



Universidade Federal do Rio de Janeiro

Escola Politécnica

Programa de Projeto de Estruturas

Pedro Ivo Ishakewitsch Galvão

DEFINIÇÃO DE REQUISITOS MÍNIMOS NECESSÁRIOS PARA O
DETALHAMENTO SISMO-RESISTENTE DE EDIFÍCIOS EM
CONCRETO ARMADO NO BRASIL.



UFRJ

Pedro Ivo Ishakewitsch Galvão

DEFINIÇÃO DE REQUISITOS MÍNIMOS NECESSÁRIOS PARA O
DETALHAMENTO SISMO-RESISTENTE DE EDIFÍCIOS EM
CONCRETO ARMADO NO BRASIL.

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Projeto de Estruturas, Escola Politécnica, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre em Projeto de Estruturas.

Orientadores:

Sergio Hampshire de Carvalho Santos

Silvio de Souza Lima

Rio de Janeiro

2013

Galvão, Pedro Ivo Ishakewitsch

Definição de requisitos mínimos necessários para o detalhamento sísmo-resistente de edifícios em concreto armado no Brasil / Pedro Ivo Ishakewitsch Galvão. – 2013.

122; 30 cm.

Dissertação (Mestrado em Projeto de Estrutura) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Escola Politécnica, Programa de Projeto de Estruturas, Rio de Janeiro, 2013.

Orientadores: Sergio Hampshire de Carvalho Santos e Silvio de Souza Lima

1. Análise Sísmica, 2. Concreto Armado, 3. Detalhamento Sísmo-Resistente. I. Santos, Sergio Hampshire de Carvalho e Lima, Silvio de Souza II. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Escola Politécnica. III. Título.

DEFINIÇÃO DE REQUISITOS MÍNIMOS NECESSÁRIOS PARA O
DETALHAMENTO SISMO-RESISTENTE DE EDIFÍCIOS EM
CONCRETO ARMADO NO BRASIL.

Pedro Ivo Ishakewitsch Galvão

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Projeto de Estruturas, Escola Politécnica, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre em Projeto de Estruturas.

Aprovada pela Banca:

Prof. Sergio Hampshire de Carvalho Santos, D. Sc., UFRJ

Prof. Silvio de Souza Lima, D. Sc., UFRJ

Prof. Luiz Fernando Campos Ramos Martha, Ph.D., PUC-Rio

Prof. Júlio Jerônimo Holtz Silva Filho, D. Sc., PUC-Rio

Rio de Janeiro

2013

AGRADECIMENTOS

Aos professores do PPE que contribuíram muito na minha formação profissional, e principalmente ao orientador, professor Sergio Hampshire de Carvalho Santos, pela paciência, apoio e confiança em mim depositado, que me deu a oportunidade de aprender ricos conhecimentos da sua vasta sabedoria durante esses anos de mestrado.

A banca, Prof. Silvio de Souza Lima, Prof. Luiz Fernando Campos Ramos Martha e Prof. Júlio Jerônimo Holtz Silva Filho, pelo tempo dedicado a minha dissertação, contribuindo para o enriquecimento do presente trabalho. Ao Prof. Luiz Eloy Vaz que ajudou com construtivas críticas à minha dissertação.

A família que sem ela nada seria possível, dando apoio e carinho em todas as etapas da vida. A minha filha, Isabella, que me dá forças, e que me dedico para que tenha um futuro melhor. A Ana Alice pelo carinho, estando sempre ao meu lado em todos os momentos, e que contribuiu para revisão da dissertação.

Aos amigos, Ana Arai e Larissa Macabu, que sempre me acompanharam e apoiaram durante o mestrado.

A PCE Engenharia que me incentivou a fazer o mestrado e cujos profissionais, de grande experiência técnica, em especial o Engenheiro Ronald Borges, que foram fundamentais para a minha formação como engenheiro.

E finalmente, para todas as pessoas que comemoraram a satisfação do término deste trabalho.

RESUMO

GALVÃO, Pedro Ivo Ishakewitsch. **Definição de requisitos mínimos necessários para o detalhamento sismo-resistente de edifícios em concreto armado no Brasil.** Rio de Janeiro, 2013. Dissertação (Mestrado) – Programa de Projeto de Estruturas, Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2013.

A possibilidade da ocorrência de sismos no Brasil, que possam comprometer a segurança das estruturas, é hoje amplamente conhecida e aceita pelo meio técnico nacional. A Norma Brasileira NBR15421, promulgada em 2006, e de aplicação obrigatória em todo o território nacional, define os requisitos mínimos a serem atendidos no projeto de edifícios, considerando as solicitações de caráter sísmico. Embora a determinação das forças sísmicas em estruturas de edifícios esteja claramente definida nesta Norma, não são explicitados os critérios que definem os níveis de detalhamento “intermediário” e “especial”, sendo assumido que o detalhamento “usual” é aquele que corresponde ao atendimento aos requisitos mínimos estabelecidos na NBR6118 (2007). Desta forma, para que os projetistas se beneficiem das reduções das forças sísmicas decorrentes da consideração dos níveis de detalhamento “intermediário” e “especial” é necessário se recorrer a normas estrangeiras, como a ACI-318 (2011) e a ASCE-7. São apresentadas nesta dissertação sugestões para a complementação da NBR15421(2006), no sentido de definir os requisitos correspondentes aos níveis de detalhamento “intermediário” e “especial”. Como exemplo, as sugestões apresentadas são aplicadas no projeto de um edifício-padrão de 12 andares, cuja análise sísmica já foi realizada em publicações recentes. O detalhamento completo de vigas, pilares, pilares-parede do edifício e suas ligações é apresentado com base nestas recomendações.

Palavras-chave: Análise Sísmica, Concreto Armado, Detalhamento Sismo-Resistente.

ABSTRACT

GALVÃO, Pedro Ivo Ishakewitsch. **Definition of minimum necessary requirements for detailing of seismic resistant reinforced concrete buildings in Brazil.** Rio de Janeiro, 2013. Dissertação (Mestrado) – Programa de Projeto de Estruturas, Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2013.

The possibility of occurrence of earthquakes in Brazil, that could menace the safety of the structures is nowadays largely recognized and accepted by the Brazilian technical community. The Brazilian Standard NBR15421, issued in 2006, has compulsory application in the Brazilian territory and defines the minimum requirements to be obeyed in the design of buildings, considering the seismic actions. Although the determination of the seismic forces in building structures is clearly defined in this standard, criteria for defining the “intermediate” and “special” levels of detailing are not defined, being assumed that the usual level of detailing is the one that corresponds to the minimum requirements established in NBR6118 (2007). In this way, if the designers want to be benefited by the reduction of seismic forces, consequent of the consideration of the “intermediate” and “special” levels of detailing, it is necessary to apply foreign Standards, such as the ACI-318 (2011) and the ASCE-7. Suggestions for the complementation of NBR15421 (2006) are presented in this thesis, in order to define the requirements corresponding to the detailing levels “intermediate” and “special”. As an example, the presented suggestions are applied in the design of a standard building of 12 floors, which seismic analysis has been presented in recent papers. The complete detailing of beams, columns and shear walls of the building and their connections is presented with basis in the proposed recommendations.

Keywords: Seismic Analysis, Reinforced Concrete, Seismic Detailing

SUMÁRIO

1	Introdução.....	14
2	A mecânica dos terremotos	15
3	Sismos no Brasil.....	17
4	O comportamento das estruturas durante os sismos.....	19
5	Aspectos gerais regulamentares	22
5.1	Ação Sísmica	22
5.1.1	Zoneamento do território e critérios para análise sísmica.....	22
5.1.2	Tipo de terreno.....	24
5.1.3	Categoria de utilização	25
5.1.4	Coeficientes de projeto para os sistemas básicos sismos-resistentes	25
5.1.5	Análise pelo Espectro de Resposta.....	27
5.1.6	Análise pelo Método das Forças Horizontais Equivalentes	29
5.1.7	Combinação de cálculo para o ELU	32
5.2	Verificação de Serviço sob a Ação Sísmica	32
5.2.1	Determinação dos deslocamentos relativos e absolutos.....	32
5.2.2	Determinação dos efeitos de segunda ordem	33
5.2.3	Não linearidade física do concreto armado	34
5.2.4	Combinação de cálculo para o ELS.....	35
6	Requisitos para detalhamento sismo-resistente das estruturas.....	36

6.1	Recomendações de detalhamento sismo-resistente	38
6.1.1	Sistemas básicos sismos-resistentes	38
6.1.2	Detalhamento especial para membros sob flexão simples segundo item 21.5 da ACI-318 (2011)	40
6.1.3	Detalhamento especial para membros sob flexão composta segundo o item 21.6 da ACI-318 (2011)	43
6.1.4	Detalhamento para nós de pórticos especiais segundo item 21.7 da ACI-318 (2011)	48
6.1.5	Detalhamento especial para pilares-parede segundo o item 21.9 da ACI-318 (2011)	51
6.1.6	Detalhamento intermediário para membros sob flexão simples ou composta, segundo item 21.9 da ACI-318 (2011)	57
7	Exemplo numérico	61
7.1	Modelo estrutural	61
7.2	Materiais	65
7.3	Ações permanentes	65
7.3.1	Peso próprio	65
7.3.2	Demais cargas permanentes.....	65
7.4	Ações acidentais	66
7.4.1	Sobrecarga	66
7.4.2	Ação sísmica.....	66
7.5	Combinações de cargas.....	70
7.6	Resultados em serviço	70

7.6.1	Verificação dos deslocamentos relativos e absolutos sob o sismo.....	70
7.6.2	Verificação da dispensa do efeito de segunda ordem.....	73
7.7	Resultados no Estado Limite Último	74
7.7.1	Resultados sob a ação sísmica.....	74
7.8	Detalhamento sismo-resistente	87
7.8.1	Vigas.....	87
7.8.2	Pilares	96
7.8.3	Nós de pórticos especiais.....	104
7.8.4	Pilares-parede	106
8	Conclusão.....	116
9	Referências	118

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Principais placas tectônicas.....	15
Figura 2 – Definição de hipocentro e epicentro	16
Figura 3 – Mapa da sismicidade natural brasileira	18
Figura 4 – Representação de um edifício durante um terremoto.....	19
Figura 5 – Espectro de resposta com diferentes amortecimentos.....	20
Figura 6 – Curva de histerese típica para o efeito mecânico	21
Figura 7 – Mapeamento da aceleração sísmica horizontal característica no Brasil (em “Rocha” para um período de recorrência de 475 anos).....	23
Figura 8 – Curva de comportamento de estruturas frágeis e dúcteis.....	26
Figura 9 – Espectro de resposta elástico.....	29
6.1.2.3 Figura 10 – Resistência mínima das armaduras de flexão nas vigas conforme itens 6.1.2.2 D e E.	41
Figura 11 – Espaçamento entre estribos conforme item 6.1.2.4 A.....	42
Figura 12 – Cortante de dimensionamento para vigas, ACI-318 (2011).....	43
Figura 13 – Áreas da seção transversal do pilar para o cálculo dos estribos.....	46
Figura 14 – Distribuição das armaduras transversais dos pilares	46
Figura 15 – Cortante de dimensionamento para pilares	47
Figura 16 – Detalhe barras ancoradas com gancho de ângulo reto	48
Figura 17 – Requisitos gerais para nó de pórtico conforme itens 6.1.4.1 A, D e E	49
Figura 18 – Armadura transversal do pilar na área do nó conforme item 6.1.4.2 B	49

Figura 19 – Detalhamento do estribo das vigas sobre o nó quando as vigas possuam parte de sua seção excedendo a dimensão do pilar.....	50
Figura 20 – Área efetiva do nó	51
Figura 21 – Requisitos para elementos de borda conforme item 6.1.5.4 A.....	53
Figura 22 – Requisitos para elementos de borda conforme item 6.1.5.4 B.....	54
Figura 23 – Detalhe do elemento especial de borda conforme item 6.1.5.4 C.....	56
Figura 24 – Detalhe da armadura onde elementos de borda não são necessários, conforme item 6.1.5.5.....	57
Figura 25 – Cortante de dimensionamento mínimo.	58
Figura 26 – Distribuição das armaduras transversais dos pilares conforme item 6.1.6.3 B	60
Figura 27 – Planta de forma dos pavimentos tipo	62
Figura 28 – Seção transversal (1-1).....	63
Figura 29 – Modelo estrutural gerado pelo SAP2000	64
Figura 30 – Espectro de resposta elástico para o edifício em estudo.	66
Figura 31 – Carregamento sísmico na direção X aplicado à estrutura no SAP2000.....	69
Figura 32 – Carregamento sísmico na direção Y aplicado à estrutura no SAP2000.....	70
Figura 33 – Momentos negativos máximos das vigas mais solicitadas por pavimento .	74
Figura 34 – Momentos positivos máximos das vigas mais solicitadas por pavimento ..	75
Figura 35 – Cortantes máximos das vigas mais solicitadas por pavimento	75
Figura 36 – Diagrama de momentos da viga mais solicitada para as cargas sísmicas ...	76
Figura 37 – Diagrama de cortantes da viga mais solicitadas para as cargas sísmicas....	76

Figura 38 – Diagrama de momentos da viga mais solicitada para as cargas permanentes / sobrecargas	76
Figura 39 – Diagrama de cortantes da viga mais solicitada para as cargas permanentes / sobrecargas	77
Figura 40 – Diagrama de momentos da viga mais solicitada para a combinação sísmica	77
Figura 41 – Diagrama de cortantes da viga mais solicitada para a combinação sísmica	78
Figura 42 – Diagrama de momentos da viga mais solicitada para a combinação permanentes / sobrecargas	78
Figura 43 – Diagrama de cortantes da viga mais solicitada para a combinação permanentes / sobrecargas	78
Figura 44 – Força normal nos pilares mais solicitados por pavimento - Sismo em X ...	79
Figura 45 – Momentos M_{xx} nos pilares mais solicitados por pavimento - Sismo em X	79
Figura 46 – Momentos M_{yy} nos pilares mais solicitados por pavimento - Sismo em X	80
Figura 47 – Força cortante nos pilares mais solicitados por pavimento - Sismo em X..	80
Figura 48 – Esforço axial - Pilar P122	81
Figura 49 – Momentos fletores M_{xx} e M_{yy} , respectivamente- Pilar P122	81
Figura 50 – Esforços cortantes V_x e V_y , respectivamente - Pilar P122.....	82
Figura 51 – Pilar-parede modelado no programa de análise estrutural.	83
Figura 52 – Pilar-parede modelado no programa de análise estrutural.	83
Figura 53 – Força normal nos pilares-parede mais solicitados por elevação	84
Figura 54 – Momento M_{xx} nos pilares-parede mais solicitados por elevação	84
Figura 55 – Momento M_{yy} nos pilares-parede mais solicitados por elevação	85

