag.usp.br/sismologia>>

<i>Número de andares</i>	<i>Período fundamental (s)</i>
2	0,2
5	0,5
10	1,0
20	2,0
30	3,0
50	5,0

Quando uma frequência de excitação das ondas no terreno é próxima a uma frequência natural do edifício, o fator de amplificação do movimento do edifício será grande, aumentando a possibilidade de

prejuízos. Na Cidade do México, em 19 de setembro de 1985, um terremoto destruiu majoritariamente edifícios de 20 andares, ou seja, eles possuíam um período fundamental de aproximadamente 2 segundos. Edifícios de dimensões diferentes localizados próximos aos de 20 andares não sofreram tantos danos.

3.4.2.3 Efeito torcional

Em edifícios de múltiplos andares com plantas “simétricas” em relação a dois eixos ortogonais, podem ocorrer movimentos de torção por vários motivos, incluindo dois fatores principais: o edifício na realidade não é perfeitamente simétrico (vinculações entre os elementos, carregamentos, etc) e a variação espacial do movimento do solo pode causar rotação (em torno do eixo vertical) na base do edifício, o que provocará movimento de torção do edifício mesmo que a sua planta seja perfeitamente simétrica.

O movimento de torção de edifícios simétricos em planta é habitualmente designado por torção accidental. A resposta estrutural associada à torção accidental não é fácil de calcular no dimensionamento estrutural por duas razões:

- o movimento de rotação da base não é definido
- não é prático identificar e analisar o efeito de cada fonte de assimetria num edifício.

Em edifícios não simétricos, a um ou dois eixos ortogonais, além das situações citadas acima, ainda existe o problema da própria assimetria de rigidez que provoca mais facilmente rotações do edifício em torno de um eixo vertical causando torção nos elementos estruturais.

3.4.3 Análise sísmica – por superposição modal

Seja o pórtico plano da Figura 30 que foi modelado por um sistema de N GL, submetido a uma excitação sísmica em sua base, definido pelas acelerações $\ddot{u}_g(t)$. Analogamente ao que foi visto para um sistema de 1 GL, tem-se que o vetor de deslocamento total da estrutura é a soma do vetor de deslocamento relativo com o deslocamento sofrido na base u_g (CLOUGH, 1995):

$$\{U_i(t)\} = \{U(t)\} + u_g \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ \vdots \\ 1 \end{Bmatrix} = \{U(t)\} + u_g \{1\}$$

O sistema de equações diferenciais de equilíbrio fica sendo:

$$\begin{aligned} [M]\{\ddot{U}_i(t)\} + [C]\{\dot{U}(t)\} + [K]\{U(t)\} &= \{0\} \quad \therefore \\ [M]\{U(t)\} + [C]\{\dot{U}(t)\} + [K]\{U(t)\} &= -[M].\ddot{u}_g \{1\} = \{P_{ef}(t)\} \end{aligned} \quad (51)$$

Conforme visto anteriormente, pelo método de superposição modal faz-se $\{U(x,t)\} = [\Phi(x)].\{Y(t)\}$; que substituída no sistema de equações de equilíbrio fornece:

$$[M][\Phi]\{\ddot{Y}(t)\} + [C][\Phi]\{\dot{Y}(t)\} + [K][\Phi]\{Y(t)\} = \{P(t)\} \quad (52)$$

Multiplicando-se por $[\Phi]^T$, e usando-se as condições de ortogonalidade desacopla-se o sistema de equações em N equações diferenciais:

$$M_n \ddot{y}_n(t) + C_n \dot{y}_n(t) + K_n y_n(t) = P_n(t) \quad (53)$$

que dividida por M_n fica sendo:

$$\ddot{y}_n(t) + 2\zeta_n \omega_n \dot{y}_n(t) + \omega_n^2 y_n(t) = P_n(t) / M_n \quad (54)$$

onde:

$$\begin{aligned} P_n(t) &= \{\phi_n\}^T . \{P_{ef}(t)\} = -\{\phi_n\}^T [M].\ddot{u}_g(t). \{1\} = -L_n \ddot{u}_g(t) \\ L_n &= \{\phi_n\}^T [M] \{1\} \end{aligned}$$

L_n é conhecido como fator de participação modal. Substituindo-se P_n na equação diferencial de cada modo n , vem:

$$\ddot{y}_n(t) + 2\zeta_n \omega_n \dot{y}_n(t) + \omega_n^2 y_n(t) = -L_n \ddot{u}_g(t) / M_n \quad (55)$$

A solução desta equação diferencial pode ser obtida por meio da integral de Duhamel:

$$y_n(t) = \frac{1}{M_n \omega_n} \int_0^t -L_n \ddot{u}_g(t) \cdot e^{-\xi \omega_n (t-\tau)} \text{sen } \omega_n (t-\tau) d\tau \quad (56)$$

em que se admitiu que ω_n é aproximadamente igual a $\omega_{n,D}$.

A equação acima pode ser reescrita na forma:

$$y_n(t) = \frac{L_n}{M_n \omega_n} V_n(t) \quad (57)$$

A partir de $y_n(t)$ obtém-se a parcela do vetor de deslocamentos de cada modo de vibração n :

$$\{U_n(t)\} = \{\phi_n\} \frac{L_n}{M_n \omega_n} V_n(t) \quad (58)$$

e o vetor de deslocamentos da estrutura é:

$$\{U(t)\} = \sum_{n=1}^N \{U_n(t)\} = \sum_{n=1}^N \{\phi_n\} \frac{L_n}{M_n \omega_n} V_n(t) = [\Phi] \cdot \{Y(t)\}$$

As forças elásticas podem ser obtidas a partir do vetor de deslocamentos (relativos):

$$\{F_s(t)\} = [K] \cdot \{U\} = [K] \cdot [\Phi] \cdot \{Y(t)\} \quad (59)$$

sendo que cada modo contribui com a força:

$$\{f_{s,n}(t)\} = [K] \{\phi_n\} \frac{L_n}{M_n \omega_n} V_n(t) = \omega_n^2 [M] \{\phi_n\} \frac{L_n}{M_n \omega_n} V_n(t) \therefore$$

$$\{f_{s,n}(t)\} = \omega_n [M] \{\phi_n\} \frac{L_n}{M_n} V_n(t) \rightarrow \{F_s(t)\} = \sum_{n=1}^N \{f_{s,n}(t)\}$$

A força cortante na base é obtida pela soma das forças de cada pavimento j , ou de cada GL:

$$F_B(t) = \sum_{j=1}^N F_s^j(t) = \{1\}^T \{F_s(t)\} \quad (60)$$

Substituindo-se a expressão do vetor de força elástica total e de cada modo na equação acima, vem:

$$F_B(t) = \sum_{n=1}^N \{f_{s,n}(t)\} = \sum_{n=1}^N \{1\}^T \omega_n [M] \{\phi_n\} \frac{L_n}{M_n} V_n(t) \therefore \quad (61)$$

$$F_B(t) = \sum_{n=1}^N \frac{L_n^2}{M_n} \omega_n V_n(t) \quad (\{1\}^T [M] \{\phi_n\} = \{\phi_n\}^T [M] \{1\} = L_n)$$

A quantidade $(L_n)^2/M_n$ é conhecida como massa modal efetiva da estrutura e representa a parte da massa total que responde à excitação do terremoto.

Pode-se também, a partir da força elástica em cada pavimento j , obter-se o momento fletor na base, multiplicando-se cada força pela altura do pavimento e somando-se.

Este método será um dos utilizados na análise sísmica de edifícios no Capítulo 5.

3.4.4 Análise sísmica por espectro de resposta

3.4.4.1 Espectro de resposta

Um espectro de resposta a um carregamento dinâmico qualquer consiste de um gráfico cujo eixo vertical fornece a resposta máxima de um sistema de 1GL, excitado pelo carregamento, em que se varia a frequência (ou o período) natural do sistema no eixo horizontal. Para cada valor de amortecimento do sistema é traçada uma curva correspondente.

A Figura 33 mostra um exemplo de espectro de resposta para cargas impulsivas de duração (t_1) , para um sistema sem amortecimento. Observa-se que as respostas produzidas dependem da relação entre os valores de duração dos impulsos, e do período natural da estrutura (t_1/T) e também da forma da carga impulsiva.

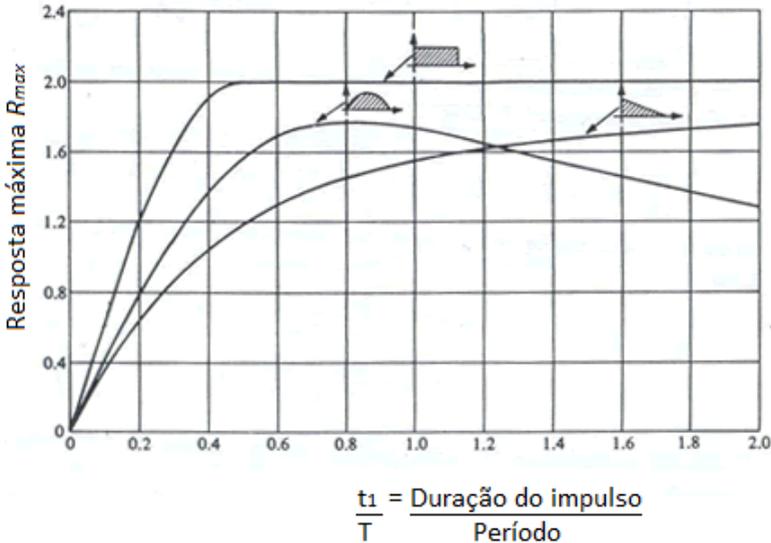


Figura 33: Espectro de resposta para três tipos de carregamento (retangular, triangular e senoidal). (CHOPRA, 1980)

A resposta dinâmica durante o impulso pode ser obtida a partir da solução de sistema de 1 GL sob vibração forçada, e, quando a força termina, o sistema oscila livremente em torno de sua posição indeformada com amplitude constante devido à ausência de amortecimento (sendo para $t > t_1$ a mesma solução vista anteriormente para vibração livre do sistema de 1 GL). A Figura 34 ilustra um exemplo para força aplicada senoidal de meio ciclo harmônico. Tendo-se a resposta completa no tempo pode-se obter a resposta máxima e variando-se o período natural do sistema constrói-se então o espectro de resposta.

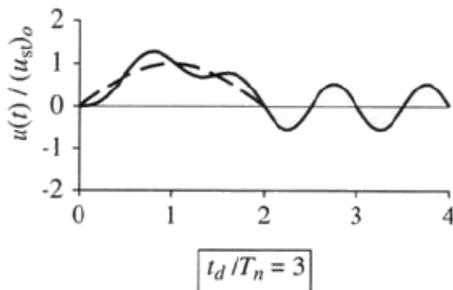


Figura 34: Resposta dinâmica de um sistema não amortecido (CHOPRA, 1980)

Os espectros de resposta de terremotos têm grande importância na Engenharia Sísmica. O espectro de resposta de um terremoto fornece a resposta (que em geral é dada por pseudo-velocidade ou pseudo-aceleração) de um sistema de 1GL, excitado na base pelo acelerograma do terremoto, em que se varia a frequência natural do sistema no eixo horizontal. Para cada valor de amortecimento do sistema é traçada uma curva correspondente. Esses espectros são construídos aplicando-se a integral de Duhamel para a solução, considerando que a força efetiva, $p_{eff}(t) = -m \cdot \ddot{u}_g(t)$, é uma soma infinita de forças impulsivas:

$$u(t) = \frac{1}{m\omega_D} \int_0^t -m\ddot{u}_g(\tau) \cdot e^{-\xi\omega(t-\tau)} \text{sen}\omega_D(t-\tau) d\tau \quad (62)$$

Simplificando a massa m , considerando que $\omega_D \cong \omega$, e eliminando-se o sinal negativo na integral, tendo em vista que não é importante em cargas reversas de excitação, vem:

$$u(t) = \frac{1}{\omega} \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) \cdot e^{-\xi\omega(t-\tau)} \text{sen}\omega(t-\tau) d\tau = \frac{1}{\omega} V(t) \quad (63)$$

Define-se como pseudo-velocidade, S_V , ao valor máximo de $V(t)$ na expressão acima, que depende tanto de ω como de ξ . Para cada valor de ξ pode-se traçar um gráfico de S_V versus ω (ou T). O deslocamento máximo do sistema é então obtido a partir de S_V :

$$u_{máx} = \frac{S_V}{\omega} = S_d \quad (64)$$

onde S_d também é conhecido como deslocamento espectral. A aceleração espectral é definida por:

$$S_a = \omega S_v = \omega^2 S_d \quad (65)$$

A partir da pseudo-velocidade ou da pseudo-aceleração pode-se então se obter o deslocamento máximo de resposta.

As forças elásticas máximas podem ser então obtidas a partir do deslocamento espectral ou da aceleração espectral:

$$fs_{máx} = kS_d = \omega^2 mS_d = mS_a \quad (66)$$

A Figura 35 mostra o espectro de resposta para o terremoto de El Centro, 1940, em termos de aceleração espectral (dividida pela aceleração da gravidade g), considerando taxa de amortecimento de 2%.

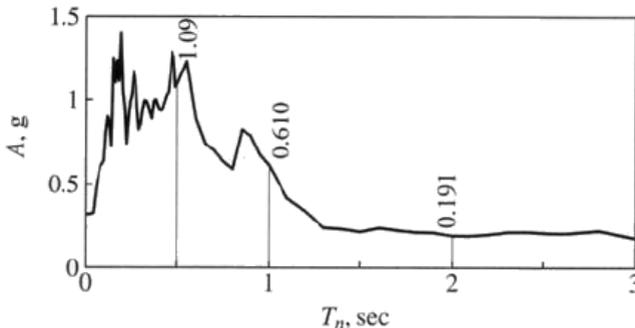


Figura 35: Espectro de resposta em pseudo-aceleração (S_a) para o sismo El Centro, 1940 (amortecimento de 2%) (CHOPRA, 1980)

Um espectro de resposta também pode ser plotado considerando o período T no eixo horizontal, a pseudo-velocidade no eixo vertical, pseudo-aceleração a -45° e o deslocamento espectral a 45° , conforme mostra a Figura 36.

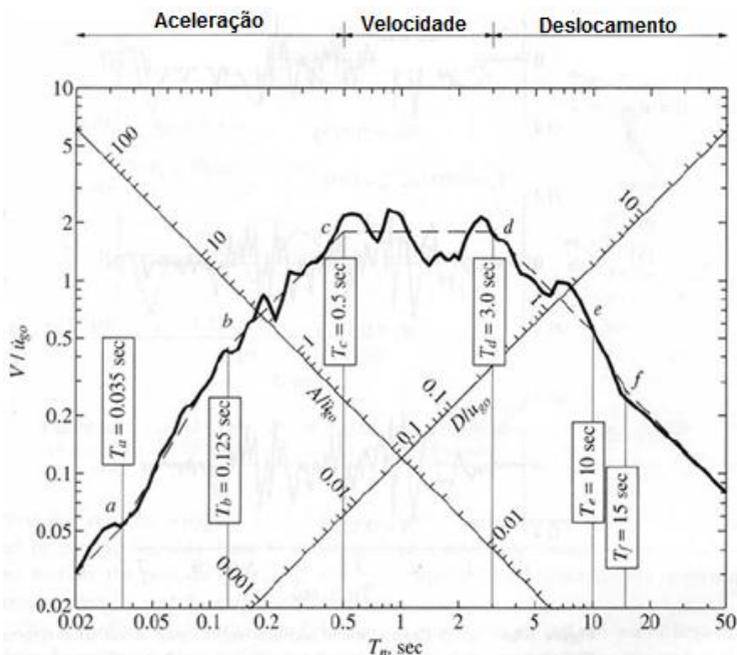


Figura 36: Espectro de resposta do sismo “El Centro, 1940” (amortecimento de 5%) versão idealizada para aceleração, velocidade e deslocamento. (Adaptada de CHOPRA, 1980)

Os espectros de resposta de projeto são determinados por meio da suavização, média ou envoltória de espectros de resposta de terremotos reais, definidos a partir de uma análise de registros de terremotos significativos ocorridos na região. Assim, pode-se realizar a aplicação ou extrapolação de um espectro padronizado para análises de estruturas futuras. Contudo, para cada região pode ser necessário ajustar o acelerograma, que pode ser feito a partir de uma série de procedimentos. Desta forma, a partir do gráfico de espectro de projeto, podem-se avaliar os valores máximos de resposta da estrutura a uma gama de possíveis carregamentos sísmicos para posterior dimensionamento.

Os espectros de projeto da NBR 15421 foram baseados nos espectros de projeto da norma americana UBC-1997, sendo obtidos a partir de espectros de resposta de diversos terremotos, buscando-se criar um espectro padrão para utilização em projeto.

No espectro de projeto da NBR 15421, plota-se um gráfico da pseudo-aceleração (dividida pela aceleração de projeto dada em função

de g) versus o período natural ($S_a \times T$), com amortecimento considerado igual a 5%.

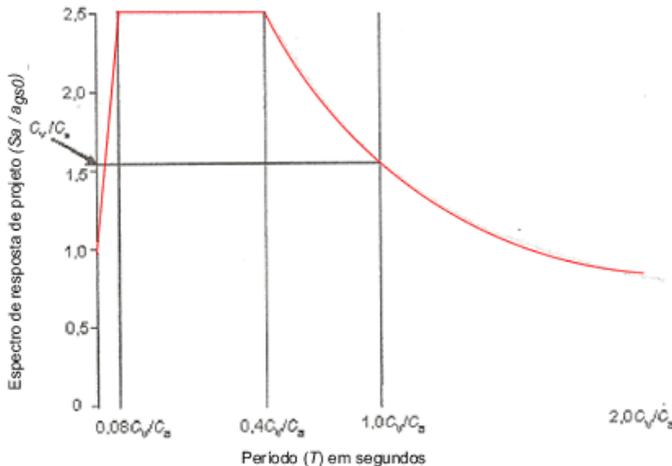


Figura 37: Espectro de resposta de projeto da NBR 15421 (amortecimento de 5%) para solo Tipo B a aceleração $a_g=0,10g$

3.4.4.2 Análise de sistema de vários GL por Espectro de Resposta

Para estruturas de vários graus de liberdade, a análise por espectro de resposta consiste em se considerar isoladamente a resposta de cada modo de vibração da estrutura, obtendo-se os valores máximos de cada modo. É um método aproximado, e para se obter os valores máximos de resposta da estrutura pode-se aplicar 3 procedimentos distintos de combinação modal, conforme é apresentado em CLOUGH, PENZIEN, 1995:

- Soma dos valores máximos de todos os modos
- Raiz quadrada da soma dos valores máximos ao quadrado de todos os modos (SRSS: Square Root of Sum of Squares)
- Combinação quadrática completa (CQC - Complete Quadratic Combination)

A soma dos valores máximos de todos os modos é um processo conservador, mas fornece bons resultados para as estruturas em que a resposta do primeiro modo predomina sobre as demais.

$$R_{max} = \sum_j R_{max,j} \quad (67)$$

A regra de combinação modal SRSS fornece excelentes estimativas da resposta para estruturas com frequências naturais bem separadas. Deve-se ter cuidado na aplicação dessa regra em edifícios com planta assimétrica, pois estas estruturas podem apresentar frequências naturais muito próximas, conforme apresentado por Santos, Souza Lima, 2008.

$$R_{max} = (\sum_j (R_{max,j})^2)^{1/2} \quad (68)$$

A regra de combinação modal CQC é aplicável a uma vasta classe de estruturas e ultrapassa as limitações da regra SRSS. A estimativa de resposta obtida pela regra CQC pode ser superior ou inferior à estimativa fornecida pela regra SRSS (o primeiro somatório da combinação modal CQC é o mesmo da regra de combinação SRSS).

$$R_{max} = (\sum_i \sum_j u_{ij} * R_{max,j} * R_{max,i})^{1/2} \quad (69)$$

sendo:

$u_{ij} = (8 \zeta^2 * (1+r) * r^{3/2}) / [(1-r^2)^2 + 4 \zeta^2 * r * (1+r)^2]$, $0 \leq u_{ij} \leq 1$, sendo:
 ζ o amortecimento

$r = \omega_i / \omega_j$. Para $r = 1$, por exemplo, tem-se $u_{ij} = 1$ e para $r = 0$, $u_{ij} = 0$ (neste último, o CQC coincide com SRSS).

No próximo capítulo apresenta-se a norma brasileira para o projeto de estruturas sísmo-resistentes e também alguns aspectos de projeto para mitigação de danos em estruturas.

4 PROJETO DE ESTRUTURAS SISMO-RESISTENTES

Neste capítulo serão apresentados os métodos prescritos na norma brasileira para projeto de estruturas resistentes a sismos, abordando os métodos de cálculo das forças estáticas equivalentes da NBR 15421:2006 e a análise por espectro de resposta, com o uso de espectros de projeto da norma.

4.1 Normalização brasileira para projeto de estruturas resistentes a sismos

Desde outubro de 2006, está em vigor a primeira normalização brasileira com prescrições de procedimentos para projeto de estruturas resistentes a sismos, a **NBR 15421**, complementando as demais Normas Brasileiras de projeto estrutural. Assim, sob o ponto de vista da lei de defesa do consumidor, torna-se obrigatório a consideração desta norma nos projetos estruturais.

4.1.1 Considerações iniciais sobre ações e segurança

Os valores característicos definidos na NBR 15421 para ações sísmicas correspondem a um período de retorno (T_M) de 475 anos, ou seja, este é o intervalo de tempo estimado para ocorrência em média de um sismo. Observa-se aqui que em um período de 475 anos qualquer, o sismo poderá ocorrer várias vezes ou até não ocorrer. Pode-se dizer que o sismo tem 0,21% ($1/T_M$) de probabilidade de ser excedido em qualquer ano, ou que têm 10% de probabilidade de ser ultrapassado durante um período de 50 anos.

De acordo com a NBR 8681 - Ações e segurança nas estruturas - as ações sísmicas devem ser consideradas como excepcionais, definindo-se também os coeficientes de ponderações a considerar para efeito de combinações últimas para as ações sísmicas. Coeficientes de ponderação a considerar:

- Permanentes desfavoráveis - $\gamma_g = 1,2$
- Variáveis desfavoráveis - $\gamma_g = 1,0$
- Excepcionais - $\gamma_g = 1,0$

Para efeito de dimensionamento pela NBR 15421, os carregamentos sísmicos consideram a capacidade de dissipação de energia no regime inelástico das estruturas.

4.1.2 Zoneamento sísmico brasileiro

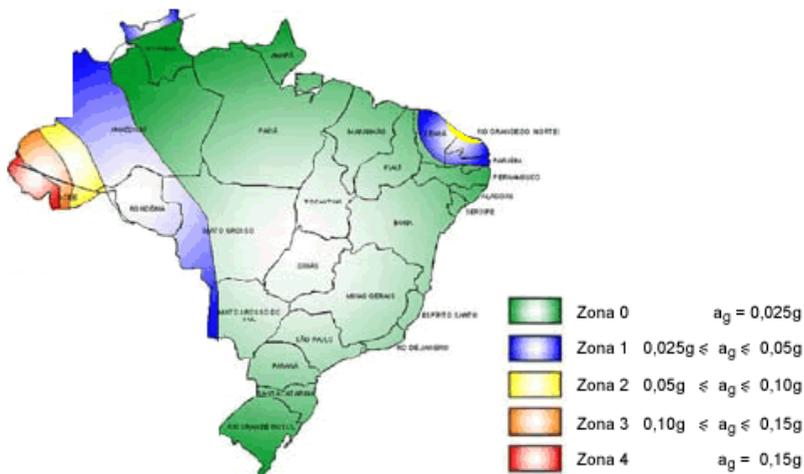


Figura 38 - Aceleração sísmica horizontal para terrenos classe B (“Rocha”)

Fonte: http://www.maccaferri.com.br/informativo/port/2007/08/dica_2007_08.pdf

Conforme a normalização brasileira, os valores a serem considerados para a_g nas zonas 1 a 3 podem ser obtidos por interpolação das curvas da Figura 38 ou, se for o caso, a partir de um estudo sismológico e geológico específico para o projeto de qualquer estrutura.

Em alguns países, existem edifícios equipados com acelerômetros para se conhecer melhor a sua resposta aos terremotos. Além de fornecer informações importantes sobre os terremotos, os acelerogramas já registrados servem como base para os futuros cálculos estruturais.

4.1.3 Definição das categorias de estruturas para análise sísmica

Conforme NBR 15421:2006, estruturas projetadas nas zonas sísmicas 0 e 1 classificam-se como categoria sísmica “A”, edificações localizadas na zona sísmica 2 classificam-se como categoria sísmica “B”, e nas zonas sísmicas 3 e 4 como categoria sísmica “C”.

Para efeito de análise das estruturas, quando esta estiver localizada na zona 0, nenhum requisito de resistência anti-sísmica é exigido.

Estruturas localizadas na Zona 1 devem apresentar sistemas estruturais resistentes às forças sísmicas horizontais e mecanismos de resistência a esforços de torção para um valor de Força sísmica igual a:

$$F_x = 0,01.w_x$$

onde:

w_x corresponde ao peso total da estrutura do piso considerado, incluindo cargas operacionais fixas e reservatórios de água e, em caso de áreas de armazenamento e estacionamento, 25% destas devem ser consideradas.

Estruturas projetadas na zona sísmica 1 devem também atender aos requisitos prescritos nos itens 8.1, 8.1.1 e 8.9 da NBR 15421. Tais itens prescrevem sobre as distribuições das rigidezes da estrutura que devem preferencialmente evitar descontinuidades bruscas e assimetrias bem como o uso de diafragmas horizontais de elevada capacidade de dissipação de energia. Além disso, citam-se sobre o dimensionamento os cuidados a serem tomados, mantendo a ligação de todas as partes da estrutura (inclui-se, nesse caso, as paredes) com o sistema sismo-resistente, conforme NBR 15421:2006.

Estruturas classificadas nas categorias sísmicas “B” ou “C” podem ser analisadas por um dos seguintes métodos prescritos na NBR 15421:

- Forças horizontais equivalentes;
- Resposta espectral;
- Análise dinâmica no domínio do tempo com aceleração ao longo do tempo de sismos aplicada nos apoios da estrutura.

Além dos requisitos sísmicos exigidos para a zona sísmica 1, também se prescrevem, para as categorias “B” e “C”, os demais itens da seção 8 da NBR 15421 que devem ser atendidos, como quanto aos tipos de sistemas sismo-resistentes possíveis, considerados na norma (sistemas compostos por pilares paredes, pórticos ou tipo pêndulo invertido, podendo variar também de acordo com o tipo de detalhamento dos elementos – usual, intermediário ou especial, ou uma combinação de diferentes sistemas resistentes conforme descrito na Tabela 6 da NBR 15421), limites de irregularidades verticais e dos diafragmas horizontais bem como critérios para modelagem da estrutura, conforme NBR 15421:2006.

4.1.4 Limites de deslocamentos da estrutura

Os deslocamentos limites, relativos aos pavimentos estabelecidos pela NBR 15421, aplicam-se às categorias sísmicas “B” ou “C” e dependem do tipo de ocupação da edificação conforme definido na tabela 4 desta norma, estando limitados aos seguintes valores:

$$I - 0,020 h_{sx}$$

$$II - 0,015 h_{sx}$$

$$III - 0,010 h_{sx}$$

onde:

h_{sx} é a distância entre duas elevações (pisos de lajes).

Em estruturas divididas em partes, separadas por juntas de construção, por exemplo, também se devem garantir distâncias maiores do que os deslocamentos máximos para não haver contato entre as partes.

4.2 Categoria de utilização da edificação

Para efeito de classificação da edificação quanto à sua utilização, visando à proteção das edificações cuja funcionalidade seja definida como essencial para a preservação da vida humana ou que afetem maior número de pessoas, a norma definiu três categorias de utilização, visando garantir maior proteção para as edificações consideradas mais importantes.

Conforme tabela 4 da NBR 15421:2006, os seguintes valores devem ser adotados:

- Categoria III: 1,5 para estruturas essenciais - (Hospitais, bombeiros, geração de energia, torres de controle, estações de tratamento, instalações com substâncias químicas...);
- Categoria II: 1,25 para locais com reunião de pessoas (escolas, postos de saúde, penitenciárias, estruturas com mais de 5mil pessoas, geração de energia, estações de tratamento de água instalações com substâncias químicas...). Para estruturas substanciais para preservar vida humana;
- Categoria I: 1,00 para as demais estruturas.

Para este trabalho, utilizou-se nos exemplos o valor 1.

4.3 Influência do tipo de solo no tremor

O impacto de um terremoto sobre uma determinada região varia devido a diversos fatores, desde a qualidade das construções, a proximidade do foco com relação ao local afetado, a topografia e o tipo de terreno sob as construções.

As estruturas, em geral, interagem com o solo circundante. Este processo também é conhecido como a “interação solo-estrutura”. A interação dinâmica das estruturas com o solo depende do tipo de estrutura e das características do solo de fundação, ou melhor, da inter-relação entre as respostas desta estrutura e das características do meio de fundação.

Dentre os fatores que influenciam no tremor, relacionados ao subsolo, pode-se observar que de maneira geral, rochas sedimentares como a areia, a argila e o silte, geralmente amplificam as vibrações e podem ceder durante um terremoto, enquanto rochas mais firmes resistem melhor às ondas sísmicas.

Em construções feitas diretamente sobre a rocha, o solo vibra com o terremoto, podendo provocar a derrubada das construções, mas como o solo retorna ao estado anterior logo em seguida, as construções que não foram danificadas durante a passagem das ondas sísmicas podem seguir sendo utilizadas como antes.

“Se o solo é saturado com água, um terremoto transfere o aumento de pressão aos poros desse solo fazendo com que ele se torne fluido ao que se denomina liquefação, podendo causar deslocamentos em toda a estrutura (apenas terremotos de magnitudes maiores que 7 têm capacidade para provocar liquefação”. Fonte: <http://moho.iag.usp.br/sismologia>). Se um solo se liquefaz pode deslocar estruturas inteiras como grandes avalanches de terra.

“Cidades como São Paulo e a Cidade do México foram erguidas sobre bacias que receberam o depósito de sedimentos por um longo período e que agora estão solidificados. Quando as ondas sísmicas chegam a terrenos como esse podem se amplificar, ainda que sua energia não seja tão grande” (Fonte: <http://moho.iag.usp.br/sismologia>). Principalmente em solos estratificados, ocorre uma pequena amplificação das ondas sísmicas a cada camada.

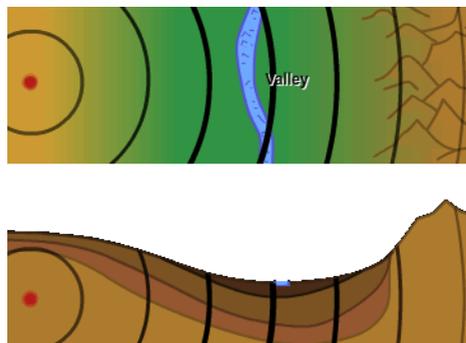


Figura 39 - Tremor no solo é amplificado em sedimentos moles e amortecido em rochas rígidas. Fonte: <http://moho.iag.usp.br/sismologia>.

A determinação do movimento do solo, no local da obra, constitui uma etapa muito importante de uma análise sísmica. Contudo, na fase de projetos, muitas vezes não se dispõem de registros instrumentais de grandes sismos na região estudada. Nestes casos, alguns parâmetros que caracterizam o movimento do solo podem ser avaliados por meio de correlações com dados obtidos de registros de grandes terremotos. Nestes casos, deve ser considerada a compatibilidade das características do local da obra com as da região que deu origem à formulação. Na NBR 15421:2006, os fatores de amplificação sísmica do solo são definidos diretamente em uma tabela, a partir de uma correlação entre a classe do terreno, que varia basicamente em função do tipo de solo e do NSPT (Número de golpes, obtidos na sondagem SPT também conhecido como sondagem à percussão ou sondagem de simples reconhecimento) e da aceleração sísmica. Neste trabalho serão utilizados os valores definidos diretamente por esta norma para análise das estruturas, avaliando-se, contudo, as diferenças nas forças horizontais de projeto para cada tipo de solo.

4.3.1.1 Modelos complexos de análise com interação solo-estrutura

Além das massas dos vários elementos, da rigidez dos seus membros e a capacidade de dissipação de energia de uma estrutura, o comportamento de uma estrutura sob carregamento dinâmico é afetado pelas propriedades dinâmicas do solo. Assim, para melhor avaliação do modelo, as características do solo deveriam ser incluídas dentro da formulação matemática do modelo físico adotado.

A interação solo-estrutura apresenta, geralmente, os seguintes efeitos básicos, conforme citado por Wu & Smith, 1995 e Safak, 2006:

- Diminuição dos efeitos da ressonância das frequências dominantes do sistema comparativamente às frequências da estrutura com base fixa;
- Dissipação parcial da energia de vibração da estrutura através da radiação das ondas no solo;
- Modificação do movimento do solo de fundação produto do movimento do solo livre;
- Filtragem das altas frequências da excitação.

Os tipos de amortecimento predominantes são o amortecimento estrutural ou hysterético (material do solo) e o chamado amortecimento geométrico ou por radiação das ondas no solo.

O solo pode ser considerado um meio semi-infinito, um domínio ilimitado, seja elástico ou visco elástico. Os parâmetros dinâmicos do solo, entendido como um “semi-espaço ilimitado” deverão representar a energia propagando-se para o infinito, isto é, a radiação de energia das ondas propagando-se nas camadas do solo.

Segundo GUADALUPE, 2008, na análise dinâmica em geral, e mais ainda, na análise dinâmica da interação solo-estrutura sob carregamentos que poderiam ser considerados eventos aleatórios (caso de sismos), é muito arriscado precisar conclusões definitivas; cada estrutura tem uma avaliação específica e os resultados para um tipo de estrutura poderiam ser discordantes dos resultados para outros tipos de estrutura. É muito diferente avaliar uma estrutura superficial ou uma estrutura enterrada ou semienterrada. As funções de impedância podem ser completamente diferentes para estes três tipos de estruturas.

Nos problemas de “interação solo-estrutura”, as respostas dependem do tipo de estrutura e também do tipo de base de fundação; não poderiam ser definidas conclusões para todo o universo de estruturas. Têm-se assim, soluções para estruturas regulares, irregulares, soluções bidimensionais, tridimensionais etc. Também soluções para bases de fundação circulares, retangulares, superficiais, profundas (estacas) etc, além de soluções para solos com diferente estratigrafia.

O exposto sobre a complexidade da análise do solo tem a intenção apenas de mostrar que existem variações que podem ser importantes na análise, dependendo do tipo de estrutura e tipo de solo que se está analisando. Contudo, não é objeto deste trabalho levar em conta a interação solo-estrutura modelando-se o solo nas análises dos edifícios submetidos a sismos. Este capítulo do trabalho busca principalmente fornecer informações iniciais básicas, a partir dos

critérios da NBR 15421:2006, para avaliação de estruturas em diferentes tipos de solos, conforme é apresentado a seguir.

4.4 Métodos para análise de estruturas resistentes a Sismos conforme NBR 15421

A seguir, serão apresentados os métodos prescritos na NBR 15421 para dimensionamento de estruturas resistentes a sismos, divididos de acordo com a forma de análise (estática ou dinâmica) e de acordo com a categoria sísmica onde está sendo projetada a edificação.

4.4.1 Método de força estática equivalente – categoria A

Para projetos de edifícios localizadas na zona sísmica 0, a NBR 15421 não exige nenhum requisito de resistência anti-sísmica.

Para estruturas localizadas na zona 1, conforme a norma, estas devem resistir a cargas horizontais aplicadas simultaneamente a todos os pisos e independentemente em cada uma das duas direções ortogonais, com um valor igual a:

$$F_x = 0,01 w_x \quad (70)$$

onde w_x é o peso do pavimento.

4.4.2 Método de força estática equivalente – categorias B e C

Este método consiste em determinar uma força horizontal na base da estrutura que será posteriormente distribuída a cada piso da edificação (definidas como elevação) para obtenção das forças sísmicas horizontais e de torção. Considerando então a rigidez da estrutura e as forças sísmicas aplicadas (consideradas estáticas), obtêm-se os deslocamentos relativos e absolutos e os efeitos de segunda ordem para consideração no projeto.

4.4.2.1 Força horizontal total

A força horizontal total na base da estrutura é determinada pela seguinte expressão:

$$H = C_s \cdot W \quad (71)$$

onde:

W é o peso total da estrutura (definido no item 8.7.2 da NBR 15421, como o peso permanente, fixos e reservatórios de água e, em caso de áreas de armazenamento e estacionamento, 25% destas devem ser consideradas);

C_s é o coeficiente de resposta sísmica:

$$C_s = 2,5 (a_{gs0} / g) / (R / I) < (a_{gs1} / g) / [T (R / I)];$$

Estudo de análise dinâmica e métodos da NBR 15421 para o projeto de edifícios submetidos a sismos – Mestrando: Ronaldo Parisenti

sendo no mínimo $C_s = 0,01$.

- I é o fator de importância de utilização em função da natureza de ocupação (varia de 1 a 1,5 e está definido na Tabela 4 da NBR 15421);
- a_{gs0} é a aceleração espectral para o período de 0s, obtido a partir do produto da aceleração sísmica (a_g) e o fator de amplificação sísmica no solo (C_a), conforme mostrado na Tabela 5, no item 4.4.3.2;
- a_{gs1} é a aceleração espectral para o período de 1s, obtido a partir do produto da aceleração sísmica (a_g) e o fator de amplificação sísmica no solo (C_v), conforme mostrado na Tabela 5, no item 4.4.3.2;
- T é o período fundamental da estrutura (que deve ser obtido conforme item 9.2 da NBR 15421, onde permite-se sua obtenção por um processo de análise modal ou um período fundamental aproximado T_a – que no caso de estruturas de concreto resistidas por pórticos é: $T_a = 0,0466 * h_n^{0,9}$, sendo h_n a altura da edificação, em metros);
- R é o coeficiente de modificação de resposta (definido na Tabela 6 da NBR 15421 e na Tabela 4 a seguir) que depende do sistema sismo-resistente utilizado, conforme será apresentado a seguir.

Na Tabela 4, estão listados os tipos de sistema sismo-resistentes para estruturas de concreto armado disponíveis na NBR15421:2006.

Tabela 4: Coeficientes de projeto para os sistemas sismo-resistentes

<i>Sistema básico sismo-resistente</i>	<i>Coeficiente de modificação de resposta R</i>	<i>Coeficiente de sobre resistência Ω_0</i>	<i>Coeficiente de amplificação de deslocamentos C_d</i>
<i>Pilar parede de concreto com detalhamento especial</i>	5	2,5	5
<i>Pilar parede de concreto com detalhamento usual</i>	4	2,5	4
<i>Pórtico de concreto com detalhamento especial</i>	8	3	5,5
<i>Pórtico de concreto com detalhamento intermediário</i>	5	4	4,5
<i>Pórtico de concreto com detalhamento usual</i>	3	3	2,5
<i>Sistema dual, composto de pórticos com detalhamento especial e pilares-parede de concreto com det. especial</i>	7	2,5	5,5
<i>Sistema dual, composto de pórticos com detalhamento especial e pilares-parede de concreto com det. usual</i>	6	2,5	5
<i>Sistema dual, composto de pórticos com detalhamento intermediário e pilares-parede de concreto com detalhamento especial</i>	6,5	2,5	5
<i>Sistema dual, composto de pórticos com detalhamento intermediário e pilares-parede de concreto com detalhamento usual</i>	5,5	2,5	4,5
<i>Sistema dual, composto de pórticos com detalhamento usual e pilares-parede de concreto com det. usual</i>	4,5	2,5	4
<i>Estrutura do tipo pêndulo invertido e sistemas de colunas em balanço</i>	2,5	2	2,5

A partir do sistema utilizado, obtêm-se na Tabela 4 os coeficientes R , Ω_0 e C_d :

- Coeficiente de modificação de resposta – R : utilizado para determinação das forças de projeto nos elementos

Estudo de análise dinâmica e métodos da NBR 15421 para o projeto de edifícios submetidos a sismos – Mestrando: Ronaldo Parisenti

estruturais. Assim, todas as respostas modais obtidas em termos de forças, momentos e reações de apoio devem ser multiplicadas pelo fator I/R (I é o fator que considera a categoria de utilização da estrutura e varia de 1.0 a 1.5, conforme apresentado no capítulo 4).

- Coeficiente de sobre resistência - Ω_o : Corrige os resultados às forças reduzidas obtidos a partir do coeficiente R nos elementos que devem continuar tendo comportamento elástico linear durante o sismo – caso, por exemplo, de elementos predominantemente comprimidos.
- Coeficiente de amplificação dos deslocamentos - C_d : Corrige os deslocamentos obtidos com as forças reduzidas devido ao coeficiente R . Assim, todas as respostas obtidas em termos de deslocamentos devem ser corrigidas, sendo multiplicadas pelo fator C_d/R .

Conforme Souza Lima e Santos, 2008, os valores dos coeficientes se alteram para os diversos sistemas estruturais sismo-resistentes devido às suas diferentes capacidades de dissipação de energia por deformação em regime elasto-plástico. O material tem comportamento elástico linear enquanto ao ser carregado e descarregado não guardar deformações residuais, porém, caso aumente o nível de deformação e sofra escoamento, entra em regime elasto-plástico, conforme ilustrado na Figura 40.

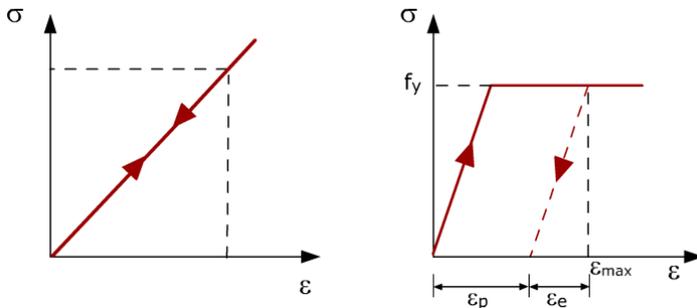


Figura 40 - Material com comportamento elástico linear (à esq.) e elasto-plástico perfeito (à dir.)

O tipo de detalhamento, se usual, intermediário ou especial, influencia a capacidade de dissipação de energia no domínio não linear (as deformações não crescem mais proporcionais aos carregamentos como no comportamento elástico-linear). Quanto mais dúctil a estrutura,

maior será sua capacidade de sofrer deslocamentos inelásticos sem romper e maior a sua capacidade de dissipação de energia. É muito importante detalhar a estrutura para um comportamento dúctil nas estruturas sismo-resistentes.

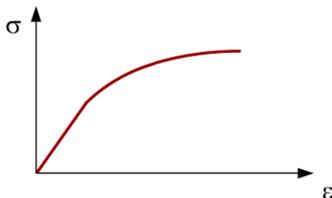


Figura 41 - Comportamento não linear do material

O coeficiente de modificação de resposta R representa a capacidade do sistema estrutural de continuar se deformando no regime não-linear, sem que haja aumento significativo das forças elásticas equivalentes. Assim, este coeficiente permite uma redução nas forças que seriam obtidas por uma análise linear. Este coeficiente R influencia no valor do coeficiente de resposta sísmica C_s . Quanto maior o valor de R , menor será o valor de C_s (sendo que o valor de C_s influencia diretamente na força horizontal aplicada na base: $H = C_s \cdot \text{Peso total da edificação}$). Assim, quanto maior o valor de R , menores poderão ser as forças horizontais consideradas em projeto. Neste contexto, garantir maior ductilidade das peças e ligações é um dos fatores que contribui para que a estrutura se comporte de maneira eficiente na ocorrência de um evento sísmico.

É importante observar também que os valores do coeficiente de modificação de resposta é um fator bastante controverso e discutido em diversos estudos internacionais devido à complexidade de sua determinação. Contudo, para efeito de projeto, entende-se que se deve admitir uma redução das cargas devido ao efeito de sobre resistência da estrutura. Neste trabalho, utilizaram-se os valores definidos na tabela da NBR 15421.

4.4.2.2 Distribuição vertical das forças sísmicas

Determinada a força horizontal a ser aplicada na base da estrutura, pode-se distribuí-la verticalmente na estrutura em cada pavimento (F_x), de acordo com a expressão definida no item 9.3 da NBR 15421:

$$F_x = C_{vx} \cdot H \quad (72)$$

onde C_{vx} é o coeficiente de distribuição vertical entre as várias elevações, que depende do peso da elevação considerada (w_x), da altura relativa à base e do período fundamental da estrutura (T) que é usado para determinação do coeficiente k da expressão a seguir:

$$C_{vx} = w_x h_x^k / \sum w_i h_i^k$$

sendo:

w_x o peso efetivo correspondente uma elevação.

h_x a altura entre a base e a elevação considerada.

$k = 1$ para $T < 0,5s$

$k = (T + 1,5) / 2$ para $0,5 \leq T \leq 2,5s$

$k = 2$ para $T > 2,5s$

A Figura 42 mostra um exemplo de distribuição para o caso em que $k=1$ e todos os pavimentos têm o mesmo peso.

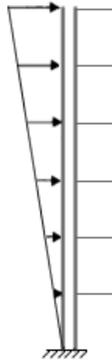


Figura 42 - Exemplo de carregamento horizontal para pavimentos de mesmo peso e $T < 0,5$ s

A distribuição das forças horizontais pelos elementos verticais sismo-resistentes para avaliar os efeitos na estrutura deve considerar as rigidezes relativas destes elementos e os diafragmas horizontais. A partir disso, deve-se também avaliar os efeitos torcionais na estrutura, conforme prescrito no item 9.4.2 da NBR 15421.

4.4.2.3 Determinação dos deslocamentos

Tendo definidos a geometria e material da estrutura (obtendo-se assim a sua rigidez) e os carregamentos horizontais aplicados, podem-se avaliar os deslocamentos relativos e absolutos da estrutura. Para esta avaliação deve-se considerar a redução de rigidez devido à fissuração dos elementos de concreto, no caso de estruturas de concreto armado.

Os deslocamentos absolutos, avaliados em seus centros de massa, devem ser determinados pela seguinte expressão:

$$\delta_x = C_d \cdot \delta_{xe} / I \quad (73)$$

onde:

C_d é o coeficiente de amplificação dos deslocamentos (definido na Tabela 6 da NBR 15421), que depende do sistema sismo-resistente utilizado. Este coeficiente, indiretamente, corrige os valores obtidos a partir das forças sísmicas que foram reduzidas a partir do coeficiente de modificação de resposta sísmica R da mesma tabela da norma.

δ_{xe} é o deslocamento determinado em uma análise estática utilizando as forças sísmicas (F_x definido anteriormente).

4.4.2.4 Efeitos de segunda ordem

Os efeitos de segunda ordem devido à ação sísmica (esforços e deslocamentos) são avaliados pela seguinte expressão:

$$\theta = P_x \cdot \Delta_x / H_x h_{sx} C_d \quad (74)$$

onde:

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

Δ_x são deslocamentos relativos entre pavimentos;

H_x é a força cortante sísmica atuante no pavimento considerado;

h_{sx} é a distância entre as duas elevações consideradas;

C_d é o coeficiente de amplificação dos deslocamentos (definido na Tabela 4), que depende do sistema sismo-resistente utilizado.

O valor de θ não pode exceder θ_{max} , definido como:

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

sendo que:

para $\theta < 0,10$, pode-se dispensar os efeitos de segunda ordem devido à ação sísmica;

Para $0,1 < \theta < \theta_{max}$, os esforços e deslocamentos devem ser multiplicados por $1 / (1 - \theta)$.

Dentre as vantagens deste método da força estática equivalente da NBR 15421, cita-se a facilidade para aplicação em projetos e o baixo custo computacional. Deve-se, no entanto, utilizar esse método com cautela, pois, conforme será mostrado no capítulo 5, é baseado apenas na resposta do primeiro modo de vibração da estrutura, portanto pode não dar bons resultados no caso em que os modos mais altos forem excitados.

Neste trabalho, este processo da NBR 15421:2006, para obtenção das forças estáticas equivalentes, foi implementado no *software* MathCAD 2001, onde foi feita a programação dos processos de cálculo da norma, definindo-se as variáveis do problema e as equações contidas nos diversos capítulos da norma. A partir da programação deste método simplificado foi possível testar diversas configurações de projeto, obtendo-se, rapidamente, os resultados de forças horizontais em cada pavimento. O programa está no anexo A, e será usado para obtenção de forças horizontais estáticas equivalentes a serem consideradas nos exemplos do Capítulo 5.

4.4.3 Método de resposta espectral

Uma das formas de caracterizar os efeitos do sismo em estruturas é utilizar o método de espectro de resposta, descrito no capítulo 3. Com o gráfico do espectro de resposta é possível obter a resposta máxima da estrutura em função de seus períodos naturais ou frequências naturais.

Neste método determina-se o número de modos a ser considerado nas análises com espectros de resposta (suficiente para capturar ao menos 90% da massa total), obtendo-se as respostas máximas de cada modo (deslocamentos relativos e absolutos, esforços e reações). Todas as respostas obtidas são multiplicadas pelo fator “ I/R ” para forças, momentos e reações e pelo fator “ C_d/R ” para os deslocamentos. Este método será um dos métodos a serem utilizados na análise de edifícios no Capítulo 5, utilizando-se os espectros de resposta definidos na norma brasileira.

Para cada frequência natural da estrutura (neste caso para cada modo de vibração) obtém-se a resposta máxima (deslocamentos máximos, esforços máximos e reações máximas), a partir de um espectro de resposta (que já foi concebido considerando uma condição de excitação). As respostas máximas da estrutura são obtidas, de maneira aproximada, a partir de uma combinação da resposta de cada modo usando-se ou o método da raiz quadrada da soma dos quadrados - RQSQ - (SRSS: Square Root of Sum of Squares) das respostas obtidas em cada modo de vibração ou uma combinação mais precisa (CQC: Complete Quadratic Combination - combinação quadrática completa), conforme visto no capítulo 3.

Obtidas a força horizontal total na base pelo método de resposta espectral (H_t), deve-se verificá-la comparando-a com a obtida pelo processo das forças horizontais equivalentes (H) e caso $H_t < 0,85H$, deve-se majorar as forças obtidas pelo processo espectral em $0,85H/H_t$.

Estudo de análise dinâmica e métodos da NBR 15421 para o projeto de edifícios submetidos a sismos – Mestrando: Ronaldo Parisenti

As forças sísmicas horizontais F_x devem ser aplicadas a cada elevação de maneira similar ao processo das forças horizontais equivalentes, avaliando-se assim também o efeito torsional.

4.4.3.1 Espectro de resposta da NBR15421

A nova normalização brasileira define também um espectro de resposta de projeto (considerando que a estrutura tem comportamento elástico e a aceleração é apenas horizontal), para estruturas com fator de amortecimento de 5%. Esse espectro depende basicamente da aceleração sísmica horizontal a_g e da classe do terreno da seguinte maneira:

4.4.3.2 Fatores de amplificação sísmica do solo

Os fatores de amplificação sísmica C_a e C_v dependem da classe do terreno e da aceleração sísmica horizontal característica. A obtenção desses coeficientes é feita a partir da tabela 3 da NBR15421, reproduzida neste trabalho na Tabela 5.

Tabela 5: Fatores de amplificação sísmica no solo

Classe do terreno	C_a		C_v	
	$a_g \leq 0,10g$	$a_g = 0,15g$	$a_g \leq 0,10g$	$a_g = 0,15g$
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

Para valores de $0,10g \leq a_g \leq 0,15g$ os valores de C_a e C_v podem ser obtidos por interpolação linear.

O tipo de terreno depende da resistência do solo e classifica-se como rocha, solo rígido, solo mole, etc, ou diretamente em função do número médio de golpes no ensaio SPT, conforme tabela 2 da NBR 15421, reproduzida abaixo na Tabela 6.

Tabela 6: Classe do terreno

Classe do terreno	Designação da classe	Propriedades médias para os 30 metros superiores (número médio de golpes no ensaio SPT)
A	Rocha sã	*
B	Rocha	*
C	Rocha alterada ou solo muito rígido	$N \geq 50$
D	Solo rígido	$15 \leq N \leq 50$
E	Solo mole	$N \leq 15$ (ou perfil com mais de 3m de argila mole)

* Terrenos classes A ou B, não podem ser considerados se houver uma camada superficial de solo superior a 3m.

Obtidos esses coeficientes é possível obter as acelerações espectrais (a_{gs0} e a_{gs1} , para períodos de 0,0s e 0,1s, respectivamente), sendo:

$$a_{gs0} = C_a \cdot a_g \quad (75)$$

$$a_{gs1} = C_v \cdot a_g \quad (76)$$

Com isso pode-se obter o espectro de resposta de projeto, $S_a(T)$ da seguinte maneira:

$$S_a(T) = a_{gs0} (18,75 \cdot T \cdot (C_a / C_v) + 1,0) \rightarrow 0 \leq T \leq (C_v / C_a) \cdot 0,08$$

$$S_a(T) = 2,5 a_{gs0} \rightarrow (C_v / C_a) \cdot 0,08 \leq T \leq (C_v / C_a) \cdot 0,40$$

$$S_a(T) = a_{gs1} / T \rightarrow T \geq (C_v / C_a) \cdot 0,40$$

verifique parênteses se é assim....

4.4.3.3 Espectros de resposta de projeto da NBR 15421:2006

Graficamente, este espectro de resposta de projeto para um solo tipo B e aceleração sísmica menor ou igual a 0,10g, pode ser representado da seguinte maneira:

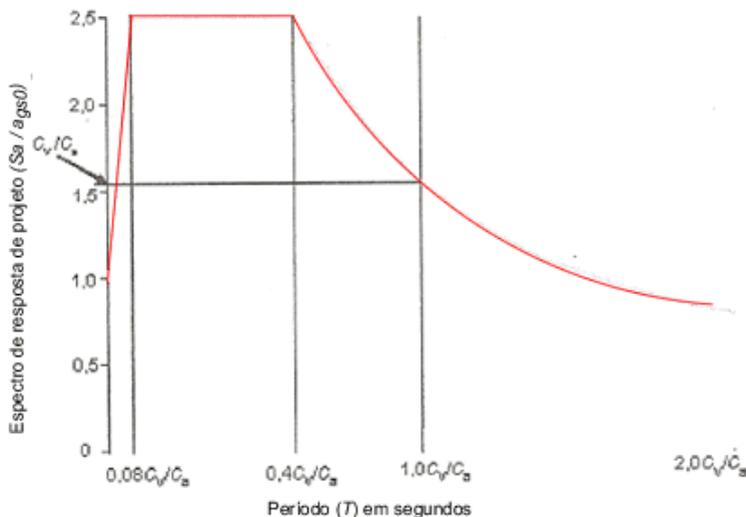


Figura 43 - Exemplo de espectro de resposta de projeto da NBR 15421

A força do sismo que atuará sobre a estrutura varia de acordo com o tipo de solo onde a edificação está construída. Visando considerar esse efeito, a norma NBR 15421:2006 especifica espectros de projeto em função de fatores de amplificação sísmica que dependem da classificação do terreno. A seguir estão apresentados estes espectros, considerando as possíveis variações do tipo de solo e da aceleração sísmica.

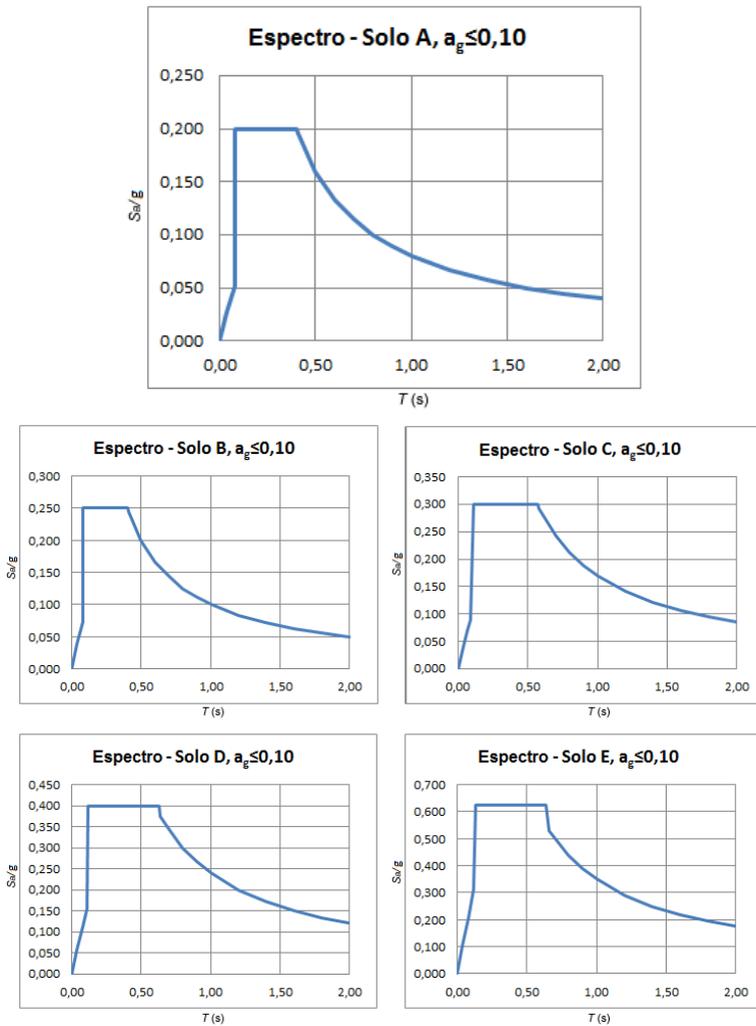


Figura 44 - Espectros de resposta de projeto da NBR 15421 para $a_g \leq 0,10g$.

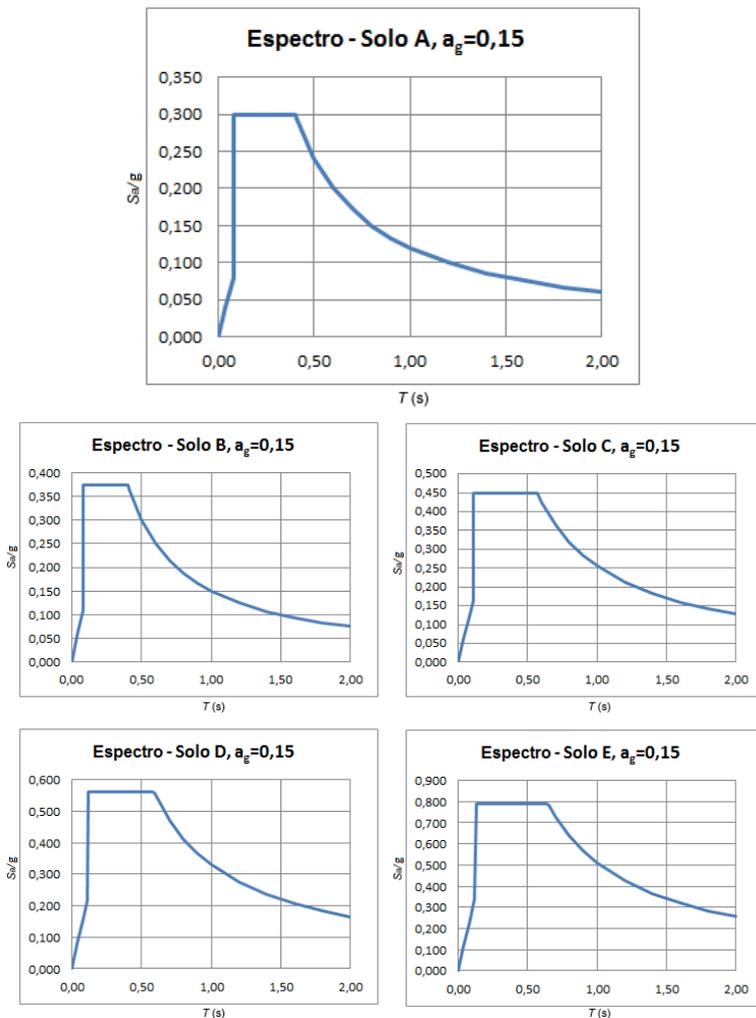


Figura 45 - Espectros de resposta de projeto NBR 15421:2006 para $a_g = 0,15g$.

Os espectros de resposta de projeto da NBR 15421:2006 são de grande valor para o projeto de estruturas sismo-resistentes e facilitam a análise por parte dos calculistas estruturais. Esses espectros foram baseados nos espectros da norma americana UBC1997, contudo, é possível também que, com a evolução dos estudos sobre sismos no Brasil e um maior número de registros sísmicos (de sismos regionais

ocorridos de regiões intraplacas), sejam disponibilizadas mais informações que permitam o desenvolvimento de novos espectros de resposta de projeto, a partir de acelerogramas de terremotos reais ocorridos no Brasil (neste trabalho, utilizaram-se os espectros da NBR15421 e os acelerogramas de terremotos ocorridos na Argentina, México e Estados Unidos da América)

4.4.4 Análise dinâmica no tempo com acelerações de terremotos aplicados nos apoios (time-history analysis)

Consiste em efetuar uma análise dinâmica aplicando-se um conjunto de acelerogramas (histórico de acelerações no tempo), nos apoios da base da estrutura. Esses acelerogramas podem ser registros de eventos reais ou criados artificialmente. Para este trabalho, deverão ser utilizados os seguintes acelerogramas:

- El Centro (ocorrido em 1934 no México - Aceleração máxima: 0,31g);
- Cauçete – (ocorrido em 1977 na Argentina - Aceleração máxima: 0,18g)
- Lexington - (ocorrido no EUA – Aceleração máxima 0,433g)
- Lucerne Valley, (ocorrido em 1992 na Califórnia – Aceleração máxima 0,530g)

Embora a magnitude das ações desses acelerogramas seja maior do que os já ocorridos no Brasil, esses serão utilizados escalonados para uma amplitude máxima de aceleração igual a 0,15g, para todos os terremotos, nas análises dos exemplos no Capítulo 5.

Com a aplicação dos acelerogramas obtêm-se forças, momentos e reações (para cada acelerograma analisado). Esses resultados deverão posteriormente ser multiplicados pelo fator “ I/R ”.

Conforme a NBR 15421, deve-se, também, comparar o resultado obtido para a força horizontal total na base da estrutura por este método H_t (usando-se acelerogramas) com o obtido a partir do método das forças estáticas equivalentes, H . Caso $H_t < H$, deve-se multiplicar todas as forças elásticas da direção considerada por H/H_t .

4.5 Mitigação de danos estruturais devido aos sismos

Conforme NBR 15421:2006, dentre os objetivos do projeto de estruturas sismo-resistente está: “Na eventualidade da ocorrência de

sismos, proteger as vidas humanas, limitar as perdas econômicas e assegurar a manutenção em funcionamento das instalações de proteção civis importantes”.

Especialmente em países menos desenvolvidos, é preciso equilibrar os custos. Assim, é importante garantir que prédios para uso de hospitais e serviços humanitários em geral, por exemplo, sejam construídos de forma a não ruir. Dessa forma, serviços essenciais poderiam continuar atuando nos dias que se seguem a um grande terremoto, possibilitando o socorro e tratamento de feridos após o tremor.

Em grande parte das construções, deve-se buscar conter desabamentos o que pode evitar ferimentos e mortes, ainda que ocorram danos estruturais. Como exemplo, em 1994, um terremoto de 6,4 pontos na escala Richter na Califórnia causou 60 mortes. No ano seguinte, um tremor semelhante matou 640 pessoas nas proximidades de Osaka, no Japão. Em ambos os casos, a população era cerca de 2 milhões de habitantes. Diversos fatores podem influenciar no resultado de destruição causado pelo terremoto e mesmo terremotos semelhantes, porém que ocorrem em locais com tipo de construções distintas podem gerar resultados diferentes. Em 2010, um terremoto no Chile com 8,8 pontos na escala Richter causou cerca de 800 mortes enquanto que no Haiti, um terremoto no mesmo ano com 7 pontos causou mais de 200 mil mortes - muitas vezes o que também pode fazer a diferença é a qualidade das construções.

Dentre o exposto acima, o objetivo principal da engenharia, visando projetos de estruturas sismo-resistentes, está o propósito de prevenir ou limitar o dano estrutural ou impedir o colapso da estrutura. Neste contexto, para que a análise seja adequada, existem diversos fatores correlacionados que precisam ser avaliados e não apenas o dimensionamento isolado das peças estruturais.

A seguir serão expostas situações a serem avaliadas e prevenidas a fim de tornar a estrutura mais segura aos efeitos de um sismo.

4.5.1 Princípios básicos de concepção estrutural

A qualidade estrutural de um imóvel é determinante para sua resistência aos terremotos. Muitas vezes terremotos moderados provocam perdas severas se ocorrerem numa região cujas construções, não puderam ser projetadas com as devidas considerações de cálculo. Diversos princípios importantes devem ser buscados para projeto de estruturas sismo-resistentes dentre eles citam-se:

Estudo de análise dinâmica e métodos da NBR 15421 para o projeto de edifícios submetidos a sismos – Mestrando: Ronaldo Parisenti

- Simplicidade estrutural - Manter a uniformidade e simetria da estrutura: Estruturas assimétricas e com irregularidades verticais e horizontais exigem requisitos específicos mais rigorosos para projeto. A NBR 15421:2006 traz na seção 8 diversas diretrizes para avaliação destas irregularidades que inclui informações sobre irregularidades em planta que pode obrigar, por exemplo, à utilização de modelos espaciais e a irregularidade em elevação pode tornar incorreta a consideração do procedimento de cálculo das forças horizontais (análise estática equivalente da NBR 15421:2006). (irregularidades dos centros de massa e de rigidez entre pavimentos)
- Criar estruturas resistentes nas duas direções (evitar, por exemplo, alinhar os pilares todos na mesma direção)
- Criar estruturas resistentes à torção;
- Buscar dimensionar os pavimentos para que tenham comportamento de diafragma rígido.
- Utilizar e dimensionar fundações apropriadas: Ao modelar a estrutura, a consideração da fundação fixa é uma hipótese normalmente conservadora, uma vez que a flexibilidade da fundação bem como amortecimento do solo causa efeitos favoráveis em relação às forças sísmicas de projeto. A deformabilidade das fundações deve ser considerada, quando for prejudicial à estrutura. A consideração destes efeitos, contudo, nem sempre é simples e necessita de um estudo de interação solo-estrutura para garantir uma modelagem adequada.
- Consideração dos efeitos de 2ª ordem, quando estes forem importantes.
- Limitar os deslocamentos da estrutura, inclusive os deslocamentos relativos entre pavimentos. O limite de deslocamento é definido de acordo com a categoria de utilização na NBR 15421:2006.
- Garantir à estrutura maior capacidade de dissipação de energia.

Em relação à regularidade vertical, conforme SMEE – DECivil, 2007, deve-se evitar variações bruscas de seções, assim como a limitação dos recuos (setbacks), conforme apresentado na Figura 46:

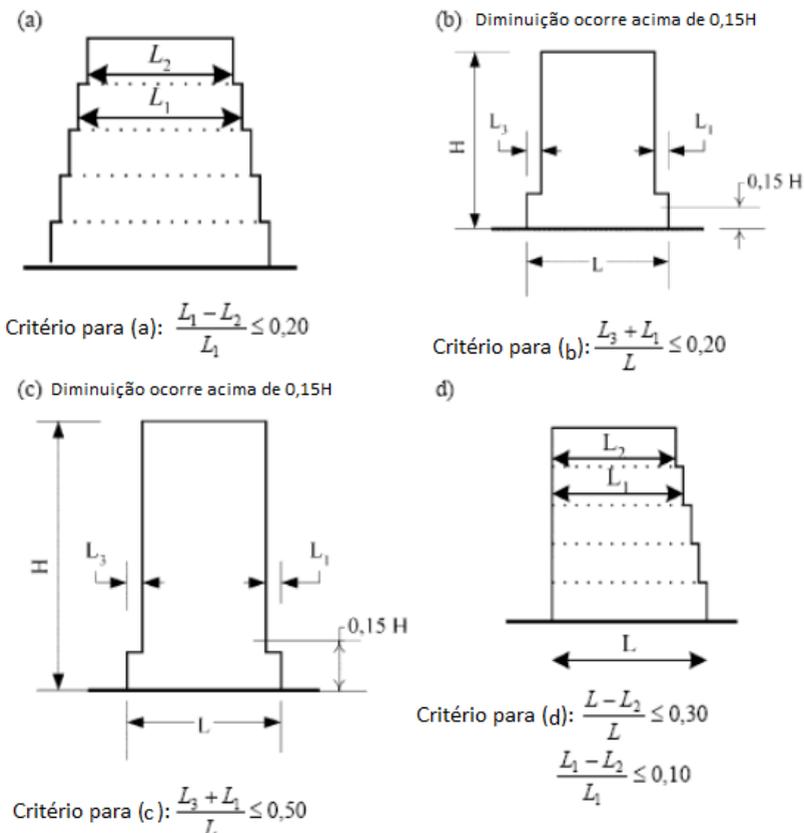


Figura 46 - Limitação dos recuos visando manter a regularidade vertical
 Fonte: SMEE – DECivil, 2007.

Contudo, conforme Stolovas, 2008, o cálculo por si só não pode resolver o problema do dano estrutural quando o engenheiro não consegue evitar as configurações indesejáveis, que são as que propiciam o desempenho inadequado das estruturas em grande parte dos casos acontecidos no passado. A seguir, serão exemplificadas situações indesejadas em projeto de estruturas sismo-resistentes.

4.5.2 Arranjos arquitetônicos indesejados

Neste item são feitas observações sobre diversos arranjos estruturais e arquitetônicos indesejados que propiciam desempenho inadequado das estruturas, podendo levá-las ao colapso, tais como:

4.5.2.1 Andares flexíveis

Os modelos arquitetônicos modernos projetam pavimentos térreos sobre pilotis, com poucas vedações (áreas comerciais abertas, estacionamentos, etc). Deve-se buscar criar rigidez adequada aos pilares visando evitar a ruptura, que ocorre frequentemente no topo ou na base do pilar, próximo à ligação com os demais elementos da estrutura. Devido à criação da rótula ou flexibilização destes pontos, aparecem deslocamentos adicionais e, por efeito P-delta (carga vertical excêntrica), ocorrem esforços adicionais na estrutura, levando esta ao colapso.

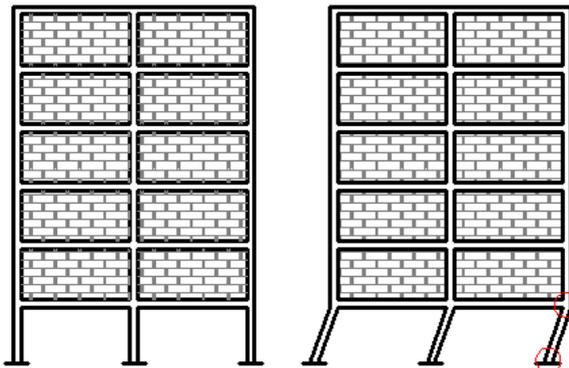


Figura 47 - Exemplo de modelo com andar térreo flexível



Figura 48 - Exemplo do dano da edificação com andar térreo flexível (Peru, 2007)

Nos exemplos testados neste trabalho, não foram considerados os efeitos ou contribuição das paredes de alvenaria para a rigidez e

resistência lateral do edifício, que poderiam ser consideradas. Alguns estudos mostram que esta contribuição pode ser significativa, chegando a 20%. Deve-se considerar, também, que em um primeiro impacto esta contribuição poderá ser maior, mas, numa segunda etapa, essa contribuição pode não ser mais efetiva. Além disso, em algumas situações a presença de paredes de alvenaria pode criar arranjos indesejáveis, também prejudiciais à estrutura, criando, além das situações citadas acima, outras como pilares curtos, conforme será apresentado a seguir.

4.5.2.2 Pilares curtos

Usualmente, pilares curtos surgem devido a necessidades arquitetônicas de ventilação e iluminação, onde é interrompido o muro ou parapeito de alvenaria para colocação de esquadrias, por exemplo. Mesmo que o objetivo desta alvenaria não seja resistir aos esforços, acabará contribuindo no plano da região em contato com o pilar, de maneira que se cria no topo esse pilar curto. Assim, criam-se locais que poderão gerar problemas estruturais devido às concentrações de esforços cortantes elevados no topo do pilar sem travamento – podendo levar a estrutura ao colapso.

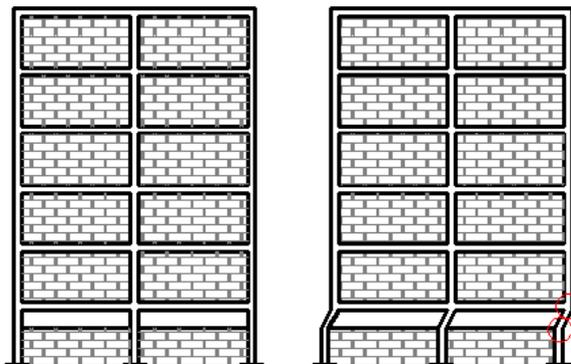


Figura 49 - Exemplo de modelo com andar térreo com alvenaria até meia altura



Figura 50 - Exemplo de ruptura de pilar curto

Fonte: Stolovas: Dinâmica aplicada a estruturas de concreto

Os pavimentos flexíveis e os pilares curtos são exemplos de problemas nos quais a estrutura não consegue desenvolver mecanismos de ductilidade, onde ocorre colapso dos pilares, mesmo que os demais elementos da estrutura (vigas e lajes) estejam íntegros.

4.5.2.3 Vigas rígidas e pilares flexíveis

Situação similar ao possível colapso dos pilares, citado acima, pode ocorrer quando se utilizam vigas mais rígidas que os apoios, criando uma ruptura dos próprios pilares. Nestes casos, a estrutura não consegue dissipar a energia sem colapsar. A fim de minimizar estes efeitos, deve-se buscar melhorar a ductilidade, alterando a relação de rigidez entre a viga e o pilar, de modo que a plastificação ocorra nas vigas e não nos pilares.

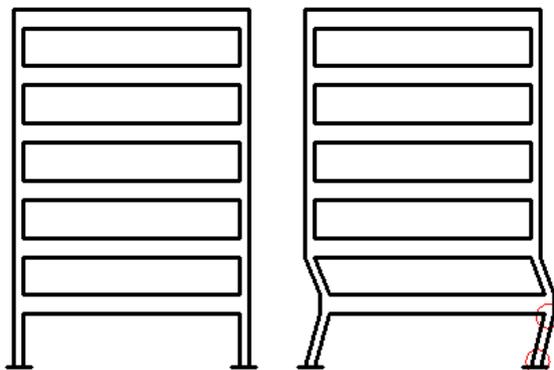


Figura 51 - Exemplo de modelo com vigas rígidas

Em projeto de estruturas sismo-resistentes, deve-se busca conferir a estrutura elevada capacidade de dissipação de energia sem colapsar. Para isso, devem-se criar estruturas mais dúcteis, dentre outras maneiras, definindo locais que poderão ou deverão plastificar antes de outros e atribuir a estrutura como um todo, maior capacidade de redistribuição de esforços. Ou seja, no exemplo acima, o ideal seria que a plastificação ocorresse nas vigas e não nos pilares, conforme Stolovas, 2008.

4.5.2.4 Outros fatores que podem levar a estrutura ao colapso:

- Falta de simetria;
- Juntas insuficientemente largas;
- Falta de elementos resistentes em uma direção - são exemplos destas situações edificações com pilares orientadas todos com a maior rigidez para a mesma direção, criando sistemas de travamento inadequados ou insuficientes (gerando instabilidade);
- Descontinuidade dos sistemas responsáveis pela resistência das forças horizontais - situações como esta podem ser facilmente encontradas em edificações onde ocorrer transições de pilares, que mudam de posição em pavimentos adjacentes, morrendo em um pavimento e nascendo em outra posição sobre vigas de transição em pavimentos superiores. No item 8.3.4 da NBR 15421:2006, são citados cuidados adicionais para dimensionamento devido ao efeito do sismo em situações de elementos suportando pórticos descontínuos.

Além da análise do modelo e dos elementos estruturais envolvidos, existem outros fatores que também podem contribuir para o colapso das estruturas no caso de terremotos, tais como:

- Instabilidade e vibrações do solo, que podem desestabilizar o solo e as estruturas.



Figura 52 - Rachaduras nas ruas (Norte do México)

Fonte: <<http://www.abril.com.br/noticias>>

- Deslizamentos de terras ou incremento de empuxos em muros de contenção que podem resultar em colapso;
- Vibrações que podem resultar em incêndios- usualmente associado a rupturas de tubulações;
- Tsunamis - relacionado com sismos que ocorrem no oceano, gerando ondas de água que chegam às encostas marítimas devastando grandes áreas povoadas nestas regiões.

4.5.3 Detalhamento das armaduras:

A partir da análise da norma sobre projeto de estruturas resistentes a sismo, NBR 15421:2006, um dos fatores que influenciam diretamente na obtenção das forças sísmicas é o tipo de detalhamento adotado. Deve-se observar que o tipo de detalhamento adotado, usual ou especial, influenciará na capacidade resistente da estrutura.

4.5.3.1 Problemática sobre os detalhamentos

Embora seja citado nesta norma brasileira, 15421:2006, sobre os diferentes tipos de sistemas sismo-resistentes e de detalhamento, a mesma não define o que é detalhamento usual, intermediário ou especial de uma estrutura, dificultando a decisão do calculista quanto à escolha de qual sistema sismo-resistente considerar. Portanto, uma melhor definição destes detalhamentos poderia ser apresentada na norma, visando facilitar aplicação em projetos reais.

Após a ocorrência de terremotos, é comum observar situações de detalhamentos inadequados, especialmente das armaduras para

esforços cortantes, como no caso de pilares com insuficiente de estribos horizontais, causando fissuras e possibilitando a flambagem das barras longitudinais, entre outros problemas de ancoragem das armaduras, cujas situações desfavorecem o desenvolvimento de mecanismos de dissipação de energia. Assim, uma melhor definição quanto aos cuidados especiais de detalhamento por parte das normas poderia mitigar uma série de problemas, aumentando a eficiência da estrutura no caso de ocorrência de terremotos, muitas vezes, sem grandes aumentos nos custos da edificação.

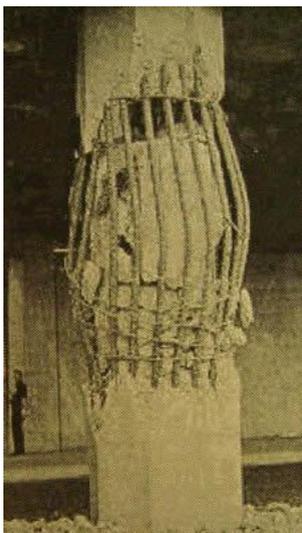


Figura 53 - Flambagem das barras longitudinais dos pilares
Fonte: Stolovas: Dinâmica aplicada a estruturas de concreto

4.5.3.2 *Cuidados especiais com os detalhamentos de estruturas sismo-resistentes*

Relacionado ao detalhamento das estruturas, que não são especificados na NBR 15421, algumas recomendações que podem ajudar no entendimento e cuidados a serem tomados quanto aos tipos de detalhamento podem ser consultadas no ACI - Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary, Capítulo 21. Citam-se algumas dessas recomendações abaixo:

- As vigas devem ter pelo menos duas das barras longitudinais contínuas ao longo da face superior e inferior, inclusive nos apoios (com isso é possível obter uma

continuidade dos elementos e também aumentar a ductilidade local).

- Dependendo da altura livre do pilar em relação à dimensão da seção transversal, deve ser feito um tratamento específico para dimensionamento criando uma sobre-resistência ao cortante (caso de pilares curtos ou de descontinuidade estrutural, por exemplo) – incluindo reforços de armaduras transversais (estribos) visando promover o confinamento do concreto e das barras longitudinais e conseqüentemente aumentar a ductilidade local.
- Critérios para projeto de lajes sem vigas, com reforços adicionais na região da ligação com o pilar, incluindo armaduras adicionais de cisalhamento e longitudinais superiores e inferiores.
- Possivelmente, com novas revisões da norma brasileira NBR 15421:2006, algumas recomendações quanto ao detalhamento poderão ser acrescentadas.

4.5.4 Danos não estruturais

Além dos danos estruturais relacionados ao colapso da estrutura, deve-se atentar para cuidados aos possíveis danos não estruturais que podem, da mesma forma, causar prejuízos e perdas de vidas humanas, como, por exemplo, queda de vidros e revestimentos, incêndios causados por ruptura de tubulações de gás, entre outras. A Figura 54 ilustra o caso do tombamento de uma estátua.



Figura 54 - Queda de estátua durante um sismo em São Francisco

Fonte: Stolovas -Dinâmica aplicada a estruturas de concreto

Na NBR 15421:2006, prescreve-se também exigências quanto à fixação das paredes diretamente nas estruturas, o que também deve ser verificado ao se projetar estruturas sísmo-resistentes. Os componentes não estruturais devem ser fixados à estrutura de maneira a resistir às forças sísmicas. Além disso, o componente não estrutural também é classificado conforme seu fator de importância, de maneira similar ao que já existe para a estrutura em si, sendo maiores os componentes necessários para a preservação da vida humana (valor varia de 1,0 a 1,5). Os procedimentos para consideração das forças sísmicas de projeto destes componentes não estruturais estão definidos na seção 12 da NBR 15421:2006 – os quais não serão considerados nesta dissertação.

A responsabilidade dos efeitos sísmicos deve englobar não apenas o engenheiro estrutural, mas profissionais das diversas áreas, que incluem o projeto arquitetônico, elétrico, hidráulico da edificação, visando eleger os potenciais elementos que possam causar algum tipo de colapso funcional e assim, buscar alternativas que podem minimizar os efeitos de um sismo.

5 ANÁLISE DE EDIFÍCIOS SUBMETIDOS A SISMOS

Neste capítulo, apresenta-se inicialmente um estudo paramétrico para avaliar a influência das variáveis de projeto da NBR 15421. Também se apresenta uma comparação dos resultados obtidos para os métodos das forças estáticas equivalentes e o de resposta espectral, com uso de espectros de respostas de projeto da NBR 15421, além da análise dinâmica no domínio do tempo, aplicando-se diversos terremotos na base dos pilares dos edifícios. Ao final inclui-se uma comparação dos esforços na base dos edifícios para cargas estáticas equivalentes obtidas devido à ação de vento e de sismos. Com base nestes resultados, serão extraídas algumas recomendações para projetos de estruturas sismo-resistentes a serem apresentadas no capítulo 6.