Figura 56 – Força cortante V_x nos pilares-parede mais solicitados por elevação.....	85
Figura 57 – Força cortante V_y nos pilares-parede mais solicitados por elevação.....	86
Figura 58 – Localização das seções de análise da viga V2.	87
Figura 59 – Detalhe das armaduras da viga V2.....	95
Figura 60 – Parte da laje que deverá ser incluída como mesa da viga.	97
Figura 61 – Momento M_{nb} da viga T no apoio.	98
Figura 62 – Configuração da armadura do pilar P122 - 60x60.	99
Figura 63 – Curva de interação na flexão composta oblíqua para o pilar da Figura 62.	100
Figura 64 – Detalhe das armaduras do pilar P122.....	103
Figura 65 – Detalhe do estribo do pilar passando pelo nó viga-pilar.....	105
Figura 66 – Esquema da distribuição aproximada dos esforços sobre o pilar-parede..	108
Figura 67 – Distribuição aproximada dos esforços sobre o pilar-parede do modelo...	109
Figura 68 – Curva de interação na flexão composta reta para faixa 1 do pilar-parede.	110
Figura 69 – Curva de interação na flexão composta reta para faixa 2 do pilar-parede.	110
Figura 70 – Comportamento da seção na rótula plástica.....	113
Figura 71 – Detalhe da armadura do Pilar-Parede.....	115

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Zoneamento sísmico e Categoria sísmica.....	24
Tabela 2 – Classe do terreno.....	24
Tabela 3 – Definição das categorias de utilização e dos fatores de importância de utilização.....	25
Tabela 4 – Coeficientes de projeto para os diversos sistemas básicos sísmo-resistentes.	27
Tabela 5 – Fatores de amplificação sísmica no solo.	28
Tabela 6 – Limitação para deslocamentos relativos de pavimento.	33
Tabela 7 – Categoria de detalhamento sísmico.	36
Tabela 8 – Categoria de detalhamento sísmico em função das zonas sísmicas e da classe do terreno.....	37
Tabela 9 – Categoria de detalhamento sísmico em função das zonas sísmicas e da classe	39
Tabela 10 – Principais características dos materiais utilizados.....	65
Tabela 11 – Força horizontal sísmica distribuída entre as várias elevações da estrutura.	68
Tabela 12 – Deslocamentos máximos nas direções X e Y devido ao sismo.....	70
Tabela 13 – Verificação dos deslocamentos na direção X.....	72
Tabela 14 – Verificação dos deslocamentos na direção Y.....	72
Tabela 15 – Verificação do efeito de segunda ordem na direção X.....	73
Tabela 16 – Momentos em cada seção da viga.....	88
Tabela 17 – Cálculo das armaduras de flexão nas seções da Figura 58.....	89

Tabela 18 – Cálculo dos cortantes teóricos nas seções próximas ao apoio.....	91
Tabela 19 – Cortante em cada seção da viga.....	92
Tabela 20 – Cálculo das armaduras de cisalhamento nas seções da Figura 58.....	93
Tabela 21 – Esforços no pilar P122 devido ao sismo na direção x e y.	96
Tabela 22 – Cálculo das armaduras de cisalhamento na seção da Figura 58.....	102
Tabela 23 – Cálculo das armaduras de cisalhamento no pilar-parede.....	112

1 Introdução

Os efeitos da atividade sísmica nas estruturas civis não podem ser negligenciados, assim, cabe aos projetistas encontrar soluções estruturais eficazes que, sendo economicamente viáveis, tenham em vista a preservação de vidas humanas e dos bens materiais mais importantes.

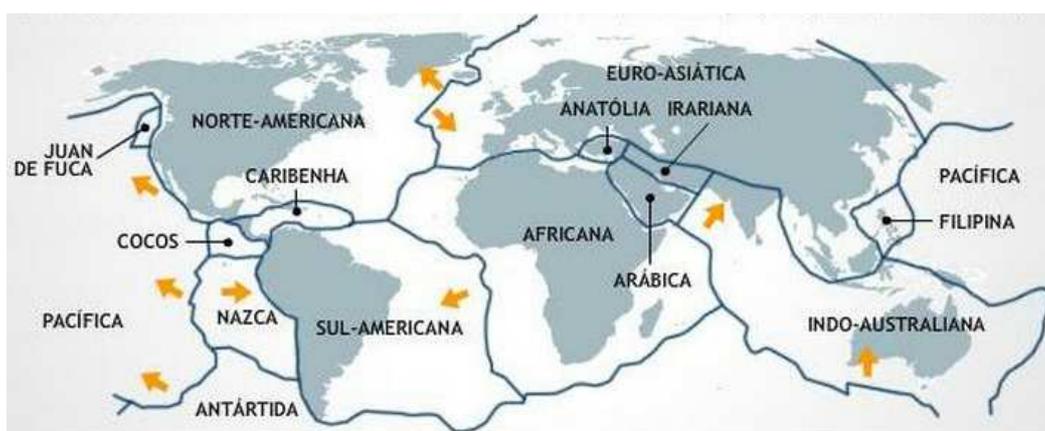
Terremotos podem ocorrer em qualquer região do globo terrestre, embora suas frequências e intensidades variem de região para região. Em 2006, no Brasil, foi emitida a NBR15421 (2006) que define os requisitos mínimos a serem atendidos no projeto de edifícios, considerando as solicitações de caráter sísmico. Porém, a NBR6118 (2007) não regulamenta os requisitos básicos de detalhamento sismo-resistente. Assim, para encontrar boas soluções para estruturas resistentes ao sismo, muitos engenheiros brasileiros recorrem às normas internacionais.

Neste trabalho, apresentar-se-ão os principais critérios para o cálculo de um edifício de concreto armado sismo-resistente. Serão abordadas as questões da verificação de segurança nas estruturas usuais da construção civil para as ações sísmicas, assim como os critérios de quantificação destas ações e das resistências a serem consideradas no projeto das estruturas para tais ações. Quanto à determinação dos níveis mínimos de detalhamento sismo-resistente, “usual”, “intermediário” e “especial”, considerando a intensidade da ação sísmica, recorrer-se-á à norma estrangeira ASCE-7(2010). E quanto aos requisitos de detalhamento das armaduras, referentes aos níveis “intermediário” e “especial”, recorrer-se-á a norma estrangeira ACI-318 (2011), assumindo que o detalhamento “usual” é aquele que corresponde ao atendimento dos requisitos mínimos estabelecidos na NBR6118 (2007).

Ao fim, será apresentada uma aplicação prática das disposições acima mencionadas para o dimensionamento e verificação de segurança aplicados a um edifício padrão de 12 andares, apresentando o detalhamento de vigas, pilares, pilares-parede e suas ligações.

2 A mecânica dos terremotos

Pela teoria das placas tectônicas, o interior do planeta Terra possui um fluido viscoso, o magma, e flutuando sobre este estão as placas de rochas de baixa densidade, que formam os continentes e o leito dos oceanos. São reconhecidas pelos pesquisadores sete placas tectônicas maiores (Pacífica, Norte-Americana, Sul-Americana, Africana, Euro-Asiática e Antártica) e mais algumas menores (Cocos, Caribenha, Nazca, Arábica, Filipinas), conforme mostrado na Figura 1.

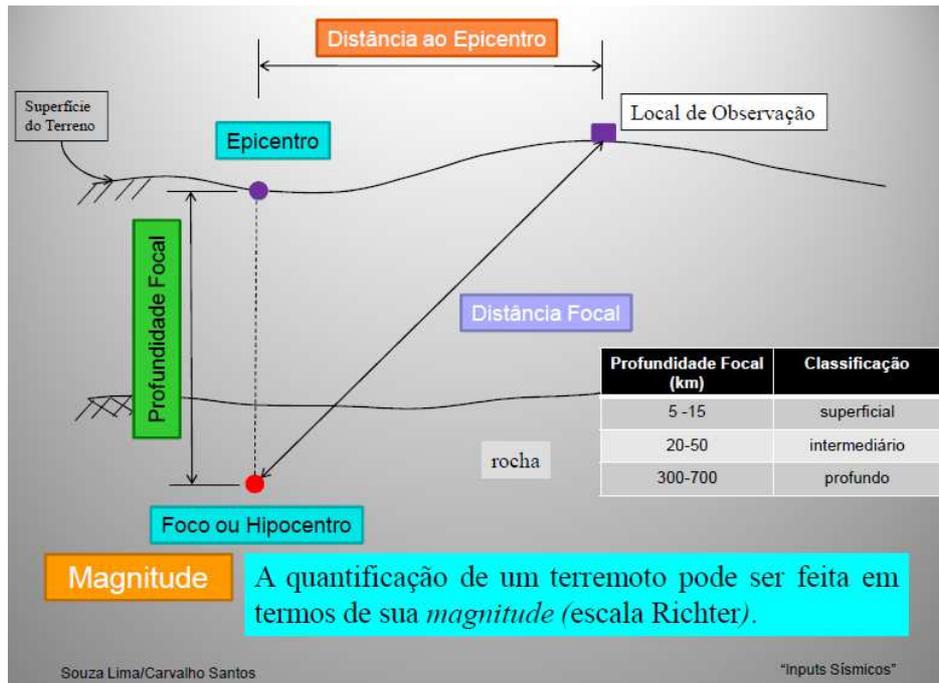


Fonte: <http://noticias.r7.com/>

Figura 1 – Principais placas tectônicas

Estas placas estão em constante movimento, chocando-se ou deslizando uma contra a outra, formando as falhas geológicas de caráter global. De tempos em tempos, quando as tensões e deformações entre as placas superam o limite de resistência de ruptura das mesmas, esta energia é rapidamente liberada em forma de vibração, se propagando das falhas geológicas até a superfície da crosta terrestre – ver CLOUGH (1993).

O ponto do interior da Terra onde se origina o terremoto é chamado hipocentro. A intersecção do raio terrestre, passando pelo hipocentro, com a superfície é chamada epicentro (vide Figura 2).



Fonte: Notas de aula - Sísmica UFRJ - Souza Lima / Carvalho Santos

Figura 2 – Definição de hipocentro e epicentro

As principais ondas sísmicas podem ser classificadas como mássicas, as que se propagam através do interior da terra e ondas superficiais. As ondas mássicas podem ser divididas em ondas de compressão, ou ondas primárias, e de cisalhamento, ou ondas secundárias, cada uma com velocidades diferentes. Quando as ondas sísmicas atingem a superfície do solo ou interfaces entre camadas de diferente rigidez, elas se modificam, dando origem às ondas superficiais, das quais as mais importantes são as ondas de Rayleigh e de Love. Os tremores de terra variam de acordo com intensidade destas ondas sísmicas conjuntamente com as condições do solo da região afetada – ver OBSIS (2013).

3 Sismos no Brasil

O Brasil encontra-se em uma região continental estável, no interior da placa tectônica Sul-Americana. Por consequência a sismicidade brasileira é modesta se comparada a outras regiões nas bordas de placas, como é o caso da zona de contato entre as placas de Nazca e da Placa Sul-Americana, onde os sismos são mais frequentes e de maiores magnitudes. Entretanto, o território brasileiro não está imune a terremotos, pois há registros de tremores com magnitude acima de 5 na escala Richter, indicando que o risco sísmico em nosso país não pode ser simplesmente ignorado.

Os dados apresentados no mapa da Figura 3 são provenientes do Banco de Dados do SIS/UnB (SISBRA), o qual foi formado a partir da compilação de BERROCAL et al. (1984). O registro instrumental, ainda recente no Brasil, está intimamente ligado ao monitoramento sismográfico de áreas de grandes reservatórios hidrelétricos, cujas construções se deram especialmente no final da década de 70 e a partir do início da década de 80. Atualmente no Brasil, há três instituições que contribuem diretamente com o mapa de sismicidade do Brasil e existem cinco estações da rede mundial no território brasileiro, assegurando um mapa confiável da sismicidade brasileira – ver FRANÇA (2006).

A grande parte dos sismos brasileiros é de pequena magnitude, menor que 5 na escala Richter. Comumente eles ocorrem a baixa profundidade, a menos de 30 km da superfície, e por isso são sentidos até poucos quilômetros do epicentro. Este é quase sempre o padrão de sismicidade esperado para regiões de interior de placas. No entanto, a história tem mostrado que mesmo nestas “regiões tranquilas” podem acontecer grandes terremotos.

Não é impossível que algum dia um sismo de consequências graves acabe por atingir uma cidade brasileira. A sismologia ainda não consegue prever rotineiramente e, aliás, com sucesso, os terremotos. Eles podem acontecer a qualquer hora e lugar.