5.1 Exemplos de edifícios utilizados nas análises

Utilizam-se inicialmente duas tipologias de edificações em concreto armado, sendo uma com formato quadrado (Modelo 1) e outra retangular alongado (Modelo 2), conforme mostrado nas Figura 55 e Figura 56, respectivamente, ambas com fins residenciais/comerciais. As plantas baixas dos Modelos 1 e 2 estão mostradas nas Figura 57 e Figura 58. Para algumas análises também se utilizou o Modelo 3, cuja planta baixa está na Figura 59. A estrutura dos edifícios é composta por pilares e vigas de concreto armado, modelados como pórtico espacial, e as lajes são maciças com 10 cm de espessura em todos os pavimentos, sendo modeladas como diafragmas rígidos (não foi considerada a contribuição da mesa colaborante para as vigas). A massa das paredes foi considerada, adicionando-se à massa das vigas, linearmente distribuídas, porém sua rigidez foi desprezada. Foram adotados edifícios com 10 pavimentos em grande parte das análises, porém, em alguns estudos, variou-se de 1 até 30 pavimentos. Os elementos estruturais foram dimensionados utilizando-se o software AltoQi Eberick V7 Gold considerando-se que os edifícios estejam submetidos ao peso próprio, sobrecargas permanentes e acidentais e à ação do vento. Em alguns casos variou-se também a rigidez dos elementos estruturais, aumentando-se as dimensões de vigas e pilares, para levar em conta o fato de estar se desprezando a rigidez das paredes e os pilares parede de caixas de escada e de elevador, usuais em edifícios de concreto armado.

Além disso, edifícios sismo-resistentes são em geral mais rígidos do que os projetados para resistir apenas à ação do vento.

- Modelo 1, estudado com diferente número de pavimentos (modelo base com 10 pavimentos possui pilares com seção transversal de 40x40 cm, vigas de 20x50 cm e lajes maciças com espessura de 10cm).
- Modelo 2 e Modelo 3, estudados com diferentes pavimentos (modelo base com 20 pavimentos possui pilares com seção transversal de 30x90 cm orientados na direção de menor comprimento, vigas de 20 x 60 cm e lajes maciças com espessura de 10cm)
- Módulo de elasticidade do material foi considerado igual a 25000 MPa e o peso específico 25 kN/m³.

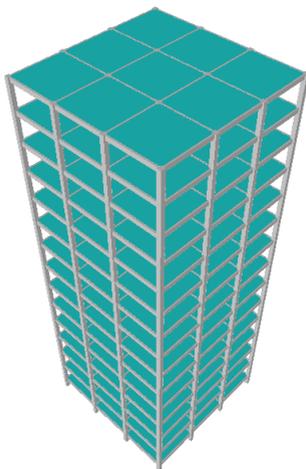


Figura 55 - Modelo 1 - usado como exemplo de edifício nas análises

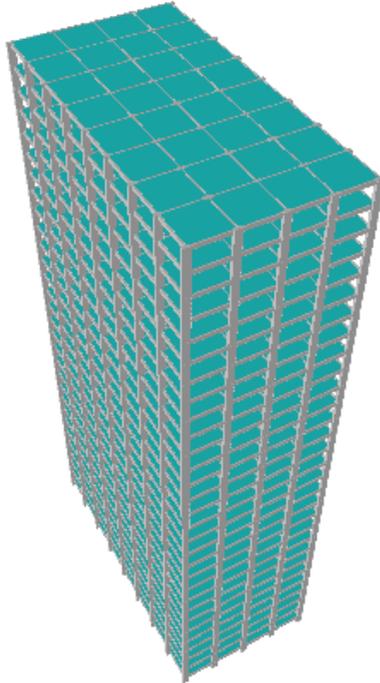


Figura 56 - Modelo 2 – usado como exemplo de edifício nas análises

Justificativa dos exemplos:

- Estruturas de até 30 pavimentos englobam grande parte das construções atuais no Brasil.
- Em relação ao material considerado, adotou-se concreto armado por fazer parte da grande maioria das edificações construídas no país.

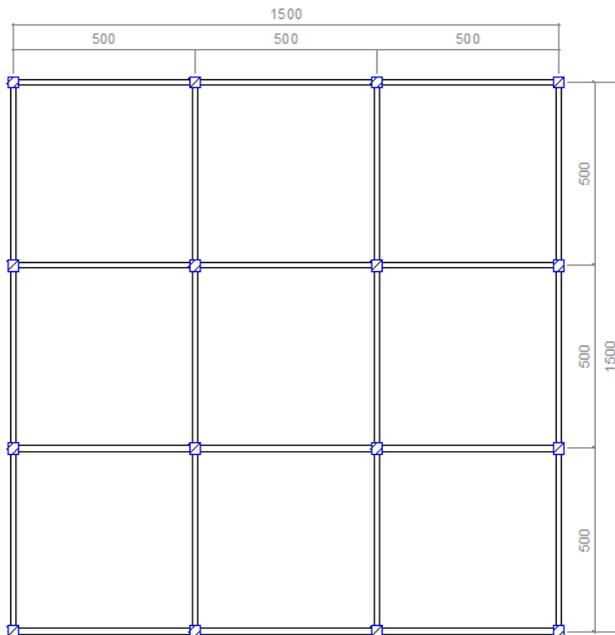


Figura 57 - Planta baixa do Modelo 1 – Quadrado 15x15 m

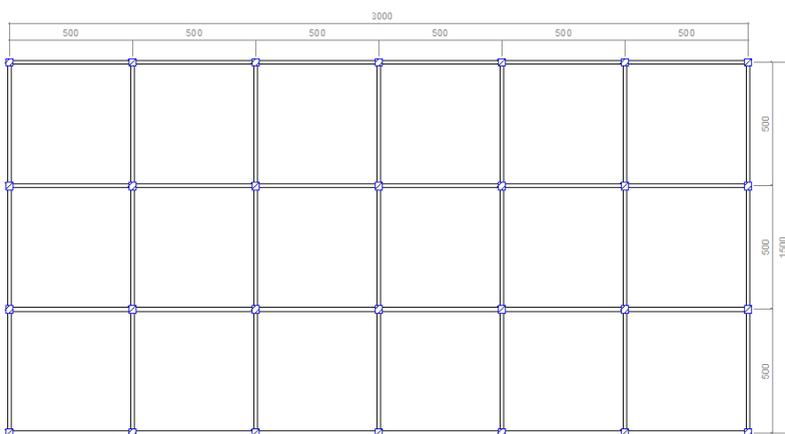


Figura 58 - Planta baixa do Modelo 2 – Retangular 15x30 m

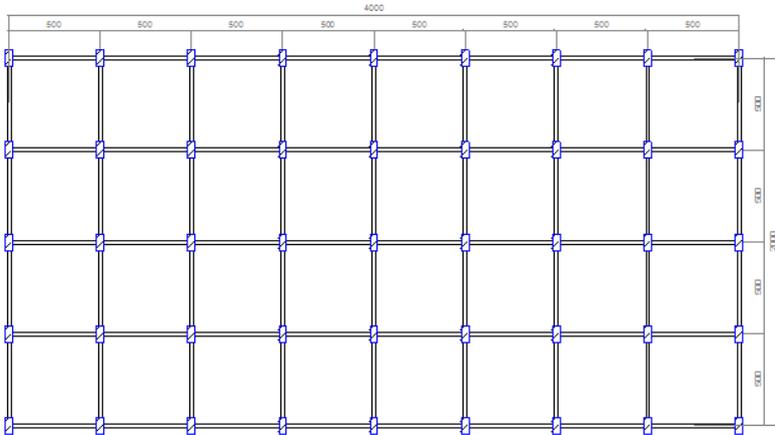


Figura 59 - Planta baixa do Modelo 3 – Retangular 20x40m

Outras informações sobre os modelos:

- Peso total Modelo 1 (15x15m): 1670 kN/pav ou 7,4 kN/m²
- Peso total Modelo 2 (15x30m): 3600 kN/pav ou 8,0 kN/m²
- Peso total Modelo 3 (20x40m): 6800 kN/pav ou 8,5 kN/m² (Peso considerando apenas cargas permanentes).
- Altura entre pisos da edificação = 280 cm.

Limitações do trabalho:

- Consideram-se apenas os efeitos horizontais do sismo. A NBR 14521, inicialmente, considera apenas esse efeito, contudo, cita que, se for desejada uma avaliação dos esforços verticais, pode-se considerar os valores do espectro de resposta na vertical como sendo 50% do horizontal.
- Todas as paredes são de vedação e não estruturais, não sendo considerada sua contribuição para enrijecimento do edifício (ver item 4.5.2).
- Admite-se que as lajes atuam como diafragmas rígidos sob a ação de forças horizontais.

5.2 Estudo Paramétrico

Neste item é feito um estudo paramétrico para avaliar o efeito das variáveis de projeto que influenciam nas forças sísmicas a serem aplicadas nos edifícios. Dentre estes cita-se o local onde será construída

a edificação que permite definir a aceleração sísmica, o tipo de solo, o sistema sismo-resistente que poderá ser composto por pórticos ou pilares parede e o tipo de detalhamento considerado. Nesse estudo será considerado o método simplificado de forças estáticas equivalentes da NBR 15421 (ver capítulo 4), avaliando-se o valor das forças horizontais equivalentes com a variação de diversos parâmetros.

Esse método foi implementado em uma rotina de cálculo no *software* MathCAD 2001, mostrada no Anexo A. Apresentam-se a seguir os resultados obtidos com a variação de cada parâmetro de projeto.

5.2.1 Consideração dos diferentes tipos de solo

Conforme NBR 15421, para as estruturas situadas nas zonas sísmicas 2 (Categoria B) e 3,4 (Categoria C), a aceleração sísmica que deverá ser considerada para projeto varia de acordo com o tipo de solo onde a edificação está construída. A classificação do tipo de solo segundo a norma foi mostrada na Tabela 6: Classe do terreno do item 4.4.3.2. O tipo de solo influencia no fator de amplificação sísmica C_a e C_v (ver Tabela 5 no item 4.4.3.2), sendo que quanto menos rígido ou mais “mole” for o terreno, maiores serão esses fatores de amplificações. Desta maneira, quanto menor a resistência do solo, maior será o valor do coeficiente C_s , e conseqüentemente maiores as forças estáticas equivalentes às forças sísmicas.

5.2.1.1 Resultados da força estática equivalente para Modelo 1

A seguir, estão apresentados os resultados das análises para o Modelo1 (ver Figura 55 e Figura 57), variando-se o tipo de solo. Os gráficos apresentam os valores das forças acumuladas em cada pavimento do edifício. Variou-se o número de pavimentos do modelo do edifício de 1 a 30. Cada curva do gráfico representa um tipo diferente de solo, desde o terreno classe “A” (Rocha sã) até o “E” (Solo mole). Os valores referem-se a uma análise considerando aceleração sísmica $a_g=0,05g$ e $a_g=0,15g$, tipo de sistema sismo-resistente de pórtico de concreto com detalhamento usual, $R=3$, e fator de utilização $I = 1$. Mostram-se também nos gráficos as forças horizontais acumuladas obtidas para o valor mínimo de $C_s=0,01$ (ver capítulo 4, item 4.4.2.1).

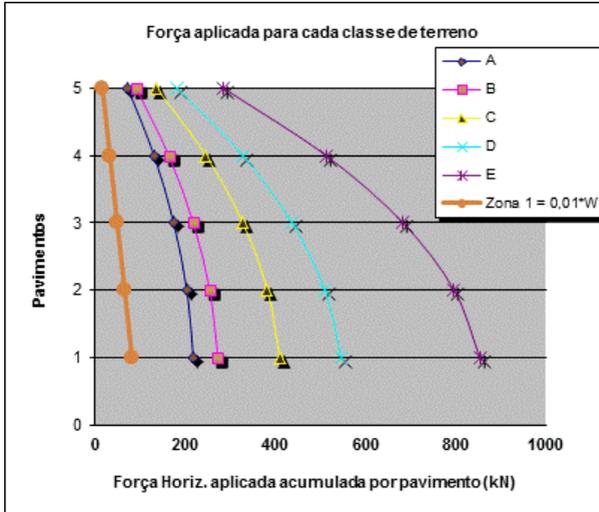


Figura 60 - Forças acumuladas nos pavimentos para $a_g = 0,05g$ do Modelo 1 com 5 pavimentos

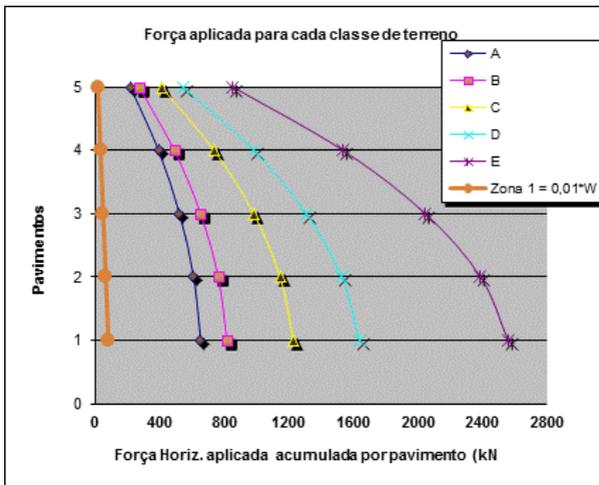


Figura 61 - Forças acumuladas nos pavimentos para $a_g = 0,15g$ do Modelo 1 com 5 pavimentos

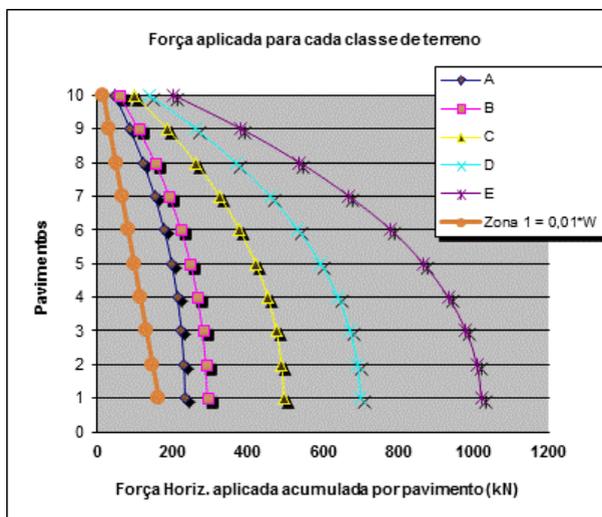


Figura 62 - Forças acumuladas nos pavimentos para $a_g = 0,05g$ do Modelo 1 com 10 pavimentos

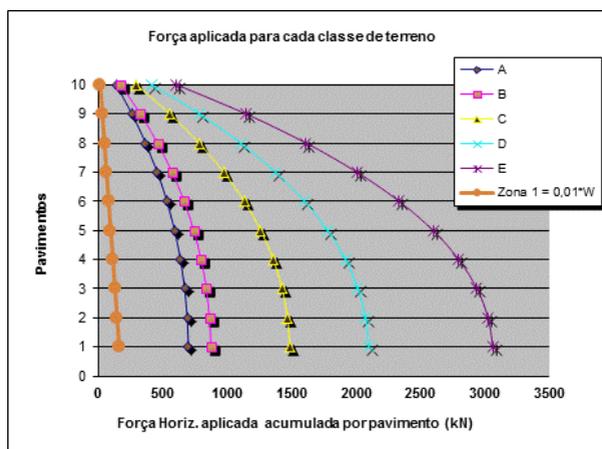


Figura 63 - Forças acumuladas nos pavimentos para $a_g = 0,15g$ do Modelo 1 com 10 pavimentos

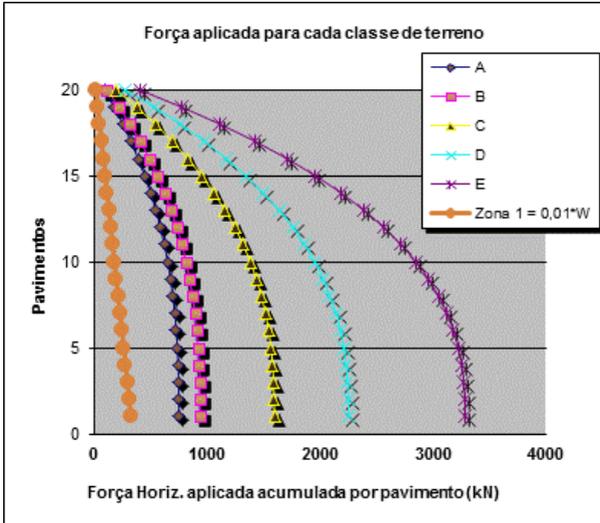


Figura 64 - Forças acumuladas nos pavimentos para $a_g = 0,15g$ do Modelo 1 com 20 pavimentos

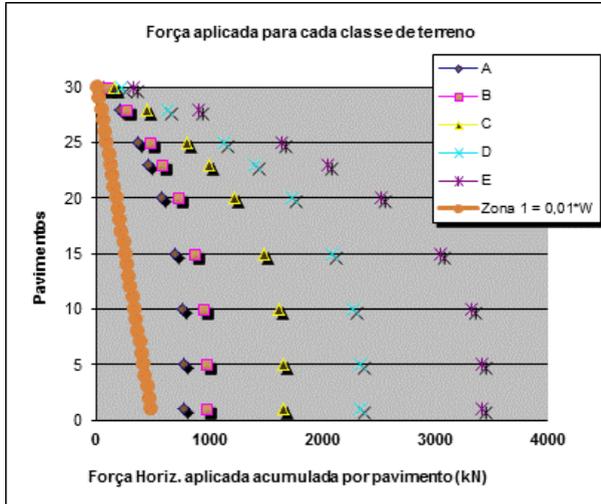


Figura 65 - Forças acumuladas nos pavimentos para $a_g = 0,15g$ do Modelo 1 com 30 pavimentos

Observa-se dos gráficos anteriores que as curvas obtidas para os solos A e B são relativamente próximas, mas, diminuindo-se a

resistência do solo (tipo C, D, E), as curvas ficam mais afastadas. Observa-se também a diferença na distribuição das forças sísmicas acumuladas ao longo dos pavimentos da edificação de acordo com o tipo de terreno.

Do terreno classe A (Rocha sã) para C (rocha alterada ou muito rígida, $N_{spt} \geq 50$), praticamente dobram os valores da força horizontal atuante na base da edificação. Para o solo tipo E (mais mole, com $N_{spt} \leq 15$), dobram novamente os valores da força horizontal na base, ou seja, tem-se uma variação de mais de 4 vezes nos valores da força apenas com a alteração do tipo de terreno. Observa-se assim como aumentam as forças equivalentes com a diminuição da resistência do solo, mostrando-se a importância da consideração do tipo de solo nas análises.

A seguir apresentam-se apenas as forças totais na base da edificação variando-se o número de pavimentos para as diferentes classes de terrenos.

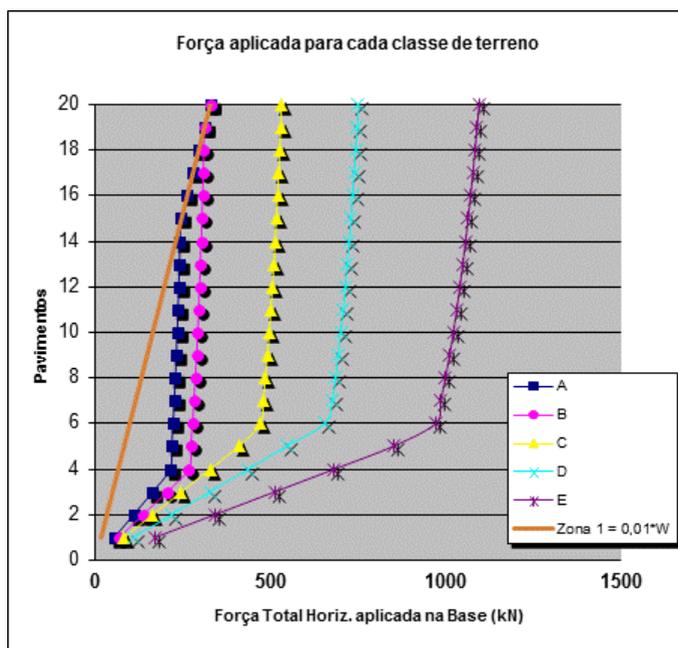


Figura 66 - Forças totais aplicadas na base do Modelo 1, variando-se o número de pavimentos, para $a_g = 0,05g$

Observa-se inicialmente na Figura 66 que há um aumento significativo nas forças da base das edificações com a diminuição da resistência do solo. Nota-se também que as forças horizontais na base

(H) aumentam de maneira mais significativa em edificações de menor altura, à medida que se acrescentam pavimentos nestas edificações mais baixas, de 1 até 4 pavimentos, nos solos tipo A, B e de 1 até 6 pavimentos nos solos tipo C, D, E. Isto pode ser explicado lembrando-se da equação (71), $H = C_s * W$, em que o peso W varia linearmente com o aumento do número de pavimentos (para pavimentos de mesmo peso), porém o coeficiente C_s é o menor valor entre duas expressões, em que a primeira depende de C_a e a segunda de C_v e de T , sendo inversamente proporcional a T . Os coeficientes C_a e C_v são constantes para cada tipo de solo, mas o período fundamental T varia com o número de pavimentos, sendo que nos edifícios mais altos, mais esbeltos, tem um período fundamental maior. Portanto, a partir de um certo número de pavimentos, a segunda expressão que depende de T passa a governar o valor de C_s , pois resulta em valores menores do que a primeira expressão.

Em solos do tipo “E”, os esforços calculados são muito maiores que em solos do tipo “A” (para a edificação de 10 pavimentos, a força na base equivalente varia de aproximadamente 200 kN para 1000 kN).

Verifica-se também que, para edifícios mais altos, com mais de 15 pavimentos, situados em solo tipo A e B, as forças na base convergem para os valores das forças obtidas para o valor mínimo de $C_s=0,01$.

Em projeto as forças horizontais equivalentes devem ser aplicadas tanto na direção X como na direção Y do edifício, separadamente, mas como o Modelo 1 é quadrado e simétrico basta se avaliar uma das direções.

5.2.1.2 Resultados da análise estática equivalente para Modelo2

Apresentam-se neste item os resultados das análises para o Modelo 2 (ver Figura 56 e Figura 58), variando-se o tipo de solo, de classe A (Rocha sã) ao E (Solo mole). Admitiu-se a aceleração sísmica $a_g=0,15g$, tipo de sistema sismo-resistente de pórtico de concreto com detalhamento usual, $R=3$, e fator de utilização $I=1$. Avalia-se apenas o módulo das forças horizontais, que são iguais para a direção X e Y do edifício em planta. Calculam-se também nos gráficos as forças horizontais obtidas para o valor mínimo de $C_s=0,01$ (ver item 4.4.2.1). A Figura 67 apresenta os valores das forças horizontais acumuladas em cada pavimento para um edifício de 20 pavimentos.

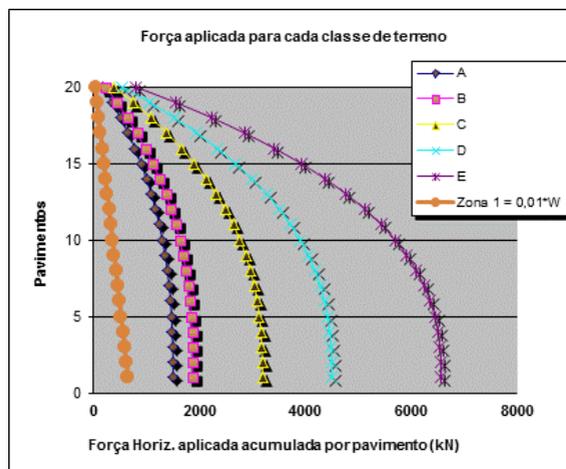


Figura 67 - Forças acumuladas nos pavimentos para $a_g = 0,15g$ do Modelo 2 com 20 pavimentos

Observa-se na Figura 67 que o comportamento deste Modelo 2 se manteve coerente com o Modelo 1 analisado anteriormente, com as forças horizontais aumentando significativamente com a diminuição da resistência do solo.

A figura Figura 68 apresenta o resultado de forças total na base para aceleração $a_g = 0,15g$, variando-se o número de pavimentos.

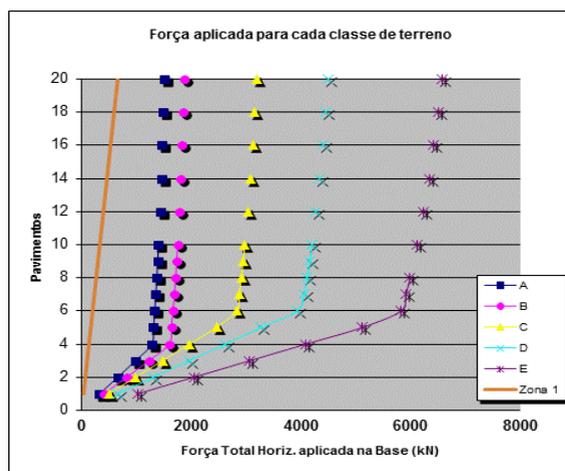


Figura 68 - Forças totais aplicadas na base do Modelo 2 com diferentes alturas. Modelo 15x30m, para $a_g = 0,15g$

Observa-se que as forças totais na base variam para cada tipo de solo, com as diferenças crescendo significativamente nos edifícios mais baixos, especialmente para solos de menor resistência, conforme já se havia observado na análise das edificações usando Modelo 1.

Comparando-se os resultados obtidos para os modelos estruturais com 20 pavimentos, Modelo 1 com formato quadrado em planta, e o Modelo 2, com formato retangular cuja dimensão é o dobro do modelo quadrado, sujeitos à mesma aceleração na base, os valores de força horizontal total na base dos pilares resultaram próximo ao dobro, o que era esperado pois o peso total do modelo retangular é aproximadamente o dobro do modelo quadrado.

Nesse método das forças estáticas equivalentes não se avaliam as diferentes distribuições de rigidez em cada direção, presentes nesse exemplo, Modelo 2, que tem planta retangular. Este método considera apenas o peso da estrutura e o período fundamental obtido de maneira simplificada - que considera apenas a altura da edificação. Assim sendo as forças horizontais equivalentes são iguais nas direções X e Y, devendo-se no projeto avaliar os efeitos dessas forças aplicadas separadamente, fazendo-se uma avaliação para direção X e outra na direção Y. Já nos métodos de análise dinâmica o efeito da rigidez diferente em cada direção influirá na resposta dinâmica da estrutura, logo influirá nas forças elásticas nos pavimentos e na força cortante total na base.

5.2.2 Estudo do tipo de sistema sismo-resistente

Outro parâmetro a ser avaliado é o tipo de sistema sismo-resistente da edificação. Conforme apresentado no capítulo 4, o sistema básico sismo-resistente é utilizado para determinação do coeficiente de modificação de resposta R . Este coeficiente representa a capacidade do sistema estrutural continuar se deformando no regime não linear, sem que haja aumento significativo das forças elásticas equivalentes. Assim, o coeficiente C_s usado para cálculo da força total equivalente permite uma redução nessa força em relação à obtida por uma análise linear, de acordo com o tipo de sistema estrutural sismo-resistente.

Para exemplificar as diferenças entre os diversos sistemas sismo-resistentes considerados na NBR 1542, composto por pórtico, por pilar parede ou uma combinação de ambos, serão analisados os Modelos 1 e 2 (ver item 5.1) utilizando-se o método de forças estáticas equivalentes.

5.2.2.1 Resultados da análise estática equivalente para Modelo 1

Utilizando-se o Modelo 1 para edifícios de altura diferente, obtiveram-se as forças estáticas equivalentes horizontais na base da estrutura, variando-se o tipo de sistema estrutural. Foram considerados inicialmente dois sistemas estruturais, um composto por pórtico de concreto armado ($R=3$) e outro dual, composto por um sistema de pórtico com pilares paredes de concreto armado ($R=4,5$), ambos com detalhamentos usuais. Fixou-se a aceleração sísmica de projeto em $0,05g$, variando-se o tipo de solo de A a E (ver Tabela 5, item 4.4.3).

Mostra-se nesse primeiro gráfico da Figura 69 a força total horizontal equivalente na base do Modelo 1, variando-se o número de pavimentos, para o sistema estrutural dual. Mostra-se também a força total obtida considerando-se a zona sísmica 1. Esse gráfico pode ser comparado com o obtido anteriormente para o sistema de pórtico simples, mostrado na Figura 66.

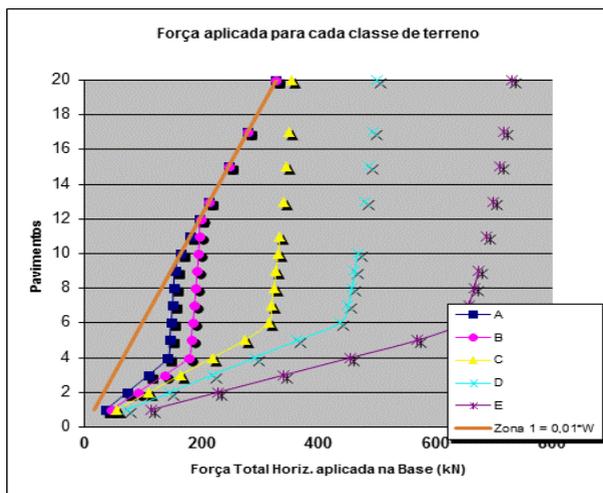


Figura 69 - Força total aplicada na base dos edifícios do Modelo 1, variando-se o número de pavimentos, para $a_g = 0,05g$ com sistema sismo-resistente dual

Comparando-se os gráficos da Figura 66 e Figura 69, nota-se que os diferentes tipos de solos apresentam variação significativa de forças na base da estrutura, tanto para o sistema dual como para o sistema de pórtico, conforme já observado no item anterior.

Uma observação importante a ser verificada é o fato dos valores de carregamento na base serem menores para o sistema dual em relação ao sistema de pórtico. Comparando, por exemplo, o sistema de pórtico

dual para esta edificação de 10 pavimentos, a força horizontal varia para o terreno “classe A” de aproximadamente 200 kN para 150 kN e para terreno classe E de 1000 kN para 700 kN, ou seja, os sistemas duais apresentam redução nas forças equivalentes totais na base de 33% em relação aos sistemas de pórtico de concreto usuais. Este fato ocorre basicamente devido ao coeficiente de modificação de resposta R que é 33% menor para o caso de pórtico simples de concreto. Para avaliação da influência de cada tipo de sistema sismo-resistente no valor das forças horizontais totais na base, é possível simplesmente comparar os valores do coeficiente R da tabela 6 da NBR 15421 (ver Tabela 4 no item 4.4.2), uma vez que este fator altera os resultados de maneira linear, sendo a força horizontal total, H , inversamente proporcional a R .

A seguir calcula-se a força horizontal total equivalente na base do Modelo 1, variando-se o número de pavimentos, considerando-se três tipos diferentes de sistema sismo-resistente: pórtico de concreto com detalhamento usual ($R=3$); sistema dual com detalhamento usual ($R=4,5$) e pórtico de concreto com detalhamento especial ($R=8$). Fixou-se a aceleração sísmica de projeto em $0,05g$, e, para cada gráfico, fixou-se uma classe diferente de terreno: A, B, C e E. Mostra-se também a força total obtida utilizando o coeficiente mínimo $C_s = 0,01$.

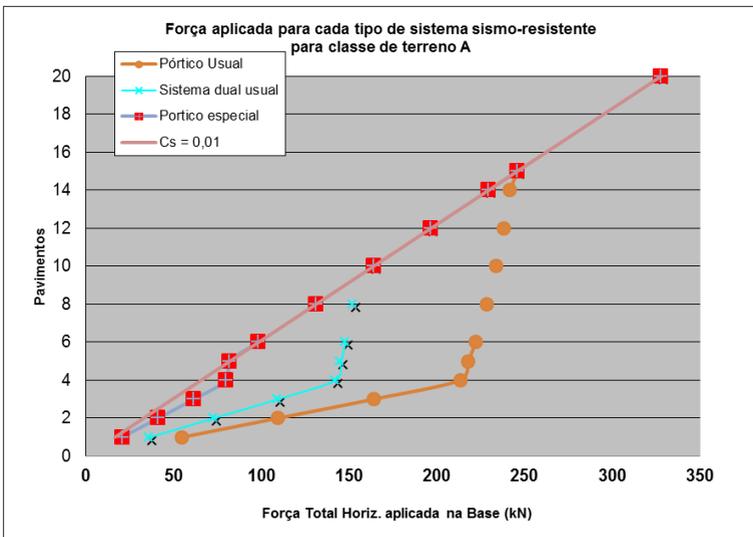


Figura 70 - Força total aplicada na base dos edifícios do Modelo 1, variando-se o número de pavimentos, para $a_g = 0,05g$ e terreno classe A

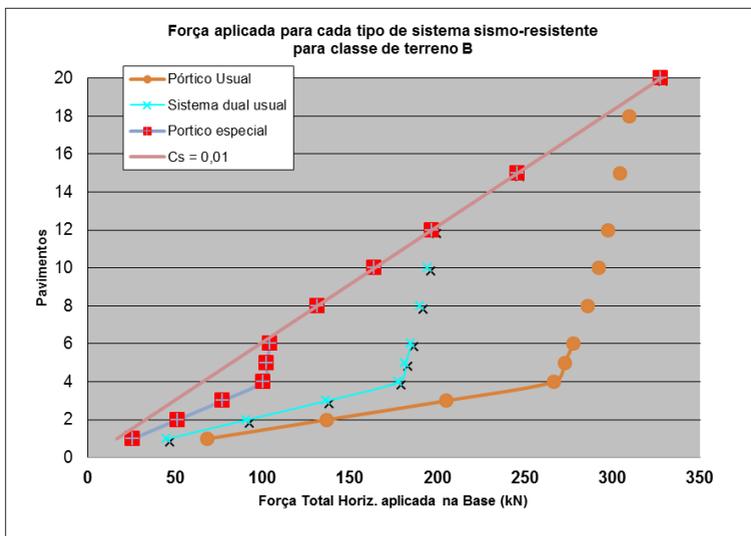


Figura 71 - Força total aplicada na base dos edifícios do Modelo 1, variando-se o número de pavimentos, para $a_g = 0,05g$ e terreno classe B

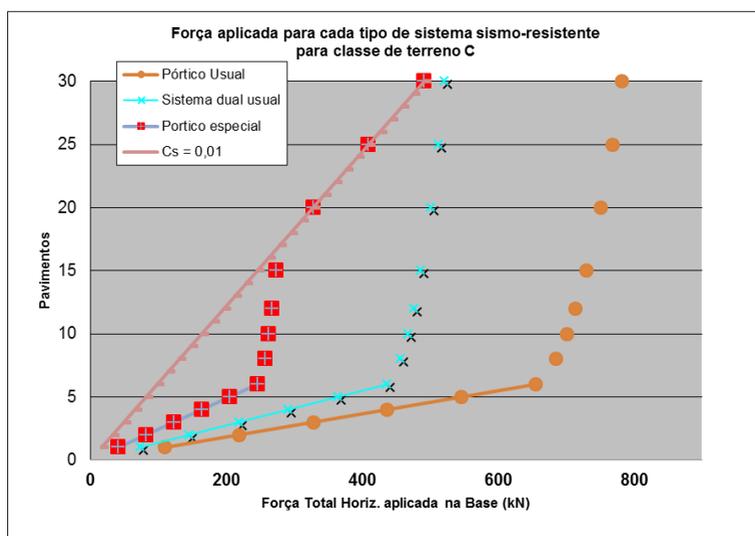


Figura 72 - Força total aplicada na base dos edifícios do Modelo 1, variando-se o número de pavimentos, para $a_g = 0,05g$ e terreno classe C

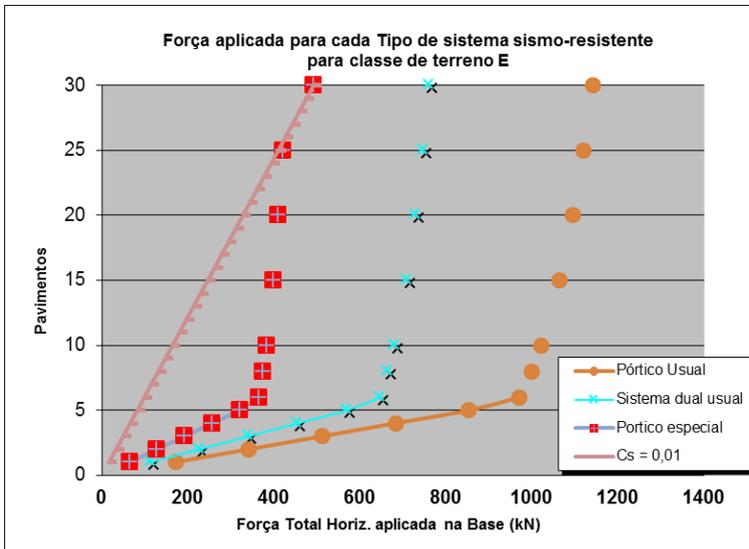


Figura 73 - Força total aplicada na base dos edifícios do Modelo 1, variando-se o número de pavimentos, para $a_g = 0,05g$ e terreno classe E

Observa-se que os resultados variam bastante dependendo do sistema estrutural sismo-resistente utilizado. Nos primeiros pavimentos os valores praticamente dobram quando se parte do sistema sismo-resistente do tipo pórtico especial para o sistema dual, e triplica quando se parte para o pórtico com detalhamento usual (mantém a proporcionalidade entre os coeficientes de resposta R nos primeiros pavimentos). Observa-se que a partir de um determinado número de pavimentos, que varia para cada tipo de sistema sismo-resistente, a força total converge para o valor obtido para a zona sísmica 1.

Entende-se que é possível ter mais eficiência estrutural por meio do uso de sistemas duais, como pórticos e pilares-parede, podendo gerar economias significativas de materiais sem perda da segurança. Além do uso de sistema dual, observa-se uma diminuição significativa nas forças horizontais quando se passa a fazer o detalhamento do tipo especial ao invés usual, o que é justificado pela melhor ductilidade da estrutura quando é realizado um detalhamento mais adequado para resistir aos esforços oriundos do sismo.

Apesar da NBR 15421 citar diversos tipos de sistemas estruturais sismo-resistentes, ela não faz menção sobre o que é um detalhamento usual, intermediário ou especial. Souza Lima e Santos,

2008, citam que o detalhamento usual é aquele que atende aos requisitos das normas brasileiras, NBR 6118, para os elementos de concreto armado, enquanto que os detalhamentos intermediários e especiais correspondem a níveis de detalhamento que garantem uma determinada capacidade de dissipação de energia da estrutura no regime não linear.

Fixando-se um tipo de solo, sendo escolhido como exemplo o tipo D, repetiu-se o cálculo anterior, considerando agora diversos tipo de sistemas sismo-resistentes. Fixou-se a aceleração sísmica de projeto em 0,05g, e variou-se o número de pavimentos. O resultado de força total equivalente está mostrado na Figura 74.

Observa-se novamente que a força total varia bastante de acordo com o tipo de sistema estrutural e que a partir de um determinado número de pavimentos, que varia para cada tipo de sistema sismo-resistente, a força total converge para o valor obtido para a zona sísmica 1.

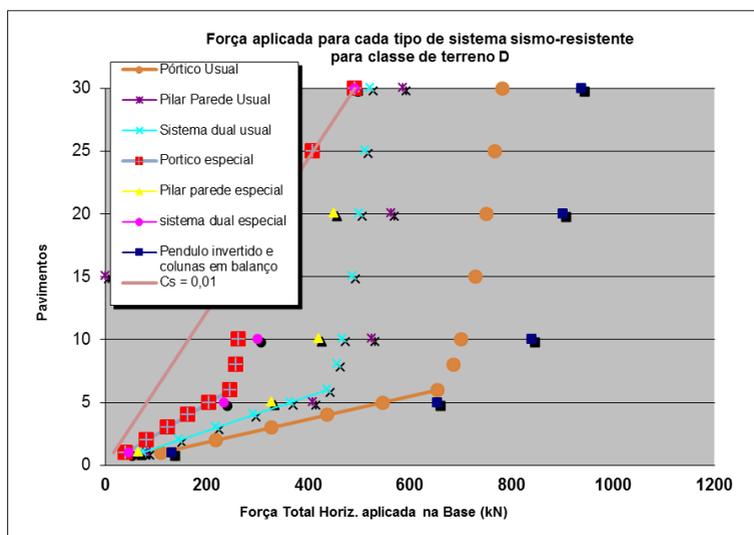


Figura 74 - Força total aplicada na base dos edifícios do Modelo 1, variando-se o número de pavimentos, para $a_g = 0,05g$ e terreno classe D

5.2.3 Categoria de utilização da edificação

Na NBR 15421 estão definidas três possíveis categorias de utilização da edificação. O objetivo deste parâmetro é garantir maior proteção ao efeito sísmico para as edificações consideradas mais

importantes. Os parâmetros podem assumir valor 1.0 para estruturas usuais, aumentando para 1,25 e 1,5 conforme aumenta a importância da edificação para preservação da vida humana. Desta forma, as forças aplicadas podem ser majoradas em até 50%, representando aumento bastante significativo para efeito de dimensionamento da estrutura. Indiretamente, o propósito deste fator é diminuir a possibilidade de danos estruturais em estruturas consideradas mais importantes.

Para efeito de comparação com estruturas sujeitas à ação do vento, um parâmetro similar, S_3 , é utilizado, o qual varia de 0,95 para edificações industriais (depósitos, silos, etc), para 1,0 para edificações residenciais usuais e até 1,10 para edificações de maior importância para o socorro das pessoas. Considerando que o fator estatístico S_3 é elevado ao quadrado no cálculo da força estática equivalente do vento, acarretaria em um fator multiplicativo máximo de 1,21 ($=1,10^2$). Comparando-se este valor máximo com o utilizado para forças estáticas equivalentes a sismos, $I=1,5$, observa-se que para sismos o fator multiplicativo é 24% maior. Ou seja, enquanto que para estruturas usuais as diferenças de importância atribuída são relativamente pequenas, para estruturas essenciais à vida humana a diferença é significativa entre as forças estáticas equivalentes devido a sismos ou ao vento.

Assim, se tem mais uma variável que altera de maneira significativa os resultados e não permite, de maneira linear, estabelecer uma correlação direta para todos os tipos de edificações sobre a diferença entre os esforços causados pela ação do vento e pela ação de sismo. Para este trabalho considerou-se, na comparação que será feita no item 5.6, que as edificações são residenciais usuais, em que o valor 1,0 é usado tanto para I como para S_3 .

5.3 Considerações iniciais sobre a comparação de métodos de análise sísmica de edifícios.

5.3.1 Explicação do coeficiente C_s do método de forças equivalentes a partir de método analítico

Pode-se observar que o método das forças estáticas equivalentes da NBR 15421, assim como outros métodos simplificados contidos em normas, é baseado na resposta máxima do primeiro modo da estrutura, (Clough e Penzien, 1995). Da equação analítica vista no capítulo 3 para força cortante na base pelo método de superposição modal para análise no tempo:

$$F_B(t) = \sum_{n=1}^N \frac{L_n^2}{M_n} \omega_n V_n(t) \quad (77)$$

Considerando-se apenas a contribuição do primeiro modo, e tomando o valor máximo de $V(t) = S_v$ (pseudo-velocidade):

$$F_{B,máx} = \frac{L_1^2}{M_1} \omega_1 S_{V_1} = \frac{L_1^2}{M_1} S_{a_1} = \left(\frac{L_1^2}{M_1} \cdot g \right) \cdot \frac{S_{a_1}}{g} \quad (78)$$

Já o método de força estática equivalente fornece a equação:

$$F_{B,máx} = H = C_s \cdot (W) = 2,5 \cdot \frac{C_a \cdot a_g}{g} \cdot \frac{I}{R} \cdot (W) \quad (79)$$

Fazendo-se $I/R=1$ (ou seja, levando-se em conta apenas a resposta elástica da estrutura e fator de importância igual a 1, e comparando-se as expressões acima, vem:

$$\text{Analítica:} \quad \frac{S_{a_1}}{g} \quad \left(\frac{L_1^2}{M_1} \cdot g \right)$$

$$\text{Norma:} \quad 2,5 \cdot \frac{C_a \cdot a_g}{g} = \frac{S_a}{g} \quad (W)$$

A primeira parcela representa a aceleração espectral dividida pela gravidade, e a equação da norma fornece o valor correspondente ao patamar horizontal do espectro de resposta de projeto (ver capítulo 4, espectro da norma). Da segunda parcela, observa-se que a norma considera o peso total igual ao peso efetivo do primeiro modo (ver definição de massa efetiva dos modos da estrutura no item 3.4.3).

Assim sendo, espera-se que, quando o primeiro modo da estrutura responder por 90 % ou mais da resposta dinâmica, o método de forças estáticas equivalentes forneça resultados satisfatórios.

5.3.2 Análise modal dos Modelos 1, 2 e 3

Antes de se realizar a comparação entre os diversos métodos de análise sísmica, é feita neste item a análise modal dos diversos modelos,

para se obter as suas frequências naturais (ou os períodos naturais) e seus respectivos modos de vibração. A análise foi feita usando-se o *software* SAP2000 V11.

5.3.2.1 Modelo 1 – 10 pavimentos: períodos naturais e modos de vibração

A partir da análise modal da edificação do Modelo 1 com 10 pavimentos, com dimensão em planta de 15x15 metros, obtiveram-se no *software* SAP2000 V11 os seguintes períodos naturais:

Tabela 7: Períodos naturais do Modelo 1 com 10 pavimentos

<i>Modo de vibração:</i>	<i>Período (s)</i>
1 e 2	1,41
3	1,19
4 e 5	0,46
6	0,39
7 e 8	0,26
9	0,23
10 e 11	0,18
12	0,15
13 e 14	0,14
15	0,13
16	0,13
17	0,13
18	0,12
19	0,12
20	0,11

Ressalta-se que o Modelo 1 foi dimensionado seguindo prescrições da NBR 6118:2007, para cargas usuais de um edifício residencial e o esforço lateral do vento, assim sendo os períodos encontrados são um pouco maiores (estrutura mais flexível) do que os obtidos em edifícios projetados para resistir a sismos, segundo equações aproximadas de algumas normas. Além disso, não foram considerados no Modelo 1 elementos estruturais de torres de elevadores e escadas, nem a rigidez de paredes de vedação (mas a massa destas foi considerada). Foram obtidos também pelo programa SAP2000 os respectivos modos de vibração, mostrando-se os 20 primeiros modos nas figuras a seguir:

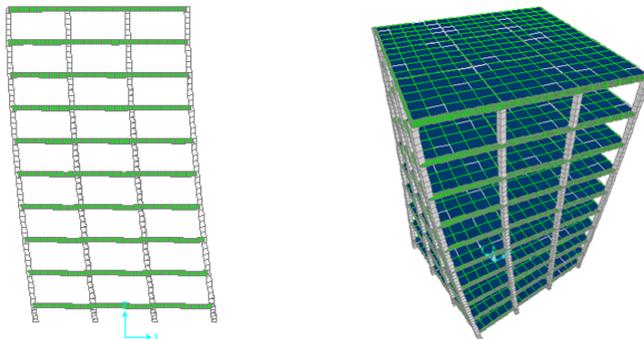


Figura 75 - Modo 1 e 2 (à esq., planos XZ e YZ) e Modo 3, torcional (à dir.)

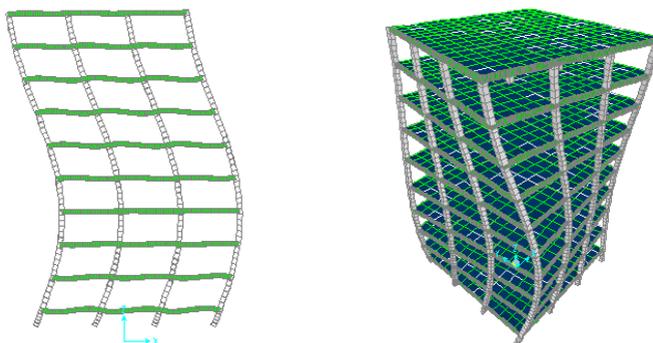


Figura 76 - Modo 4 e 5 (à esq., planos XZ e YZ) e Modo 6, torcional (à dir.)

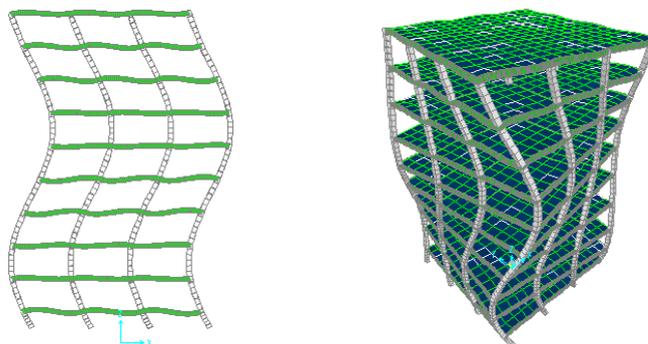


Figura 77 - Modo 7 e 8 (à esq., planos XZ e YZ) e Modo 9, torcional (à dir.)

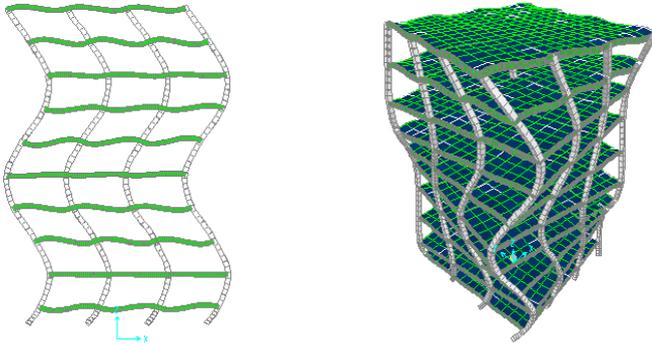


Figura 78 - Modo 10 e 11 (à esq., planos XZ e YZ) e Modo 12, torcional (à dir.)

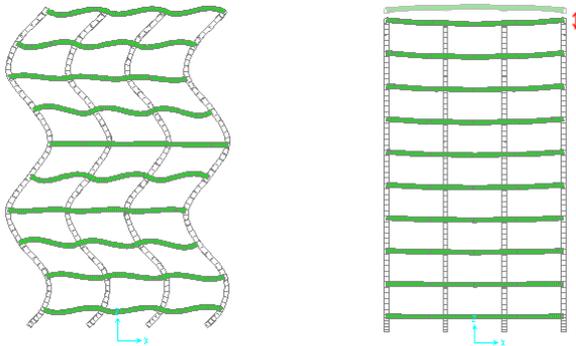


Figura 79 - Modo 13 e 14 (à esq., planos XZ e YZ) e Modo 15, flexão (à dir.)

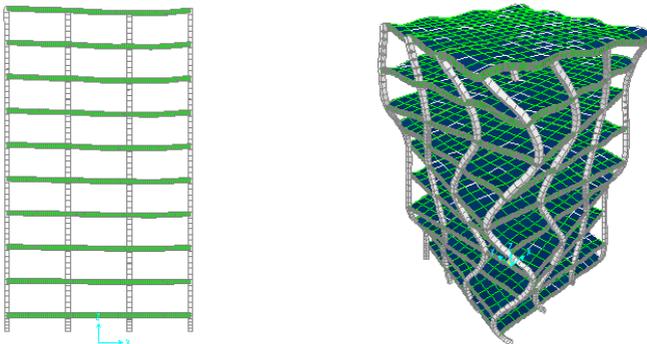


Figura 80 - Modo 16 e 17 (à esq., planos XZ e YZ) e Modo 18, torcional (à dir.)

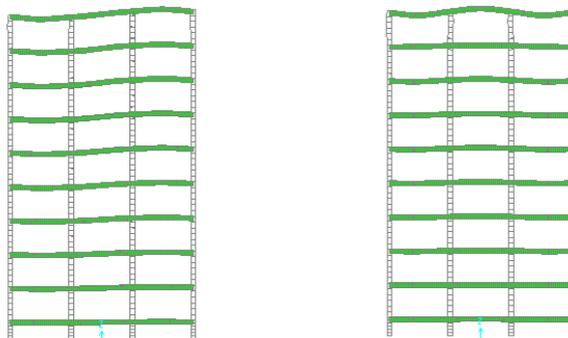


Figura 81 - Modo de vibração 19 (à esquerda) e Modo 20 (à direita)

5.3.2.2 Modelo 2 – 20 pavimentos: períodos naturais e modos de vibração

O modelo 2, com dimensões de 15x30 metros em planta e 20 pavimentos não foi utilizado na comparação entre os métodos. Para este exemplo de edificação, aplicou-se apenas o método de forças estáticas equivalentes, utilizando-se o período fundamental simplificado da NBR 15421:2006.

5.3.2.3 Modelo 3 – 20 pavimentos: períodos naturais e modos de vibração

A partir da análise modal da edificação do Modelo 3 com 20 pavimentos, com dimensão em planta de 20x40 metros, obtiveram-se no *software* SAP2000 V11 os períodos naturais mostrados na Tabela 8 e os modos de vibração nas Figura 82 a Figura 86. Ressalta-se que esse Modelo 2 também foi dimensionado seguindo prescrições da NBR 6118:2007, para cargas usuais de um edifício residencial e o esforço lateral do vento, logo os períodos encontrados são um pouco maiores do que os obtidos em edifícios projetados para resistir a sismos, segundo equações aproximadas de algumas normas, conforme já observado anteriormente.

Tabela 8: Períodos naturais do Modelo 3 com 20 pavimentos

<i>Modo de vibração:</i>	<i>Período (s)</i>
1 – <i>Direção X (maior)</i>	3,32
2 – <i>Direção Y (menor)</i>	2,62
3 – <i>Torcional</i>	2,48
4 – <i>Direção X (maior)</i>	1,10
5 – <i>Direção Y (menor)</i>	0,85
6 – <i>Torcional</i>	0,80
7 – <i>Direção X (maior)</i>	0,64
8 – <i>Direção Y (menor)</i>	0,47
9 – <i>Torcional</i>	0,46
10 – <i>Direção X (maior)</i>	0,45

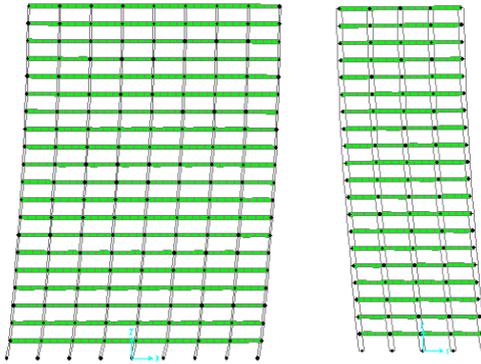


Figura 82 - Modo 1 (à esq. plano XZ) e Modo 2 (à dir. Plano YZ)

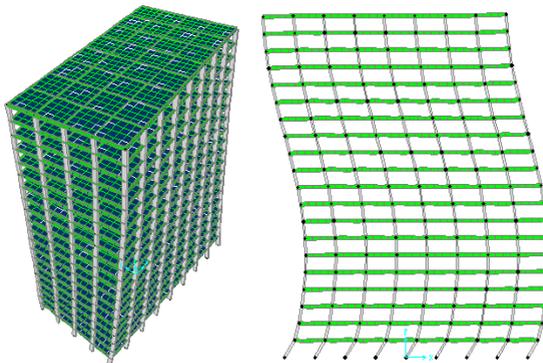


Figura 83 - Modo 3 (torcional) e Modo 4 (à dir. Plano XZ)

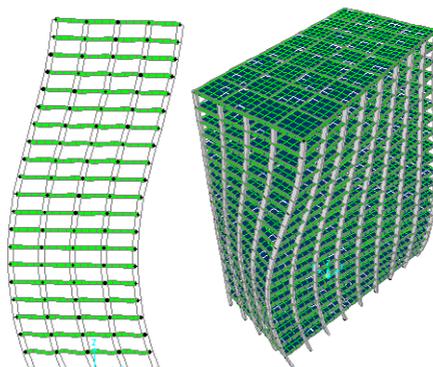


Figura 84 - Modo 5 (à esq. Plano YZ) e Modo 6 (torcional)

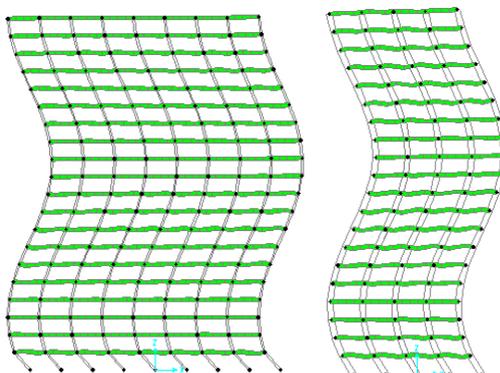


Figura 85 - Modo 7 (à esq. plano XZ) e Modo 8 (à dir. Plano YZ)

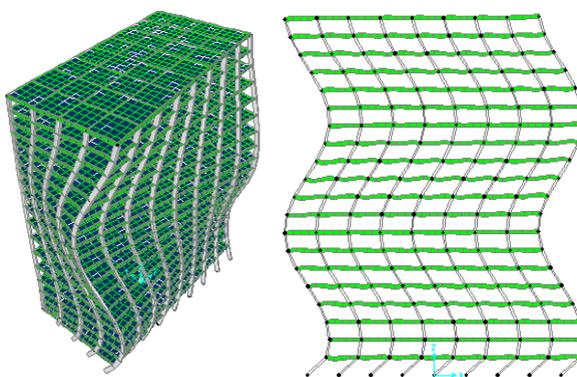


Figura 86 - Modo 9 (torcional) e Modo 10 (à dir. plano XZ)

5.3.3 Acelerogramas de terremotos reais

Para as análises dinâmicas no domínio do tempo, serão aplicados acelerogramas de sismos na base da estrutura.

Devido às incertezas associadas ao carregamento sísmico, a NBR 15421 recomenda que as análises sejam efetuadas para pelo menos 3 terremotos diferentes, podendo-se usar acelerogramas reais e artificiais. Neste trabalho serão utilizados 4 acelerogramas artificiais, obtidos a partir dos registros dos sinais de terremotos reais, escalonando-se as amplitudes para um valor máximo de 0,15g. Devido à dificuldade de se obter acelerogramas de terremotos ocorridos no Brasil, utilizaram-se acelerogramas de sismos que ocorreram fora do território brasileiro, mostrados nas Figura 87 a Figura 90, a seguir.

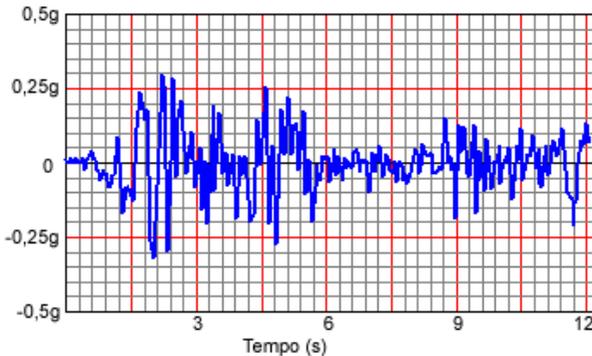


Figura 87 – Acelerograma real: El Centro (México, 1940)

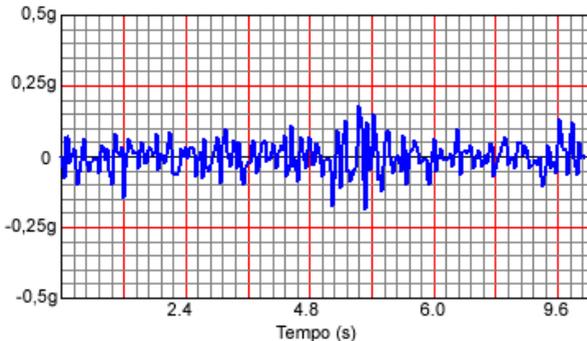


Figura 88 – Acelerograma real: Caucete (Argentina, 1977)

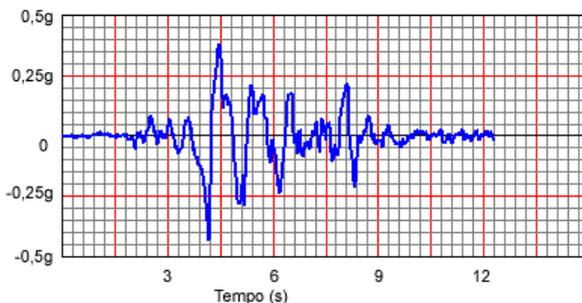


Figura 89 – Acelerograma real: Lexington (EUA)

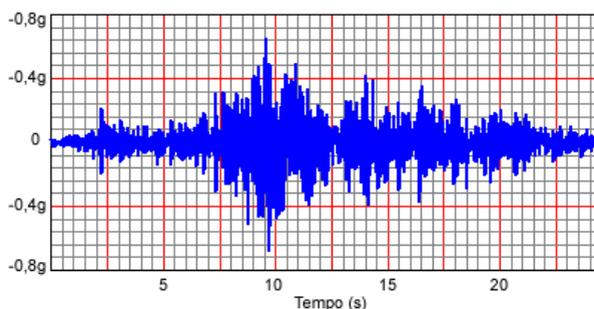


Figura 90 – Acelerograma real: Lucerne Valley (Califórnia, 1992)

Buscou-se utilizar acelerogramas com conteúdo de frequências de vibração diferentes, conforme comentado no capítulo 3, a fim de analisar se isto terá influência nos resultados. O conteúdo de frequências poderá ser observado nos gráficos de Transformada de Fourier dos acelerogramas, conforme será visto no item 5.3.3.2.

5.3.3.1 Acelerogramas artificiais para amplitude máxima de 0,15g

Nesta dissertação serão utilizados acelerogramas modificados, visando utilizar acelerações máximas iguais ao limite definido na NBR 15421:2006. Para isso, os acelerogramas reais foram escalonados, limitando-se a amplitude máxima em 0,15g. Os acelerogramas utilizados, já escalonados, estão apresentados a seguir.

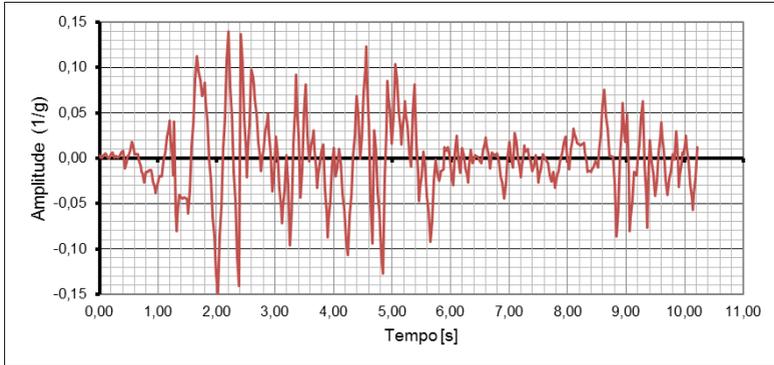


Figura 91 – Acelerograma El Centro (México, 1940)
escalonado para máximo de 0,15g

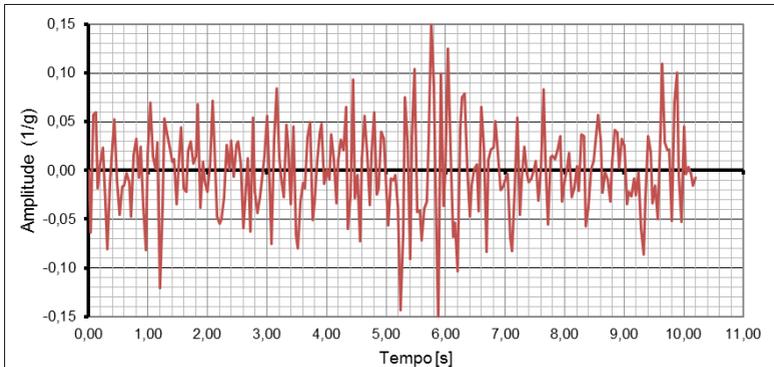


Figura 92 – Acelerograma Cauçete (Argentina, 1977)
escalonado para máximo de 0,15g

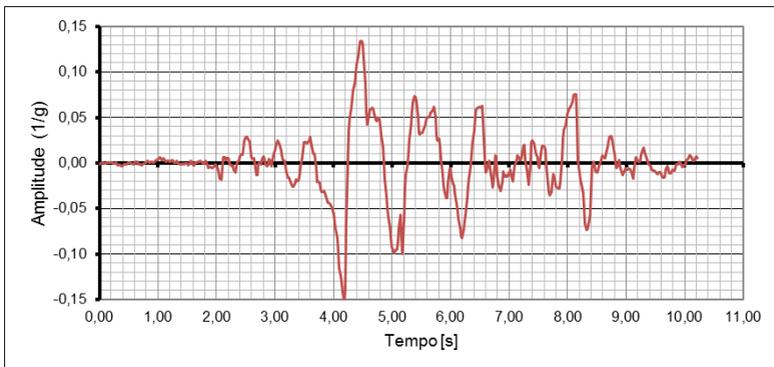


Figura 93 – Acelerograma Lexington (EUA)
escalonado para máximo de 0,15g

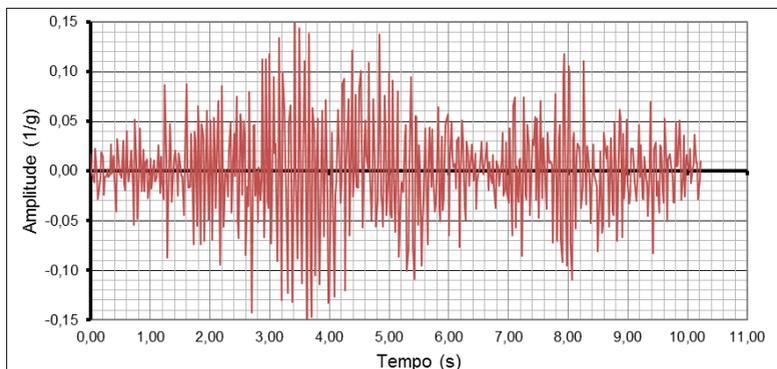


Figura 94 – Acelerograma Lucerne Valley (Califórnia, 1992) escalonado para máximo de 0,15g

5.3.3.2 Espectros de Fourier

Outra informação que pode ser obtida a partir dos acelerogramas é a transformada discreta de Fourier (DFT) que permite obter informações sobre a magnitude de um sinal em função da frequência. A seguir são apresentados os resultados da análise de Fourier (espectro de potência do sinal normalizado em relação a g) para os acelerogramas artificiais.

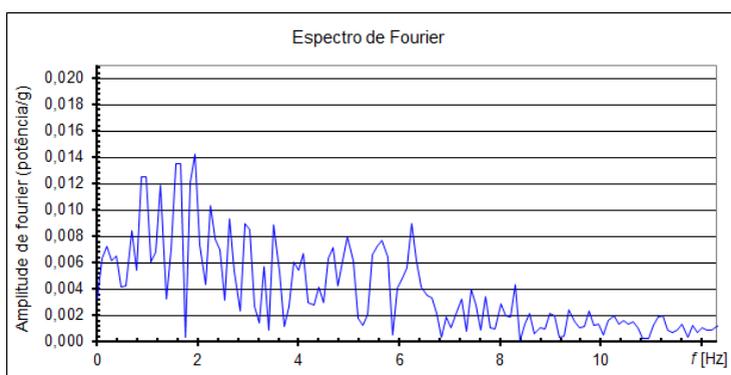


Figura 95 – Transformada Discreta de Fourier (DFT) para o sismo El Centro (0,15g)

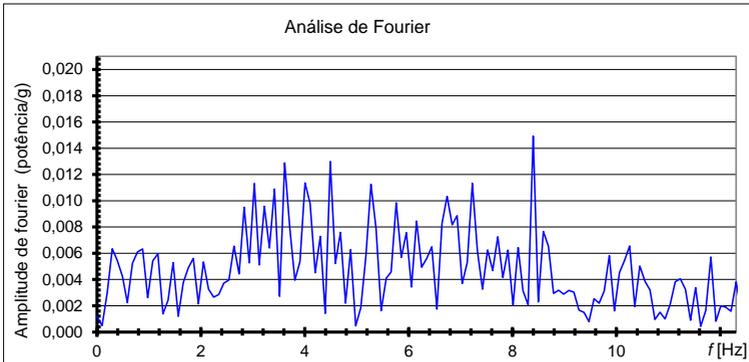


Figura 96 - Transformada Discreta de Fourier para o sismo Cauçete (0,15g)

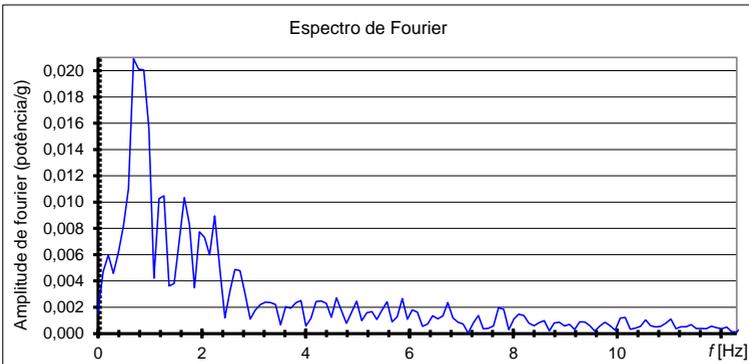


Figura 97 - Transformada Discreta de Fourier para o sismo Lexington (0,15g)

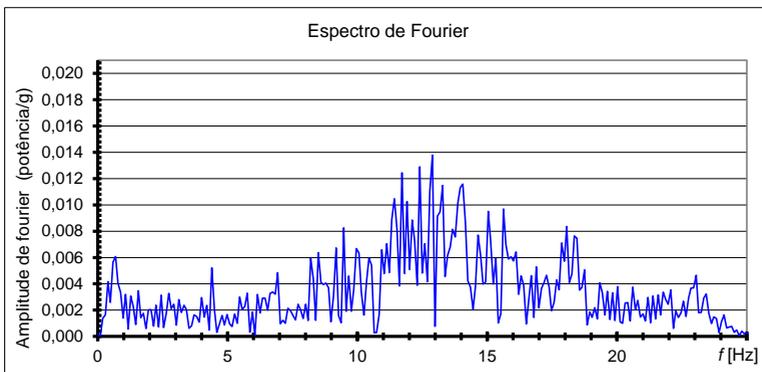


Figura 98 - Transformada Discreta de Fourier (DFT) para o sismo Lucerne Valley (0,15g)

Observa-se dos gráficos que os picos de amplitude encontram-se distribuídos em diferentes faixas de frequência para cada sismo, podendo-se classificar os sismos de El Centro, Cauçete e Lucerne de banda larga e o de Lexington de banda estreita. Resalta-se que o sismo de Lexington apresenta densidades maiores para baixas frequências, com o pico próximo a 1 Hz (ou seja espera-se que este excite edifícios mais rígidos).

5.4 Comparação entre os métodos de forças estáticas equivalentes e o de resposta espectral, segundo NBR 15421

Inicialmente os métodos simplificados de análise sísmica da NBR 15421 para estruturas de categoria B e C serão aplicados, no próximo subitem, a dois exemplos mais simples, com o intuito de se ilustrar os métodos, mostrando todas suas etapas.

5.4.1 Exemplos iniciais

Nesses dois exemplos utiliza-se o Modelo 1, considerando aceleração sísmica de 0,15g e solo tipo D. Para ambos exemplos será admitido o fator de utilização $I=1$.

5.4.1.1 Exemplo 1 – Edificação do Modelo 1 com 1 pavimento

Inicialmente analisa-se a edificação do Modelo 1 com apenas um pavimento, conforme ilustra a Figura 99, sendo seu peso total $W = 1647$ kN.

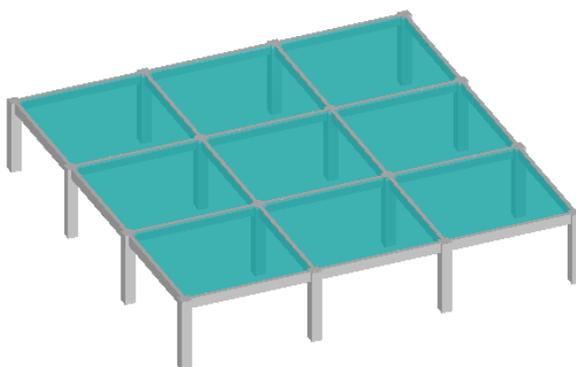


Figura 99 - Exemplo 1 – Modelo com um pavimento para aplicação dos métodos simplificado da NBR 15421:2006

Método 1: Forças estáticas equivalentes

Por este método a força horizontal total na base da edificação é:

$$H_{max} = W * C_s$$

onde:

W representa o peso total da estrutura

C_s representa o coeficiente de resposta sísmica.

Para obtenção do coeficiente de resposta sísmica (C_s), pode-se utilizar o processo definido no item 9.1 da NBR 15421:2006 (ver capítulo 4):

$$C_s = [2,5 (a_{gs0} / g)] / (R/I) \leq [(a_{gs1} / g)] / [T (R/I)]$$

onde $a_{gs0} = C_a \cdot a_g$ e $a_{gs1} = C_v \cdot a_g$; e T é o período fundamental da estrutura, podendo ser calculado, para estruturas de concreto resistidas por pórticos, pela seguinte equação aproximada (T_a), conforme item 9.2 da NBR 15421:2006:

$T_a = 0,0466 \cdot h_n^{0,9}$, sendo h_n a altura da edificação, em metros – neste exemplo $h_n = 2,8$ m, resultando em $T_a = 0,118$ s.

Da tabela 2 do item 4.4.3, extraem-se os fatores de amplificação sísmica do solo $C_a = 1,5$ e $C_v = 2,2$, para aceleração sísmica de 0,15 g e tipo de terreno D.

Portanto, considerando-se inicialmente $R=1$, logo $I/R=1$, tem-se que:

$$C_s = [(2,5 * (1,5 * 0,15) / g)] = 0,563 \leq [(2,2 * 0,15) / g] / 0,118 = 2,80$$

Assim o coeficiente $C_s = 0,563$ e a força total na base é:

$$H_{max} = 0,563 * 1647 \text{ kN} = 927 \text{ kN}$$

Levando-se em conta a resposta inelástica da estrutura, conforme item 10.1 da NBR 15421 pode-se reduzir esta força equivalente total pelo coeficiente R , que no caso de pórticos com detalhamento usual é igual a 3. Assim sendo tem-se que:

$$H_{max} = 927 \text{ kN} / 3 = 309 \text{ kN}$$

Método 2: Resposta Espectral

Ao aplicar-se esse outro método, será feita uma simplificação no modelo, considerando-se toda a massa da estrutura concentrada no pavimento (=m) e reduzindo-se o edifício a um sistema de 1 GL, conforme visto no capítulo 3. O período fundamental da estrutura pode ser obtido pela equação analítica, somando-se todas as rigidezes ao cortante dos pilares (=k):

$$T = 2\pi/\omega$$

onde ω é a frequência fundamental de vibração, obtida pela relação $\omega^2 = k/m$;

ou então aplicando-se a equação aproximada da norma, vista acima, que resulta em $T_a = 0,118s$.

Utilizando-se o espectro de resposta de projeto para solo tipo D, reproduzido na Figura 100, obtém-se a aceleração espectral (dividida por a_g) em função do período da estrutura.

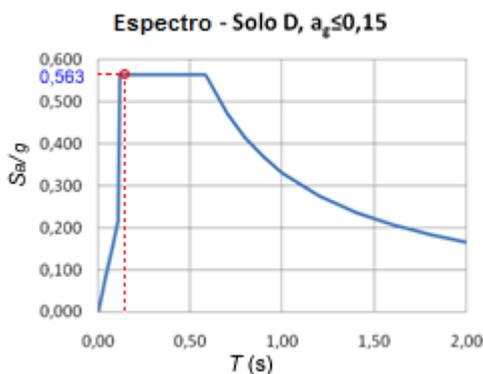


Figura 100 - Espectro de resposta de projeto da NBR 15421:2006 para solo tipo D e $a_g = 0,15g$

Considerando-se primeiramente o período aproximado $T_a = 0,118s$, obtém-se $S_a/g = 0,563$, que é o mesmo valor obtido para o coeficiente C_s pelo método de forças estáticas equivalentes. Observa-se que este valor corresponde ao patamar horizontal do gráfico, que é constante para certa faixa de períodos naturais. Para $R=1$ obtém-se então o mesmo valor obtido anteriormente para a força total na base:

$$H_{max} = W * S_a/a_{gs0}$$

$$H_{max} = 1647 * 0,563 = 927 \text{ kN}$$

Multiplicando-se agora esta força por $I/R = 1/3$, para levar em conta o fator de importância ($I=1$) e a capacidade de reposta inelástica do sistema estrutural sísmo-resistente (pórtico com detalhamento usual $R=3$), obtém-se uma força total na base 3 vezes menor, analogamente ao método anterior:

$$H_{max} = 927/3 = 309 \text{ kN}$$

Para efeito de comparação, utilizando-se o período obtido na análise modal com o software SAP, $T=0,14\text{s}$, obtém-se, a partir do gráfico do espectro de resposta, o valor de $S_a=0,563$, ou seja, o mesmo valor obtido com o período aproximado, uma vez que se continua no patamar horizontal do gráfico, logo o valor da força na base, H_{max} , resulta igual.

Novamente para efeito de comparação, este mesmo exemplo do modelo 1 com 1 pavimento foi modelado por um modelo tridimensional no *software* SAP2000 V11, obtendo-se a força na base $H_{max} = 895 \text{ kN}$, a qual, dividida pelo fator $R = 3$, resulta em $H_{max} = 298\text{kN}$. Este exemplo demonstra que o modelo simplificado, de 1 GL, fornece uma boa aproximação em comparação com o resultado do modelo tridimensional.

5.4.1.2 Exemplo 2 – Edificação do Modelo 1 com 3 pavimentos

No segundo exemplo, será utilizado o mesmo modelo em planta, Modelo 1, porém com 3 pavimentos (3 elevações), mostrado na Figura 101. Serão apresentadas duas análises, uma utilizando o método da força estática equivalente e outra utilizando o método de resposta espectral, métodos recomendados pela NBR 15421:2006.



Figura 101 - Exemplo 2 – Modelo com 3 elevações para aplicação do espectro de resposta de projeto da NBR 15421:2006

Método 1: Forças estáticas equivalentes.

Neste exemplo o peso total da edificação é encontrado multiplicando-se o peso de cada pavimento por 3:

$$W = 1647 \text{ kN} * 3 = 4941 \text{ kN}$$

5.4.1.3 Período fundamental obtido pelo processo simplificado da NBR 15421

$T_a = 0,0466 \cdot h_n^{0,9}$, sendo h_n a altura da edificação, em metros:

$$h_n = 2,8 \times 3 = 8,4 \text{ m}, \text{ logo } T_a = 0,316 \text{ s.}$$

Neste exemplo o valor de C_s , obtido conforme item 9.1 da NBR 15421:2006 (ver capítulo 4), para $R=1$ é:

$$C_s = [(2,5 * (1,5 * 0,15) / g) = 0,563 \leq [(2,2 * 0,15) / g] / 0,316 = 1,044$$

ou seja, permanece igual a 0,563, o mesmo valor encontrado para o exemplo anterior de 1 pavimento. A força total na base fica sendo:

$$H_{max} = W * C_s$$

$$H_{max} = 4941 * 0,563 = 2781 \text{ kN}$$

ou, levando-se em conta a capacidade de resposta inelástica, divide-se o valor da força horizontal pelo coeficiente de modificação de resposta $R=3$, resultando em:

$$H_{max} = 2781 / 3 = 927 \text{ kN}$$

Estudo de análise dinâmica e métodos da NBR 15421 para o projeto de edifícios submetidos a sismos – Mestrando: Ronaldo Parisenti

Método 2: Resposta espectral

Ao aplicar-se esse outro método, será feita novamente uma simplificação no modelo, considerando-se toda a massa da estrutura concentrada a cada pavimento, e somando-se a rigidez dos pilares, a cada pavimento, reduzindo-se o edifício a um sistema de 3 GL, conforme visto no capítulo 3 e ilustrado na Figura 102.

Inicialmente devem-se obter os períodos naturais da estrutura, os quais podem ser obtidos a partir das frequências naturais, $T = 2 \cdot \pi / \omega$, e que por sua vez são calculadas a partir do problema de auto-valor, conforme explicado no capítulo 3:

$$\det |K - \omega^2 M| = 0$$

onde K é a matriz de rigidez e M é a matriz de massa da estrutura.

Para obtenção da matriz de rigidez, pode-se considerar a aplicação de um deslocamento unitário em cada pavimento, fazendo-se em seguida o equilíbrio de forças em cada grau de liberdade, conforme esquematizado na Figura 102:

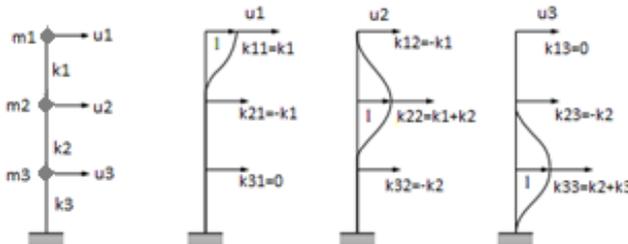


Figura 102 - Exemplo de vibração de um sistema estrutural com 3 elevações

A matriz de massa é uma matriz diagonal, também chamada de matriz de massa discreta, tendo em vista a discretização da estrutura em apenas 3 GL. As matrizes de rigidez e de massa resultantes ficam então:

$$[K] = \begin{bmatrix} k_1 & -k_1 & 0 \\ -k_1 & k_1 + k_2 & -k_2 \\ 0 & -k_2 & k_2 + k_3 \end{bmatrix} ; [M] = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 \end{bmatrix}$$

Neste caso, a rigidez dos pilares foi mantida constante em todos os pavimentos, com seção transversal dos pilares de 30x30 cm, portanto,

$k_1 = k_2 = k_3 = 12EI/h^3$, sendo E o módulo de elasticidade do material (25000 MPa), “ I ” o momento de inércia e “ h ” a altura do pavimento.

Resolvendo a equação $|K - \omega^2 M| = 0$, encontram-se as raízes da equação ou autovalores que representam as frequências naturais ao quadrado (ω_n^2) de cada modo de vibração. Fazendo a raiz quadrada destes resultados, obtém-se diretamente $\omega_1, \omega_2, \omega_3$.