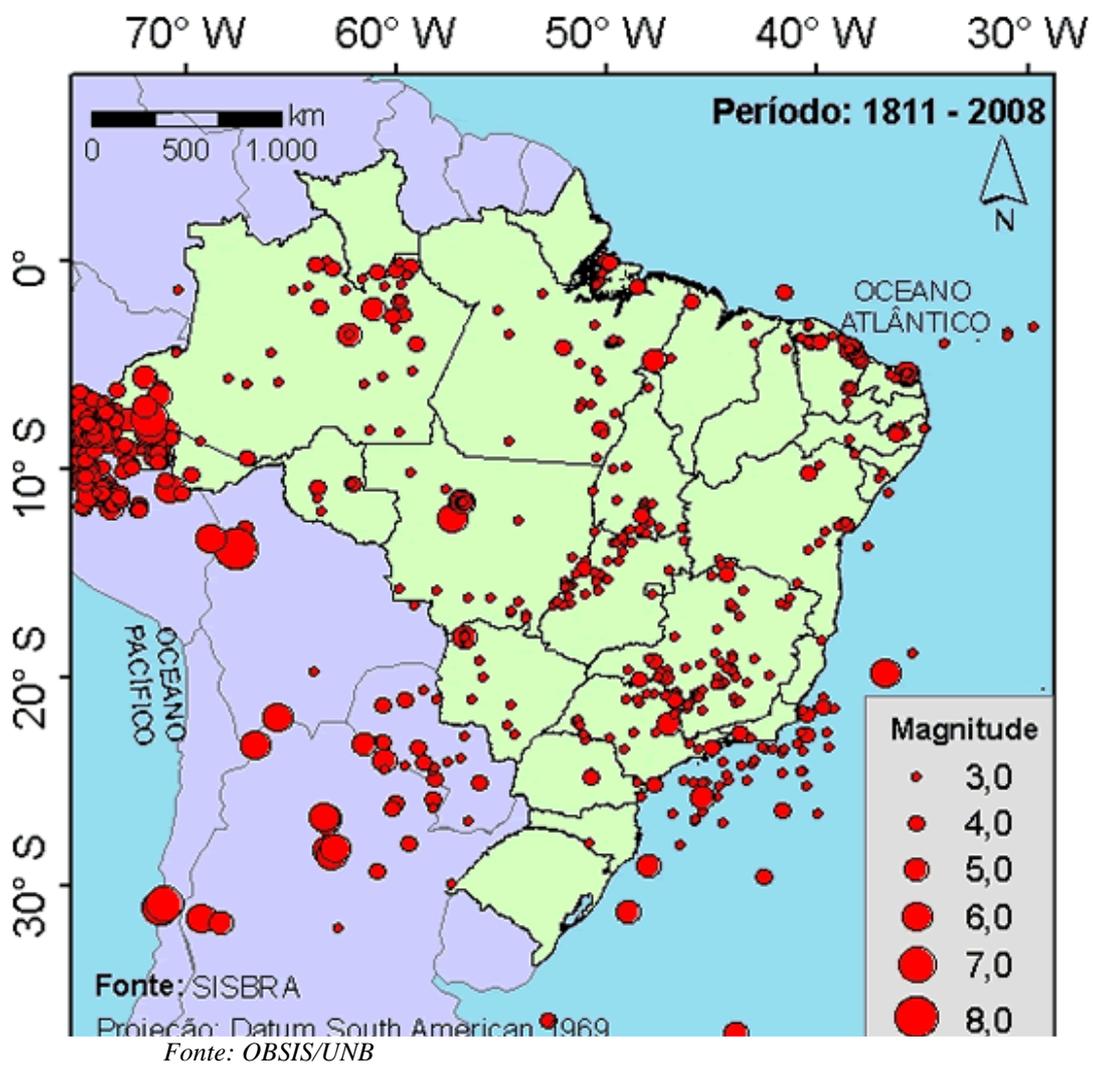


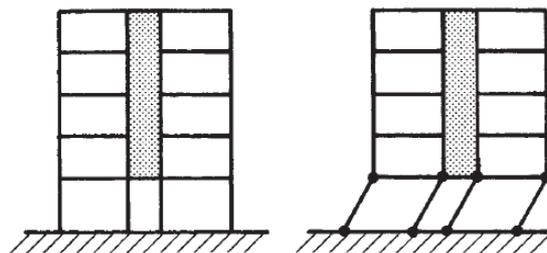
Figura 3 – Mapa da sismicidade natural brasileira

4 O comportamento das estruturas durante os sismos

Os terremotos provocam acelerações verticais e horizontais na base das estruturas. Como as estruturas não são completamente rígidas, as forças geradas por estas acelerações variam de acordo com os períodos de vibração do edifício e o período dominante do sismo.

Forças horizontais geradas por um terremoto são geralmente resistidas por paredes, pilares e vigas, que consecutivamente, as transmitem à base da estrutura, nas fundações. Assim, conexões entre esses elementos da estrutura são componentes importantes para possibilitar o seu correto funcionamento.

A Figura 4 ilustra uma representação simplificada de um edifício durante um terremoto. A fundação move-se juntamente com o terreno, porém a inércia do edifício resiste ao tremor causando uma distorção entre os andares. E o movimento cíclico do terremoto provoca uma série de oscilações complexas no edifício.



Fonte: GOSH et. al (2004)

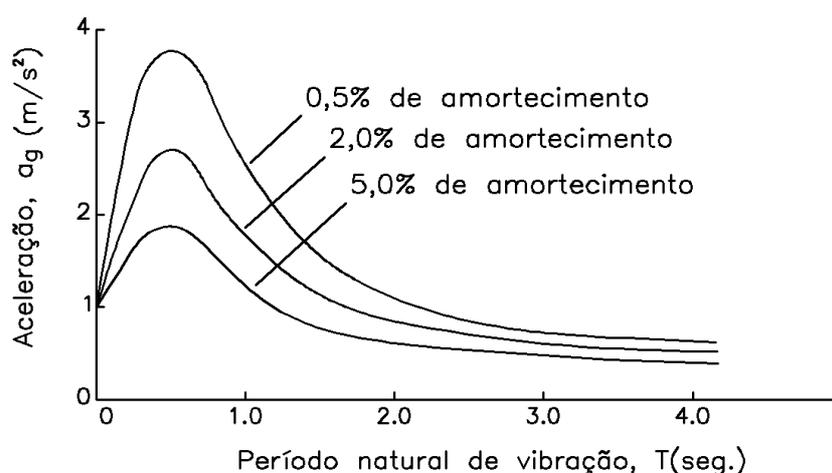
Figura 4 – Representação de um edifício durante um terremoto

A análise comumente usada nos estudos para medir os efeitos estruturais de um terremoto considera a variação da aceleração do solo no tempo nas imediações da estrutura. A aceleração do terreno deverá ser descrita por duas componentes horizontais perpendiculares e uma componente vertical. Movimentos de rotação também estão presentes, porém são usualmente desprezados. Como os edifícios já possuem elevada resistência para os esforços verticais e são mais sensíveis aos deslocamentos horizontais, na maioria dos casos, considera-se somente a resposta da estrutura aos movimentos sísmicos horizontais, não levando em conta os efeitos da componente vertical.

A intensidade e o tipo da vibração despertada durante um terremoto pode ser descrita de forma mais usual para o dimensionamento estrutural na forma de Espectros de Resposta para um dado terremoto ou conjunto de terremotos. O Espectro de Resposta define a máxima aceleração ou velocidade e/ou deslocamento de uma estrutura, de acordo com o período de vibração da mesma. Como um sistema de múltiplos graus de liberdade possui diversos modos naturais de vibração associados a períodos de vibração T , podemos obter o efeito dinâmico na estrutura durante o terremoto para cada T , e o dimensionamento será feito considerando a combinação dos efeitos nesses modos.

As condições das camadas de solo sob a edificação deverão ser levadas em consideração num espectro de resposta, pois cada tipo de solo gera um efeito de amplificação dinâmica diferente. Quanto menos rígidos os solos, maior será a amplificação da aceleração sísmica sobre a estrutura, fazendo com que as ordenadas dos espectros de resposta aumentem.

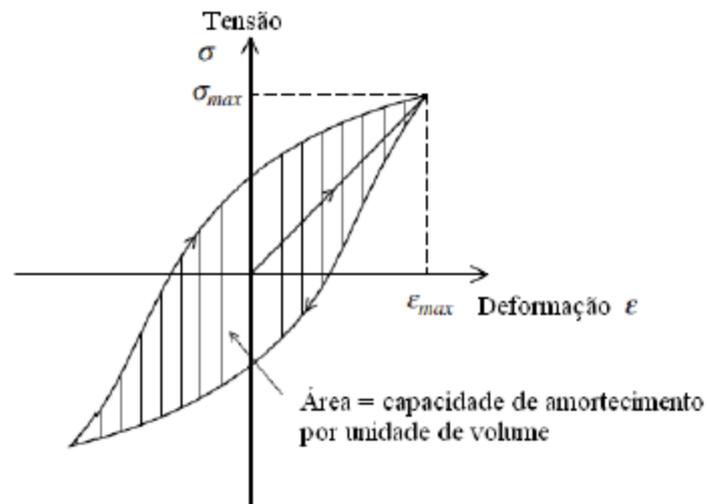
Conforme mostrado na Figura 5, as estruturas possuem capacidade de dissipar energia, amortecendo o efeito dos sismos. No momento em que surgem rótulas plásticas nas estruturas de concreto, decorrente dos grandes esforços presentes, a fricção interna entre as faces das fissuras e a rotação por escorregamento dissipam a energia de deformação, assim reduzindo as ordenadas dos espectros de resposta. Usualmente, para estruturas típicas de concreto armado, têm se convencionado adotar um valor de cinco por cento de amortecimento sob a ação sísmica.



Fonte: Figura adaptada de SILVA, C. W. (2007)

Figura 5 – Espectro de resposta com diferentes amortecimentos

Como o efeito dinâmico dos terremotos é cíclico, o gráfico tensão-deformação do concreto apresenta uma curva histerética, em que pode ser observado o efeito do amortecimento; a energia específica dissipada por ciclo de movimento é igual a área da hachura, conforme mostrado na Figura 6a seguir:



Fonte: Figura adaptada de SILVA, C. W. (2007)

Figura 6 – Curva de histerese típica para o efeito mecânico

5 Aspectos gerais regulamentares

A norma brasileira NBR15421 (2006) aborda as questões da verificação de segurança nas estruturas usuais da construção civil para as ações sísmicas, assim como os critérios de quantificação destas ações e das resistências a serem consideradas no projeto das estruturas para tais ações.

Nas disposições da NBR15421 (2006), a ação sísmica pode ser considerada através dos espectros de resposta de projeto ou pelo método das forças horizontais equivalentes. Os parâmetros necessários para definição da ação sísmica são o zoneamento do território, a classe do terreno e a importância de utilização. Deve-se observar que o comportamento de uma dada estrutura a tais ações sísmicas depende da sua concepção arquitetônica, do sistema básico sismo-resistente, e da categoria sísmica em que esta se acha classificada, podendo tal estrutura ser mais ou menos penalizada relativamente às ações citadas.

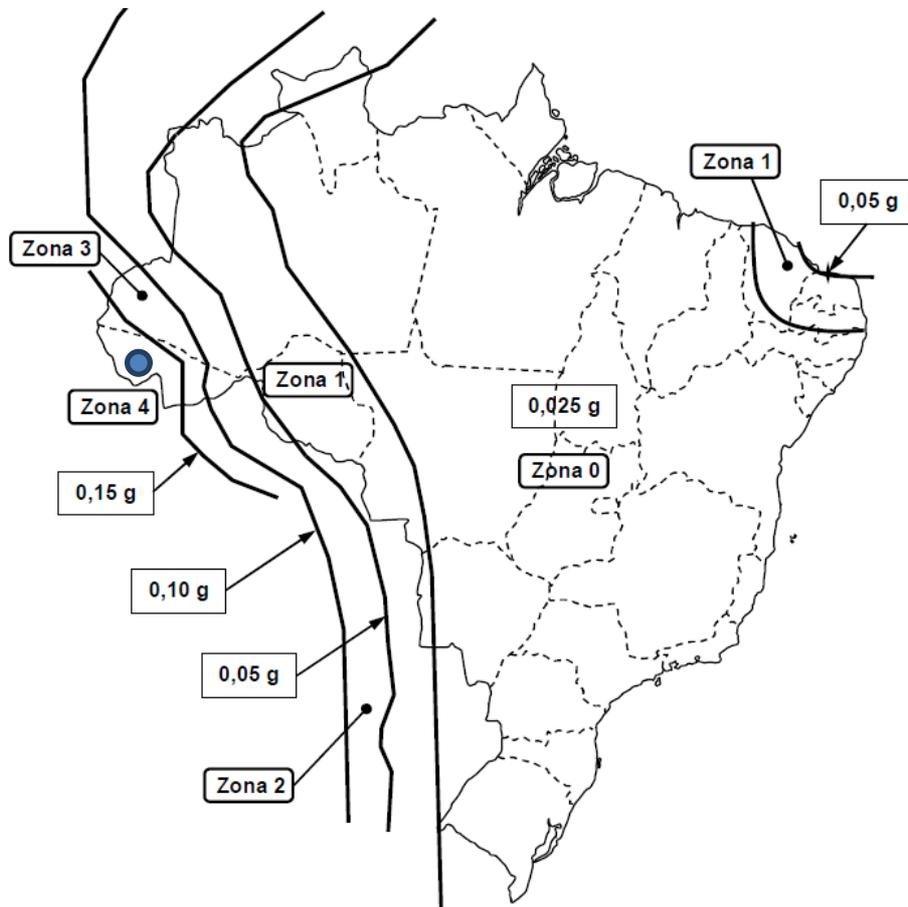
Atualmente, no Brasil, não estão normalizados os critérios que definem os níveis de detalhamento “intermediário” e “especial”, sendo assumido que o detalhamento “usual” é aquele que corresponde ao atendimento aos requisitos mínimos estabelecidos na NBR6118 (2007). Desta forma, para a determinação dos níveis mínimos de detalhamento sismo-resistentes, “usual”, “intermediário” e “especial”, de acordo com a intensidade da ação sísmica, recorrer-se-á a normas estrangeiras, como a ACI-318 (2011) e a ASCE-7 (2010).

5.1 Ação Sísmica

5.1.1 Zoneamento do território e critérios para análise sísmica

A NBR 15421 (2006) recomenda, para o requisito definido como de “não-colapso”, a consideração de um período de recorrência de 475 anos. Isto corresponde a uma probabilidade de 10% do carregamento sísmico de projeto ser excedido em 50 anos. O dimensionamento sísmico na Norma Brasileira depende primordialmente da zona sísmica na qual a estrutura se encontra. Sobre o mapa brasileiro, as zonificações sísmicas definem a sismicidade a ser considerada em cada local, ou seja, a aceleração horizontal máxima de projeto na rocha (a_g). As zonas são divididas entre zero a quatro,

onde o 0 indica a mais fraca sismicidade, enquanto o 4 indica a maior, conforme visto na Figura 7.



Fonte: ABNT NBR-15421(2006)

Figura 7 – Mapeamento da aceleração sísmica horizontal característica no Brasil (em “Rocha” para um período de recorrência de 475 anos)

De acordo com a Tabela 1, a norma brasileira correlaciona a cada zona sísmica uma categoria sísmica, para a qual serão definidos os requisitos de análise. Para estruturas localizadas na zona sísmica 0 (Categoria sísmica A), não é exigida nenhuma verificação quanto à resistência sísmica. Para estruturas na zona sísmica 1 (Categoria sísmica A), segundo o item 7.3.1 da NBR15421(2006), aplica-se a força sísmica equivalente a 1% da carga permanente relativa a cada piso, simultaneamente em todos os andares, e separadamente em cada uma das direções ortogonais. Para estruturas nas Zonas Sísmicas 2, 3 e 4 (Categorias sísmica B e C), são permitidas análises sísmicas de acordo

com o processo aproximado das Forças Horizontais Equivalentes ou por processos mais rigorosos como Método Espectral ou Análise de Históricos de Acelerações no Tempo.

Tabela 1 – Zoneamento sísmico e Categoria sísmica

Zona Sísmica	Categoria Sísmica	Valores de a_g
0	A	$a_g = 0,025g$
1		$0,025g \leq a_g \leq 0,05g$
2	B	$0,05g \leq a_g \leq 0,10g$
3	C	$0,10g \leq a_g \leq 0,15g$
4		$a_g = 0,15g$

Fonte: ABNT NBR-15421(2006)

5.1.2 Tipo de terreno

O mapeamento da aceleração sísmica de projeto está definido em terreno tipo “Rocha”. A consideração da amplificação sísmica no solo é definida a partir da classe do terreno, associada aos valores numéricos dos parâmetros geotécnicos médios avaliados nos 30 metros superiores do terreno. O parâmetro poderá ser avaliado a partir de resultados de ensaios tipo SPT (\bar{N}), de menor precisão, ou pelo método conhecido como “cross-hole”, onde é medida a velocidade de propagação da onda de cisalhamento (\bar{v}_s) no solo. De acordo com a Tabela 2, o subsolo é categorizado em seis classes, entre os solos muito até os menos rígidos, definidos a partir dos parâmetros geotécnicos citados anteriormente.