Pode-se também utilizar o *software* MathCAD 2001 para calcular os autovalores, obtendo-se:

$$\begin{Bmatrix} \omega_1^2 \\ \omega_2^2 \\ \omega_3^2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 172 \\ 1350 \\ 2819 \end{Bmatrix} \quad (80)$$

Fazendo-se a raiz quadrada destes valores, obtém-se as frequências naturais de cada modo de vibração:

$$\omega_1 = 13.11 \text{ rad/s}; \omega_2 = 36.74 \text{ rad/s}; \omega_3 = 53.10 \text{ rad/s}$$

e os períodos naturais correspondentes:

$$T_1 = 2\pi/\omega_1 = 0.479 \text{ s}$$

$$T_2 = 2\pi/\omega_2 = 0.170 \text{ s}$$

$$T_3 = 2\pi/\omega_3 = 0.118 \text{ s}$$

O processo completo de obtenção das frequências naturais para cada modo de vibração, os modos de vibração e as massas efetivas, também foi programado no *software* MathCAD 2001 e está no Anexo B deste trabalho. Ressalta-se que os valores do período natural obtidos por este processo devem ser avaliados com os limites definidos no item 9.2 da NBR 15421:2006 (no caso deste exemplo os limites são atendidos).

A partir dos autovalores obtém-se os autovetores, denominados modos de vibração da estrutura, que estão ilustrados esquematicamente na Figura 103:

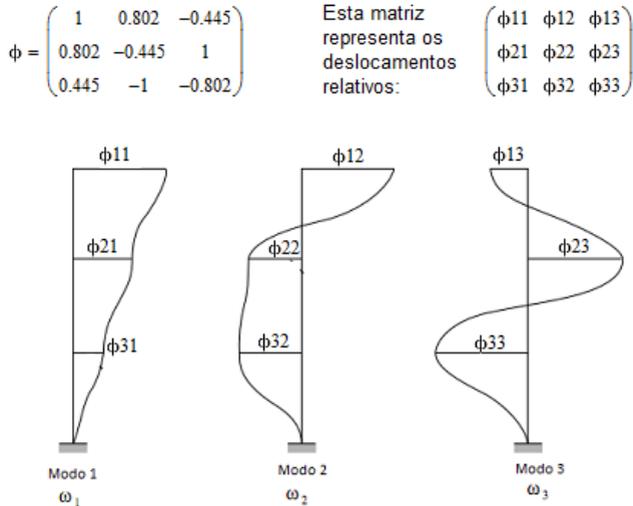


Figura 103 - Exemplo dos modos de vibração da estrutura

Pode-se também calcular a massa modal efetiva de cada modo, $(L_n)^2/M_n$ (ver capítulo 3 e detalhes no Anexo B), que representa a parte da massa total que responde à excitação do terremoto:

$$\begin{aligned} Me_{\text{modo}1} &= 466.181 \text{ kg} \\ Me_{\text{modo}2} &= 38.187 \text{ kg} \\ Me_{\text{modo}3} &= 5.632 \text{ kg} \end{aligned}$$

A partir da massa efetiva é possível se obter a proporção de massa efetiva de cada modo de vibração, dividindo-se a massa efetiva de cada modo pela massa total da edificação (510.000 kg). O quadro abaixo apresenta um resumo dos resultados.

Tabela 9: Períodos naturais e massa efetiva dos modos de vibração

Processo de análise modal		
Modos de vibração na direção X	Período natural T	Proporção da massa efetiva (P _M) (%)
modo 1	0,479 s	91,41
modo 2	0,170 s	7,49
modo 3	0,118 s	1,10

Observa-se que apenas o 1º modo representa uma resposta de 91,49% em relação à massa total, atendendo ao mínimo exigido pela NBR 15421 de 90%.

Em seguida, a partir do espectro de resposta de projeto para aceleração de projeto 0,15g e tipo de solo D, que é o mesmo usado no exemplo anterior de 3 pavimentos (ver Figura 101), obtém-se então a resposta espectral de aceleração (dividida pela gravidade) para cada modo, a partir do período natural correspondente.

Observa-se neste caso que os valores do período natural dos três modos de vibração estão dentro da faixa de valores de resposta máxima do espectro (patamar horizontal do gráfico), resultando em $S_d/g = 0,563$ para todos os modos, ou seja a aceleração espectral é a mesma para todos os modos, $S_{a,n} = 5,523 \text{ m/s}^2$.

Encontram-se assim as forças horizontais máximas na base para cada modo (ver itens 3.4.3 e 3.4.4), sendo os resultados mostrados na Tabela 10:

$$H_{\max,n} = \frac{L_n^2}{M_n} \omega_n S_{V,n} = m_{e,n} \cdot S_{a,n} \quad (81)$$

Tabela 10: Forças horizontais na base da edificação

<i>Modos de vibração</i>	<i>Força na base para cada modo: $H_{\max,n} = M e_{\text{modo}} * S_a \text{ (kN)}$</i>
<i>modo 1</i>	2575
<i>modo 2</i>	211
<i>modo 3</i>	31

Utilizando-se inicialmente a regra do RQSQ (raiz quadrada da soma dos quadrados, ver item 3.4.42) para obtenção da força máxima na base da estrutura:

$$H_{\max,\text{base}} = (2575^2 + 211^2 + 31^2)^{1/2}$$

$$H_{\max,\text{base}} = 2550 \text{ KN}$$

Observa-se então, que, considerando-se $I/R=1$, o resultado obtido pelo método da força estática equivalente foi conservador (resultou em 2781 kN enquanto o método da resposta espectral resultou em 2550 kN).

Utilizando-se em seguida a soma dos valores máximos de todos os modos (ver item 3.4.42) obtém-se para a força máxima na base:

$$H_{\max,\text{base}} = 2542 + 211 + 31$$

$$H_{\max,\text{base}} = 2583 \text{ KN}$$

Particularmente para este exemplo, como o valor de S_a não se alterou para os diferentes modos de vibração, observa-se que a força

horizontal obtida pela soma direta dos valores máximos de força de cada modo coincide com o valor obtido anteriormente pelo método das forças estáticas equivalentes.

Para efeito do projeto, além da aplicação do coeficiente de modificação de resposta R , neste caso com valor 3 ($2583/3 = 861\text{kN}$), o resultado obtido para a força horizontal na base pelo processo espectral nunca deve ser inferior a 85% da força horizontal obtida pelo método de forças estáticas equivalentes, conforme prescrito no item 10.4 da NBR 15421:2006. Deste modo, como 861 kN é maior que $0,85 \cdot 927\text{kN}$ (788kN), pode-se manter o resultado obtido pelo método da resposta espectral.

Para efeito de comparação, este mesmo exemplo do modelo 1 com 3 pavimentos foi analisado no *software* SAP2000 V11, em um modelo tridimensional, utilizando-se o método da resposta espectral e os resultados com uso da regra da CQC apresentada no capítulo 4. Obteve-se $H_{\max} = 2360\text{kN}$, o qual, dividindo-se pelo fator $R = 3$, resulta em $H_{\max} = 787\text{kN}$.

5.4.2 Exemplos com Modelo 1 e Modelo 3

Realiza-se agora a comparação entre os métodos simplificados da NBR 15421 para exemplos com Modelo 1, de seção quadrada na maioria dos casos, e em alguns casos com o Modelo 3, de seção retangular. Considerou-se o fator de importância $I=1$ em todas as análises. O coeficiente de modificação de resposta (R) foi admitido igual a 3 para as análises desta seção.

5.4.2.1 Análise pelo método de resposta espectral- Modelo1 – 10 pavimentos

Fixou-se a aceleração sísmica de projeto em $a = 0,10g$, e considerou-se solos do tipo A, B, C, D e E. A análise modal deste modelo foi feita anteriormente no item 5.3.2., mostrando-se os 20 primeiros modos de vibração da estrutura.

Para realização da comparação, foi feito inicialmente um estudo de quantos modos de vibração devem ser considerados na análise por resposta espectral.

Na Figura 104, são apresentados os resultados obtidos para forças horizontais na base da edificação do Modelo 1, variando-se o número de modos de vibração no método de resposta espectral.

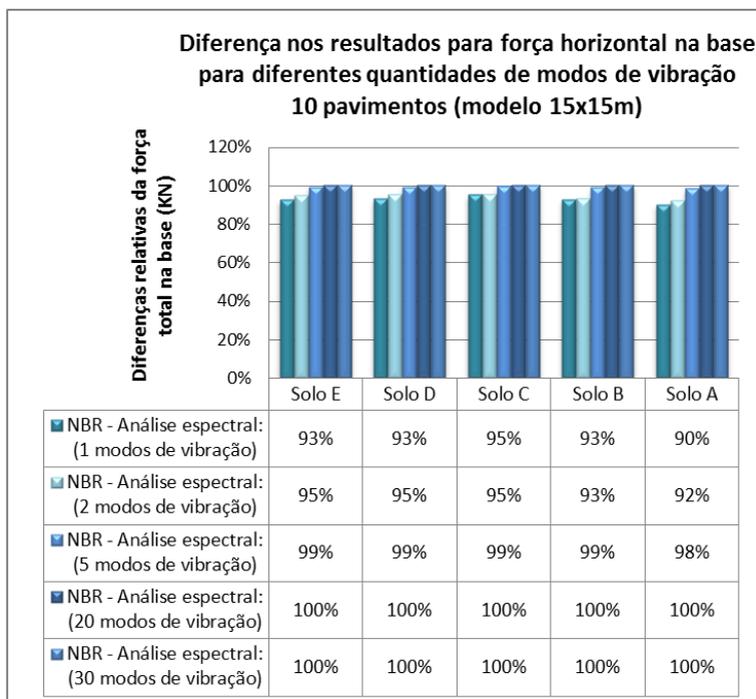


Figura 104 - Diferenças nos resultados para forças horizontais na base do Modelo 1 com 10 pavimentos para diferentes modos de vibração – $a_g = 0,10g$

Observa-se na Figura 104, que os dois primeiros modos já capturam bem a resposta total da estrutura. Considerando apenas o primeiro modo de vibração da estrutura, os resultados são em média 10% menores se comparados com a solução com 30 modos.

5.4.2.2 Análise pelo método das forças estáticas equivalentes- Modelo 1- 10 pavimentos

Fixou-se a aceleração sísmica de projeto em $a = 0,10g$, e considerou-se solos do tipo A, B, C, D e E, e coeficiente de modificação de resposta (R) igual a 3. Neste método utiliza-se a equação:

$$H_{base} = C_s \cdot W$$

em que C_s é definido por duas expressões que variam de acordo com o tipo de solo, conforme definido anteriormente (ver capítulo 4). A segunda expressão usada para C_s depende também do período fundamental da estrutura.

Para este exemplo calculou-se o período fundamental por dois processos. O primeiro foi o de análise modal feita no item 5.3.2, obtendo-se $T = 1,41s$. No segundo utilizou-se o processo simplificado da NBR 15421 (conforme seção 4.4), obtendo-se 0,935s. Observa-se neste exemplo uma grande diferença entre o período fundamental obtido pelos dois processos. Ressalta-se que a norma também fixa alguns limites, conforme se explica a seguir.

A NBR 15421 prescreve um coeficiente de limitação do período fundamental da estrutura C_{up} , que multiplicado pelo período obtido pelo processo aproximado, limita o valor máximo do período obtido por um processo de análise modal. Neste exemplo, o C_{up} resulta em 1,5, 1,6 ou 1,7, para acelerações menores que 0,15g, 0,10g e 0,05g, respectivamente. Multiplicando o valor de C_{up} pelo período 0,935, resulta em valor de 1,40s, 1,49s e 1,59s. Para este exemplo, o período obtido pela análise modal atende a esta condição: $1,41s < 1,49s$.

5.4.2.3 Comparação entre os dois métodos- Modelo 1 com 10 pavimentos

Na Figura 105 apresenta-se a comparação de força horizontal total na base obtidas nos ítems anteriores pelo método de resposta espectral e pelo de forças estáticas equivalentes, para o período fundamental calculado pela análise modal (numérico) e pela equação aproximada da norma (NBR).

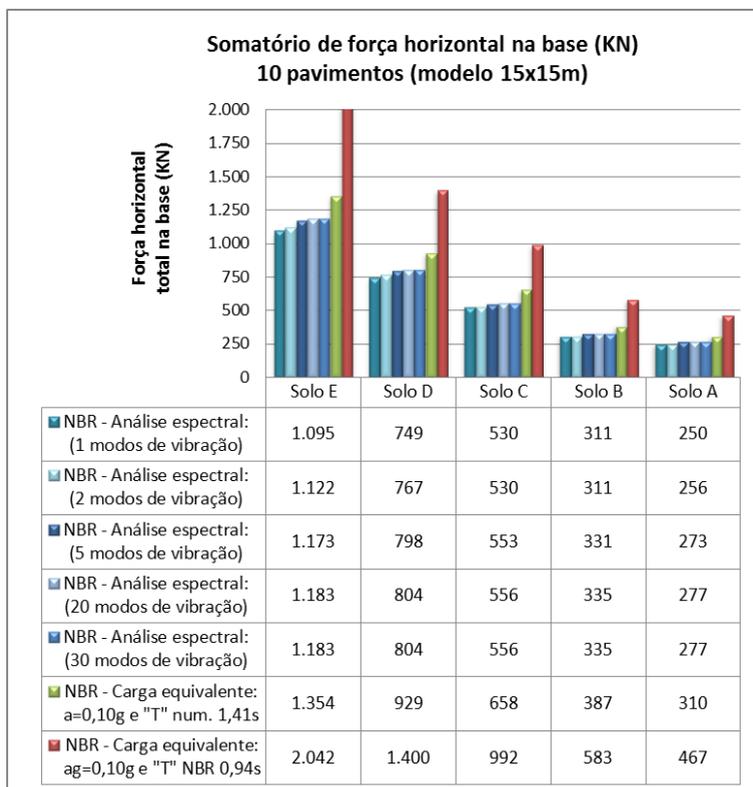


Figura 105 - Forças horizontais na base da edificação do Modelo 1 para diferentes modos de vibração considerado o método de resposta espectral e o método de força estática equivalente, da NBR 15421 – $a_g = 0,10g$.

Observação 1: Na Figura 105 é possível observar que, considerando o período fundamental da estrutura obtido pelo processo simplificado da NBR 15421:2006, obtêm-se valores de forças horizontais na base da edificação bastante diferentes entre o método das forças estáticas equivalentes e o método da resposta espectral (valores maiores para carga estática equivalente). Contudo, pode-se também observar que ao se utilizar o mesmo valor do período fundamental da estrutura obtido pelo processo de análise modal, o método de forças estáticas equivalentes e o de espectro de resposta apresentam resultados bem mais próximos. Em todos os casos o método de forças estáticas equivalentes mostrou-se mais conservador, resultando em valores maiores para a força horizontal total na base. Conforme observado anteriormente, usando-se apenas os primeiros modos de vibração da

estrutura já se obtém uma boa aproximação da solução com todos os modos no método de análise espectral.

A seguir é apresentado um gráfico com o resumo das diferenças encontradas para cada método, incluindo - para o caso das forças estáticas equivalentes, os resultados considerando tanto o período fundamental da estrutura obtido pelo processo simplificado da norma, quanto o obtido pelo processo de análise modal.

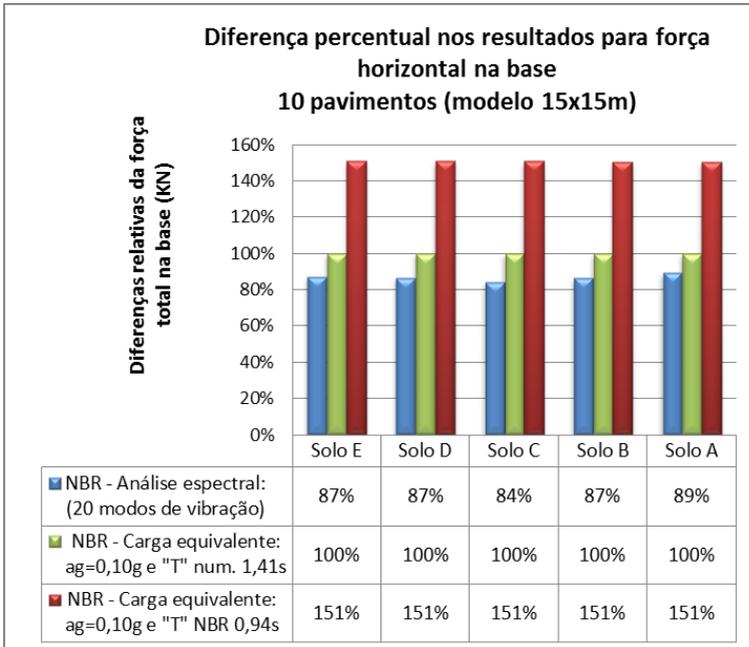


Figura 106 - Diferenças nos resultados para forças horizontais na base da edificação do Modelo 1 para a análise espectral e para o método de força estática equivalente da NBR 15421

Observação 2: Os gráficos anteriores, da Figura 105 e Figura 106, apontam inicialmente um conservadorismo do método de análise estática equivalente da NBR 15421 em relação ao método da resposta espectral. Observaram-se diferenças da ordem de 50% devido à variação do período fundamental da estrutura, demonstrando assim a grande influência e importância deste parâmetro na análise.

No exemplo que será apresentado na Figura 107, serão alteradas as propriedades da estrutura - mantendo a mesma massa e aumentando a rigidez dos elementos - de forma a se enrijecer o modelo para levar em conta elementos estruturais que foram desprezados (tais como torres de

elevador e de escadas) e também considerar uma rigidez equivalente proveniente dos elementos de vedação (fissurados). Desta forma pretende-se obter um período fundamental mais próximo ao considerado pela equação aproximada da NBR (mais adequada para edifícios mais rígidos). Para a análise modal foi utilizado o *software* SAP2000 V11, obtendo-se para o período fundamental $T = 0,94s$. Observa-se assim que os resultados do método de resposta espectral para a força total na base se aproximam dos obtidos pelo método de força estática equivalente.

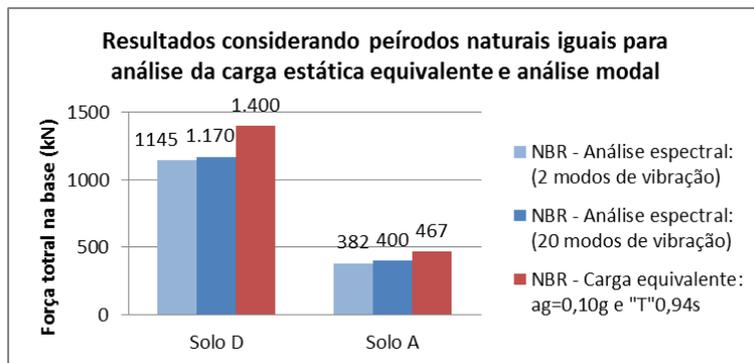


Figura 107 - Forças horizontais na base da edificação para a análise espectral e para o método de força estática equivalente, para o Modelo 1 – $a_g = 0,10g$

5.4.2.4 Comparação entre os métodos – Modelo 1 variando-se o número de pavimentos.

Visando avaliar as diferenças entre os métodos de carga estática equivalente e resposta espectral ao se variar o número de pavimentos, será testado o mesmo edifício, Modelo 1, porém variando o número de pavimentos. Fixou-se a aceleração de projeto em $0,10g$ e solo tipo B e D. Até 10 pavimentos mantiveram-se as dimensões dos pilares e vigas do Modelo 1 original (ver item 5.1). Para 15 pavimentos alteraram-se as dimensões do pilar para 50×50 cm e para 20 pavimentos os pilares passaram para 60×60 cm.

Nos próximos exemplos serão utilizados 20 modos de vibração para a análise espectral, pois verificou-se que eram representativos da solução completa. Os resultados estão mostrados na Figura 108 para o solo tipo B e Figura 109 para o tipo D. Novamente, no método das forças estáticas equivalente consideraram-se os dois processos de obtenção do período fundamental (análise modal e aproximado segundo a NBR).

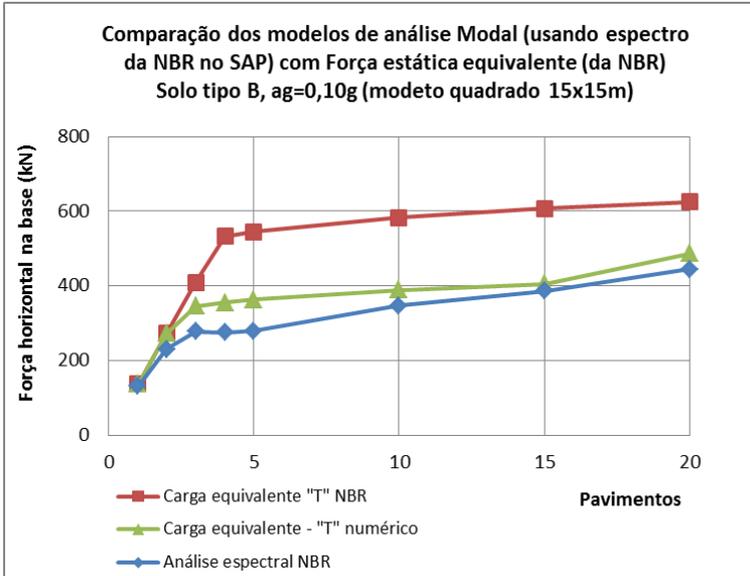


Figura 108 - Resultados para o método de força estática equivalente e da resposta espectral da NBR 15421, para solo tipo B e $a_g = 0,10g$, para Modelo 1

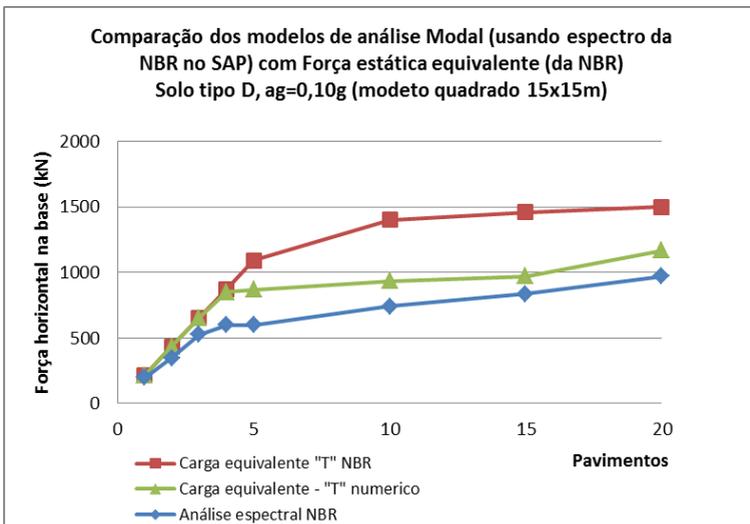


Figura 109 - Resultados para o método de força estática equivalente e da resposta espectral da NBR 15421, para solo tipo D e $a_g=0,10g$, para o Modelo 1

Observa-se nos gráficos acima que grande parte das diferenças encontradas entre os dois métodos ocorre para o caso em que se utiliza o período fundamental aproximado. Apenas em edifícios muito baixos os resultados do método da força estática equivalente utilizando o período fundamental aproximado e os de análise espectral resultam próximos. Contudo, conforme aumentam os pavimentos começam a ocorrer maiores variações nos resultados. Usando-se o período fundamental da estrutura “ T ” numérico (da análise modal) para o método de força estática equivalente, obtiveram-se valores mais próximos ao método de resposta espectral.

Observação 3: Confirma-se que o período fundamental da estrutura é um parâmetro de elevada importância nas análises, sendo que o valor aproximado só forneceu resultados satisfatórios em edifícios muito baixos (até 3, 4 pavimentos) para os modelos deste trabalho, dimensionados para cargas usuais e força de vento, sem considerar elementos estruturais provenientes de torres de elevador e de escada.

Na tabela a seguir, é apresentado o período fundamental do Modelo 1 variando-se o número de pavimentos, obtidos pelos dois processos e indicando quando o período T_a influi no coeficiente C_s :

Tabela 11: Comparação dos períodos naturais da estrutura

<i>Nº de pavimentos</i>	<i>Período fundamental (T) NBR 15421</i>	<i>Período fundamental (T) análise modal</i>	<i>Observações adicionais</i>
1	0,11	0,14	<i>Diferença no T não alterou coeficiente de resposta sísmica (C_s)</i>
2	0,22	0,33	<i>Diferença no T ainda não alterou C_s</i>
3	0,32	0,51	<i>T alterou C_s T ligeiramente maior que o limite da norma</i>
4	0,41	0,68	<i>T alterou C_s T ligeiramente maior que o limite da norma</i>
5	0,50	0,86	<i>T alterou C_s T ligeiramente maior que o limite da norma</i>
10	0,94	0,94	<i>T alterou C_s T igual ao limite da norma.</i>
10	0,94	1,41	<i>T alterou C_s T próximo ao limite.</i>
15	1,35	2,03	<i>T alterou C_s Rigidez foi ajustada T próximo ao limite</i>
20	1,74	2,24	<i>T alterou C_s Rigidez foi ajustada T próximo ao limite</i>

5.4.2.5 Comparação entre os métodos – Modelo 3 variando-se o número de pavimentos.

Para investigar se este comportamento se mantém em estruturas mais altas, porém menos esbeltas, foi testado também o Modelo 3 com dimensões de 20x40 metros em planta. Considerou-se o sismo aplicado na direção X, ou seja, na direção com maior número de pilares alinhados. Embora esta seja a direção de maior número de pilares alinhados, isso não significa que seja a direção de maior rigidez, uma vez que, neste caso, a orientação dos pilares está voltada para resistir às forças na outra direção. Desta maneira, a rigidez acaba resultando similar para ambas às direções.

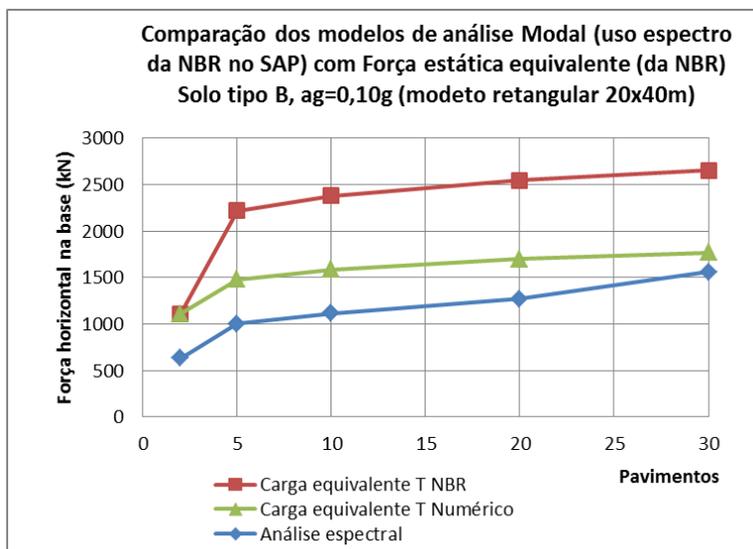


Figura 110 - Comparação entre os resultados da força estática equivalente e dos espectros da NBR 15421 para solo tipo B, $a_g = 0,10g$, para o Modelo 3

Da Figura 110 se observa que as diferenças entre os resultados do método de forças estáticas equivalentes e o de resposta espectral são bem maiores para o caso em que se utiliza o período fundamental aproximado no primeiro método. Assim como para o Modelo 1, usando-se o período fundamental numérico os resultados do método das forças estáticas equivalentes ficam mais próximos aos do método de resposta espectral, mas os valores ainda maiores, ou seja, o primeiro método continua sendo mais conservador. Para este Modelo 3 há diferença entre os métodos mesmo para os edifícios mais baixos, diferentemente do observado para o Modelo 1.

5.5 Comparação entre métodos de análise sísmica

Apresentam-se a seguir diversos exemplos em que se comparam os três métodos de análise sísmica, previstos pela norma brasileira: método das forças estáticas equivalentes, o de resposta espectral e o da análise no domínio do tempo (*time-history*), com a aplicação de terremotos artificiais (terremotos reais com amplitudes escalonadas) na base dos pilares dos edifícios, estes utilizando o método da superposição modal. Para efeito desta comparação, considerou-se para simplificar $I/R = 1$. Ressalta-se, no entanto, que seja qual for o método utilizado, a NBR recomenda que a força total na base seja corrigida, multiplicando-se

pelo fator de importância, I , e dividindo-se pelo coeficiente de modificação de resposta, R , para levar em conta a capacidade inelástica de resposta da estrutura (nos modelos considerados, de pórtico de concreto, R seria igual a 3).

5.5.1 Influência do número de modos de vibração e do número de pavimentos

A fim de se investigar um pouco mais o efeito do número de modos de vibração na análise de estruturas mais altas (maior que 10 pavimentos), testou-se também a edificação do Modelo 3 (20x40 metros em planta) com 20 pavimentos aplicando-se acelerogramas de sismos reais, ajustados para acelerações máximas de 0,15g, nos pilares da base do edifício na direção X. Obtiveram-se para cada modo de vibração e carregamento considerado os seguintes resultados mostrados na Figura 111.

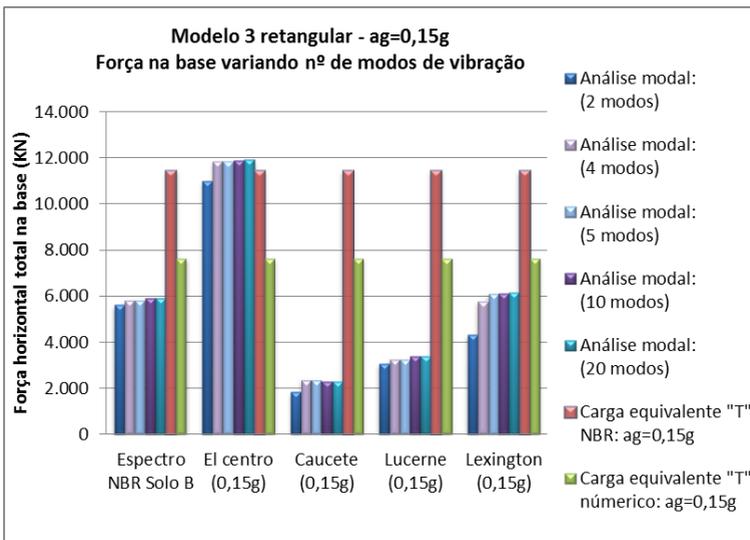


Figura 111 - Gráfico com os resultados da resposta espectral e dos sismos, avaliando-se os modos de vibração para o Modelo 3 com 20 pavimentos

Observação 4: É possível observar neste exemplo que, para a maioria dos casos, já nos primeiros modos de vibração é possível capturar bem os resultados. Porém, para alguns sismos, outros modos de vibração além do primeiro podem ser bastante significativos nos resultados, como ocorreu neste exemplo com o sismo Lexington.

Neste trabalho, foi utilizado o método de superposição modal para os modelos excitados por sismos em sua base, sendo utilizados acelerogramas de terremotos reais escalonados, fazendo com que os valores máximos de aceleração dos acelerogramas fiquem iguais a 0,15g, ou seja, iguais ao valor usado para o método de espectro de resposta e para o método de forças estáticas equivalentes da NBR 15421, conforme feito no exemplo da Figura 111 (deve-se observar que existem diversos procedimentos para ajustes dos acelerogramas, porém neste trabalho limitou-se apenas na diminuição do pico de aceleração para o mesmo valor da aceleração sísmica considerada nos demais métodos).

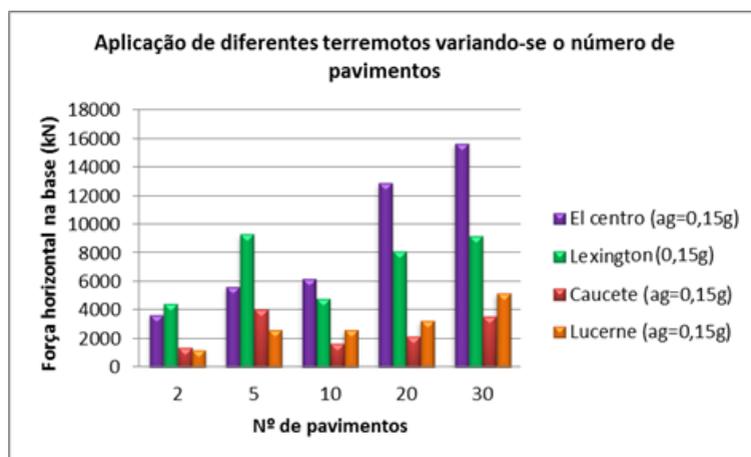


Figura 112 - Forças horizontais devido ao sismo para estruturas com diferente número de pavimentos - modelo 3 (20x40m em planta).

Observação 5: Dependendo do número de pavimentos, observa-se que um sismo pode ser mais ou menos significativo em termos de forças na base da edificação. Neste exemplo, para edificações com menor número de pavimentos (mais rígidos) o sismo Lexington apresentou os maiores valores de forças horizontais na base, enquanto que para estruturas com maior número de pavimentos, o sismo El Centro foi mais significativo. O sismo “Lucerne Valley” também se apresentou mais significativo em relação ao Cauçete, por exemplo, para estruturas mais altas. O que pode se concluir é que o comportamento estrutural dinâmico depende tanto do conteúdo de frequências do sismo atuante como das frequências naturais da estrutura (que depende por sua vez de suas características geométricas e mecânicas).

Nota: Na Figura 112, o comportamento da estrutura para 5 pavimentos e 10 pavimentos aparentemente diverge, inclusive diminuindo a força horizontal na base para alguns tipos de carregamento. Dentre outros motivos, esta situação pode ocorrer tanto pela relação de frequências do sismo e da estrutura, o que pode resultar em valores maiores ou menores dependendo de cada sismo, quanto pelo fato de nestes modelos ter sido alterada a rigidez da estrutura para adequá-la à situação real de projeto. Também visando investigar esta situação, será apresentado, a seguir, um estudo sobre a influência da rigidez da estrutura.

5.5.2 Influência da rigidez da estrutura

Para avaliar os diferentes exemplos de modelos considerando uma variação nas rigidezes dos elementos, serão comparados os resultados de forças horizontais na base da edificação. Conforme explicado anteriormente, as dimensões dos elementos vigas e pilares foram obtidos a partir de um pré-dimensionamento para ações verticais de peso próprio, cargas adicionais de parede e revestimento da laje, cargas acidentais e ação do vento para uma edificação residencial, contudo, não foram considerados elementos estruturais (pilares-parede) devido às torres de elevador e de escadas, nem eventuais elementos usualmente adotados para travamento da estrutura, nem a variação das dimensões da seção dos elementos ao longo da altura da edificação.

Assim sendo, foram realizadas análises adicionais ajustando-se as dimensões das vigas e dos pilares. As dimensões das vigas e dos pilares foram consideradas iguais em todos os pavimentos. O objetivo é verificar quanto poderá variar os resultados se for aplicado um mesmo carregamento para o mesmo formato de edificação, porém com distribuição de rigidez diferente.

5.5.2.1 Modelo 1 com 10 e 20 pavimentos

Na Figura 113, é apresentada a diferença nos resultados a partir da alteração das inércias dos pilares e vigas da mesma edificação com 10 e 20 pavimentos. A seção dos elementos do modelo com 10 pavimentos foi considerada para os pilares 40x40cm e 30x60cm, e para as vigas de 20x50cm e 20x60cm, respectivamente para o modelo com menor e maior rigidez. Para o modelo com 20 pavimentos, foi considerado para os pilares 60x70cm e 80x80cm, e, para as vigas, 20x50cm e 25x60cm, respectivamente para o modelo com menor e maior rigidez. Para efeito desta comparação, considerou-se, para simplificar, $I/R = 1$.

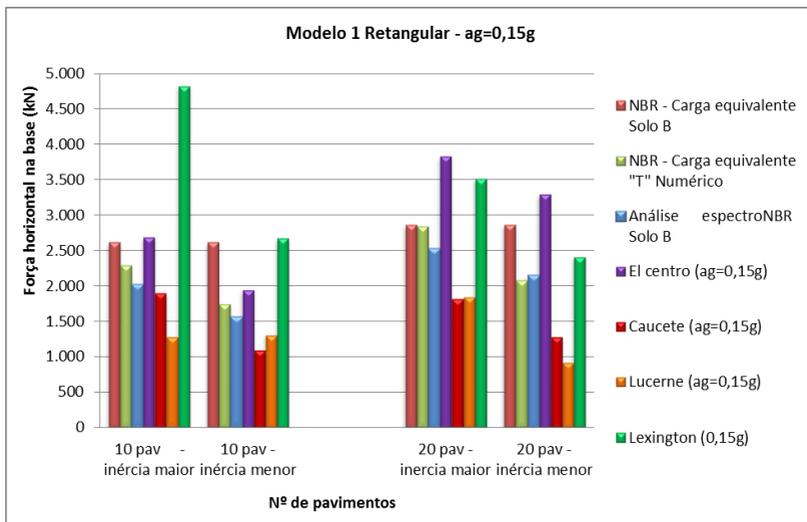


Figura 113 - Resultado para diferentes rigidezes e diferentes carregamentos para o Modelo 1, com 10 e 20 pavimentos

Neste gráfico, já é possível se observar que, em algumas análises, as forças horizontais na base da edificação resultaram bastante diferentes apenas devido à alteração da rigidez dos elementos. A seguir será apresentado um gráfico separado por método de análise e tipo de carregamento, visando oferecer mais informações para comparação.

Nota: Observa-se na figura Figura 113 que o sismo Lexington apresenta um valor de força horizontal na base bastante superior aos demais para o Modelo 1 com 10 pavimentos e maior rigidez dos elementos. Em princípio, isso se justifica devido a esta estrutura apresentar um período fundamental bastante próximo ao pico do acelerograma do sismo, sendo o período fundamental da estrutura mais rígida 1,07s e da menos rígida 1,41s, enquanto o período de pico da transformada de Fourier do acelerograma é aproximadamente 1,1s ($f=0,9$ s, ver espectro de Fourier, Figura 97). No item 5.5.4 é apresentado também o espectro de resposta para o sismo Lexington para o Modelo 1 com 10 pavimentos.

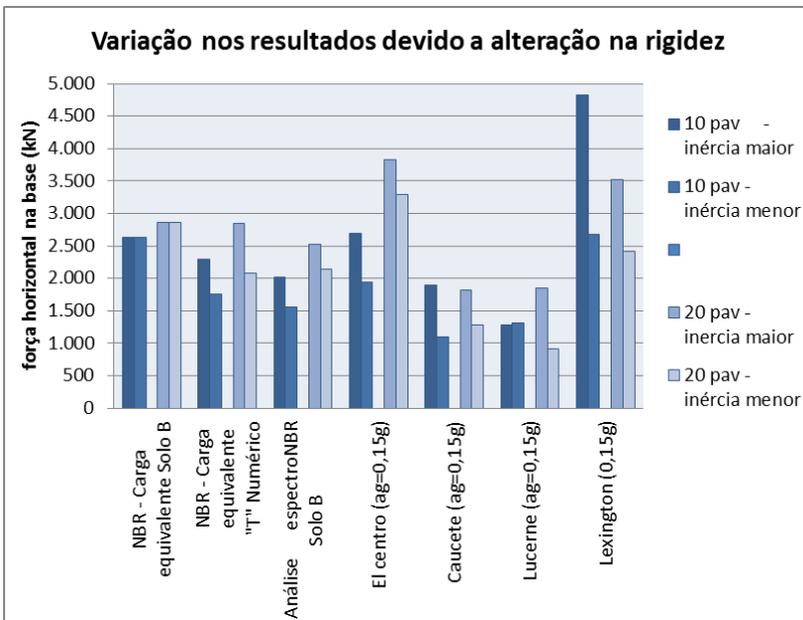


Figura 114 - Resultados para diferentes métodos considerando diferentes rigidezes para a estrutura do Modelo 1, com 10 e 20 pavimentos

Um resumo dos resultados obtidos pelos diferentes métodos para este exemplo de variação de rigidez dos elementos é mostrado na Figura 114.

Observação 6: Observa-se da Figura 114 que o método das forças estáticas equivalentes da NBR 15421 não apresentou diferenças nos resultados enquanto se varia a rigidez da estrutura, o que é explicado pelo fato de considerar o período natural só em função da altura da edificação, enquanto que, nos demais métodos, os valores diferem conforme se altera a rigidez da estrutura, ou seja, conforme se alteram as frequências naturais da estrutura. Desta maneira, entende-se que uma análise mais apurada que considera os modos de vibração da estrutura, em princípio, é sempre desejada para se conhecer melhor o comportamento da estrutura em análise.

Nos exemplos testados, conforme se aumenta a rigidez da estrutura, aumentam também os valores de força horizontal equivalente aplicado na base para o método de espectro de resposta. Contudo, isso não quer dizer que estruturas menos rígidas irão resistir melhor à passagem de um terremoto, mas indica que estruturas com certas

frequências naturais podem sofrer menor ou maior influência do efeito do sismo, de acordo com o conteúdo de frequências do acelerograma, sendo, neste exemplo, as forças horizontais na base menores em estruturas mais flexíveis.

5.5.2.2 Modelo 3 com 5 pavimentos

Novamente investigou-se o efeito de variação de rigidez dos elementos, agora para o Modelo 3 com 5 pavimentos, variando-se as seções transversais dos pilares de 20x40 até 30x70 e das vigas de 15x40 até 20x60, conforme é apresentado na Figura 115. Ressalta-se que a necessidade de projetar estruturas mais ou menos rígidas pode ocorrer por diversos motivos, desde a escolha de um sistema mais ou menos rígido de contraventamento por parte do calculista (enrijecendo mais as vigas ou os pilares, ou introduzindo pilares-parede) até a existência de transições ou outras imposições arquitetônicas que exijam alterações na rigidez. Os resultados estão mostrados na Figura 115 para o método de forças equivalentes e o de espectro de resposta e, na Figura 116, para o método de superposição modal, impondo-se na base do modelo os acelerogramas dos sismos, escalonados para valor máximo de 0,15g.