Tabela 2 – Classe do terreno

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

5.1.3 Categoria de utilização

A categorização de utilização da estrutura é um aspecto importante na definição dos esforços sísmicos. Para cada estrutura deve ser definida uma categoria de utilização e um correspondente fator de utilização, conforme a Tabela 3.

Tabela 3 – Definição das categorias de utilização e dos fatores de importância de utilização.

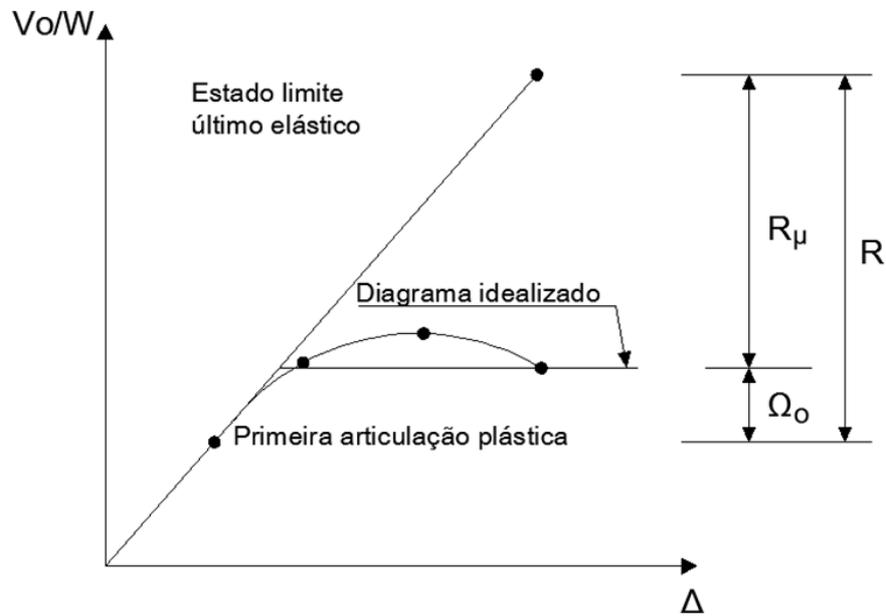
Categoria de utilização	Natureza da ocupação	Fator I
I	Todas as estruturas não classificadas como de categoria II ou III.	1
II	Estruturas de importância substancial para a preservação da vida humana.	1,25
III	Estruturas definidas como essenciais para o atendimento a população.	1,5

Fonte: NBR15421(2006)

5.1.4 Coeficientes de projeto para os sistemas básicos sísmo-resistentes

Para serem cumpridas as exigências de não-colapso relativas à ação sísmica, a estrutura não precisa ter comportamento elástico no âmbito desta ação. A capacidade de dissipação de energia dos elementos estruturais em regime não linear pode ser considerada, o que reduz drasticamente os esforços desenvolvidos. Por esta razão, a norma permite que a ação sísmica de projeto seja reduzida abaixo dos valores que corresponderiam a um comportamento puramente elástico linear, considerando que as estruturas deverão desenvolver deformações inelásticas significativas, sem comprometer a integridade dos elementos individuais e da estrutura como um todo. Assim, de acordo com o sistema básico sísmo-resistente e a configuração geométrica de uma dada estrutura, adotam-se os coeficientes de projeto da Tabela 4, que reduzem as forças obtidas numa análise linear de modo a se considerar a resposta no regime não linear. Esta redução do regime elástico para o regime não linear se dá pelo coeficiente de modificação de resposta R, no entanto caso a estrutura tenha alguma irregularidade

geométrica o coeficiente de sobre-resistência Ω_0 deverá ser subtraído de R . O gráfico da Figura 8 sintetiza o que acaba de ser descrito.



Fonte: Figura adaptada de TORIJA (2010)

Figura 8 – Curva de comportamento de estruturas frágeis e dúcteis.

Onde:

V_0 é a resultante das forças horizontais totais;

W é o peso total da estrutura;

R_μ é o fator de redução por ductilidade do sistema;

Ω_0 é o coeficiente de sobre-resistência;

R é o coeficiente de modificação de resposta;

Δ é o deslocamento relativo da estrutura.

Tabela 4 – Coeficientes de projeto para os diversos sistemas básicos sísmos-resistentes.

Sistema básico sísmo-resistente	Coeficiente de modificação da resposta	Coeficiente de sobre-resistência	Coeficiente de amplificação de deslocamentos
	R	Ω_0	C_d
Pilares-parede de concreto com detalhamento especial	5	2,5	5
Pilares-parede de concreto com detalhamento usual	4	2,5	4
Pórticos de concreto com detalhamento especial	8	3	5,5
Pórticos de concreto com detalhamento intermediário	5	3	4,5
Pórticos de concreto com detalhamento usual	3	3	2,5
Sistema dual, composto de pórticos com detalhamento especial e pilares-parede de concreto com detalhamento especial	7	2,5	5,5
Sistema dual, composto de pórticos com detalhamento especial e pilares-parede de concreto com detalhamento usual	6	2,5	5
Sistema dual, composto de pórticos com detalhamento intermediário e pilares-parede de concreto com detalhamento especial	6,5	2,5	5
Sistema dual, composto de pórticos com detalhamento intermediário e pilares-parede de concreto com detalhamento usual	5,5	2,5	4,5
Sistema dual, composto de pórticos com detalhamento usual e pilares-parede de concreto com detalhamento usual	4,5	2,5	4
Estruturas do tipo pêndulo invertido e sistemas de colunas em balanço	2,5	2	2,5

Fonte: NBR15421 (2006)

5.1.5 Análise pelo Espectro de Resposta

Definida a aceleração horizontal sísmica característica a_g e a classe do terreno, é possível descrever a ação sísmica a partir de um espectro de resposta. Este representa a resposta elástica de um sistema de um grau de liberdade, expressa em termos de acelerações horizontais, em função da frequência deste sistema, para uma fração de amortecimento crítico igual a 5%. O espectro de resposta de projeto é considerado como aplicado à base da estrutura, e é exigido que, com o número de modos considerado, seja capturada pelo menos 90% da massa total da estrutura em cada direção ortogonal.

O espectro de resposta elástico recomendado pela NBR15421 (2006) tem a forma gráfica indicada na Figura 9. Analiticamente, as três faixas são definidas conforme as expressões a seguir:

$$S_a(T) = a_{gs0} \left(18,75 \cdot T \cdot \frac{C_a}{C_v} + 1,0 \right) \quad \text{para } 0 \leq T \leq C_v/C_a \cdot 0,08 \quad 5-1$$

$$S_a(T) = 2,5 a_{gs0} \quad \text{para } C_v/C_a \cdot 0,08 \leq T \leq C_v/C_a \cdot 0,4 \quad 5-2$$

$$S_a(T) = a_{gs1}/T \quad \text{para } T \geq C_v/C_a \cdot 0,4 \quad 5-3$$

Onde,

$$a_{gs0} = C_a a_g \quad 5-4$$

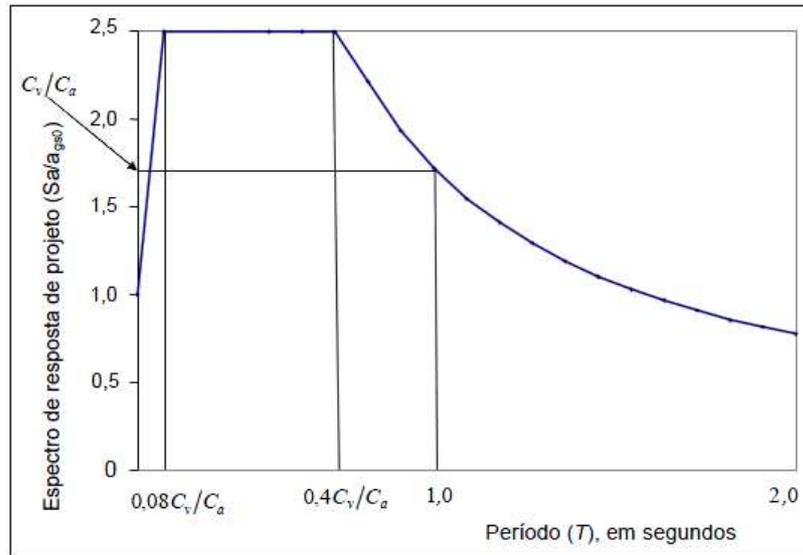
$$a_{gs1} = C_v a_g \quad 5-5$$

a_{gs0} e a_{gs1} são as acelerações espectrais para os períodos de 0,0s e 1,0s respectivamente, em função da aceleração sísmica horizontal característica, multiplicada pelos fatores de amplificação sísmica no solo C_a e C_v , apresentados na Tabela 5. T é o período natural, associado a cada um dos modos de vibração da estrutura.

Tabela 5 – Fatores de amplificação sísmica no solo.

Classe do terreno	C_a		C_v	
	$a_g \leq 0,10g$	$a_g = 0,15g$	$a_g \leq 0,10g$	$a_g = 0,15g$
<i>A</i>	0,8	0,8	0,8	0,8
<i>B</i>	1	1	1	1
<i>C</i>	1,2	1,2	1,7	1,7
<i>D</i>	1,6	1,5	2,4	2,2
<i>E</i>	2,5	2,1	3,5	3,4

Fonte: NBR15421 (2006)



Fonte: NBR15421 (2006)

Figura 9 – Espectro de resposta elástico.

5.1.6 Análise pelo Método das Forças Horizontais Equivalentes

Para estruturas simples e regulares, a NBR15421(2006) permite a aplicação do método das forças horizontais estáticas equivalentes, na qual é considerada como preponderante a contribuição do modo fundamental de vibração nas respostas dinâmicas, em cada direção. Pelo Método das Forças Horizontais Equivalentes, a força horizontal total na base da estrutura, em uma dada direção, é dada pela seguinte expressão:

$$H = C_s \cdot W \quad 5-6$$

Nesta expressão C_s é o coeficiente de resposta sísmica e W é o total das cargas permanentes da estrutura, incluindo o peso operacional de todos os equipamentos fixados à estrutura. Caso haja área de armazenamento ou estacionamento, dever-se-á incluir 25% da carga acidental correspondente a estas áreas.

O coeficiente de resposta sísmica é definido como:

$$C_s = \frac{2,5(a_{gs0}/g)}{(R/I)} \quad 5-7$$

Em que seu valor mínimo é de 0,01, e seu valor máximo é limitado a:

$$C_s = \frac{(a_{gs1}/g)}{T(R/I)} \quad 5-8$$

Nas duas equações anteriores, g é a aceleração da gravidade e T é o período natural, em segundos. As grandezas a_{gs0} e a_{gs1} são as acelerações espectrais para os períodos de 0,0s e 1,0s, respectivamente, já considerando o efeito da amplificação sísmica no solo, conforme definido nas equações **Erro! Fonte de referência não encontrada.** e **Erro! nte de referência não encontrada..**

O parâmetro I corresponde ao fator de importância de utilização, que é definido na Tabela 3, e R corresponde ao coeficiente de modificação de resposta, que é definido na Tabela 4.

O período natural da estrutura T pode ser obtido por uma expressão aproximada que leva em conta as características dos sistemas estruturais sismo-resistentes e a altura da edificação:

$$T = C_T \cdot h_n^x \quad 5-9$$

Na equação acima, h_n é a altura total, em metros, do edifício acima da base e os coeficientes C_T (coeficientes de período da estrutura) e x são definidos por:

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

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

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

$c_T = 0,0488$ e $x = 0,75$ para todas as outras estruturas.

A força horizontal total na base H é distribuída verticalmente entre as várias elevações da estrutura, de modo que, em cada elevação x , seja aplicada uma força F_x , definida de acordo com a expressão a seguir:

$$F_x = C_{vx} \cdot H \quad 5-10$$

Onde C_{vx} é o coeficiente de distribuição vertical dado por:

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \quad 5-11$$

Nesta expressão, w_i e w_x são as parcelas de peso efetivo total que correspondem às elevações i ou x , respectivamente;

h_i e h_x são as distâncias entre a base e as elevações i ou x , respectivamente;

k é o expoente de distribuição, relacionado ao período natural da estrutura T , na direção considerada, com os seguintes valores:

- para estruturas com período inferior a 0,5s, $k = 1$;
- para estruturas com períodos entre 0,5s e 2,5s, $k = (T + 1,5)/2$;
- para estruturas com período superior a 2,5s, $k = 2$.

Também dever-se-á incluir o momento de torção inerente M_t causado pela excentricidade dos centros de massa relativamente aos centros de rigidez, acrescido de um momento torsional acidental M_{ta} . Este é determinado considerando-se um deslocamento do centro de massa em cada direção igual a 5% da dimensão da estrutura perpendicular à direção de aplicação das forças horizontais.

5.1.7 Combinação de cálculo para o ELU

Com base na NBR 8681(2003), as ações sísmicas deverão ser classificadas como ações excepcionais. Assim, nas combinações últimas excepcionais de carga, os coeficientes de ponderação a considerar são:

$\gamma_g = 1,2$ (coeficiente para ações permanentes na combinação última excepcional, quando as cargas acidentais não superam 5 kN/m²)

$\gamma_q = 1,0$ (coeficiente para ações variáveis na combinação última excepcional)

$\gamma_{exc} = 1,0$ (coeficiente para ações excepcionais na combinação última excepcional).

A ação de cálculo requerida sob condições sísmicas é então definida pela NBR 8681 (2003) considerando os efeitos dos fatores de cargas conforme explicitado abaixo:

$$F_d = 1,2\Sigma F_g + \Sigma F_q + F_{exc} \quad 5-12$$

Nesta combinação, F_d , F_g , F_q e F_{exc} são, respectivamente, o valor numérico de uma determinada solicitação de cálculo nas parcelas devidas às cargas permanente, acidental e sísmica.

5.2 Verificação de Serviço sob a Ação Sísmica

5.2.1 Determinação dos deslocamentos relativos e absolutos

Os deslocamentos absolutos das elevações δ_x e os relativos Δ_x dos pavimentos devem ser determinados com base na aplicação das forças sísmicas de projeto ao modelo matemático da estrutura. Nesta avaliação, as propriedades de rigidez dos elementos de concreto devem levar em conta a redução de rigidez pela fissuração. Para estruturas em que haja efeitos de torção importantes, estes devem ser considerados na avaliação dos deslocamentos relativos Δ_x do pavimento.

Os deslocamentos absolutos δ_x em uma elevação x , avaliados em seu centro de massa, devem ser determinados através da equação 5-13:

$$\delta_x = \frac{C_d \cdot \delta_{xe}}{I} \quad 5-13$$

Onde:

C_d é o coeficiente da amplificação de deslocamentos, dado na Tabela 4;

δ_{xe} é o deslocamento determinado em uma análise estática utilizando as forças sísmicas;

I é o fator de importância de utilização.

Os deslocamentos relativos dos pavimentos Δ_x são determinados como a diferença entre os deslocamentos absolutos nos centros de massa δ_x nas elevações acima e abaixo do pavimento em questão.

Os deslocamentos relativos Δ_x de um pavimento x são limitados aos valores máximos definidos na Tabela 6, com o objetivo de minimizar os danos aos elementos não estruturais. A variável h_{sx} é a distância entre as duas elevações correspondentes ao pavimento em questão.

Tabela 6 – Limitação para deslocamentos relativos de pavimento.

Categoria de utilização		
I	II	III
0,020 h_{sx}	0,015 h_{sx}	0,010 h_{sx}

Fonte: NBR15421(2006)

5.2.2 Determinação dos efeitos de segunda ordem

Dispensa-se a consideração dos efeitos de segunda ordem devidos à ação sísmica nos esforços estruturais e deslocamentos, em um pavimento x , se o coeficiente de estabilidade θ , determinado pela expressão a seguir, for inferior a 0,10:

$$\theta = \frac{P_x \cdot \Delta_x}{H_x h_{sx} C_d} \quad 5-14$$

Onde:

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

Δ_x são os deslocamentos relativos de pavimento;

H_x é a força cortante sísmica atuante no pavimento x ;

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

C_d é o coeficiente de amplificação de deslocamentos.

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

$$\theta_{max} = \frac{0,5}{C_d} \leq 0,25 \quad 5-15$$

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

5.2.3 Não linearidade física do concreto armado

A consideração da não linearidade física dos elementos de concreto para a avaliação dos deslocamentos pode ser aproximadamente determinada pelo item 15.7.3 da NBR6118 (2007), tomando-se como rigidez dos elementos estruturais os valores seguintes:

Vigas: $(EI)_{sec} = 0,4E_{ci}I_c$ para $A_s \neq A'_s$

$$0,5E_{ci}I_c \text{ para } A_s = A'_s$$

Pilares: $(EI)_{sec} = 0,8E_{ci}I_c$

Onde, E_{ci} é o modulo de elasticidade tangencial inicial do concreto e I_c é a inércia da seção transversal do elemento estrutural. A_s e A'_s são respectivamente a área da armadura inferior e superior do elemento estrutural.

5.2.4 Combinação de cálculo para o ELS

Para a verificação do estado limite de deformação excessiva, conforme a NBR 8681(2003), serão consideradas as combinações de serviço, onde, para as combinações excepcionais onde a ação principal é o sismo, admite-se adotar para o fator de redução ψ_2 o valor zero. Assim, nas combinações de serviço, os coeficientes de ponderação e redução a considerar são:

$\gamma_g = 1,0$ (coeficiente de ponderação para ações permanentes na combinação de serviço);

$\gamma_q = 1,0$ (coeficiente de ponderação para ações variáveis na combinação de serviço);

$\gamma_{exc} = 1,0$ (coeficiente de ponderação para ações excepcionais na combinação última excepcional);

$\psi_2 = 0,0$ (coeficiente de redução para ações variáveis na combinação de serviço).

Assim, a ação de cálculo a considerar sob condições sísmicas, será definida considerando os efeitos dos fatores de cargas conforme explicitado abaixo:

$$F_d = \Sigma F_g + F_{exc} \quad 5-16$$

Nesta combinação F_g e F_{exc} são, respectivamente, as parcelas devidas às cargas permanente e sísmica.

6 Requisitos para detalhamento sismo-resistente das estruturas

Tomando-se como base os critérios da ASCE-7 (2010), os requisitos necessários para o detalhamento de um edifício sob o efeito das ações sísmicas serão considerados a partir da definição de uma Categoria de Detalhamento Sísmico (CDS). Esta relaciona os tipos de detalhamento sismo-resistente, usual (A e B), intermediário (C) e especial (D), com a intensidade da ação sísmica a_{gs1} . O grau de resistência requerida e consequentemente o nível de detalhamento requerido aumenta conforme progride a categoria da estrutura, ver Tabela 7.

Tabela 7 – Categoria de detalhamento sísmico.

	Categoria de Risco	
	I ou II	III
$a_{gs1} \leq 0,067$	A	A
$0,067 < a_{gs1} \leq 0,133$	B	C
$0,133 < a_{gs1} \leq 0,20$	C	D
$0,20 < a_{gs1}$	D	D

Fonte: Adaptado da ASCE-7 (2010)

Conforme o item 11.4.1 da ASCE-7 (2010), nas estruturas em locais onde a aceleração sísmica horizontal característica a_g for menor ou igual que 0,025 é permitido adotar a Categoria de Detalhamento Sísmico A. Nas outras situações a Tabela 8 deverá ser consultada (baseada na Tabela 11.6-1 da ASCE7 (2010)).

Tabela 8 – Categoria de detalhamento sísmico em função das zonas sísmicas e da classe do terreno.

Zonas sísmicas	Aceleração Sísmica horizontal na rocha	Aceleração espectral com amplificação sísmica no solo					Categoria de detalhamento sísmico				
		Classe do terreno					Classe do terreno				
		A	B	C	D	E	A	B	C	D	E
0	0,025	0,02	0,03	0,04	0,06	0,09	A	A	A	A	B
1	0,030	0,02	0,03	0,05	0,07	0,11	A	A	A	B	B
	0,035	0,03	0,04	0,06	0,08	0,12	A	A	A	B	B
	0,040	0,03	0,04	0,07	0,10	0,14	A	A	A	B	C
	0,045	0,04	0,05	0,08	0,11	0,16	A	A	B	B	C
	0,050	0,04	0,05	0,09	0,12	0,18	A	A	B	B	C
2	0,055	0,04	0,06	0,09	0,13	0,19	A	A	B	B	C
	0,060	0,05	0,06	0,10	0,14	0,21	A	A	B	C	D
	0,065	0,05	0,07	0,11	0,16	0,23	A	A	B	C	D
	0,070	0,06	0,07	0,12	0,17	0,25	A	B	B	C	D
	0,075	0,06	0,08	0,13	0,18	0,26	A	B	B	C	D
	0,080	0,06	0,08	0,14	0,19	0,28	A	B	C	C	D
	0,085	0,07	0,09	0,14	0,20	0,30	A	B	C	D	D
	0,090	0,07	0,09	0,15	0,22	0,32	B	B	C	D	D
	0,095	0,08	0,10	0,16	0,23	0,33	B	B	C	D	D
	0,100	0,08	0,10	0,17	0,24	0,35	B	B	C	D	D
3	0,105	0,08	0,11	0,18	0,25	0,37	B	B	C	D	D
	0,110	0,09	0,11	0,19	0,26	0,39	B	B	C	D	D
	0,115	0,09	0,12	0,20	0,28	0,40	B	B	C	D	D
	0,120	0,10	0,12	0,20	0,29	0,42	B	B	D	D	D
	0,125	0,10	0,13	0,21	0,30	0,44	B	B	D	D	D
	0,130	0,10	0,13	0,22	0,31	0,46	B	B	D	D	D
	0,135	0,11	0,14	0,23	0,32	0,47	B	C	D	D	D
	0,140	0,11	0,14	0,24	0,34	0,49	B	C	D	D	D
4	0,145	0,12	0,15	0,25	0,35	0,51	B	C	D	D	D
	0,150	0,12	0,15	0,26	0,33	0,51	B	C	D	D	D

Observa-se que o dimensionamento e o detalhamento requeridos devem ser compatibilizados com o nível de dissipação de energia considerado na avaliação das forças sísmicas. Entretanto, a critério do projetista, podem ser adotados níveis de detalhamento mais rígidos, a fim de que se possa beneficiar de maiores reduções das forças sísmicas em razão da resposta da estrutura no regime não linear. Como exemplo, é permitido o detalhamento especial de edificações classificadas em categoria de baixa sismicidade para se obter vantagens no dimensionamento.

6.1 Recomendações de detalhamento sismo-resistente

A seguir, serão apresentadas as recomendações de detalhamento de acordo com a CDS e os critérios de dimensionamento baseados na norma americana ACI-318 (2011). O detalhamento será focado em estruturas usuais de concreto convencional.

6.1.1 Sistemas básicos sísmos-resistentes

A definição do sistema básico sísmo-resistente de um edifício, de acordo com a Tabela 9, esta limitada pela CDS e pela altura . Os coeficientes de projeto a serem utilizados para a definição dos esforços sísmicos (ver Tabela 4) deverão estar de acordo com o sistema básico sísmo-resistente adotado.

Tabela 9 – Categoria de detalhamento sísmico em função das zonas sísmicas e da classe

Sistema básico sismo-resistente	Limite dos sistemas estruturais e das alturas das estruturas		
	Categoria de Detalhamento Sísmico		
	B	C	D
Pilares-parede de concreto com detalhamento especial	Sem limitação	Sem limitação	Até 49m
Pilares-parede de concreto com detalhamento usual	Sem limitação	Sem limitação	Não Permitido
Pórticos de concreto com detalhamento especial	Sem limitação	Sem limitação	Sem limitação
Pórticos de concreto com detalhamento intermediário	Sem limitação	Sem limitação	Não Permitido
Pórticos de concreto com detalhamento usual	Sem limitação	Não Permitido	Não Permitido
Sistema dual, composto de pórticos com detalhamento especial e pilares-parede de concreto com detalhamento especial	Sem limitação	Sem limitação	Sem limitação
Sistema dual, composto de pórticos com detalhamento especial e pilares-parede de concreto com detalhamento usual	Sem limitação	Sem limitação	Não Permitido
Sistema dual, composto de pórticos com detalhamento intermediário e pilares-parede de concreto com detalhamento especial	Sem limitação	Sem limitação	Até 49 m
Sistema dual, composto de pórticos com detalhamento intermediário e pilares-parede de concreto com detalhamento usual	Sem limitação	Sem limitação	Não Permitido
Sistema dual, composto de pórticos com detalhamento usual e pilares-parede de concreto com detalhamento usual	Sem limitação	Não Permitido	Não Permitido

Fonte: ASCE-7(2010), Tabela 12.2-1

6.1.2 Detalhamento especial para membros sob flexão simples segundo item 21.5 da ACI-318 (2011)

6.1.2.1 Requisitos gerais

Deverão ser atendidos os seguintes requisitos gerais:

- A. A força axial de compressão deverá atender a $N_{sd} \leq A_c \frac{f_{ck}}{10}$; caso contrário, aplicam-se os requisitos da ACI318 (2011) que são apresentados no item 21.6.
- B. Vão livre $l \geq 4$ vezes a altura útil d da viga;
- C. A relação base pela altura $\frac{b_w}{h} \geq 0,3$ e $b_w \geq 25 \text{ cm}$;
- D. A base da viga deverá ser no mínimo o menor valor entre:
 $b_w \leq 3c_2$, $b_w \leq c_2 + 1,5c_1$.

Onde c_1 e c_2 são, respectivamente, as dimensões das faces longitudinal e transversal dos pilares que apoiam a viga. A_c é a área da seção transversal da viga. f_{ck} é tensão de compressão característica do concreto.

6.1.2.2 Requisitos para a flexão

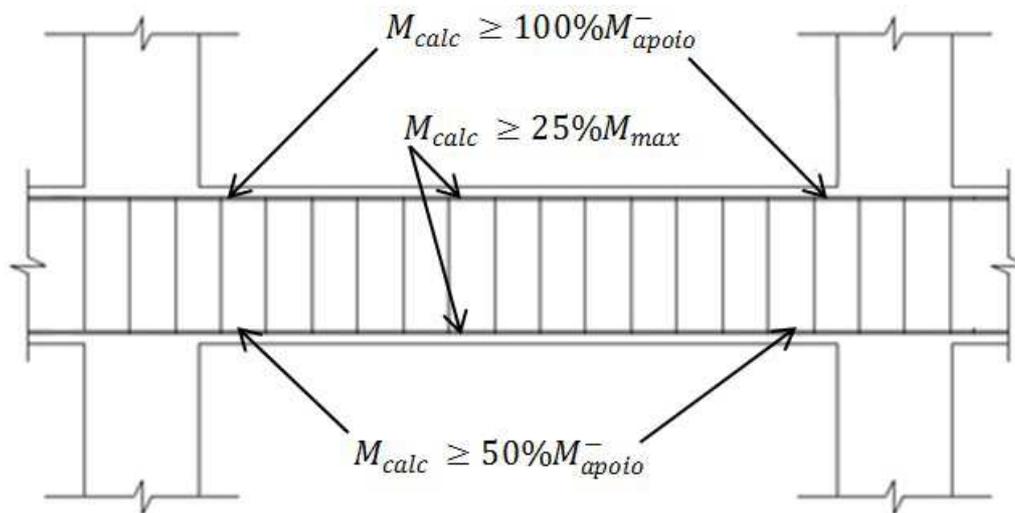
- A. Armadura mínima $A_{s,min}$, em qualquer seção, tanto superior como inferior, deverá ser calculada de acordo com a fórmula a seguir:

$$A_{s,min} = 0,25 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} b_w d \geq 1,4 \frac{b_w d}{f_{yk}} \quad 6-1$$

Conforme NBR6118 (2007) item 17.3.5.2.1, armadura mínima acima não necessita ser considerada se a armadura adotada for ao menos duas vezes superior à armadura calculada.

- B. A taxa de armadura ρ não poderá exceder 2,5%.
- C. Ao menos duas barras contínuas entre os apoios, deverão ser dispostas nas faces superior e inferior da viga.

- D. A armadura inferior da viga, na seção junto ao apoio, deverá ser dimensionada para ao menos 50% do momento negativo na referida seção.
- E. Todas as armaduras longitudinais, em qualquer seção da viga, deverão ser dimensionadas para pelo menos 25% do momento máximo junto ao apoio.



6.1.2.3 Figura 10 – Resistência mínima das armaduras de flexão nas vigas conforme itens 6.1.2.2 D e E.

- A. As emendas por traspasse para armaduras de flexão deverão estar envolvidas em todo seu comprimento por estribos, cujo espaçamento não poderá exceder um quarto da altura útil ($d/4$) ou 10 cm.
- B. As emendas não poderão estar localizadas em nós, devendo estar a pelo menos $2h$ de distância da face do pilar. Ficam também vedadas emendas em regiões com possibilidade de ocorrência de flambagem devida a deslocamento lateral da viga.