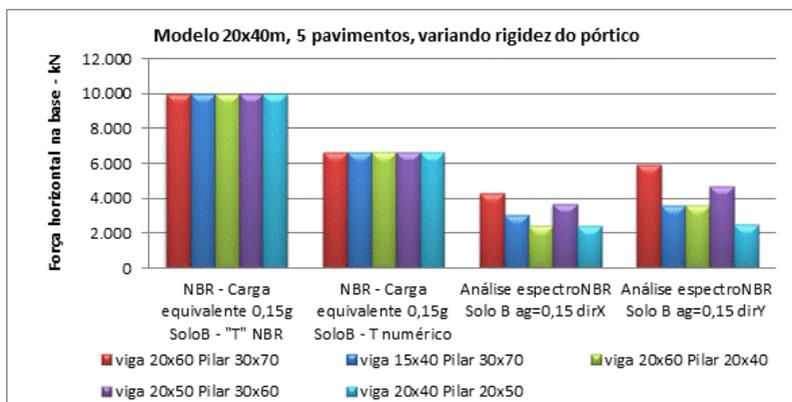


Figura 115 - Diferenças nos resultados dos métodos de forças equivalentes e de espectro de resposta devido à alteração na rigidez da estrutura - Modelo 3 com 5 pavimentos

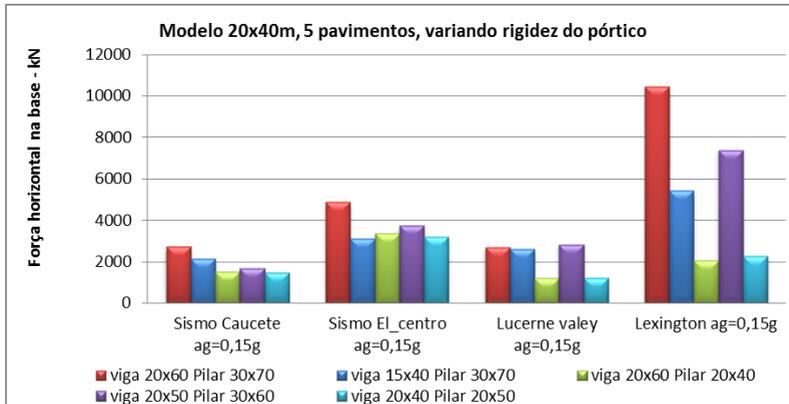


Figura 116 - Diferenças nos resultados do método de superposição modal devido à alteração na rigidez da estrutura - Modelo 3 com 5 pavimentos

Observam-se diferenças significativas, da ordem de 40% de variação, nos resultados do método de espectro de resposta devido à variação da rigidez da estrutura (em estruturas mais rígidas, maiores são os esforços na base em relação à estrutura mais flexível).

Já para o método de superposição modal, observa-se da Figura 116 que, para o sismo Lexington, as variações nos resultados são bastante expressivas enquanto que, para outros sismos, as diferenças são relativamente menores.

Abaixo, apresenta-se na Figura 117 o mesmo gráfico da Figura 116, mostrado de maneira diferente para mostrar que, dependendo da rigidez da estrutura, os resultados encontrados com o método de espectro de resposta e o de análise no domínio do tempo por superposição modal variam de acordo com o sismo, pois os resultados dependem da relação entre as frequências de excitação e as naturais da estrutura. Observa-se que, apesar de que no método das forças estáticas equivalentes não há variação dos resultados com a variação de rigidez, os resultados são conservadores em relação aos demais métodos para a maioria dos sismos analisados, usando-se a equação aproximada da NBR para cálculo do período fundamental, sendo que apenas para o sismo Lexington foi um pouco menos conservador.

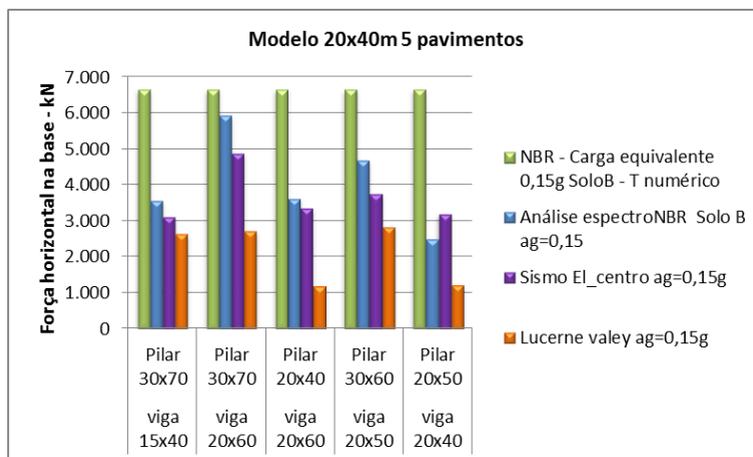


Figura 117 – Diferenças nos resultados dos diferentes métodos conforme se altera a rigidez da estrutura – Modelo 3 com 5 pavimentos

Observa-se neste exemplo que, para o modelo mais rígido, os resultados obtidos pelo método da resposta espectral e o da força estática equivalente ficaram mais próximos.

5.5.2.3 Avaliação do deslocamento do topo da estrutura considerando-se as variações de rigidez

A seguir é apresentada a variação dos deslocamentos no topo da edificação para os diferentes métodos e carregamentos considerando também possíveis variações de rigidez da estrutura (Modelo 3 com 20x40m em planta e 5 pavimentos), alterando a seção transversal dos pilares de 20x40 até 30x70 e das vigas de 15x40 até 20x60, conforme é apresentado na Figura 118. Na análise no domínio do tempo por superposição modal, aplicaram-se na base dos pilares os acelerogramas na direção X para todos os métodos e para o método de espectro de resposta na direção X e Y. Os resultados de deslocamento no topo são apresentados considerando os coeficientes de modificação de resposta R e de amplificação dos deslocamentos C_d iguais a 1, mostrando-se nos gráficos seguintes os valores de deslocamento no topo (na extremidade direita do edifício), na direção X e Y para o método de espectro de resposta, e apenas na direção X para o método de superposição modal.

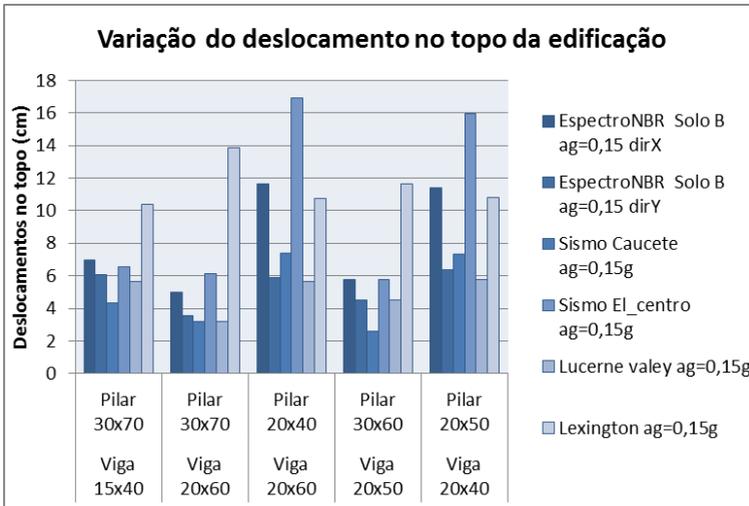


Figura 118 - Resultados do deslocamento no topo da edificação para diferentes métodos, conforme se altera a rigidez da estrutura – Modelo 3 com 5 pavimentos

Na Figura 118, observa-se que os deslocamentos no topo variam muito conforme se altera a rigidez da estrutura, tanto para o método de espectro de resposta como o de análise no domínio do tempo por superposição modal. Nota-se que os resultados variaram mais para o sismo El Centro no método de superposição modal. Os mesmos resultados são apresentados de maneira diferente, por método, na Figura 119 mostrada a seguir.



Figura 119 - Resultados de deslocamento no topo da edificação para diferentes rigidezes e métodos de análise – Modelo 3 com 5 pavimentos

5.5.2.4 Avaliação do Modelo 1 com sistema de contraventamento

Dentro deste contexto da rigidez da estrutura e, baseando-se nos problemas apontados no capítulo 4 sobre arranjos arquitetônicos indesejados, testou-se o edifício do Modelo 1, porém incluindo um sistema de contraventamento nos andares superiores, deixando um andar térreo mais flexível, conforme mostra a Figura 120:

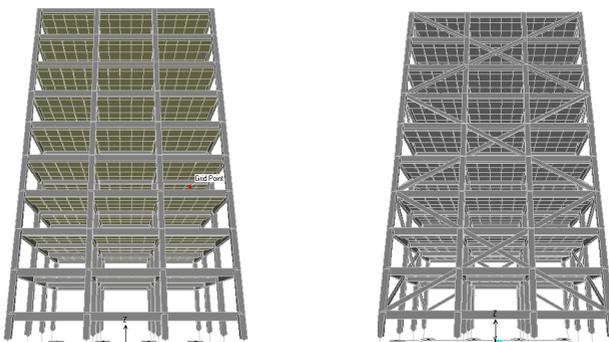


Figura 120 - Exemplo das estruturas do Modelo 1 com 10 pavimentos, com e sem contraventamento de vigas de seção transversal de 15x30cm

Nota: O período natural T desta estrutura varia, de 1,41 s para a estrutura não contraventada a 0,79 s para a estrutura contraventada.

Para efeito desta comparação, considerou-se para simplificar $I/R = 1$, obtendo-se os seguintes resultados para cada modelo, mostrados na Figura 121:

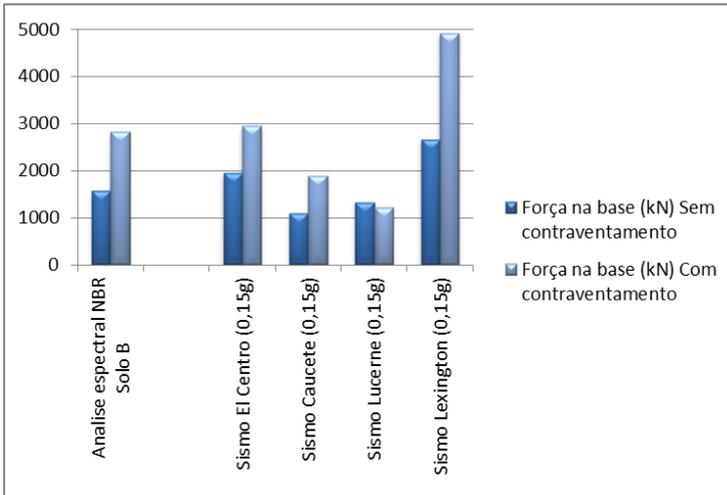


Figura 121 - Força na base para o modelo 1 com e sem sistema de travamento

Observa-se que as forças horizontais aplicadas na base são praticamente o dobro no edifício com sistema de travamentos laterais. Observa-se também que apenas no caso do sismo Lucerne não houve praticamente alteração nos resultados, o que pode ser explicado observando-se o espectro de Fourier (Figura 98) para este sismo, em que não há quase variação nas amplitudes para a faixa entre as frequências fundamentais dos dois modelos – de 0,71 a 1,27 Hz (sem e com travamento).

Em termos de deslocamentos no topo da edificação ao longo do tempo, obtiveram-se para os diversos sismos artificiais os seguintes resultados, mostrados nos gráficos das Figura 122 a Figura 129 a seguir (lembrando que os coeficientes de modificação de resposta R e de amplificação dos deslocamentos C_d , definidos na tabela 6 da NBR 15421:2006, reproduzida neste trabalho na Tabela 4 da seção 4.4.2, foram considerados igual a 1):

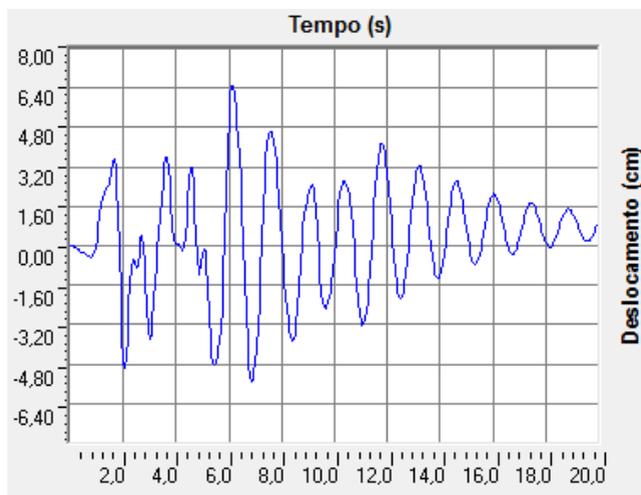


Figura 122 - Resultado para deslocamentos ao longo do tempo no topo do Modelo 1 SEM sistema de travamento (Sismo El Centro)

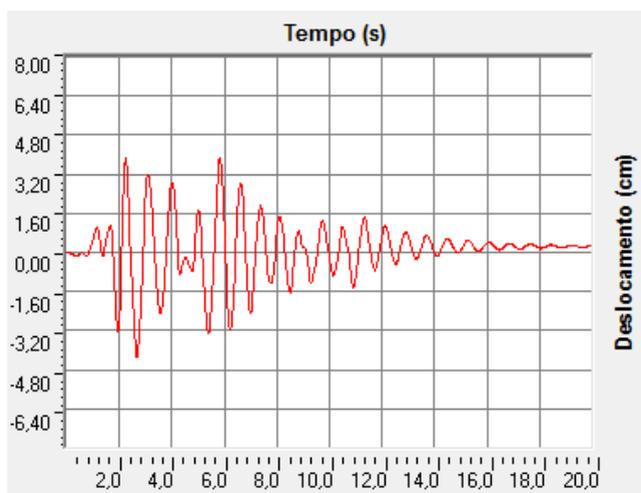


Figura 123 - Resultado para deslocamentos ao longo do tempo no topo do Modelo 1 COM sistema de travamento (Sismo El Centro)

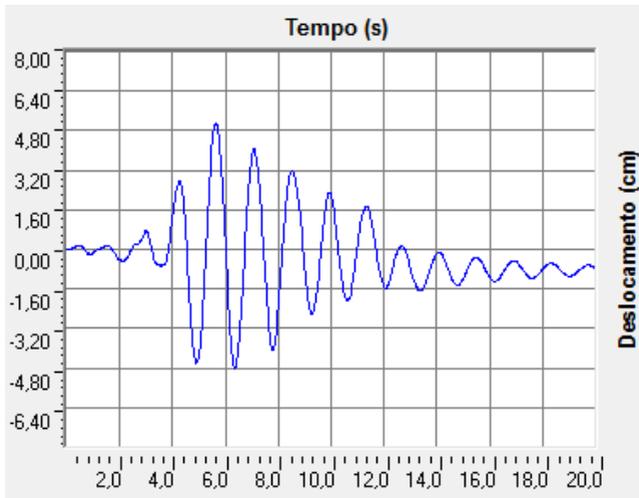


Figura 124 - Resultado para deslocamentos ao longo do tempo no topo do Modelo 1 SEM sistema de travamento (Sismo Lucerne)

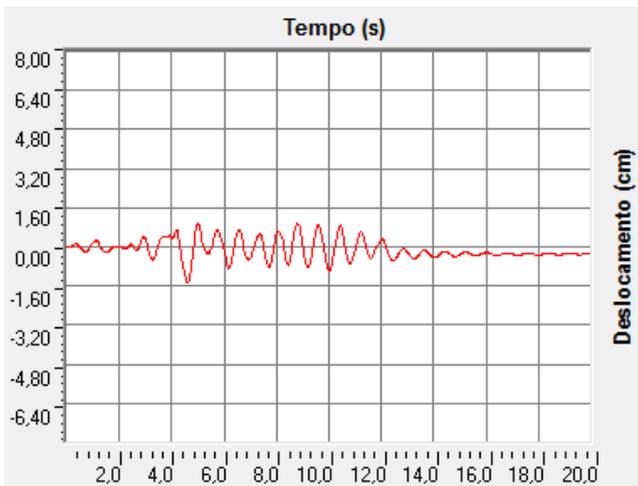


Figura 125 - Resultado para deslocamentos ao longo do tempo no topo do Modelo 1 COM sistema de travamento (Sismo Lucerne)

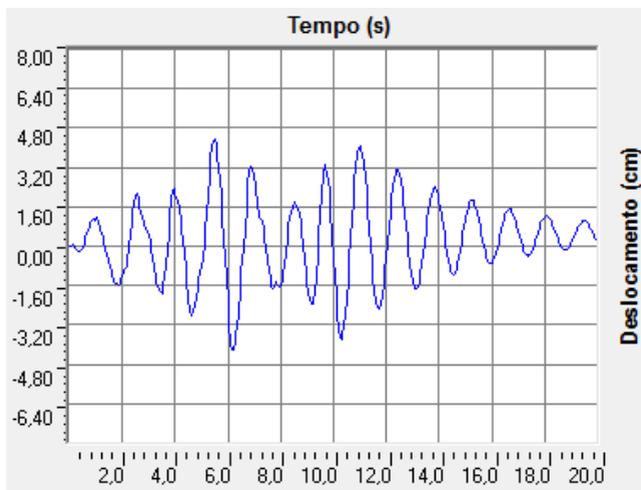


Figura 126 - Resultado para deslocamentos ao longo do tempo no topo do Modelo 1 SEM sistema de travamento (Sismo Cauçete)

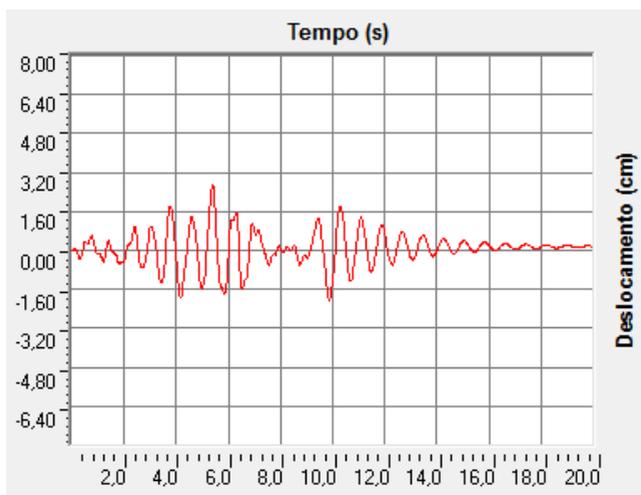


Figura 127 - Resultado para deslocamentos ao longo do tempo no topo do Modelo 1 COM sistema de travamento (Sismo Cauçete)

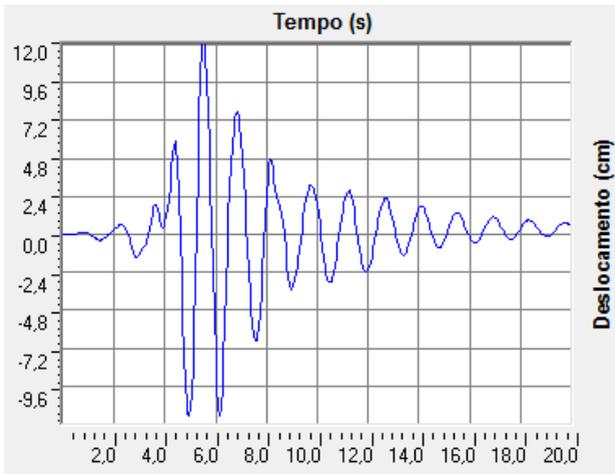


Figura 128 - Resultado para deslocamentos ao longo do tempo no topo do Modelo 1 SEM sistema de travamento (Sismo Lexington)

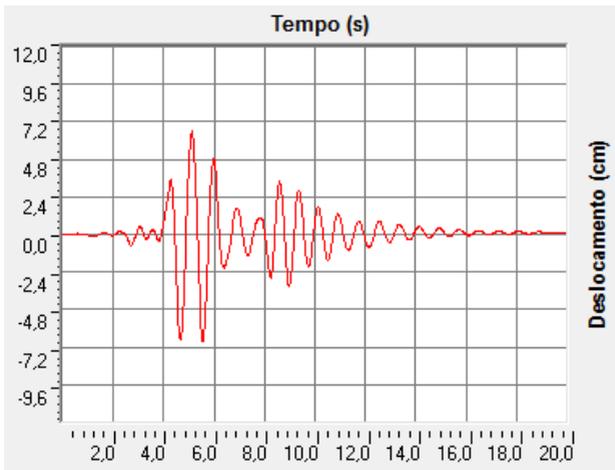


Figura 129 - Resultado para deslocamentos ao longo do tempo no topo do Modelo 1 COM sistema de travamento (Sismo Lexington)

Observa-se da Figura 122 a Figura 129 que os deslocamentos são reduzidos significativamente com o uso de travamento na estrutura. O objetivo deste exemplo com e sem sistema de contraventamento foi mostrar que o comportamento do edifício altera significativamente também em função dos arranjos arquitetônicos e estruturais, alterando tanto as forças na base como os deslocamentos que o edifício poderá sofrer durante o terremoto.

Segundo o “Manual de Diseño de Obras Civiles”, (CEF, México 1993), os métodos simplificados de análise estática podem ser aplicados apenas para determinados tipos de construções. Por exemplo, citam-se construções com distribuições proporcionais entre massa e rigidez, altura inferior a 13 metros e razão entre altura da construção e menor lado inferior a 1,5, entre outros parâmetros. Outros autores, contudo, indicam este método das forças estáticas equivalente, que fornece força horizontal na base proporcional ao peso próprio da estrutura para construções médias (prédios de 10 andares ou até 30 metros de altura). Observaram-se, nos exemplos testados neste trabalho, resultados mais próximos para edificação de menor altura, porém, ainda assim, apresentando algumas diferenças nos resultados.

Em resumo, pode-se entender a influência da rigidez das estruturas da seguinte maneira, conforme ilustra a Figura 130:

Caso	S_a	S_d
Estrutura muito rígida $T \rightarrow 0 \quad \omega \rightarrow \infty$	$\ddot{u}_{g \max}$	0
Estrutura muito flexível $T \rightarrow \infty \quad \omega \rightarrow 0$	0	$u_{g \max}$

sendo:

S_a = Aceleração espectral ($\ddot{u}_{g \max}$)

S_d = Deslocamento máximo ($u_{g \max}$)

T = Período natural

ω = Frequência natural de vibração

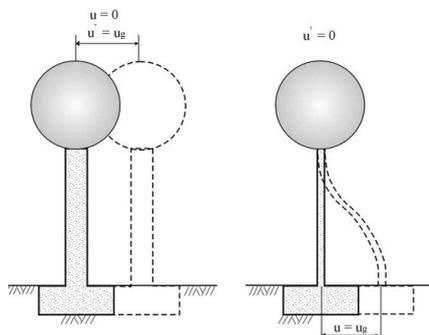


Figura 130 - Comportamento das estruturas quanto à sua rigidez.

Fonte: CRISAFULLI Francisco, VILLAFANE Elbio. 2002

5.5.3 Deslocamentos máximos no topo da edificação

Apresentam-se na Figura 131 a seguir os resultados de deslocamento no topo da edificação do Modelo 1, com pilares de 40x40 cm e vigas com 20x50 cm, de 10 pavimentos, obtidos pelo método de espectro de resposta e pelo método de forças estáticas equivalentes (considerando o período fundamental obtido pela equação aproximada da NBR e numericamente pela análise modal). Para efeito desta comparação, considerou-se, para simplificar, $I/R = 1$ e também o coeficiente de amplificação dos deslocamentos $C_d = 1$.

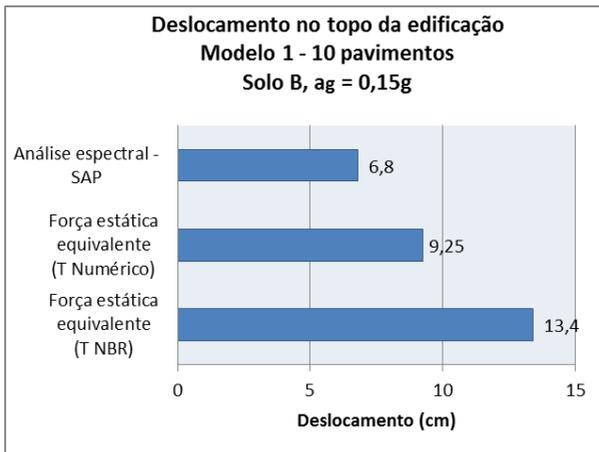


Figura 131 – Deslocamento no topo da edificação – Modelo 1 com 10 pav.

Nota: Os deslocamentos para a força estática equivalente foram obtidos aplicando-se forças horizontais em cada pavimento obtidas a partir do processo simplificado da NBR 15421 (a força total em cada pavimento foi dividida pelo número de pilares e então aplicada em cada pilar).

Observa-se que os resultados para deslocamentos seguem a mesma tendência das forças horizontais totais na base, ou seja, menores para o método de espectro de resposta e maiores para o método de força estática equivalente, principalmente ao se considerar o período fundamental da estrutura obtido pelo processo simplificado da NBR 15421.

A seguir, apresentam-se na Figura 132 os deslocamentos obtidos a partir da aplicação dos acelerogramas dos terremotos escalonados na base da edificação.

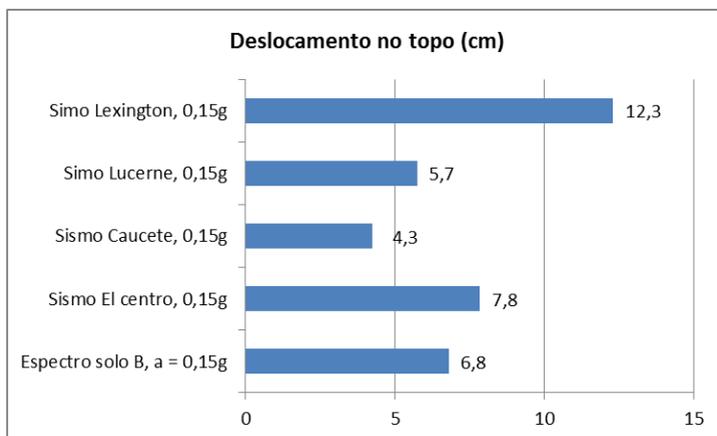


Figura 132 – Deslocamento no topo da edificação – Modelo 1 com 10 pav.

Comparando-se os resultados da Figura 131 e Figura 132, observa-se que os deslocamentos no topo do edifício variam de 4,3 cm a 12,3 cm, enquanto que pelo método de espectro de resposta, baseado em espectro de projeto da NBR, obteve-se 6,8 cm, ou seja, este último foi menos conservador para alguns sismos (de El Centro e Lexington). Já o método de forças estáticas equivalentes, utilizando o período fundamental pela equação aproximada da NBR, mostrou-se mais conservador entre todos os métodos (deslocamento no topo de 13,4 cm), com valor um pouco acima ao máximo obtido pelo método de superposição modal (12,3 cm para o sismo de El Centro).

5.5.4 Comportamento da estrutura ao longo do tempo

A seguir, são apresentados os resultados de forças horizontais na base da edificação, equivalente a valores da soma das forças cortantes nos pilares, e os valores de deslocamentos no topo da edificação, apresentadas no decorrer do evento sísmico. Os resultados foram obtidos a partir da aplicação de acelerogramas de terremotos artificiais na base do Modelo 1 com dimensões de 15x15 metros em planta e 10 pavimentos.

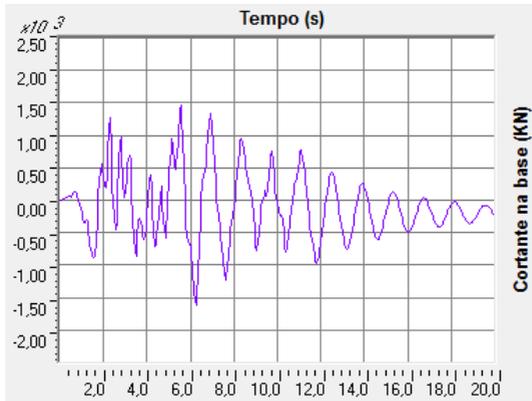


Figura 133 - Forças horizontais na base para Sismo El centro com $a_g = 0,15g$ - ao longo do tempo - Modelo 1 com 10 pavimentos

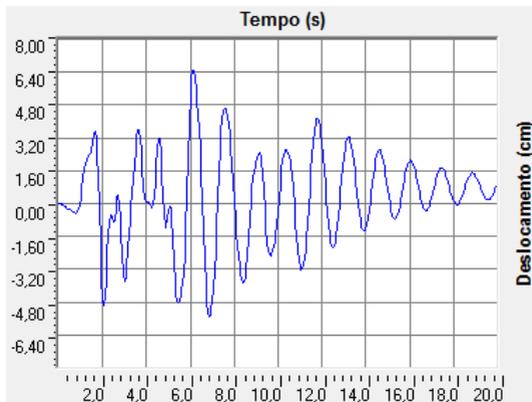


Figura 134 – Deslocamentos horizontais no topo da edificação ao longo do tempo - Sismo El centro com $a_g = 0,15g$ - Modelo 1 com 10 pavimentos

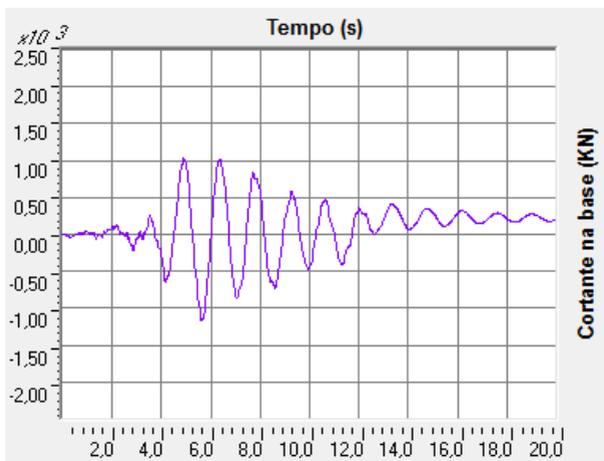


Figura 135 - Forças horizontais na base para Sismo Lucerne com $a_g = 0,15g$ - ao longo do tempo - Modelo 1 com 10 pavimentos

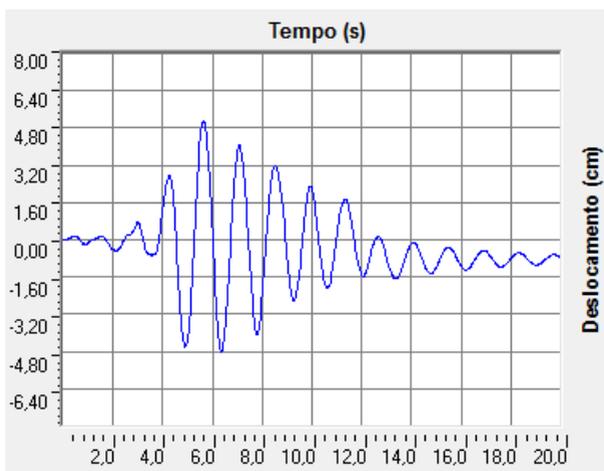


Figura 136 - Deslocamento no topo da edificação ao longo do tempo - Sismo Lucerne com $a_g = 0,15g$ - Modelo 1 com 10 pavimentos

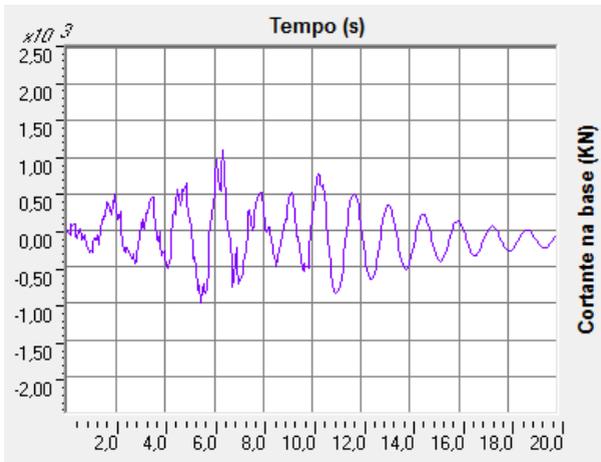


Figura 137 - Forças horizontais na base para Sismo Caucete com $a_g = 0,15g$ - ao longo do tempo - Modelo 1 com 10 pavimentos

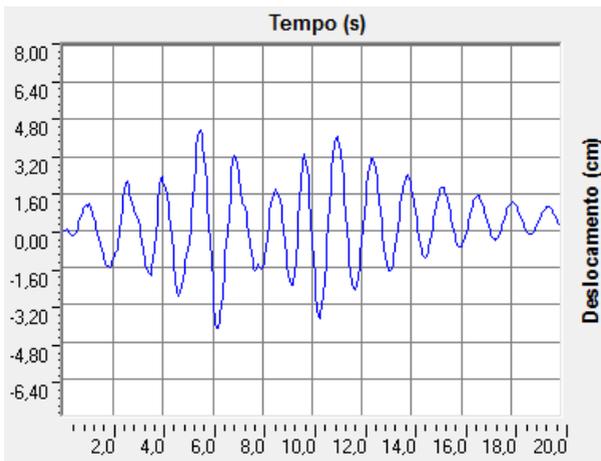


Figura 138 - Deslocamento no topo da edificação ao longo do tempo - Sismo Caucete com $a_g = 0,15g$ - Modelo 1 com 10 pavimentos

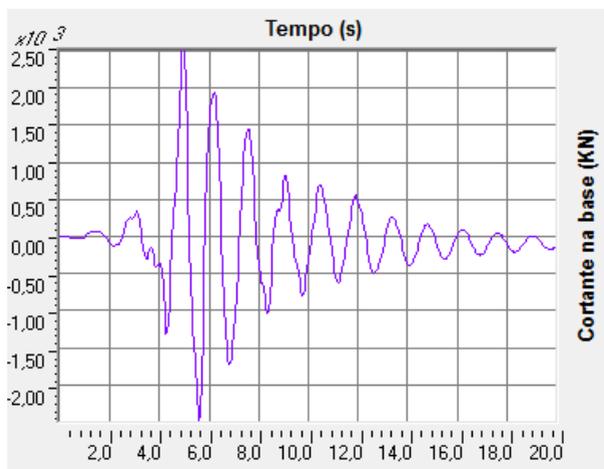


Figura 139 - Forças horizontais na base para Sismo Lexington com $a_g = 0,15g$ - ao longo do tempo - Modelo 1 com 10 pavimentos

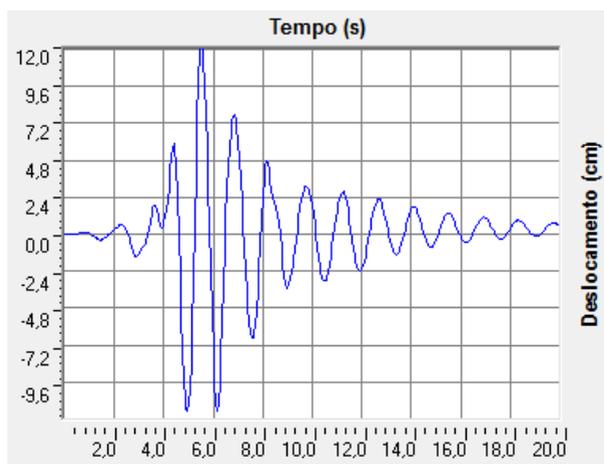


Figura 140 - Deslocamento no topo da edificação ao longo do tempo - Sismo Lexington com $a_g = 0,15g$ - Modelo 1 com 10 pavimentos

Observa-se que os resultados variam significativamente ao longo do tempo e também que os valores máximos entre os diferentes tipos de terremotos podem ocorrer em instantes diferentes. Assim, deve-se ter o cuidado de, ao aplicar o terremoto na edificação, considerar um tempo de duração e intervalo de aplicação do terremoto adequado, a fim de capturar todos os resultados de maneira adequada.

5.5.5 Espectros de resposta de aceleração espectral do Modelo 1 com 10 pavimentos obtidos pelo SAP2000 V11

A seguir, são apresentados os espectros de resposta de aceleração espectral obtidos com o *software* SAP2000 V11 para o Modelo 1 com 10 pavimentos, submetidos na base aos terremotos El Centro, Cauçete, Lucerne e Lexington, considerando os acelerogramas artificiais apresentados na seção 5.3.3.1.

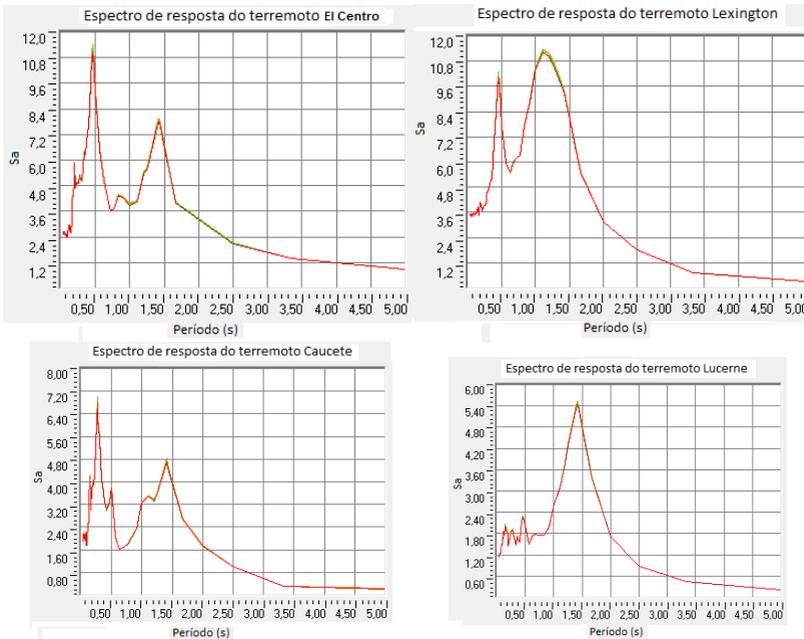


Figura 141 - Espectro de resposta para os terremotos obtidos no *software* SAP2000 V11, - Modelo 1 com 10 pavimentos

Observa-se que os valores máximos de resposta espectral para este edifício do Modelo 1 variam significativamente para os diferentes sismos. Outro aspecto a observar é que os valores máximos são obtidos para períodos diferentes em cada terremoto, por exemplo, o sismo Lexington apresenta valores máximos de acelerações espectrais para períodos naturais próximos a 1,1 s enquanto que o sismo El Centro apresenta valores máximos para períodos naturais próximos a 0,5 s e também próximos a 1,4 s. Isto justifica alguns resultados observados nos exemplos de análise, onde para cada sismo os valores das forças

horizontais variaram significativamente conforme se alterava a rigidez do modelo em análise.

5.5.6 Esforços na base dos pilares

Nos exemplos anteriores, foram apresentados esforços horizontais totais na base da edificação. Deve-se observar que as forças horizontais não são necessariamente igualmente distribuídas entre os pilares. A distribuição de forças para cada pilar irá depender da geometria e da distribuição de rigidez da estrutura. Além disso, os valores máximos em um certo pilar podem ocorrer em um instante diferente do que em um outro pilar. Deve-se, portanto, para dimensionamento de um pilar, analisar os esforços máximos obtidos em cada pilar individualmente. Nas figuras a seguir apresenta-se a envoltória de esforços máximos obtidos na base dos pilares apenas para a análise no domínio do tempo do Modelo 1, com 10 pavimentos, submetido na base ao acelerograma do sismo El Centro, escalonado para amplitude máxima de 0,15 g.

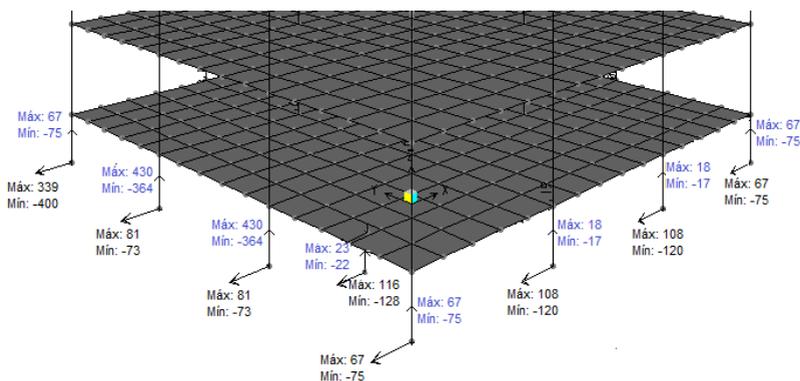


Figura 142 - Resultado das envoltórias com valores máximos em cada pilar para as forças horizontais e verticais devido ao sismo (carregamento do sismo El Centro com aceleração de 0,15g – valores em kN) - Modelo 1 com 10 pavimentos

Na Figura 142 acima é possível observar que, neste exemplo, os esforços cortantes (forças horizontais na base dos pilares) têm maior valor nos pilares centrais. Entretanto, os esforços axiais (forças verticais na base dos pilares), causadas pelo efeito do sismo, são maiores nos pilares da extremidade da edificação.