6.1.2.4 Requisitos para armadura transversal

- A. O espaçamento entre estribos, segundo a ACI-318 (2011), não poderá exceder ou $d/4$, 6 vezes o diâmetro da menor barra longitudinal ou 15 cm. E a distribuição da armadura de cisalhamento sobre o vão da viga, deverá se iniciar e finalizar a no máximo 5 cm das faces dos apoios. O espaçamento entre estribos também deverá atender ao item 18.3.3.2 da NBR 6118 (2007).

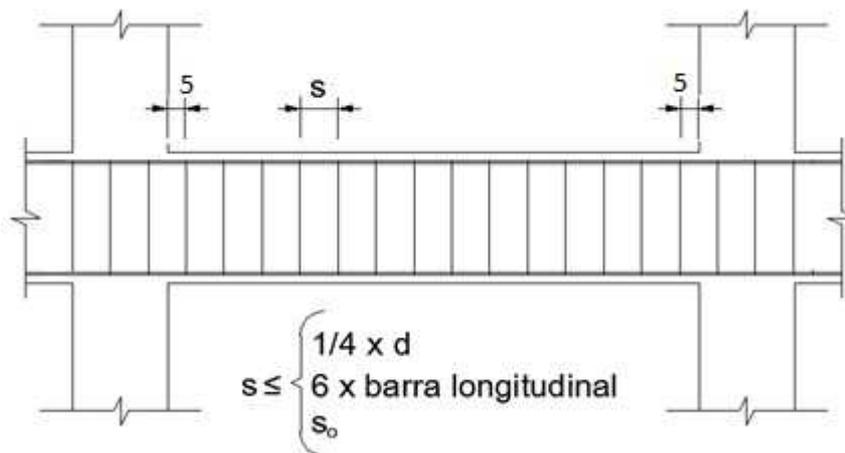
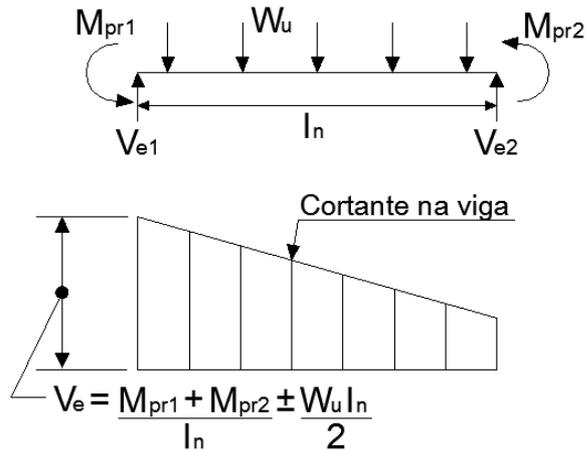


Figura 11 – Espaçamento entre estribos conforme item 6.1.2.4 A

- B. As barras longitudinais não poderão estar a mais de 15 cm de uma barra abrigada por um canto de estribo, proporcionando assim proteção contra flambagem. O item 18.2.4 da NBR 6118 (2007) também deverá ser atendido.
- C. Os estribos deverão ter ganchos, com ponta reta maior ou igual a $6\phi_t$ (diâmetro do estribo), não inferior a 8 cm e com ângulo de 45° interno.
- D. Os estribos poderão ser divididos em duas peças, devendo ser contínuo na região que envolve as barras inferiores, ancorados na face oposta com ganchos e complementados por uma barra horizontal adicional, tipo "chapéu".
- E. Os estribos localizados até $2h$ da face do apoio ou a $2h$ de seção em que ocorra escoamento da armadura por flexão, devem ser dimensionados supondo V_c igual a zero quando simultaneamente ocorram: a força cortante devida ao sismo é ao menos a metade do cortante total na seção, e a força axial de compressão majorada N_{sd} , incluindo os efeitos sísmicos, é menor que $A_c f_{ck}/20$.
- F. A força cortante de cálculo V_d devida ao sismo não deverá ser menor que a força V_e , cujo cálculo é definido da seguinte forma:



Fonte: Figura adaptada da ACI318 (2011)

Figura 12 – Cortante de dimensionamento para vigas, ACI-318 (2011)

O carregamento estático sobre o vão livre da viga W_u é igual a $1,2F_g + 1,0F_q$, onde F_g e F_q são, respectivamente, as parcelas devidas às cargas permanente e acidental. Os momentos nos extremos M_{pr} são avaliados com base na armadura tracionada dimensionada, considerando a tensão de escoamento igual a $1,25f_{yk}$.

6.1.3 Detalhamento especial para membros sob flexão composta segundo o item 21.6 da ACI-318 (2011)

6.1.3.1 Requisitos gerais

- A força axial de compressão deverá atender a $N_{sd} \geq A_c f_{ck} / 10$, caso contrário, aplicam-se os requisitos do item 21.5;
- A seção transversal de pilares, qualquer que seja a sua forma, não deve apresentar nenhuma dimensão menor que 30 cm;
- A relação da menor dimensão da seção transversal dividida pela maior dimensão a ela perpendicular não poderá ser menor que 0,4.

6.1.3.2 Esforço mínimo de flexão aplicado aos pilares

- Os pilares deverão resistir a esforços de flexão nos pilares satisfazendo a:

$$\Sigma M_{nc} \geq 6/5 \Sigma M_{nb}$$

6-2

ΣM_{nc} = Soma dos esforços resistentes de flexão dos pilares que confluem no nó, avaliados nas suas faces. Os esforços de flexão deverão ser calculados para a força axial de cálculo, consistentemente com a direção considerada das forças laterais que conduza à resistência à flexão mais crítica.

ΣM_{nb} = Soma dos esforços resistentes de flexão das vigas que confluem no nó, avaliados nas suas faces. Nas vigas *T*, onde a laje está tracionada devido aos momentos no nó, esta contribuição deverá ser considerada na avaliação do momento M_{nb} .

- B. Quando o item acima não for satisfeito em um nó, a resistência lateral e a rigidez do pilar que suporta as reações atuantes no nó deverão ser ignoradas, pois este pilar não deverá ser considerado como fazendo parte do sistema sismo-resistente.

6.1.3.3 Requisitos para as armaduras longitudinais

- A. A área longitudinal de aço não poderá ser menor que 1% nem 6% maior que a área da seção transversal do pilar.
- B. As emendas por traspasse só são permitidas na metade central do comprimento do elemento; devem ser dimensionadas como emendas por traspasse à tração e deverão estar confinadas por estribos de acordo com os requisitos para as armaduras transversais de pilares.

6.1.3.4 Requisitos para as armaduras transversais

- A. Todas as barras longitudinais deverão estar confinadas por meio de estribos transversais fechados, de pelo menos 10 mm de diâmetro no caso de barras longitudinais de até 32 mm. Os estribos deverão ter ganchos com ponta reta de pelo menos $6\phi_t$ não menor que 8 cm.

- B. Os estribos devem estar dispostos de tal forma que cada barra longitudinal de quina e barras consecutivamente alternadas tenham apoio lateral proporcionado pelo canto de um estribo com ângulo interno não maior que 135°. Nenhuma barra longitudinal deverá estar distante mais de 15 cm de uma barra apoiada lateralmente. O espaçamento horizontal entre ramos de estribos e ganchos não poderá exceder 35 cm de eixo a eixo.
- C. O espaçamento máximo entre estribos, S_0 , medido segundo o eixo longitudinal do pilar, não poderá exceder: a quarta parte da menor dimensão do pilar; seis vezes o diâmetro da menor barra de armadura longitudinal e o valor S_0 definido na equação 6-3. Este valor de S_0 não deverá ser maior que 15 cm e não é necessário tomá-lo menor que 10 cm. O item 18.3.3.2 da NBR6118 (2007) também deverá ser respeitado. Ver Figura 14.

$$S_0 = 10 + \left(\frac{35 - h_x}{3} \right) \quad 6-3$$

Onde h_x (em cm) é o maior valor das distâncias entre ramos ou ganchos suplementares.

- D. Para pilares retangulares, a área da armadura transversal constituída por estribos não deverá ser menor do que as áreas obtidas nas equações a seguir:

- ACI318 (2011):

$$A_{sw} = 0,3 \frac{s \cdot b_w \cdot f_{ck}}{f_{yw}} \left[\frac{A}{A_{ch}} - 1 \right] \quad 6-4$$

- NBR6118 (2007):

$$A_{sw} = 0,2 \frac{s \cdot b_w \cdot f_{ck}}{f_{yw}} \quad 6-5$$

Onde s é o espaçamento entre eixos dos estribos, A é a área bruta da seção transversal de concreto, A_{ch} é a área da seção transversal medida entre as bordas exteriores do estribo e b_w é a largura da alma, descontando os cobrimentos, conforme Figura 13.

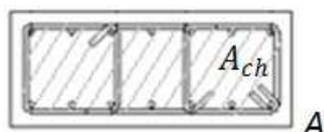
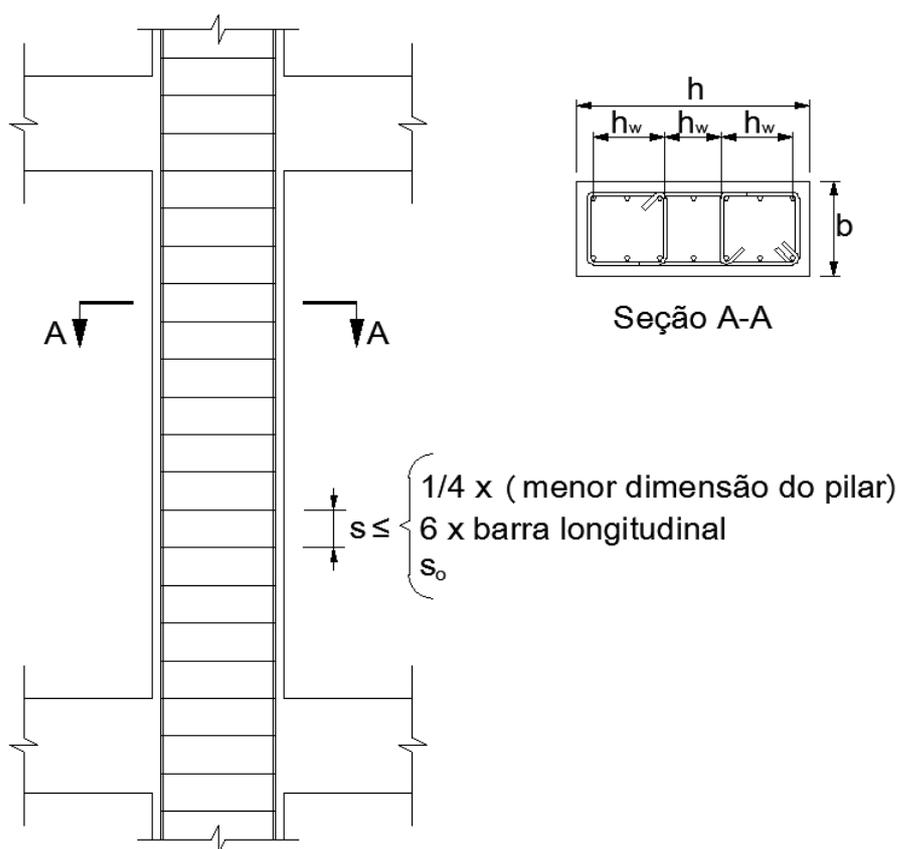


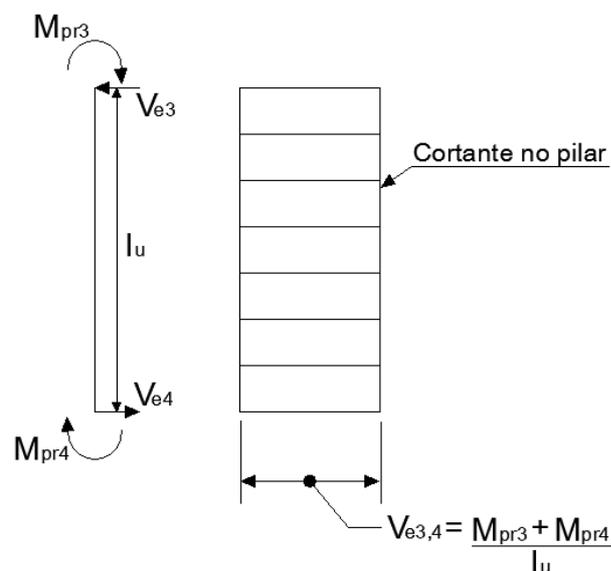
Figura 13 – Áreas da seção transversal do pilar para o cálculo dos estribos



Fonte: Figura adaptada de Fanella, D.A. (2007)

Figura 14 – Distribuição das armaduras transversais dos pilares

- E. Se o cobrimento de concreto fora da armadura transversal for maior que 10 cm, deverá haver estribos adicionais com cobrimento menor que 10 cm e espaçamento inferior ou igual a 30 cm.
- F. Nos pilares que suportam reações de elementos rígidos descontínuos, como paredes, a armadura transversal deve se estender por pelo menos o comprimento de ancoragem da maior barra longitudinal. Se o extremo inferior do pilar terminar em uma parede, a armadura transversal necessária deve se estender na parede por pelo menos o comprimento de ancoragem da maior barra longitudinal. Se o pilar terminar em uma sapata ou “radier”, a armadura transversal deverá se estender por pelo menos 30 cm na sapata ou laje.
- G. A força cortante de cálculo V_d não deverá ser menor que $V_{e3,4}$, cujo valor é determinado da seguinte forma:



Fonte: Figura adaptada da ACI318 (2011)

Figura 15 – Cortante de dimensionamento para pilares

Os momentos nas extremidade M_{pr} são os momentos resistentes avaliados a partir das cargas normais atuantes e da armadura existente, considerando como tensão de escoamento igual a $1,25f_{yk}$.

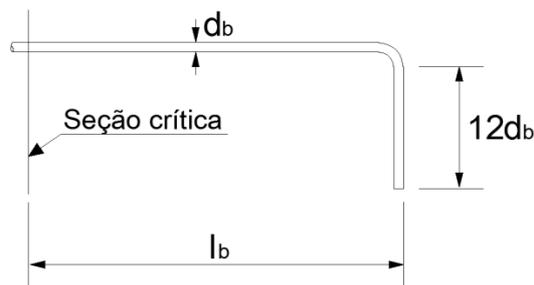
- H. Os estribos localizados até l_0 da face do apoio ou a l_0 da seção em que ocorra escoamento da armadura por flexão (sendo l_0 a maior valor entre $2h$, um sexto do vão ou 45 cm), devem ser dimensionados supondo V_c igual a zero quando

simultaneamente ocorra: a força cortante induzida pelo sismo é ao menos a metade do cortante total na seção, e a força axial de compressão majorada N_{sd} , incluindo os efeitos sísmicos, é menor que $A_c f_{ck}/20$.