5.6 Comparação com esforço do vento

O objetivo deste item é investigar a diferença de magnitude dos esforços nas bases dos pilares em edifícios submetidos a forças estáticas equivalentes à ação do vento e à ação de sismos, variando-se o número de pavimentos da edificação. Ressalta-se que a partir apenas da comparação direta destes esforços não é possível se concluir qual ação é a mais crítica para o dimensionamento no estado limite último (ELU) – vento ou sismo – tendo em vista que para o dimensionamento devem ser consideradas diversas combinações de carregamento, aplicando-se coeficientes de majoração diferenciados para cada tipo de ação – permanente, variável, excepcional e também de minoração dos materiais, que dependem se a combinação é normal, especial ou excepcional. O ideal para comparar os efeitos do vento e do sismo em edifícios seria por meio de uma análise de confiabilidade (β), no entanto ainda há divergência entre pesquisadores sobre qual o índice alvo de confiabilidade que deveria ser adotado no caso de sismos, se o usual considerado na norma Eurocode1 ($\beta=3,8$) para ELU ou se valores inferiores devido à grande variabilidade da ação sísmica. Alguns autores sugerem para β os valores de 1,55 a 1,75 (Wen, 1996) outros em torno de 2 (JCSS, 2001).

Assim sendo, optou-se neste trabalho em se fazer uma análise simplificada, comparando-se apenas os esforços na base dos pilares, inicialmente valores característicos (item 5.6.1) e em seguida valores majorados por coeficientes parciais (item 5.6.2), adotando-se o coeficiente de 1,4 para a ação do vento (variável normal) e de 1,0 para a ação sísmica (excepcional), de acordo com a norma NBR 8641, 2003.

Santos *et al.*, 2004 realizaram um estudo comparativo de esforços devido a vento e a sismos em edificações situadas em diferentes cidades brasileiras e concluíram que: “Em algumas situações, nas Zonas Sísmicas 1, 2, 3 e 4, os efeitos das forças sísmicas poderão ser mais críticos do que os efeitos devidos ao vento.” No mesmo trabalho, observaram também que em estruturas cujo número de andares é menor, a tendência é que os esforços de um sismo sejam mais importantes que o vento e, por outro lado, acima de 20 a 30 pavimentos, dependendo da configuração considerada, os esforços devido ao vento passam a ser mais importantes.

Buscou-se assim neste trabalho realizar um estudo similar ao citado acima. Para isso, foram utilizados os Modelos 1 e 3, descritos no item 5.1, com dimensões em planta de 15x15 m, 15x30 m respectivamente, considerando-se um peso por pavimento fixo (1670

kN/pav para o Modelo 1 e 6800 kN/pav para o Modelo 3), sem levar em conta a alteração no peso devido à variação nas dimensões de vigas e pilares ao se variar o número de pavimentos.

Para o Modelo 1 variou-se o número de pavimentos em 5, 10 e 20 e, para o Modelo 3, em 5, 10, 20 e 30. Foram aplicadas forças estáticas equivalentes tanto para o sismo como para o vento, sendo calculadas de acordo com os critérios normativos brasileiros e, ao final, foram comparados os valores das forças horizontais totais na base. Inicialmente apresentam-se os valores das forças cortantes na base dos modelos com seus valores característicos e, posteriormente, na Figura 151 e Figura 152, aplicando-se os coeficientes parciais de majoração (1,4 para vento e 1,0 para sismo).

Para cálculo das forças de vento, foi considerado o fator estatístico topográfico igual a 1 e fator de utilização também igual a 1, ou seja, a edificação foi considerada de uso residencial, rugosidade com categoria 3 e velocidade característica do vento igual a 35 m/s. Esta velocidade foi adotada considerando que nas regiões onde se aplicam terremotos, segundo a NBR 15421:2006, esta velocidade de vento atende à maioria dos casos, considerando o mapa básico da velocidade do vento da NBR 6123:1988, mostrado na figura abaixo.

Para o cálculo do sismo tomou-se como base uma aceleração sísmica de projeto, a_g , igual a 0,10 g (valor médio entre 0,05 e 0,15 g – Zona 2 e Zona 3) e o solo tipo B (rocha), sendo feitas duas variações apenas, uma fixando o solo como B e variando a aceleração sísmica para 0,05g e outra fixando $a_g = 0,1$ g e mudando o solo para tipo D (solo rígido). Aplicou-se o coeficiente de modificação de resposta R igual a 3 e o coeficiente I igual a 1.

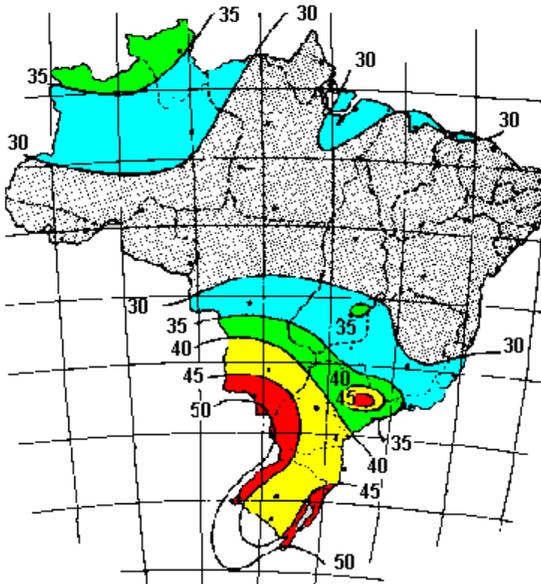


Figura 143 - Isopletas da velocidade básica do vento (m/s^2) – NBR 6123:1988

5.6.1 Comparação entre força estática equivalente devido a vento e a sismo

A partir dos critérios definidos na NBR 6123:1988 para obtenção das cargas devido ao vento e da NBR 15421:2006 para cargas devido ao sismo (método simplificado de forças estáticas equivalentes e equação aproximada para obtenção do período fundamental do edifício), obtiveram-se os seguintes resultados de força cortante total na base do edifício. Inicialmente mostram-se os gráficos para o Modelo 1 (seção em planta quadrada, 15 x 15m) com 5, 10 e 20 pavimentos na Figura 144, Figura 145 e Figura 146, respectivamente.

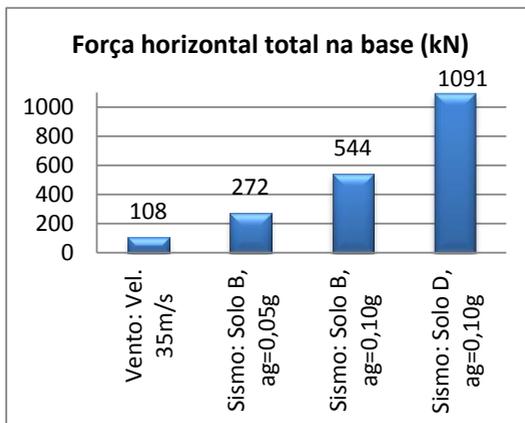


Figura 144 - Forças horizontais na base da edificação para carregamento do vento e de sismo - Modelo 1 com 5 pavimentos

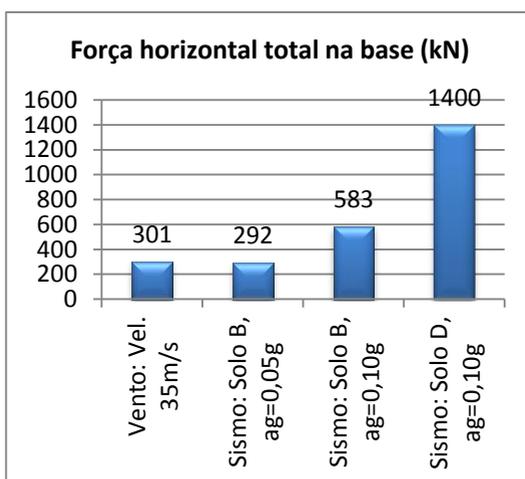


Figura 145 - Forças horizontais na base da edificação para carregamento do vento e de sismo - Modelo 1 com 10 pavimentos

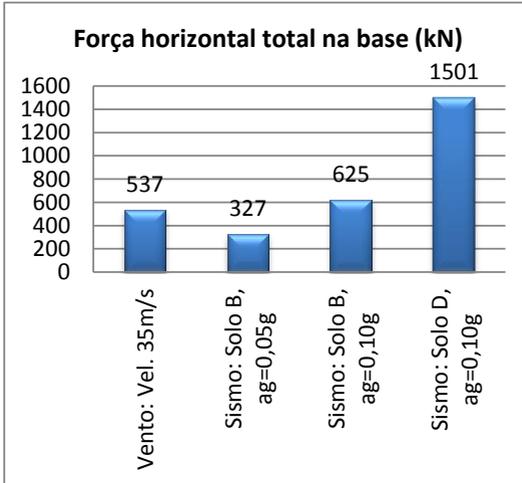


Figura 146 - Forças horizontais na base da edificação para carregamento do vento e de sismo - Modelo 1 com 20 pavimentos

Observa-se das figuras acima que, sem aplicar coeficientes de majoração, a força cortante na base deste Modelo 1 devido a sismo com $a_g = 0,1$ g e solo tipo B é maior do que a força devido ao vento, para todos os edifícios de 5, 10 e 20 pavimentos, sendo que, mudando o tipo de solo para D há um aumento significativo na força sísmica. Já para $a_g = 0,05$ g e solo tipo B, a força cortante na base devido a sismo é maior do que a devido ao vento para o modelo de 5 pavimentos, tornando-se praticamente iguais para o modelo com 10 pavimentos e, para 20 pavimentos, a força devido ao vento passa a ser maior, ou seja, até 10 pavimentos o sismo resulta em força na base maior do que a do vento e, para altura maior ou igual a 10 pavimentos passa a ser maior a força devido ao vento.

Em seguida apresentam-se os gráficos para o Modelo 3, de seção retangular em planta (20 x 40 m) com 5, 10, 20 e 30 pavimentos, na Figura 147, Figura 148, Figura 149 e Figura 150, respectivamente. Ressalta-se que para esta geometria retangular do modelo, as forças devido ao vento são diferentes na direção X e Y, enquanto que não há diferença nas forças devido a sismo em X e em Y, utilizando-se o método simplificado de forças estáticas equivalente da NBR15421:2006.

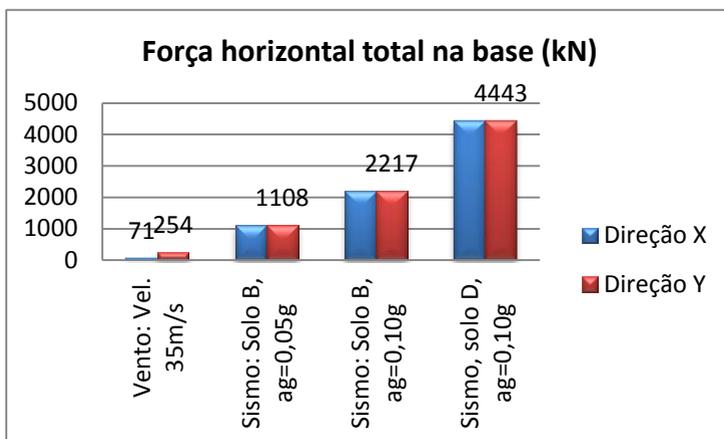


Figura 147 - Forças horizontais na base da edificação para carregamento do vento e de sismo - Modelo 3 com 5 pavimentos

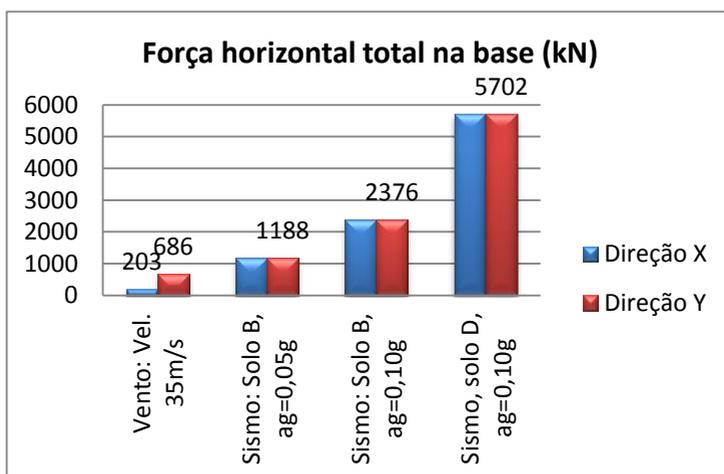


Figura 148 - Forças horizontais na base da edificação para carregamento do vento e de sismo - Modelo 3 com 10 pavimentos

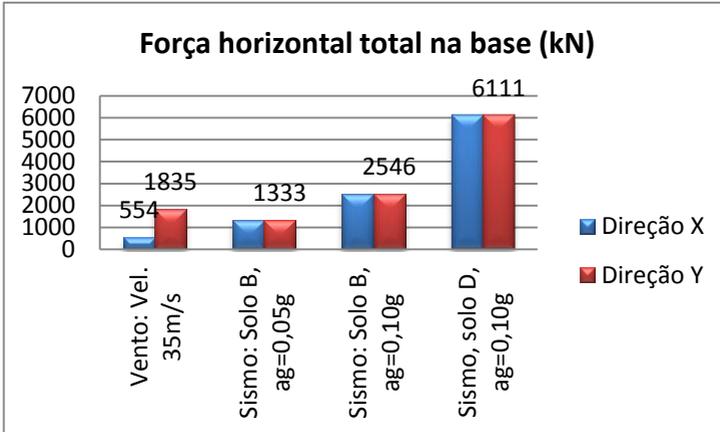


Figura 149 - Forças horizontais na base da edificação para carregamento do vento e de sismo - Modelo 3 com 20 pavimentos

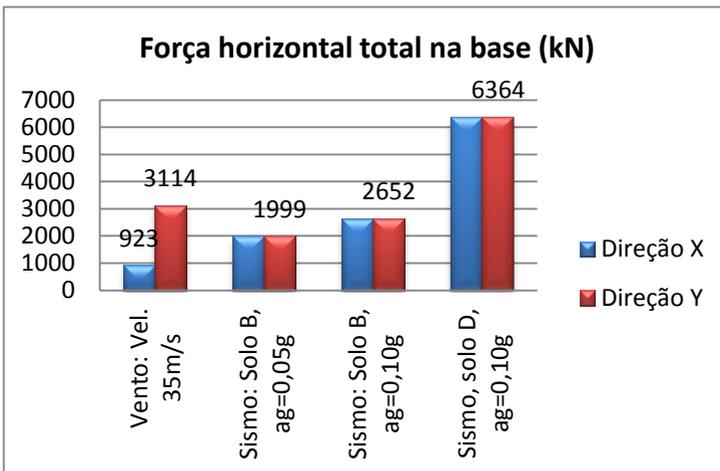


Figura 150 - Forças horizontais na base da edificação para carregamento do vento e de sismo - Modelo 3 com 30 pavimentos

Observa-se das figuras acima que as forças devido ao vento na direção Y são bem maiores do que as na direção X, devido à geometria deste Modelo 3. Com relação às forças de vento na direção X (sem aplicar coeficientes de majoração), para todos os modelos, de 5, 10, 20 e 30 pavimentos, as forças sísmicas foram sempre maiores, mesmo para $a_g = 0,05 g$ e solo tipo B. Comparando-se agora as forças de vento na direção Y, observa-se que, sem aplicar coeficientes de majoração, a força cortante na base devido a sismo com $a_g = 0,1 g$ e solo tipo B é

maior do que a força devido ao vento, para todos os edifícios de 5, 10 e 20 pavimentos, mas para 30 pavimentos passa a ser maior a força devido ao vento (direção Y). Nota-se novamente que, mudando o tipo de solo para D há um aumento significativo na força sísmica. Já para $a_g = 0,05 g$ e solo tipo B, a força cortante na base devido a sismo é maior do que a devido ao vento para os edifícios de 5 e de 10 pavimentos, mas para os edifícios de 20 e de 30 pavimentos a força devido ao vento (direção Y) passa a ser maior.

Conclui-se assim que, de uma maneira geral, para edifícios mais baixos (até 10 pavimentos) as forças estáticas equivalentes devido a sismos são maiores do que as causadas pelo vento, e que a geometria do edifício também é importante nesta comparação de forças na base dos edifícios causadas por vento e por sismos. Outro ponto a se ressaltar é que o tipo de solo influi significativamente nas forças sísmicas (o que não é considerado no cálculo de forças devido ao vento), sendo maiores para solos menos rígidos, conforme já observado anteriormente no estudo paramétrico.

5.6.2 Comparação entre forças estáticas equivalentes devido a vento e a sismo, majoradas por coeficiente de segurança

Comparam-se agora as forças estáticas equivalentes causadas pela ação do vento majoradas pelo coeficiente de segurança parcial (=1,4) com as forças estáticas equivalentes a sismo multiplicadas pelo coeficiente parcial igual a 1 (ação excepcional). Os resultados estão mostrados na Figura 151 para o Modelo 1 e na Figura 152 para o Modelo 3.

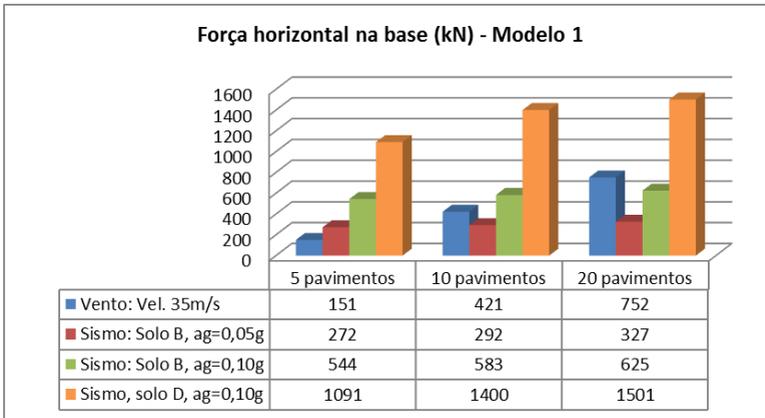


Figura 151 - Forças horizontais na base da edificação majoradas por coeficiente de segurança, para ação do vento (x 1,4) e de sismo (x 1,0) - Modelo 1

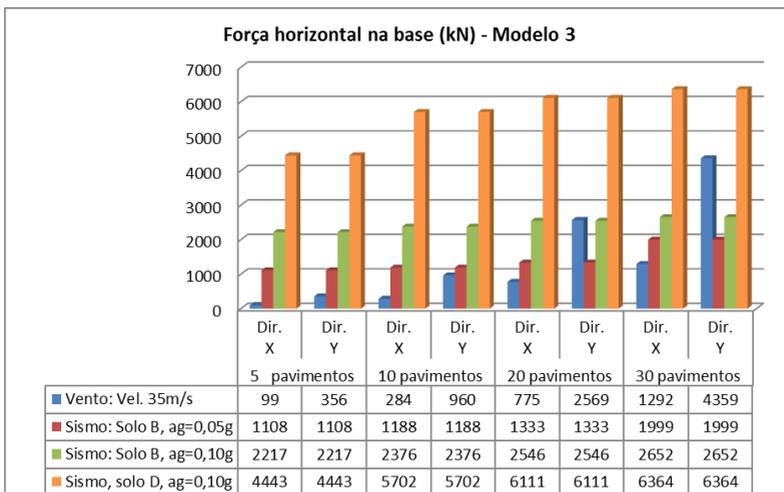


Figura 152 - Forças horizontais na base da edificação majoradas por coeficiente de segurança, para ação do vento (x 1,4) e de sismo (x 1,0) - Modelo 3

Para o Modelo 1, nota-se da Figura 151 que houve poucas alterações em relação às observações feitas no item anterior para as forças de vento não majoradas. Uma alteração é que para o modelo de 10 pavimentos a força na base devido ao vento já é maior do que a devido ao sismo com $a_g = 0,05 g$ e solo tipo B (sem majorar as forças eram praticamente iguais). Outra alteração é que para o modelo de 20 pavimentos, a força devido ao vento majorada passa a ser maior do que a força devido ao sismo com $a_g = 0,1 g$ e solo tipo B.

Para o Modelo 3, nota-se da Figura 152 que em relação a forças de vento na direção X, mesmo majorando-se por 1,4, as forças sísmicas continuam sendo maiores em todos os casos. Houve alteração em relação às forças de vento na direção Y, pois, aplicando-se o coeficiente de majoração, a força na base passa a ser maior do que a devido ao sismo com $a_g = 0,1$ g e solo tipo B a partir de 20 pavimentos.

No estudo efetuado por Santos *et al.*, 2005, variou-se a altura de 10 a 50 pavimentos de um edifício de concreto armado de 20 x 20 m de seção em planta (3200 kN/pavimento) considerando $a_g = 0,05$ g e solo tipo D, e majorando a força de vento por 1,4. Os autores concluíram que até 20 pavimentos a força na base devido a sismo era maior do que a causada pelo vento e a partir de 20 pavimentos passava a ser maior a força devido ao vento. Ressalta-se que no cálculo de forças sísmicas os autores utilizaram a norma americana UBC 1997, em que os coeficientes C_a e C_v são um pouco diferentes e a equação utilizada para aproximar o período fundamental é diferente da utilizada na norma brasileira.

5.6.2.1 Distribuição de forças ao longo da altura e momento fletor global na base da edificação para Modelo 1 de 10 pavimentos.

Ressalta-se que a distribuição aproximada de forças estáticas equivalentes ao longo da altura da edificação, considerada nas normas brasileiras, é diferente para a ação do vento e para ação do sismo. Para ilustrar esta diferença, apresenta-se apenas para o Modelo 1 de 10 pavimentos, essa distribuição de forças (majoradas pelos respectivos de segurança) na Figura 153. É importante considerar esta diferença na distribuição ao se calcular os momentos globais na base da edificação devido ao vento e devido a sismos. Estes momentos estão mostrados na Figura 154 a seguir.

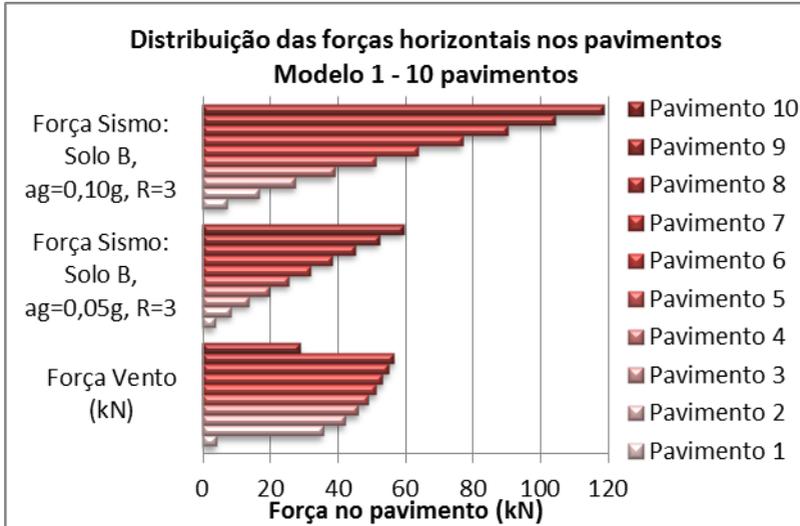


Figura 153 - Distribuição das forças horizontais nos pavimentos da edificação para efeito de vento e de sismos - Modelo 1 com 10 pavimentos

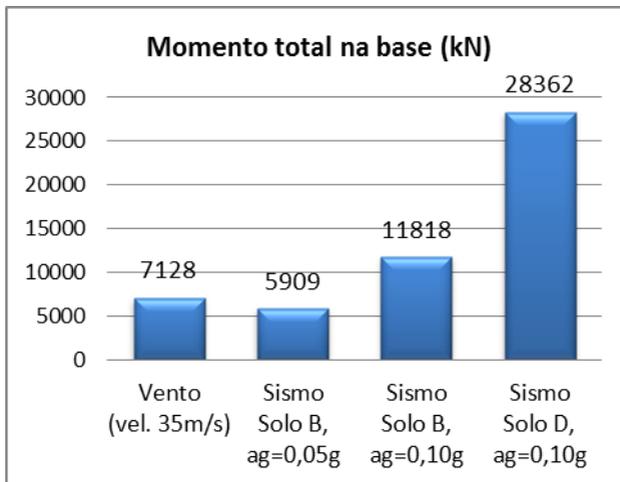


Figura 154 - Momentos fletores globais na base da edificação para carregamentos do vento e do sismo – Modelo 1 com 10 pavimentos

Nota: Os valores de momentos fletores apresentados foram obtidos de maneira simplificada, multiplicando-se as forças horizontais totais de cada pavimento pela altura de aplicação deste carregamento em relação à base da edificação.

Apesar do efeito do vento e do sismo apresentar uma distribuição de forças diferente ao longo da altura do edifício, para este Modelo 1 não houve alterações em relação às observações feitas para força cortante na base, na comparação realizada no subitem anterior.

Pelo exposto neste item 5.6, observou-se uma dificuldade de se comparar os esforços causados pela ação do vento e de sismos, devido à grande variabilidade dos fatores envolvidos, tais como geometria da edificação e número de pavimentos, finalidade de uso, tipo de solo, fatores topográficos, continuidade estrutural, período fundamental da estrutura e os valores característicos da velocidade do vento ou da aceleração sísmica. Da comparação simplificada realizada, os resultados indicam que as forças sísmicas são mais importantes que as do vento em edificações mais baixas.

6 CONCLUSÕES

O primeiro fato a considerar é que a partir da NBR 15421:2006, passa a existir uma regulamentação legal sobre a necessidade de considerar ou não efeitos sísmicos na elaboração de projetos de edificações, dependendo da região do território brasileiro, o que foi um grande avanço tendo em vista a ocorrência de alguns sismos de magnitude considerável no Brasil.

Em relação aos métodos de análise propostos pela NBR 15421:2006, o das forças estáticas equivalentes mostrou-se de grande utilidade prática devido à facilidade de aplicação. No entanto, apresentou algumas limitações importantes, principalmente em relação à equação aproximada usada para avaliar o período fundamental da estrutura. O método de análise no domínio do tempo é o mais refinado entre os métodos estudados, sendo o mais preciso para se analisar uma estrutura submetida a um determinado sismo; no entanto acelerogramas de diversos sismos devem ser investigados, e com conteúdos de frequências diferentes, para que seja adequado à aplicação em projeto. Além disso, esse método exige um maior conhecimento de análise dinâmica por parte do analista, bem como o uso de programas computacionais especiais para analisar os modelos. Já o método de espectro de resposta, apesar de ser um método simplificado, leva em consideração a participação dos diversos modos de vibração da estrutura, sendo assim mais completo do que o método de forças estáticas equivalentes, cuja solução baseia-se na participação apenas do primeiro modo.

No estudo paramétrico realizado, observou-se que os diversos parâmetros de projeto contidos na NBR influem significativamente nas forças sísmicas horizontais de projeto, principalmente o tipo de solo sob a fundação da edificação e o tipo de estrutura sismo-resistente.

Na comparação entre o método de forças estáticas equivalentes e o método de resposta espectral, o primeiro mostrou-se mais conservador para todos os exemplos analisados. Utilizando-se a equação aproximada da NBR para o período fundamental, a força horizontal total na base calculada pelo método de forças estáticas equivalentes ficou em geral bem maior do que a obtida pelo método de resposta espectral; já utilizando o período fundamental calculado pela análise modal os resultados entre os métodos ficaram mais próximos.

Nas análises no domínio do tempo, foram utilizados acelerogramas de quatro terremotos diferentes para aplicação na base dos edifícios. Procurou-se utilizar terremotos ocorridos em diferentes países e com conteúdos de frequência diferente nos acelerogramas, sendo que, para propiciar uma comparação, todos os acelerogramas foram escalonados para a mesma amplitude máxima de aceleração, igual a 0,15g. Para cada terremoto houve uma alteração significativa na resposta da estrutura ao se variar o número de pavimentos e a rigidez dos elementos em um mesmo modelo, tendo em vista a alteração das frequências naturais da estrutura. Para uma mesma estrutura também houve muita diferença nas respostas quando submetidas a diferentes terremotos, tendo em vista as diferentes frequências de excitação contidas nos acelerogramas. De uma maneira geral, os terremotos do El Centro e Lexington resultaram em respostas maiores do que os terremotos de Cauçete e Lucerne para os modelos analisados.

Na comparação entre o método de forças estáticas equivalentes, usando o período fundamental aproximado, e o de análise no domínio do tempo, na maioria dos exemplos analisados o primeiro método mostrou-se mais conservador, com valores maiores de força horizontal na base, mas em alguns casos resultou em forças menores do que as obtidas usando-se os acelerogramas de El Centro e Lexington. Já ao se usar o método de forças estáticas equivalentes usando o período fundamental pela análise modal, que fornece resultados próximos ao método de resposta espectral, não se pode extrair uma conclusão, pois ora os resultados ficam maiores ora menores dos obtidos pelo método de análise dinâmica no tempo.

Na comparação entre os esforços na base provocadas pela ação do sismo e do vento, usando-se para ambas as ações forças estáticas equivalentes, uma conclusão que se chegou é que são maiores devido ao sismo nos edifícios menores do que 10 pavimentos, sendo maior a diferença para edifícios baixos (até 5 pavimentos). No entanto, para estruturas maiores, não foi possível se chegar a uma conclusão definitiva, tendo em vista que os esforços variam muito de acordo com os diversos parâmetros usados para o cálculo das forças horizontais equivalentes.

Sobre o efeito do sismo sobre a estrutura, entende-se que a consideração deste carregamento no projeto de estruturas se caracteriza como um problema importante e, de maneira geral, mesmo para acelerações com amplitude máxima de 0,05g, pode gerar esforços significativos em comparação com os carregamentos usualmente considerados em projetos de edifícios no Brasil.

Estudo de análise dinâmica e métodos da NBR 15421 para o projeto de edifícios submetidos a sismos – Mestrando: Ronaldo Parisenti

Por se tratar da primeira norma brasileira com procedimentos para projeto de estruturas resistentes a sismos, é provável que em breve passe por atualizações. Sugere-se incluir mais informações sobre os tipos de detalhamento - usual, intermediário ou especial - que permitirão projetar estruturas mais dúcteis, portanto com maior capacidade de responder inelasticamente, com melhor desempenho para resistir a sismos. Apesar da dificuldade de se obter registros de acelerogramas de terremotos no Brasil, seria interessante se avaliar o espectro de resposta de projeto da NBR, o qual foi baseado na norma americana, passando a considerar terremotos reais ocorridos no Brasil. Com relação às zonas de sismicidade definidas na norma, espera-se que estas sejam aprimoradas com a evolução das pesquisas e das informações sismológicas das diversas regiões brasileiras.

Entende-se também que o projeto de estruturas sismo-resistentes exigirá uma maior capacitação dos profissionais para o uso adequado dos conceitos de análise dinâmica e das prescrições da NBR 15421, tendo em vista que em estruturas usuais de edifícios consideram-se em geral apenas cargas estáticas.

Este trabalho apresentou um estudo inicial sobre os métodos de análise sísmica de edifícios recomendados pela norma NBR 15421:2006, sugerindo-se em trabalhos futuros que outros modelos sejam verificados, tais como edifícios de concreto armado com pilares-parede e também por estruturas mistas compostas por pórticos e pilares-parede. A contribuição da rigidez das paredes de alvenaria de vedação e efeitos de torção em edifícios assimétricos, também são pontos importantes a serem estudados. Finalmente seria importante o desenvolvimento de mais programas computacionais para análise dinâmica não linear de estruturas, levando-se em conta a não-linearidade do material (sob cargas cíclicas e reversíveis) e o amortecimento histerético, de forma a se verificar o comportamento estrutural de diferentes estruturas sismo-resistentes e sua capacidade de dissipação de energia.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Normas técnicas, artigos e livros

ABNT – Associação brasileira de normas técnicas. NBR15421:2006 – Projetos de estruturas resistentes a sismos – Procedimento. Rio de Janeiro, 2006.

ABNT – Associação brasileira de normas técnicas. NBR6118:2003 – Projetos de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

ABNT - Associação brasileira de normas técnicas. NBR 6120 – Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 1980.

ABNT - Associação brasileira de normas técnicas. NBR 8681 – Ações e segurança nas estruturas – Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

ABNT - Associação brasileira de normas técnicas. NBR 6123 – Forças devidas ao vento em estruturas. Rio de Janeiro, 1988.

ABNT - Associação brasileira de normas técnicas. NBR 6122 – Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 1996.

ABNT - Associação brasileira de normas técnicas. NBR 6484 – Solo – Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 1996.

ACI – American Concrete Institute. Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary, 2008.

ALTOQI Tecnologia aplicada a engenharia. Software AltoQi Eberick V7 Gold. Manual do usuário. Florianópolis, 2011.

ANPC - PROC IV, BOLETIM MENSAL. Autoridade Nacional de Proteção Civil. Nº 600 082 490.

BERROCAL, J.; Assumpção, M.S.; Antezana,R.; Dias Neto,C.M.; Ortega,R.; Franca,H.; Veloso, J.A.V. 1984. Sismicidade do Brasil. Instituto Astronómico e Geofísico, São Paulo, Brasil, 320 p.

CHOPRA, Anil K. Dynamics of Structures - A primer. University of California, Berkeley. Earthquake engineering research institute, August 1980.

CLOUGH, RAY W., PENZIEN, JOSEPH – Dynamics of structures, Berkeley. Computers & Structures, 1995

CRISAFULLI, Francisco, VILLAFANE Elbio. Espectros de resposta e de desenho. Universidade nacional de Cuyo. Engenharia Sismoresistente. 2002.

CARVALHO, Fábio Wagner Leão. Dissertação de Mestrado. Procedimento experimental para avaliação do fator de amortecimento em estruturas. Belo Horizonte, 2002.

CORBANI, Silvia. Análise dinâmica elasto-plástica de estruturas metálicas sujeitas a excitação aleatória de sismos. Dissertação de Mestrado. São Paulo, 2006.

Computers and Structures, Inc. SAP 2000 - Integrated Solution for Structural Analysis and Design- Software - Version 11, 2009.

EUROPEAN COMMITTEE STANDARDIZATION. Eurocode 1 – Base de projeto e ações em estruturas. ENV, 1999.

FERREIRA, Maria Cascão. Análise sísmica na região sudeste brasileira: aplicação a oleodutos da indústria petrolífera. Tese de doutorado. Rio de Janeiro, 1997.

GUADALUPE, Ulises Bobadilla. Análise dinâmica da interação solo-estrutura para estruturas superficiais utilizando a transformada implícita de Fourier (ImFT). Tese de doutorado. Campinas, 2008.

GRAHAM, R. Thompson and JUNATHAN Turk. Introduction to Physical Geology, 1997

IBRACON – Instituto brasileiro do concreto. Prática recomendada Ibracon – Comentários técnicos NB-1. São Paulo, 2003.

JCSS – Joint Committee on Structural Safety. Workshop on Reliability Based Code Calibration. 2002.

LA ROVERE, H. L. Apostila da disciplina – ECV4320 – Análise Dinâmica de Estruturas. Universidade Federal de Santa Catarina. 2005.

Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (CEF). Sección C. Estructuras. Diseño por Sismo. México, 1993.

LOURENÇO, Paulo B., OLIVEIRA, Daniel V.. Métodos simplificados para análise da vulnerabilidade sísmica. Universidade do Minho - Departamento de Engenharia Civil. Portugal.

NALLAR, A.. Amortecedor de massa sintonizados (AMS) em edifícios submetidos a cargas sísmicas. Florianópolis, 2006. Exame de qualificação para Mestrado em Engenharia Civil – Centro Tecnológico, Universidade Federal de Santa Catarina.

PARISENTI, Ronaldo. Projeto Estrutural em concreto armado: edifício de 5 pavimentos – Trabalho de conclusão de curso em Engenharia Civil pela UFSC. Florianópolis, 2004.

Parametric Technology Corporation (PTC). Software MatchCAD 2001 - Manual do usuário. USA, 2001.

SAADI, A.; MACHETTE, M. N.. Map and Database of Quaternary Faults and Lineaments in Brazil. 1. ed. Denver/Colorado: U.S. Geological Survey, 1999.

SAADI, A.; BEZERRA, F. H. R.; COSTA, R. D. ; FRANZINELLI, E. ; IGREJA, A.. Neotectônica da Plataforma Brasileira - Capítulo 10. In: Célia Regina de Gouveia Souza; Kenitiro Suguio; Antônio Manoel dos Santos Oliveira; Paulo Eduardo de Oliveira. (Org.). O Quaternário do Brasil. 1 ed. Ribeirão Preto-SP: Holos, 2005.

SAFAK, E. Time-domain representation of frequency-dependent foundation impedance functions. Soil Dynamics and Earthquake Engineering. 2006.

SANTOS SHC, SOUZA Lima, S. Análise dinâmica das estruturas. Rio de Janeiro, Editora Ciência Moderna. 2008.

SANTOS SHC, SOUZA Lima, S, Estudo da Zonificação Sísmica Brasileira Integrada em um Contexto Sul-Americano, XVIII. Jornadas Argentinas de Ingenieria Estructural, Buenos Aires, 2004.

SANTOS SHC, SOUZA Lima, S, Subsídios para uma futura normalização brasileira para resistência anti-Sísmica das estruturas de concreto de edifícios. Revista IBRACON de Estruturas. Set. 2005.

SMEE – DECivil. Notas preparadas com base nas seguintes publicações: Dinâmica Estrutural e Engenharia Sísmica – MEC – 2007/2008 - Projeto de Estruturas Sismo-Resistentes. Engenharia Sísmica, Setembro de 2007.

Estudo de análise dinâmica e métodos da NBR 15421 para o projeto de edifícios submetidos a sismos – Mestrando: Ronaldo Parisenti

STOLOVAS, Sérgio. Apostila do curso - Dinâmica aplicada a estruturas de concreto – para engenheiros estruturais. 2008.

UBC – Uniform building code. Structural Design Requirements, 1997.

WESTPHAL, Tancredo Junior, Análise Dinâmica de Estruturas – Notas de aula. Departamento de Engenharia Civil da UFSC. Florianópolis, 2006.

WEN, Y. K., Collins, K.R., Han, S.W., Elwood, KJ. Dual-level design for Buildings under Seismic Loads. Structural Safety, 18, 1996.

WU, W. H.; SMITH, H. A. Efficient modal analysis for structures with soil-structure interaction, Earthquake Engineering and Structural Dynamics. 1995.

Páginas consultadas na internet

ALTOQI Tecnologia em informática. Disponível em: <www.altoqi.com.br>. Acesso em: abril de 2008.

BRASIL ESCOLA. Disponível em: <<http://www.brasile scola.com/geografia>>. Acesso em: abril 2008.

BOSTON.COM. Disponível em: <http://www.boston.com/bigpicture/2010/01/earthquake_in_haiti.html>. Acessado em: abril de 2010

INSTITUTO DE GEOCIENCIAS – USP. Disponível em: <<http://www.igc.usp.br/>>. Acessado em: abril 2008.

INSTITUTO DE ASTRONOMIA, GEOCIENCIAS E CIÊNCIAS ATMOSFÉRICAS – USP: sismologia. Disponível em: <http://www.igc.usp.br>. Acessado em: 2009.

INTRODUCTION TO GEOLOGY – EARTHQUAKES. Disponível em:

<http://honolulu.hawaii.edu/distance/gg101/Programs/program10%20Earthquakes/program10.html>. Acessado em: abril de 2008.

MACCAFERRI – América latina. Disponível em <http://www.maccafferri.com.br/informativo/por/2007/08/dica_2007_08.pdf>. Acessado em: abril de 2008.

OBSERVATÓRIO SISMOLÓGICO DA UnB. Disponível em <http://www.obsis.unb.br/>. Acessado em: abril de 2008.

STATE OF CALIFORNIA – Department of conservation. Disponível em: http://www.consrv.ca.gov/CGS/rghm/quakes/Pages/eq_chron.aspx. Acessado em: abril de 2008.

U.S. GEOLOGICAL SURVEY (USGS - science for a changing world). Disponível em <http://www.usgs.gov>. Acessado em: abril 2008.

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 - Estrutura da Terra.....	18
Figura 2 - Estrutura da Crosta Terrestre.....	19
Figura 3 - Placas Tectônicas	20
Figura 4 - Zonas sísmicas ao redor do mundo	21
Figura 5 - Interação de Placas Tectônicas.....	22
Figura 6 - Ondas Primárias e Secundárias	23
Figura 7 - Relação entre escala de mercalli e richter	28
Figura 8 - Prédio destruído no Haiti, após o terremoto de 7 graus (2010).	32
Figura 9 - Palácio presidencial em Porto Príncipe, no Haiti, após o terremoto de 7 graus (2010).	32
Figura 10 - Destroços da edificação no Haiti, após o terremoto de 7 graus (2010).	33
Figura 11 - Placas Tectônicas – Território brasileiro no interior da placa	34
Figura 12 - Sismicidade na América do sul segundo U.S. Geological Survey	35
Figura 13 - Magnitude (escala richter) e intensidade dos terremotos ...	36
Figura 14 - Mapa da ocorrência de sismo no território brasileiro	36
Figura 15 - Mapa das principais falhas brasileiras.....	38
Figura 16 - Sistema de um grau de liberdade (CLOUGH, PENZIEN, 1995)	39
Figura 17 - Sistema de um grau de liberdade (CHOPRA, 1980).....	41
Figura 18 - Vibração livre sem amortecimento (CLOUGH, PENZIEN, 1995)	43
Figura 19: Vibração livre em sistema subamortecido (CLOUGH, PENZIEN, 1995).....	44
Figura 20 - Sistema em vibração livre	46
Figura 21 - Esquema representando sistema de amortecimento	46
Figura 22 - Sistema com dois graus de liberdade (CHOPRA, 1980)....	48
Figura 23 - Sistema com dois graus de liberdade (pórtico) (CHOPRA, 1980)	49
Figura 24 - Visualização do sistema de pórtico nas componentes de rigidez, amortecimento e massa (CHOPRA, 1980).....	50
Figura 25: Superposição modal dos resultados (exemplo).....	56
Figura 26 - Acelerograma do terremoto “El Centro, 1940”	57
Figura 27 - Movimentos do solo registrados durante alguns sismos (CHOPRA, 1995).....	58
Figura 28: Esquema proposto para análise.....	60

Figura 29 - Sistema de um grau de liberdade (pórtico) (CHOPRA, 1980)	61
Figura 30: Esquema de aplicação do carregamento (CHOPRA, 1980).	61
Figura 31: Esquema de carregamento – Múltiplos pavimentos (CHOPRA, 1980)	62
Figura 32: Modos de vibração natural (CHOPRA, 1980)	62
Figura 33: Espectro de resposta para três tipos de carregamento (retangular, triangular e senoidal). (CHOPRA, 1980)	68
Figura 34: Resposta dinâmica de um sistema não amortecido (CHOPRA, 1980)	69
Figura 35: Espectro de resposta em pseudo-aceleração (S_a) para o sismo El Centro, 1940 (amortecimento de 2%) (CHOPRA, 1980)	70
Figura 36: Espectro de resposta do sismo “El Centro, 1940” (amortecimento de 5%) versão idealizada para aceleração, velocidade e deslocamento. (Adaptada de CHOPRA, 1980)	71
Figura 37: Espectro de resposta de projeto da NBR 15421 (amortecimento de 5%) para solo Tipo B a aceleração $a_g=0,10g$.	72
Figura 38 - Aceleração sísmica horizontal para terrenos classe B (“Rocha”)	75
Figura 39 - Tremor no solo é amplificado em sedimentos moles e amortecido em rochas rígidas. Fonte: http://moho.iag.usp.br/sismologia .	79
Figura 40 - Material com comportamento elástico linear (à esq.) e elasto-plástico perfeito (à dir.)	84
Figura 41 - Comportamento não linear do material	85
Figura 42 - Exemplo de carregamento horizontal para pavimentos de mesmo peso e $T < 0,5$ s	86
Figura 43 - Exemplo de espectro de resposta de projeto da NBR 15421	91
Figura 44 - Espectros de resposta de projeto da NBR 15421 para $a_g \leq 0,10g$.	92
Figura 45 - Espectros de resposta de projeto NBR 15421:2006 para....	93
Figura 46 - Limitação dos recuos visando manter a regularidade vertical	97
Figura 47 - Exemplo de modelo com andar térreo flexível	98
Figura 48 - Exemplo do dano da edificação com andar térreo flexível (Peru, 2007)	98

Figura 49 - Exemplo de modelo com andar térreo com alvenaria até meia altura	99
Figura 50 - Exemplo de ruptura de pilar curto	100
Figura 51 - Exemplo de modelo com vigas rígidas.....	101
Figura 52 - Rachaduras nas ruas (Norte do México)	102
Figura 53 - Flambagem das barras longitudinais dos pilares	103
Figura 54 - Queda de estátua durante um sismo em 1906 em São Francisco	104
Figura 55 - Modelo 1 - usado como exemplo de edifício nas análises	107
Figura 56 - Modelo 2 – usado como exemplo de edifício nas análises	108
Figura 57 - Planta baixa do Modelo 1 – Quadrado 15x15 m	109
Figura 58 - Planta baixa do Modelo 2 – Retangular 15x30 m	109
Figura 59 - Planta baixa do Modelo 3 – Retangular 20x40m	110
Figura 60 - Forças acumuladas nos pavimentos para $a_g = 0,05g$ do Modelo 1 com 5 pavimentos	112
Figura 61 - Forças acumuladas nos pavimentos para $a_g = 0,15g$ do Modelo 1 com 5 pavimentos	112
Figura 62 - Forças acumuladas nos pavimentos para $a_g = 0,05g$ do Modelo 1 com 10 pavimentos	113
Figura 63 - Forças acumuladas nos pavimentos para $a_g = 0,15g$ do Modelo 1 com 10 pavimentos	113
Figura 64 - Forças acumuladas nos pavimentos para $a_g = 0,15g$ do Modelo 1 com 20 pavimentos	114
Figura 65 - Forças acumuladas nos pavimentos para $a_g = 0,15g$ do Modelo 1 com 30 pavimentos	114
Figura 66 - Forças totais aplicadas na base do Modelo 1, variando-se o número de pavimentos, para $a_g = 0,05g$	115
Figura 67 - Forças acumuladas nos pavimentos para $a_g = 0,15g$ do Modelo 2 com 20 pavimentos	117
Figura 68 - Forças totais aplicadas na base do Modelo 2 com diferentes alturas. Modelo 15x30m, para $a_g = 0,15g$	117
Figura 69 - Força total aplicada na base dos edifícios do Modelo 1, variando-se o número de pavimentos, para $a_g = 0,05g$ com sistema sismo-resistente dual	119
Figura 70 - Força total aplicada na base dos edifícios do Modelo 1, variando-se o número de pavimentos, para $a_g = 0,05g$ e terreno classe A	120
Figura 71 - Força total aplicada na base dos edifícios do Modelo 1, variando-se o número de pavimentos, para $a_g = 0,05g$ e terreno classe B	121

Figura 72 - Força total aplicada na base dos edifícios do Modelo 1, variando-se o número de pavimentos, para $a_g = 0,05g$ e terreno classe C	121
Figura 73 - Força total aplicada na base dos edifícios do Modelo 1, variando-se o número de pavimentos, para $a_g = 0,05g$ e terreno classe E.....	122
Figura 74 - Força total aplicada na base dos edifícios do Modelo 1, variando-se o número de pavimentos, para $a_g = 0,05g$ e terreno classe D	123
Figura 75 - Modo 1 e 2 (à esq., planos XZ e YZ) e Modo 3, torcional (à dir.)	127
Figura 76 - Modo 4 e 5 (à esq., planos XZ e YZ) e Modo 6, torcional (à dir.)	127
Figura 77 - Modo 7 e 8 (à esq., planos XZ e YZ) e Modo 9, torcional (à dir.)	127
Figura 78 - Modo 10 e 11 (à esq., planos XZ e YZ) e Modo 12, torcional (à dir.)	128
Figura 79 - Modo 13 e 14 (à esq., planos XZ e YZ) e Modo 15, flexão (à dir.)	128
Figura 80 - Modo 16 e 17 (à esq., planos XZ e YZ) e Modo 18, torcional (à dir.)	128
Figura 81 - Modo de vibração 19 (à esquerda) e Modo 20 (à direita). 129	
Figura 82 - Modo 1 (à esq. plano XZ) e Modo 2 (à dir. Plano YZ)	130
Figura 83 - Modo 3 (torcional) e Modo 4 (à dir. Plano XZ)	130
Figura 84 - Modo 5 (à esq. Plano YZ) e Modo 6 (torcional)	131
Figura 85 - Modo 7 (à esq. plano XZ) e Modo 8 (à dir. Plano YZ)	131
Figura 86 - Modo 9 (torcional) e Modo 10 (à dir. plano XZ).....	131
Figura 87 – Acelerograma real: El Centro (México, 1940).....	132
Figura 88 – Acelerograma real: Caucete (Argentina, 1977)	132
Figura 89 – Acelerograma real: Lexington (EUA).....	133
Figura 90 – Acelerograma real: Lucerne Valley (Califórnia, 1992) ...	133
Figura 91 – Acelerograma El Centro (México, 1940) escalonado para máximo de $0,15g$	134
Figura 92 – Acelerograma Caucete (Argentina, 1977).....	134
Figura 93 – Acelerograma Lexington (EUA) escalonado para máximo de $0,15g$	134
Figura 94 – Acelerograma Lucerne Valley (Califórnia, 1992)	135
Figura 95 – Transformada Discreta de Fourier (DFT) para o sismo El Centro ($0,15g$)	135
Figura 96 - Transformada Discreta de Fourier para o sismo Caucete ($0,15g$)	136

Figura 97 - Transformada Discreta de Fourier para o sismo Lexington (0,15g).....	136
Figura 98 - Transformada Discreta de Fourier (DFT) para o sismo Lucerne Valley (0,15g)	136
Figura 99 - Exemplo 1 – Modelo com um pavimento para aplicação dos métodos simplificado da NBR 15421:2006	137
Figura 100 - Espectro de resposta de projeto da NBR 15421:2006 para solo tipo D e $a_g = 0,15g$	139
Figura 101 - Exemplo 2 – Modelo com 3 elevações para aplicação do espectro de resposta de projeto da NBR 15421:2006.....	141
Figura 102 - Exemplo de vibração de um sistema estrutural com 3 elevações	142
Figura 103 - Exemplo dos modos de vibração da estrutura	144
Figura 104 - Diferenças nos resultados para forças horizontais na base do Modelo 1 com 10 pavimentos para diferentes modos de vibração – $a_g = 0,10g$	147
Figura 105 - Forças horizontais na base da edificação do Modelo 1 para diferentes modos de vibração considerado o método de resposta espectral e o método de força estática equivalente, da NBR 15421 – $a_g = 0,10g$	149
Figura 106 - Diferenças nos resultados para forças horizontais na base da edificação do Modelo 1 para a análise espectral e para o método de força estática equivalente da NBR 15421.....	150
Figura 107 - Forças horizontais na base da edificação para a análise espectral e para o método de força estática equivalente, para o Modelo 1 – $a_g = 0,10g$	151
Figura 108 - Resultados para o método de força estática equivalente e da resposta espectral da NBR 15421, para solo tipo B e $a_g = 0,10g$, para Modelo 1	152
Figura 109 - Resultados para o método de força estática equivalente e da resposta espectral da NBR 15421, para solo tipo D e $a_g=0,10g$, para o Modelo 1	152
Figura 110 - Comparação entre os resultados da força estática equivalente e dos espectros da NBR 15421 para solo tipo B, $a_g = 0,10g$, para o Modelo 3.....	155
Figura 111 - Gráfico com os resultados da resposta espectral e dos sismos, avaliando-se os modos de vibração para o Modelo 3 com 20 pavimentos	156
Figura 112 - Forças horizontais devido ao sismo para estruturas com diferente número de pavimentos - modelo 3 (20x40m em planta).....	157

Figura 113 - Resultado para diferentes rigidezes e diferentes carregamentos para o Modelo 1, com 10 e 20 pavimentos	159
Figura 114 - Resultados para diferentes métodos considerando diferentes rigidezes para a estrutura do Modelo 1, com 10 e 20 pavimentos.....	160
Figura 115 - Diferenças nos resultados dos métodos de forças equivalentes e de espectro de resposta devido à alteração na rigidez da estrutura - Modelo 3 com 5 pavimentos	161
Figura 116 - Diferenças nos resultados do método de superposição modal devido à alteração na rigidez da estrutura - Modelo 3 com 5 pavimentos.....	162
Figura 117 – Diferenças nos resultados dos diferentes métodos conforme se altera a rigidez da estrutura – Modelo 3 com 5 pavimentos.....	163
Figura 118 - Resultados do deslocamento no topo da edificação para diferentes métodos, conforme se altera a rigidez da estrutura – Modelo 3 com 5 pavimentos	164
Figura 119 - Resultados de deslocamento no topo da edificação para diferentes rigidezes e métodos de análise – Modelo 3 com 5 pavimentos.....	165
Figura 120 - Exemplo das estruturas do Modelo 1 com 10 pavimentos, com e sem contraventamento de vigas de seção transversal de 15x30cm	165
Figura 121 - Força na base para o modelo 1 com e sem sistema de travamento	166
Figura 122 - Resultado para deslocamentos ao longo do tempo no topo do Modelo 1 SEM sistema de travamento (Sismo El Centro)	167
Figura 123 - Resultado para deslocamentos ao longo do tempo no topo do Modelo 1 COM sistema de travamento (Sismo El Centro)	167
Figura 124 - Resultado para deslocamentos ao longo do tempo no topo do Modelo 1 SEM sistema de travamento (Sismo Lucerne)	168
Figura 125 - Resultado para deslocamentos ao longo do tempo no topo do Modelo 1 COM sistema de travamento (Sismo Lucerne)	168
Figura 126 - Resultado para deslocamentos ao longo do tempo no topo do Modelo 1 SEM sistema de travamento (Sismo Cauçete)	169

Figura 127 - Resultado para deslocamentos ao longo do tempo no topo do Modelo 1 COM sistema de travamento (Sismo Cauçete)	169
Figura 128 - Resultado para deslocamentos ao longo do tempo no topo do Modelo 1 SEM sistema de travamento (Sismo Lexington)	170
Figura 129 - Resultado para deslocamentos ao longo do tempo no topo do Modelo 1 COM sistema de travamento (Sismo Lexington)	170
Figura 130 - Comportamento das estruturas quanto à sua rigidez.	171
Figura 131 – Deslocamento no topo da edificação – Modelo 1 com 10 pav.	172
Figura 132 – Deslocamento no topo da edificação – Modelo 1 com 10 pav.	173
Figura 133 - Forças horizontais na base para Sismo El centro com $a_g = 0,15g$ - ao longo do tempo - Modelo 1 com 10 pavimentos	174
Figura 134 – Deslocamentos horizontais no topo da edificação ao longo do tempo - Sismo El centro com $a_g = 0,15g$ - Modelo 1 com 10 pavimentos	174
Figura 135 - Forças horizontais na base para Sismo Lucerne com $a_g = 0,15g$ - ao longo do tempo - Modelo 1 com 10 pavimentos	175
Figura 136 - Deslocamento no topo da edificação ao longo do tempo - Sismo Lucerne com $a_g = 0,15g$ - Modelo 1 com 10 pavimentos	175
Figura 137 - Forças horizontais na base para Sismo Cauçete com $a_g = 0,15g$ - ao longo do tempo - Modelo 1 com 10 pavimentos	176
Figura 138 - Deslocamento no topo da edificação ao longo do tempo - Sismo Cauçete com $a_g = 0,15g$ - Modelo 1 com 10 pavimentos	176
Figura 139 - Forças horizontais na base para Sismo Lexington com $a_g = 0,15g$ - ao longo do tempo - Modelo 1 com 10 pavimentos	177
Figura 140 - Deslocamento no topo da edificação ao longo do tempo - Sismo Lexington com $a_g = 0,15g$ - Modelo 1 com 10 pavimentos	177
Figura 141 - Espectro de resposta para os terremotos obtidos no <i>software</i> SAP2000 V11, - Modelo 1 com 10 pavimentos	178

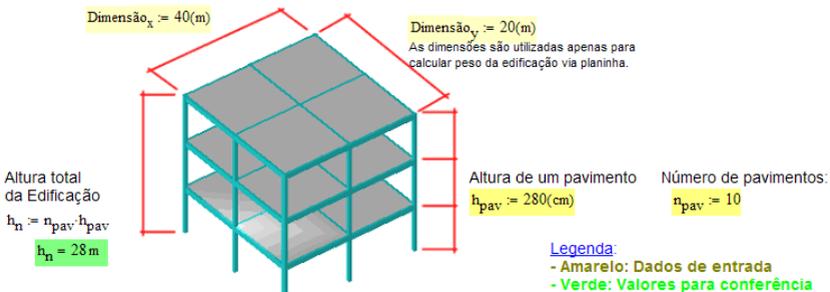
Figura 142 - Resultado das envoltórias com valores máximos em cada pilar para as forças horizontais e verticais devido ao sismo (carregamento do sismo El Centro com aceleração de 0,15g – valores em kN) - Modelo 1 com 10 pavimentos.....	179
Figura 143 - Isopletas da velocidade básica do vento (m/s^2) – NBR 6123:1988.....	182
Figura 144 - Forças horizontais na base da edificação para carregamento do vento e de sismo - Modelo 1 com 5 pavimentos	183
Figura 145 - Forças horizontais na base da edificação para carregamento do vento e de sismo - Modelo 1 com 10 pavimentos	183
Figura 146 - Forças horizontais na base da edificação para carregamento do vento e de sismo - Modelo 1 com 20 pavimentos	184
Figura 147 - Forças horizontais na base da edificação para carregamento do vento e de sismo - Modelo 3 com 5 pavimentos	185
Figura 148 - Forças horizontais na base da edificação para carregamento do vento e de sismo - Modelo 3 com 10 pavimentos	185
Figura 149 - Forças horizontais na base da edificação para carregamento do vento e de sismo - Modelo 3 com 20 pavimentos	186
Figura 150 - Forças horizontais na base da edificação para carregamento do vento e de sismo - Modelo 3 com 30 pavimentos	186
Figura 151 - Forças horizontais na base da edificação majoradas por coeficiente de segurança, para ação do vento ($x 1,4$) e de sismo ($x 1,0$) - Modelo 1	188
Figura 152 - Forças horizontais na base da edificação majoradas por coeficiente de segurança, para ação do vento ($x 1,4$) e de sismo ($x 1,0$) - Modelo 3	188
Figura 153 - Distribuição das forças horizontais nos pavimentos da edificação para efeito de vento e de sismos - Modelo 1 com 10 pavimentos.....	190
Figura 154 - Momentos fletores globais na base da edificação para...	190

ANEXO A. Programação MathCAD - Análise estática equivalente da NBR 15421.

Programação feita no *software* MathCAD 2001, pelo autor desta dissertação de mestrado para obtenção das forças horizontais equivalentes, segundo os critérios da NBR 15421:2006, para os exemplos de edifícios considerados.

Método das Forças horizontais equivalentes - NBR 15421

Dados de Entrada do projeto para obtenção das forças horizontais em cada pavimento



Concreto:

$$E := 260700 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Peso da edificação:

Informe o peso total da edificação ou preencha com valor 0-zero- para calcular via planilha.

Peso_{total,informado,pavimento} := 167(tonne)

(deve contemplar: Permanentes (G1 e G2) + 25% depósito/estacionamento, se houver - item 8.7.2 da NBR 15421)

☞ Clique para preencher os dados do peso da edificação via planilha:

☞ Clique para ver os resultados dos cálculos automáticos:

Peso total da Edificação (W): $W = 1670\text{-tonne}$

Informações sobre a edificação e Zoneamento Sísmico:

Coefficiente modificação de Resposta devido ao tipo de sistema sísmo - resistentes - R:

$R_w = 1$

Obtido na Tabela 6 na NBR - varia de 2,5 a 8

[Clique para preencher as informações conforme NBR 15421](#)

Fator de importância em função da ocupação - I (Tabela 4 da NBR):

$I = 1.0$

Categoria III: 1,5 para estruturas essenciais - (Hospitais, bombeiros geração de energia, torres de controle, estações de tratamento, instalações com substâncias químicas...)

Categoria II: 1,25 locais com reunião de pessoas (escolas, postos de saúde, penitenciárias, estruturas com mais de 5mil pessoas, geração de energia, estações de tratamento de água instalações com substâncias químicas...). Para estruturas substancial para preservar vida humana

Categoria I: 1,00 para demais estruturas

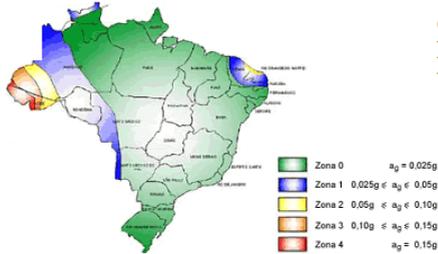
Coefficiente de amplificação de Deslocamentos devido ao tipo de sistema sísmo - resistentes - Cd:

$C_d = 3$

Obtido na Tabela 6 na NBR - varia de 2,5 a 8

Aceleração sísmica horizontal característica normalizada para terrenos classe B - a_g

$$a_g := 0.10g$$



Categoria Sísmica - Tabela 5 da NBR 15421:

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

Fatores de amplificação sísmica do solo para períodos de 0s e 1s, respectivamente - C_a e C_v

$$C_a := 1.2$$

$$C_v := 1.7$$

Classe do terreno	C_a		C_v	
	$a_g \leq 0,10g$	$a_g = 0,15g$	$a_g \leq 0,10g$	$a_g = 0,15g$
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

Tabela 3 da NBR 15421

Obten-se a classe do terreno na Tabela 2 da NBR

Para valores de $0,10g \leq a_g \leq 0,15g$ os valores de C_a e C_v podem ser obtidos por interpolação linear.

Coefficiente de período da estrutura C_T - item 9.2 da NBR

$$C_T := 0.0466$$

$$x := 0.9$$

Quando as forças sísmicas horizontais forem 100% resistidas por um modelo de:

- pórtico de aço ($C_T = 0.0724$ e $x = 0,8$)

- **pórtico de concreto** ($C_T = 0.0466$ e $x = 0,9$)

- pórtico de aço contraventado com treliças ($C_T = 0.0731$ e $x = 0,75$)

- demais estruturas ($C_T = 0.0488$ e $x = 0,75$)

Clique para preencher as informações conforme NBR 15421

Aceleração sísmica considerada: $a_g = 0.10g$

Informe o Período da estrutura ou preencha com valor 0-zero- para calcular via planilha, item 9.2 da NBR 15421

Período próprio da estrutura, $T := 0s$

(período em segundos - informar valor obtido por extração modal)

Clique para ver os resultados dos cálculos automáticos

Aceleração da gravidade - g , conforme NBR

$$g = 9.81 \frac{m}{s^2}$$

Aceleração espectral para o período de 0s e 1s, a_{gs0} e a_{gs1} , respectivamente - (6.3 da NBR 15421):

$$a_{gs0} := C_a \cdot a_g$$

$$a_{gs0} = 0.12g$$

$$a_{gs1} := C_v \cdot a_g$$

$$a_{gs1} = 0.17g$$

Período natural aproximado da estrutura - T_a : conforme item 9.2 da NBR 15421

$$h_{av} := n_{pav} \cdot h_{pav} \quad h_n = \text{altura da Edificação acima da base} \quad h_n = 28 \text{ m}$$

$$T_a := C_T \left[\frac{h_n}{1(\text{m})} \right]^{0.9} \cdot 1 \text{ s} \quad T_a = 0.935 \text{ s}$$

Coefficiente de limitação do período natural - C_{up} (limita o período T obtido por extração modal, se houver):

$$C_{up} := \begin{cases} 1.7 & \text{if } \frac{a_g}{g} \leq 0.05 \\ 1.6 & \text{if } 0.05 < \frac{a_g}{g} \leq 0.10 \\ 1.5 & \text{if } 0.10 < \frac{a_g}{g} \leq 0.15 \end{cases}$$

Cup - Tabela 10 da NBR 15421:
- 1.7 para Zona Sísmica 2
- 1.6 para Zona Sísmica 3
- 1.5 para Zona Sísmica 4

$$C_{up} = 1.600$$

Período natural da estrutura - T:

$$T_{Limite} := \begin{cases} \text{Período}_{próprio.da.estrutura.T} & \text{if } \text{Período}_{próprio.da.estrutura.T} \leq C_{up} \cdot T_a \\ C_{up} \cdot T_a & \text{otherwise} \end{cases} \quad T_{Limite} = 0.0000 \text{ s}$$

$$T_{av} := \begin{cases} T_a & \text{if } T_{Limite} = 0 \\ T_{Limite} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$T = 0.935 \text{ s}$$

Coefficiente de resposta sísmica - C_s : Item 9.1 da NBR 15421

$$C_s := \begin{cases} 2.5 \cdot \frac{\frac{a_{gs0}}{R}}{I} & \text{if } 0.01 < 2.5 \cdot \frac{\frac{a_{gs0}}{R}}{I} \leq \frac{\frac{a_{gs1}}{R}}{\frac{T}{1s} \cdot \frac{R}{I}} \\ \frac{\frac{a_{gs1}}{R}}{\frac{T}{1s} \cdot \frac{R}{I}} & \text{if } 2.5 \cdot \frac{\frac{a_{gs0}}{R}}{I} > \frac{\frac{a_{gs1}}{R}}{\frac{T}{1s} \cdot \frac{R}{I}} > 0.01 \\ 0.01 & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$2.5 \cdot \left(\frac{\frac{a_{gs0}}{R}}{I} \right) = 0.300$$

$$\frac{\frac{a_{gs1}}{R}}{\frac{T}{1s} \cdot \left(\frac{R}{I} \right)} = 0.182$$

Nesta etapa, o cálculo de C_s foi mantido independente do valor da aceleração a_g , ou seja, será calculado com mesma formulação para todas as zonas sísmicas.

$$C_s = 0.182$$

☐ Clique para ver os resultados dos cálculos automáticos

Período natural aproximado da estrutura: $T = 0.935 \text{ s}$

Coefficiente de resposta sísmica: $C_s = 0.182$

Força horizontal total na base da estrutura (H): - 9.1 da NBR 15421

$$H_{av} := C_s \cdot W$$

$$H = 303625 \text{ kg}$$

Clique para ver os resultados dos cálculos automáticos

Distribuição vertical das forças sísmicas:

$$F_x := C_{vx} H^A \quad \begin{array}{l} F_x \text{ é a força aplicada no pavimento } x \\ C_{vx} \text{ é o coeficiente de distribuição vertical} \end{array}$$

O Nível Zero foi considerado sempre no piso do primeiro pavimento

w_x é o peso do pavimento

$$w_x := \frac{W}{n_{pav}} \quad w_i := w_x \quad w_x = 167 \text{ tonne} \quad w_i = 167 \text{ tonne} \quad \begin{array}{l} \text{Supondo que o peso de todos os} \\ \text{pavimentos são iguais:} \end{array}$$

Exponente de distribuição das forças relacionado com o Período natural da estrutura - k

$$k := \begin{cases} 1 & \text{if } \frac{T}{s} < 0.5 \\ \frac{\left(\frac{T}{s} + 1.5\right)}{2} & \text{if } 0.5 \leq \frac{T}{s} < 2.5 \\ 2 & \text{if } \frac{T}{s} \geq 2.5 \end{cases} \quad k = 1.22$$

n_x = Número do pavimento onde está calculando a força horizontal - deve ser menor que n_{pav}

Coefficiente de distribuição vertical - C_{vx} :

$n_x := n_{pav}$ este n_x é apenas um exemplo, a planilha calcula todos até 40 pavimentos

$$C_{vx} := \frac{w_x \left(\frac{n_x \cdot h_{pav}}{m}\right)^k}{\sum_{i=1}^{n_{pav}} \left[w_i \left(\frac{h_{pav}}{m}\right)^k \right]} \quad C_{v,pt} := \frac{w_x \left(\frac{n_x \cdot h_{pav}}{m}\right)^k}{\sum_{i=1}^{n_{pav}} \left[w_i \left(\frac{i \cdot h_{pav}}{m}\right)^k \right]}$$

$$C_{vx} = 0.199$$

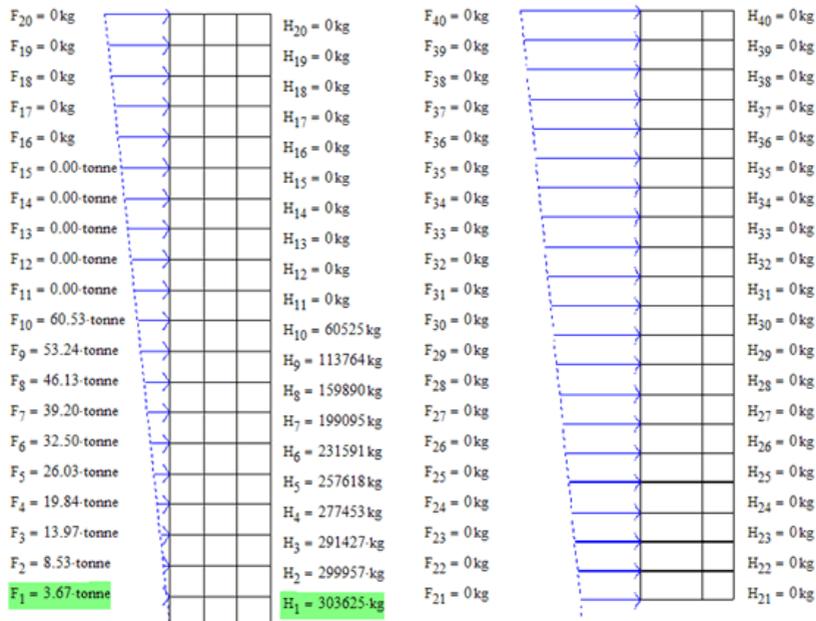
$$C_{v,pt} = 0.0121$$

Clique para ver os resultados dos cálculos automáticos

Distribuição das forças horizontais em cada pavimento da edificação:

9.3 da NBR 15421- modelo de zonas sísmicas 2,3 e 4.

F_{último pav.} = 60.5-tonne

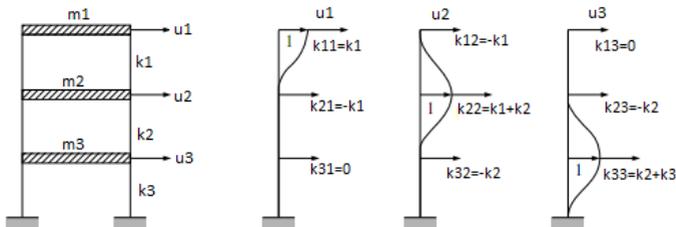


ANEXO B. Programação MathCAD – Exemplo de aplicação do espectro de resposta de projeto

Determinação das matrizes de Massa e de Rigidez , Autovalores e AutoVetores

Determinação da Resposta máxima para forças horizontais na base da edificação

Aplicando-se um deslocamento unitário em cada pavimento obtem-se o seguinte comportamento:



Dimensão dos pilares:

$$b := 30\text{cm} \quad h := 30\text{cm}$$

$$N^{\circ} \text{ de pilares: } N_{\text{pil}} := 16$$

Altura do pavimento:

$$h_{\text{pav}} := 2.80\text{m}$$

Pilar retangular

$$I := \frac{b \cdot h^3}{12} = 67500 \cdot \text{cm}^4$$

Modulo de elasticidade do material:

$$E := 25000\text{MPa}$$

$$K_{\text{pav}} := N_{\text{pil}} \cdot \frac{(12 \cdot E \cdot I)}{h_{\text{pav}}^3} \quad K_{\text{pav}} = 1.476 \times 10^5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad +$$

m_n a massa de cada pavimento

$$m1 := 170000\text{kg}$$

$$m2 := 170000\text{kg}$$

$$m3 := 170000\text{kg}$$

k_n a rigidez dos pilares de cada pavimento

$$k1 := 1.476 \times 10^5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$k2 := 1.476 \times 10^5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$k3 := 1.476 \times 10^5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M := \begin{pmatrix} m1 & 0 & 0 \\ 0 & m2 & 0 \\ 0 & 0 & m3 \end{pmatrix}$$

$$M = \begin{pmatrix} 170000 & 0 & 0 \\ 0 & 170000 & 0 \\ 0 & 0 & 170000 \end{pmatrix} \text{ kg}$$

$$K_r := \begin{pmatrix} k1 & -k1 & 0 \\ -k1 & k1 + k2 & -k2 \\ 0 & -k2 & k2 + k3 \end{pmatrix}$$

$$K_r = \begin{pmatrix} 147600 & -147600 & 0 \\ -147600 & 295200 & -147600 \\ 0 & -147600 & 295200 \end{pmatrix} \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Valores da frecuencia natural (ω) - Autovalores da equação - Unidade rad/s:

$$\text{genvals}(K_r, M) = \begin{pmatrix} 172 \\ 1350 \\ 2819 \end{pmatrix} \frac{1}{s^2} = \omega^2$$

$$\omega := \sqrt{\text{genvals}(K_r, M)}$$

$$\omega = \begin{pmatrix} 13.11 \\ 36.74 \\ 53.10 \end{pmatrix} \frac{1}{s} \quad \frac{\text{rad}}{s}$$

$\omega_1 := 13.11$
 $\omega_2 := 36.74$
 $\omega_3 := 53.10$

Com os resultado da frecuencia natural acima, pode-se obter o período natural da estrutura:

$$T_1 := \frac{2 \cdot \pi}{\omega_1} \quad T_1 = 0.479 \text{ s}$$

$$T_2 := \frac{2 \cdot \pi}{\omega_2} \quad T_2 = 0.171 \text{ s}$$

$$T_3 := \frac{2 \cdot \pi}{\omega_3} \quad T_3 = 0.118 \text{ s}$$

Explicação para otenção do período natural manualmente:

Obtem-se os períodos naturais da estrutura, os quais podem ser obtidos a partir das frequencias naturais, $T = 2 \cdot \pi / \omega$, e que por sua vez são as raízes calculadas a partir do problema de auto-valor:

- $\det |K - \omega^2 M| = 0$, sendo:

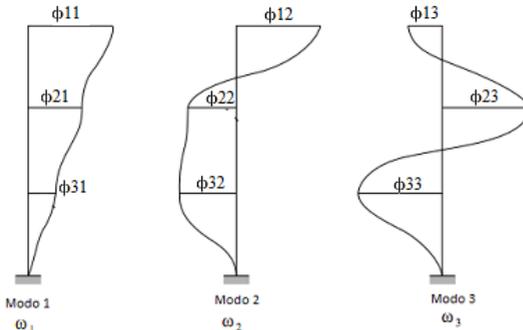
K a matriz de rigidez da estrutura

M é a matriz de massa da estrutura

Para cada frequência natural (ω_n), obtêm-se os modos de vibração - Autovetores da equação:

$$\phi := \text{genvecs}(K_r, M)$$

$$\phi = \begin{pmatrix} 1 & 0.802 & -0.445 \\ 0.802 & -0.445 & 1 \\ 0.445 & -1 & -0.802 \end{pmatrix} \quad \begin{array}{l} \text{Esta matriz} \\ \text{representa os} \\ \text{deslocamentos} \\ \text{relativos:} \end{array} \quad \begin{pmatrix} \phi_{11} & \phi_{12} & \phi_{13} \\ \phi_{21} & \phi_{22} & \phi_{23} \\ \phi_{31} & \phi_{32} & \phi_{33} \end{pmatrix}$$



$$\phi^{(1)} = \begin{pmatrix} 1 \\ 0.802 \\ 0.445 \end{pmatrix}$$

$$\phi^{(2)} = \begin{pmatrix} 0.802 \\ -0.445 \\ -1 \end{pmatrix}$$

$$\phi^{(3)} = \begin{pmatrix} -0.445 \\ 1 \\ -0.802 \end{pmatrix}$$

Explicação para obtenção dos autovetores manualmente:

Para obtenção do fator de participação modal ou o peso efetivo a ser considerado para cada modo de vibração, procede-se da seguinte maneira:

Para cada frequência natural ω , obtêm-se os respectivos modos de vibração (modo 1, modo 2 e modo 3). Os modos de vibração são os autovetores da seguinte equação:

$$(K - \omega^2 \cdot M) \cdot \phi_n = 0, \text{ para cada modo } \omega_1, \omega_2, \omega_3, \text{ sendo:}$$

$$\phi_n := \begin{pmatrix} \phi_1 \\ \phi_2 \\ \phi_3 \end{pmatrix}, \text{ resulta então as seguintes equações:}$$

$$(k_1 - \omega_1^2 \cdot m_1) \cdot \phi_1 + (-k_1 \cdot \phi_2) = 0$$

$$(-k_1 \phi_1) + [(k_1 + k_2) - \omega_1^2 \cdot m_2] \phi_2 + (-k_2 \cdot \phi_3) = 0$$

$$-k_2 \cdot \phi_2 + [(k_2 + k_3) - \omega_1^2 \cdot m_3] \cdot \phi_3 = 0$$

Isolando-se uma das incógnitas das equações acima, ϕ_1 por exemplo, obtém-se os demais resultados em função deste ϕ_1 , podendo-se atribuir um valor unitário a ele, uma vez que o importante neste caso, é apenas obter a relação entre eles. Fazendo isto para cada frequência natural ω , obtém-se os autovalores da equação, que representam os modos de vibração da estrutura.

Obtem-se então os seguintes resultados:

$$\phi = \begin{pmatrix} 1 & 0.802 & -0.445 \\ 0.802 & -0.445 & 1 \\ 0.445 & -1 & -0.802 \end{pmatrix}, \text{ que são os autovetores.}$$

Para melhor entendimento do resultado acima, cada coluna da matriz representa um modo de vibração da estrutura, conforme é apresentado a seguir:

$$\begin{pmatrix} \phi_{11} & \phi_{12} & \phi_{13} \\ \phi_{21} & \phi_{22} & \phi_{23} \\ \phi_{31} & \phi_{32} & \phi_{33} \end{pmatrix}$$

modo1 modo2 modo3

† Peso efetivo Modal - W_e (obtido para cada modo de vibração):

$$W_{e_{\text{modo1}}} = \frac{\left[\sum (M \cdot \phi^{(0)}) \right]^2}{\sum [M(\phi^{(0)})^2]} \quad W_{e_{\text{modo1}}} = 466181 \text{ kg}$$

$$W_{e_{\text{modo2}}} = \frac{\left[\sum (M \cdot \phi^{(1)}) \right]^2}{\sum [M(\phi^{(1)})^2]} \quad W_{e_{\text{modo2}}} = 38187 \text{ kg}$$

$$W_{e_{\text{modo3}}} = \frac{\left[\sum (M \cdot \phi^{(2)}) \right]^2}{\sum [M(\phi^{(2)})^2]} \quad W_{e_{\text{modo3}}} = 5632 \text{ kg}$$

Explicação para obtenção dos autovetores manualmente:

Tendo as variáveis definidas, basta então calcular as massas efetivas para cada modo de vibração:

$$W_{e_{\text{modo1}}} = \frac{\left[\sum (\phi^T \cdot M) \right]^2}{\sum [(\phi^T) \cdot M \cdot \phi]}$$

Deve ser feito para cada modo de vibração.

Porcentagem de massa capturada em cada modo:

$$\text{Contrinuicao1} := \frac{100W_e^{\text{modo1}}}{m1 + m2 + m3} \quad \text{Contrinuicao1} = 91.41 \quad \%$$

$$\text{Contrinuicao2} := \frac{100W_e^{\text{modo2}}}{m1 + m2 + m3} \quad \text{Contrinuicao2} = 7.49 \quad \%$$

$$\text{Contrinuicao3} := \frac{100W_e^{\text{modo3}}}{m1 + m2 + m3} \quad \text{Contrinuicao3} = 1.10 \quad \%$$

Pseudo-aceleração do espectro da NBR 15421 (Sa/ag)

$$S_{a, \text{ag. espectro NBR}} := 0.563$$

Cortante na base da edificação para cada modo de vibração:

$$V_{d1} := W_e^{\text{modo1}} \cdot S_{a, \text{ag. espectro NBR}} \quad V_{d1} = 262460 \text{ kg}$$

$$V_{d2} := W_e^{\text{modo2}} \cdot S_{a, \text{ag. espectro NBR}} \quad V_{d2} = 21499 \text{ kg}$$

$$V_{d3} := W_e^{\text{modo3}} \cdot S_{a, \text{ag. espectro NBR}} \quad V_{d3} = 3171 \text{ kg}$$

Para comparação, o processo simplificado da NBR 15421 é simplesmente o peso de toda a edificação multiplicado pelo fator Sa/ag do espectro - que é o mesmo que a soma direta dos resultados de Vd de cada modo acima.

Distribuição das força horizontais para cada modo de vibração nos pavimentos 1, 2, e 3:

$$F_{\text{modo1}} := \left[\frac{(M \cdot \phi^{(0)})}{\sum (M \cdot \phi^{(0)})} \right] \cdot V_{d1} \quad F_{\text{modo1}} = \begin{pmatrix} 116806 \\ 93671 \\ 51983 \end{pmatrix} \text{ kg} \quad \text{Total}_{\text{base.modo1}} := \sum F_{\text{modo1}} \\ \text{Total}_{\text{base.modo1}} = 2.625 \times 10^5 \text{ kg}$$

$$F_{\text{modo2}} := \left[\frac{(M \cdot \phi^{(1)})}{\sum (M \cdot \phi^{(1)})} \right] \cdot V_{d2} \quad F_{\text{modo2}} = \begin{pmatrix} -26809 \\ 14878 \\ 33431 \end{pmatrix} \text{ kg} \quad \text{Total}_{\text{base.modo2}} := \sum F_{\text{modo2}} \\ \text{Total}_{\text{base.modo2}} = 2.15 \times 10^4 \text{ kg}$$

$$F_{\text{modo3}} := \left[\frac{(M \cdot \phi^{(2)})}{\sum (M \cdot \phi^{(2)})} \right] \cdot V_{d3} \quad F_{\text{modo3}} = \begin{pmatrix} 5714 \\ -12839 \\ 10296 \end{pmatrix} \text{ kg} \quad \text{Total}_{\text{base.modo3}} := \sum F_{\text{modo3}} \\ \text{Total}_{\text{base.modo3}} = 3.171 \times 10^3 \text{ kg}$$

Resposta máxima obtida pela RQSQ (força na base dos modos de vibração):

$$\text{Resposta}_{\text{Max}} := \sqrt{(\text{Total}_{\text{base.modo1}})^2 + (\text{Total}_{\text{base.modo2}})^2 + (\text{Total}_{\text{base.modo3}})^2}$$

$$\text{Resposta}_{\text{Max, base}} = 2.581 \times 10^3 \text{ kN}$$