6.1.4 Detalhamento para nós de pórticos especiais segundo item 21.7 da ACI-318 (2011)

6.1.4.1 Requisitos gerais

- A. As forças nas armaduras longitudinais das vigas nas faces do nó deverão ser determinadas assumindo que a tensão de escoamento no aço será de $1,25f_{yk}$;
- B. A ancoragem com gancho padrão da armadura longitudinal da viga deverá se estender até a face mais externa do pilar. Ver na Figura 16 o detalhe do gancho nas extremidades das barras em ângulo reto, com ponta reta de comprimento não inferior a $12 d_b$.



Fonte: Figura adaptada da ACI318 (2011)

Figura 16 – Detalhe barras ancoradas com gancho de ângulo reto

- C. A ancoragem reta l_b da armadura longitudinal da viga deverá ser de $2,5l_{dh}$ para zona de boa aderência e $3,25 l_{dh}$ para zona má aderência.
- D. A ancoragem reta que chega ao nó deve atravessar a região de confinamento do pilar. Qualquer porção de l_b fora do núcleo de confinado deverá ser incrementado mediante um fator 1,6.
- E. Regiões onde a armadura longitudinal da viga termina em um pilar, a dimensão deste pilar paralela à armadura citada não deverá ser menor que 20 vezes o maior diâmetro das barras longitudinais.

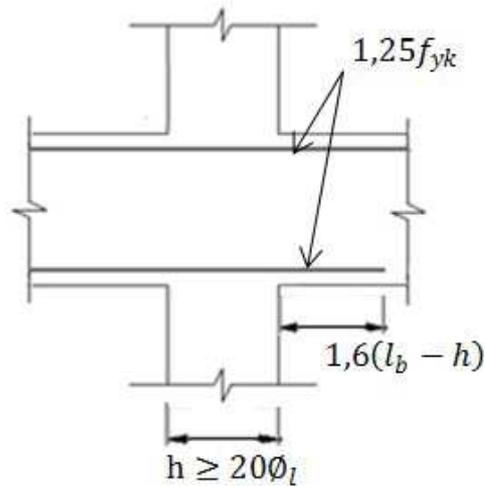


Figura 17 – Requisitos gerais para nó de pórtico conforme itens 6.1.4.1 A, D e E

6.1.4.2 Requisitos para as armaduras transversais

- A. A armadura transversal do pilar deverá se prolongar através do nó viga-pilar;
- B. Quando nas quatro faces de um nó cheguem vigas cuja largura cubra pelo menos 3/4 de cada dimensão da seção transversal do pilar, a armadura transversal do pilar A_{sw} , na região do nó poderá ser reduzida a metade. Nesta região o espaçamento entre estribos pode ser de no máximo 15 cm;

$$b_w1 + b_w2 + b_w3 + b_w4 \geq 3/4(2b + 2h) \rightarrow A_{sw}/2 \quad 6-6$$

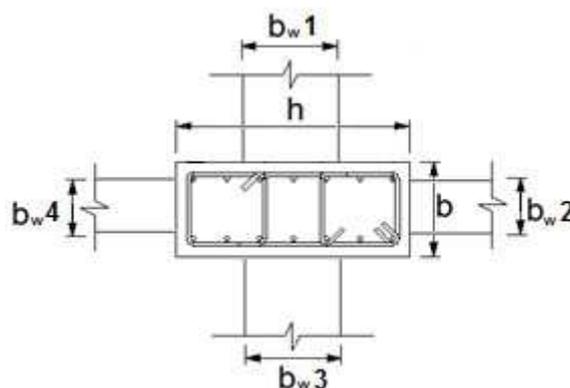


Figura 18 – Armadura transversal do pilar na área do nó conforme item 6.1.4.2 B

- C. Em vigas que chegam ao nó e possuam parte de sua seção excedendo a dimensão do pilar, a armadura transversal da viga deverá se estender no nó com espaçamento menor que $d/4$, $6d_b$, e 15 cm, conforme Figura 19.

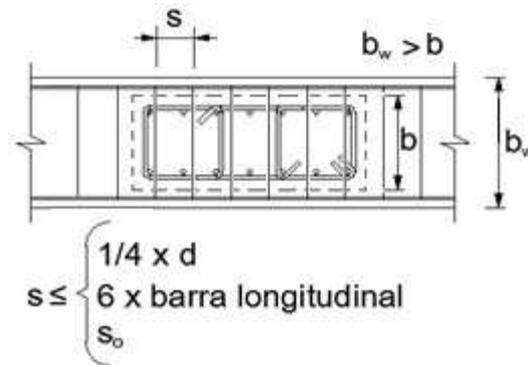


Figura 19 – Detalhamento do estribo das vigas sobre o nó quando as vigas possuam parte de sua seção excedendo a dimensão do pilar

6.1.4.3 Requisitos de resistência ao cortante

- A. O esforço cortante no nó não poderá ser maior que os valores especificados a seguir:

Para nós confinados nas quatro faces $1,7\sqrt{f_{ck}}A_j$

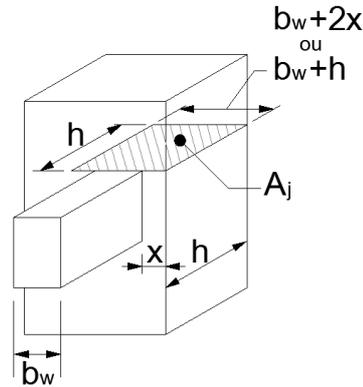
Para nós confinados em três faces ou em duas faces opostas $1,2\sqrt{f_{ck}}A_j$

Para outros casos $1,0\sqrt{f_{ck}}A_j$

A_j é a área efetiva da seção transversal dentro do nó, calculada como o produto da profundidade do nó pela largura do nó (ver Figura 14). A profundidade do nó é igual à profundidade da seção transversal do pilar h . A largura do nó deverá ser a largura do pilar, exceto quando o pilar for mais largo que a viga; neste caso a largura do nó não poderá exceder a largura da viga, b_w , mais a altura do pilar, h , ou duas vezes a menor distância perpendicular do eixo da viga ao vértice do pilar, o que for menor.

A área efetiva A_j do nó para as forças em cada direção do pórtico considera-se separado.

Um elemento só proporcionará confinamento ao nó se a sua seção transversal cobrir pelo menos 3/4 da face do nó em todas as faces da seção transversal.



Fonte: Figura adaptada da ACI318 (2011)

Figura 20 – Área efetiva do nó

6.1.5 Detalhamento especial para pilares-parede segundo o item 21.9 da ACI-318 (2011)

6.1.5.1 Requisitos gerais

- A. Conforme item 13.2.3 da NBR6118 (2007) onde a espessura do pilar-parede, qualquer que seja a sua forma, não deve apresentar dimensão menor que 19 cm. Em casos especiais, permite-se a consideração de dimensões entre 19 cm e 12 cm, desde que se multipliquem as ações a serem consideradas no dimensionamento por um coeficiente adicional γ_n , de acordo com o indicado na tabela 13.1 da NBR6118 (2007).

$$\gamma_n = 1,95 - 0,05b \quad 6-7$$

Onde, b é a espessura do pilar-parede.

- B. Não será permitido o cálculo de pilares-parede de concreto simples de seção retangular, conforme item 24.6.1 da NBR6118 (2007). Deve-se garantir que sua seção transversal tenha forma mantida por travamentos adequados nos diversos

pavimentos e que os efeitos de segunda ordem localizados sejam convenientemente avaliados.

6.1.5.2 Requisitos para armaduras na alma da parede

- A. A taxa de armadura transversal ρ_h , e da armadura longitudinal ρ_l , distribuída na alma dependerá da magnitude da força de cisalhamento V_d :

Para $V_d \leq 0,083A_{cv}\sqrt{f_{ck}}$:

$$\rho_l \geq 0,0015 \text{ (pela NBR6118 valor superior ao da ACI);}$$

$$\rho_h \geq 0,0020 \text{ para barras iguais ou menores que 16 mm;}$$

$$\rho_h \geq 0,0025 \text{ para outras barras.}$$

Para $V_d > 0,083A_{cv}\sqrt{f_{ck}}$:

$$\rho_l \geq 0,0025$$

$$\rho_h \geq 0,0025$$

A_{cv} é a área bruta da seção de concreto limitada pela espessura da alma e o comprimento da seção na direção do esforço cisalhante.

O espaçamento em cada direção não poderá exceder 45 cm e três vezes a espessura da seção. A armadura que contribui para o esforço cortante deverá ser contínua e poderá ser distribuída no plano do cortante.

- B. Para $V_d > 0,17A_{cv}\sqrt{f_{ck}}$, deverão ser utilizadas ao menos duas camadas de armadura e quando $b \geq 35\text{cm}$.
- C. As armaduras dos pilares-parede deverão ser ancoradas e traspassadas de acordo com a NBR6118 (2007). Em locais onde é possível o escoamento da armadura devido a deslocamentos laterais, para o cálculo da ancoragem da armadura deverá se considerar a tensão de escoamento do aço igual a $1,25f_{yk}$.

6.1.5.3 Requisitos de resistência ao cortante

- A. O dimensionamento da seção transversal do pilar-parede deverá seguir o critério de viga conforme item 17.4 da NBR6118 (2007).
- B. As armaduras transversais das paredes deverão proporcionar resistência nas duas direções ortogonais, no plano da seção transversal da parede.

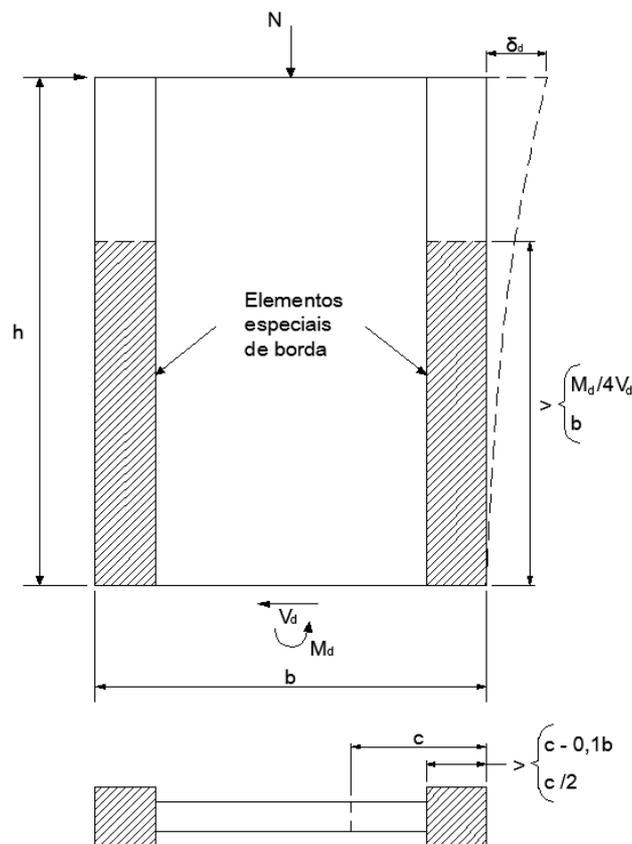
6.1.5.4 Requisitos para elementos de borda

- A. Em paredes que são efetivamente contínuas desde a base até o seu topo, e são detalhadas para ter uma única seção crítica para flexão e carga axial, a zona de compressão deverá ser reforçada com elementos especiais de borda, quando:

$$c \geq b/[600 \delta_d/h] \quad 6-8$$

Onde c corresponde à maior profundidade da linha neutra calculada para a força axial majorada e para o momento correspondente com o deslocamento de cálculo δ_d . O quociente δ_d/h na equação 6-8 não deverá ser menor que 0,007.

Armaduras especiais dos elementos de borda deverão se estender verticalmente da seção crítica até a distância que for a maior entre b ou $M_d/4V_d$.



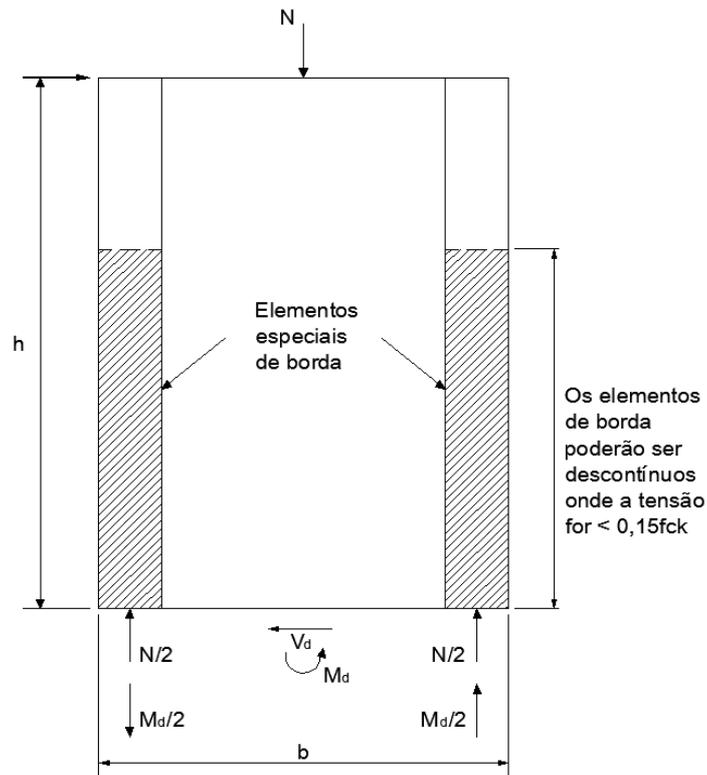
Fonte: Figura adaptada de Fanella, D.A. (2007)

Figura 21 – Requisitos para elementos de borda conforme item 6.1.5.4 A.

B. Os pilares-parede que não se enquadrem na verificação dada no item acima, deverão ter elementos de borda especiais nas bordas e nas aberturas, se na fibra mais extrema de compressão, para as forças majoradas, incluindo as forças sísmicas, a tensão de compressão for superior a $0,2f_{ck}$.

$$\frac{N}{A} + \left(\frac{M_d}{I_c} \cdot \frac{b}{2} \right) \geq 0,2f_{ck} \quad 6-9$$

Os elementos de borda podem ser descontínuos, se a tensão máxima de compressão for menor que $0,15f_{ck}$.



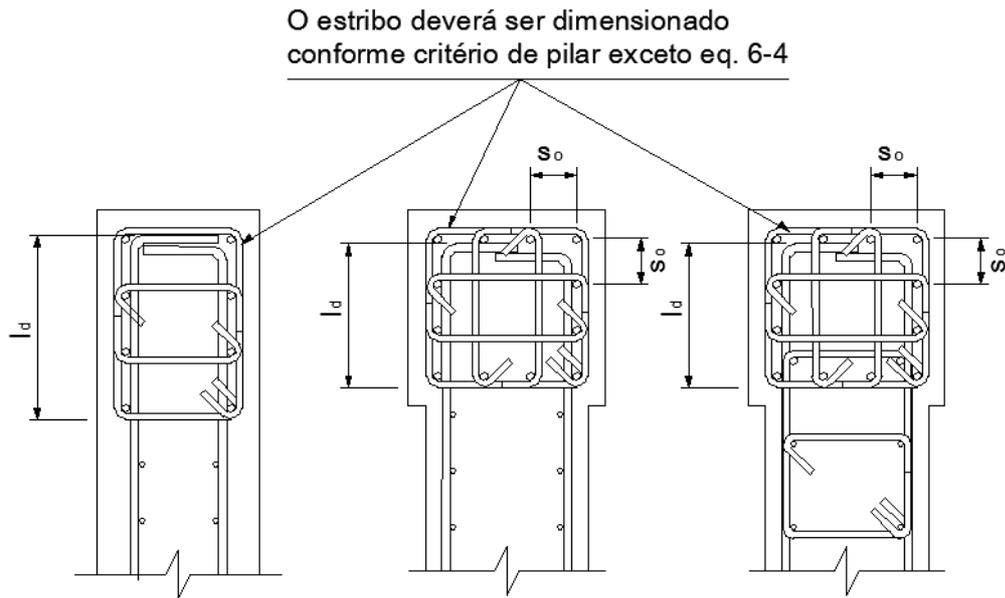
Fonte: Adaptado de Fanella, D.A. (2007)

Figura 22 – Requisitos para elementos de borda conforme item 6.1.5.4 B.

C. Onde forem necessários elementos especiais de borda, conforme os requisitos A e B do presente item, as condições a seguir devem ser atendidas:

- O elemento de borda deverá se estender horizontalmente, desde a fibra extrema de compressão até a uma distância superior ao maior valor entre $c - 0,1b$ e $c/2$, conforme Figura 21, onde c corresponde a maior profundidade do eixo neutro calculado para a força axial majorada e para o momento resistente nominal correspondente ao deslocamento δ_d .
- O elemento especial de borda com abas deverá ter sua largura efetiva suficiente para a ancoragem da armadura horizontal dentro da zona comprimida, tendo dimensão mínima 30 cm para dentro da alma.
- A armadura transversal dos elementos especiais de borda deverão cumprir com os requisitos de armaduras transversais de pilar A a D exceto a equação 6-4.
- A armadura transversal dos elementos de borda, na base da parede, deverá se estender dentro da fundação ao menos l_d correspondente à armadura longitudinal de maior diâmetro do elemento de borda, ao menos que os elementos especiais de borda terminem em uma sapata ou radier, quando a armadura transversal dos elementos especiais de borda deverá se estender ao menos 30 cm dentro da sapata ou radier.
- A armadura horizontal da parede deverá estar ancorada ao menos l_d dentro do núcleo efetivo do elemento de borda, para a tensão de escoamento f_{yk} .

D. As emendas por traspasse só são permitidas dentro da metade central do elemento, devem ser dimensionadas como emendas por traspasse à tração e deverão estar confinadas por estribos de acordo com os requisitos para as armaduras transversais de pilares.



Fonte: Figura adaptada de Fanella, D.A. (2007)

Figura 23 – Detalhe do elemento especial de borda conforme item 6.1.5.4 C.

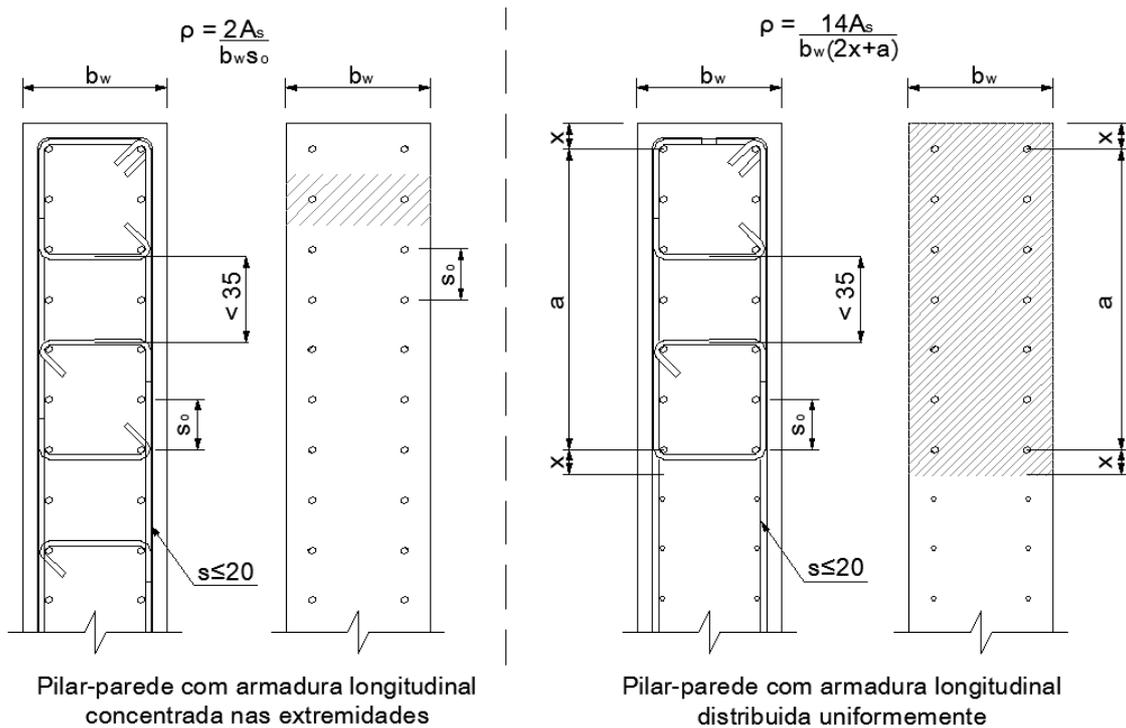
6.1.5.5 Requisitos para paredes onde os elementos de borda são dispensados

A. Onde não forem necessários elementos de borda, as condições a seguir deverão ser atendidas:

- Se a quantidade de armadura longitudinal for maior que $2,8/f_{yk}$, f_{yk} em MPa, a armadura transversal de borda deverá cumprir com o indicado em 6.1.3.4 requisito B e 6.1.5.4 requisito C, primeiro item. O espaçamento longitudinal máximo da armadura transversal na borda não poderá exceder 20 cm.

$$\rho = \frac{A_s}{A_c} > 2,8/f_{yk} \quad 6-10$$

- Exceto quando V_d no plano da parede for menor que $0,083A_{cv}\sqrt{f_{ck}}$, a armadura transversal que termina nas bordas da parede estruturais sem elemento de borda, deverá ter gancho ou estribos emendados na armadura horizontal, com mesma bitola e espaçamento.



Fonte: Figura adaptada de Fanella, D.A. (2007)

Figura 24 – Detalhe da armadura onde elementos de borda não são necessários, conforme item 6.1.5.5.

6.1.6 Detalhamento intermediário para membros sob flexão simples ou composta, segundo item 21.9 da ACI-318 (2011)

6.1.6.1 Requisitos gerais

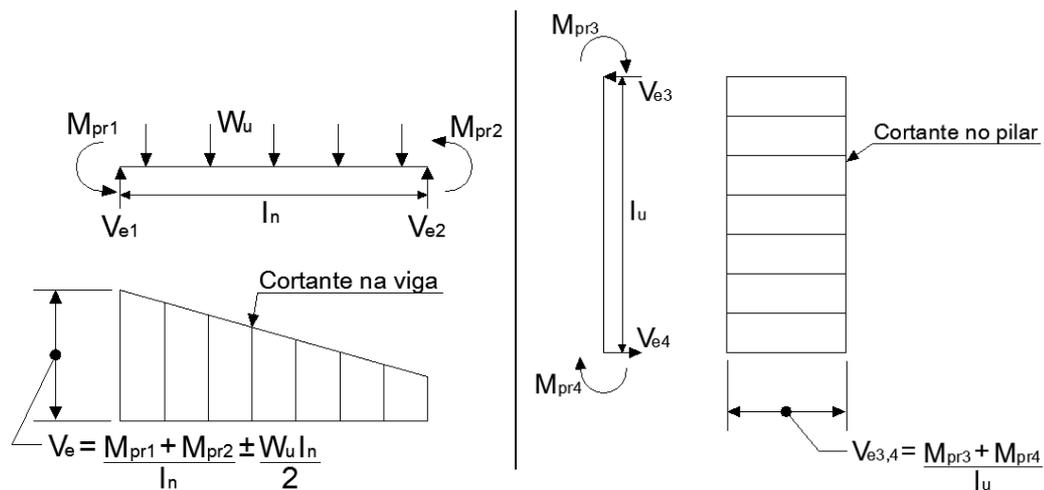
- Se a força axial de compressão $N_{sd} \leq A_c \cdot f_{ck}/10$, deverão ser cumpridos os requisitos de flexão simples;
- Caso a força axial de compressão $N_{sd} > A_c \cdot f_{ck}/10$, deverão ser cumpridos os requisitos de flexão composta;
- Em vigas que resistam a efeitos sísmicos, o cortante de dimensionamento V_d não deverá ser menor que V_e , cujo valor deverá ser o menor entre: a soma dos cortantes associados aos momentos resistentes, conforme Figura 25; o cortante máximo obtido das combinações de carga, onde o carregamento sísmico deverá

ser computado como o dobro do prescrito pela NBR15421 (2006), conforme equação 6-11.

$$F_d = 1,2\Sigma F_g + \Sigma F_q + 2F_{exc} \quad 6-11$$

D. Em pilares que resistam a efeitos sísmicos, o cortante de dimensionamento V_d não deverá ser menor que V_e , cujo valor deverá ser o menor dentre: a soma dos cortantes associados aos momentos resistentes, conforme Figura 25, ou o cortante máximo obtido das combinações de carga que incluam o sismo majorado pelo fator de sobre-resistência Ω_0 , conforme equação 6-12.

$$F_d = 1,2\Sigma F_g + \Sigma F_q + \Omega_0 F_{exc} \quad 6-12$$



Fonte: Figura adaptada da ACI318 (2011)

Figura 25 – Cortante de dimensionamento mínimo.

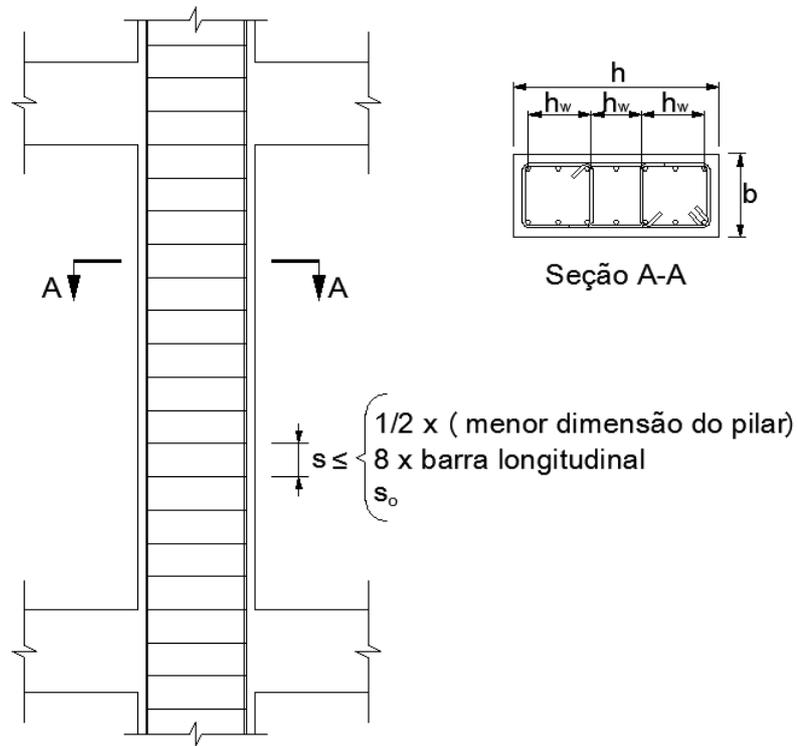
O carregamento estático sobre o vão livre da viga W_u é igual a $1,2F_g + 1,0F_q$ onde F_g e F_q são, respectivamente, as parcelas devidas às cargas permanente e acidental. Os momentos de extremidade M_{pr} são calculados com base na armadura tracionada, com tensão de escoamento tomada como $1,25f_{yk}$.

6.1.6.2 Requisitos para vigas

- A. O momento positivo a considerar na face do pilar deverá ser ao menos um terço do momento negativo que ocorre na mesma seção.
- B. Todas as armaduras longitudinais, em qualquer seção da viga, deverão ser dimensionadas para pelo menos 20% do momento máximo junto ao apoio.
- C. As emendas não poderão estar localizadas em nós, devendo estar a pelo menos $2h$ de distância da face do pilar. Ficam também vedadas emendas em regiões com possibilidade de ocorrência de flambagem devido a deslocamento lateral da viga.
- D. O espaçamento entre estribos deverá atender ao item 18.3.3.2 da NBR 6118 (2007) e não poderá exceder $d/4$, 8 vezes o diâmetro da menor barra longitudinal e 24 vezes o diâmetro do estribo. O início e o final da distribuição da armadura de cisalhamento no vão da viga deverá estar a no máximo 5 cm da face do apoio.

6.1.6.3 Requisitos para pilares

- A. Conforme a NBR6118 (2007), todas as barras longitudinais, de até 32 mm, deverão estar confinadas por meio de estribos transversais fechados de pelo menos 10 mm de diâmetro. Os estribos deverão ter ganchos com ponta reta de pelo menos $8\phi_t$.
- B. O espaçamento mínimo entre estribos, S_0 , medido segundo o eixo longitudinal não poderá exceder: a metade da menor dimensão do pilar, oito vezes o diâmetro da menor barra de reforço longitudinal e 24 vezes o diâmetro da barra do estribo. O valor de S_0 não deverá ser maior que 30 cm. O item 18.3.3.2 da NBR6118 (2007), também deverá ser respeitado.
- C. O primeiro estribo deverá estar situado a no máximo $s_0/2$ da face do nó.



Fonte: Figura adaptada de Fanella, D.A. (2007)

Figura 26 – Distribuição das armaduras transversais dos pilares conforme item 6.1.6.3 B

7 Exemplo numérico

A seguir será apresentado um caso prático de aplicação dos pontos mais importantes na concepção e dimensionamento de estruturas resistente a sismos, enquadrado nas disposições regulamentares relevantes.

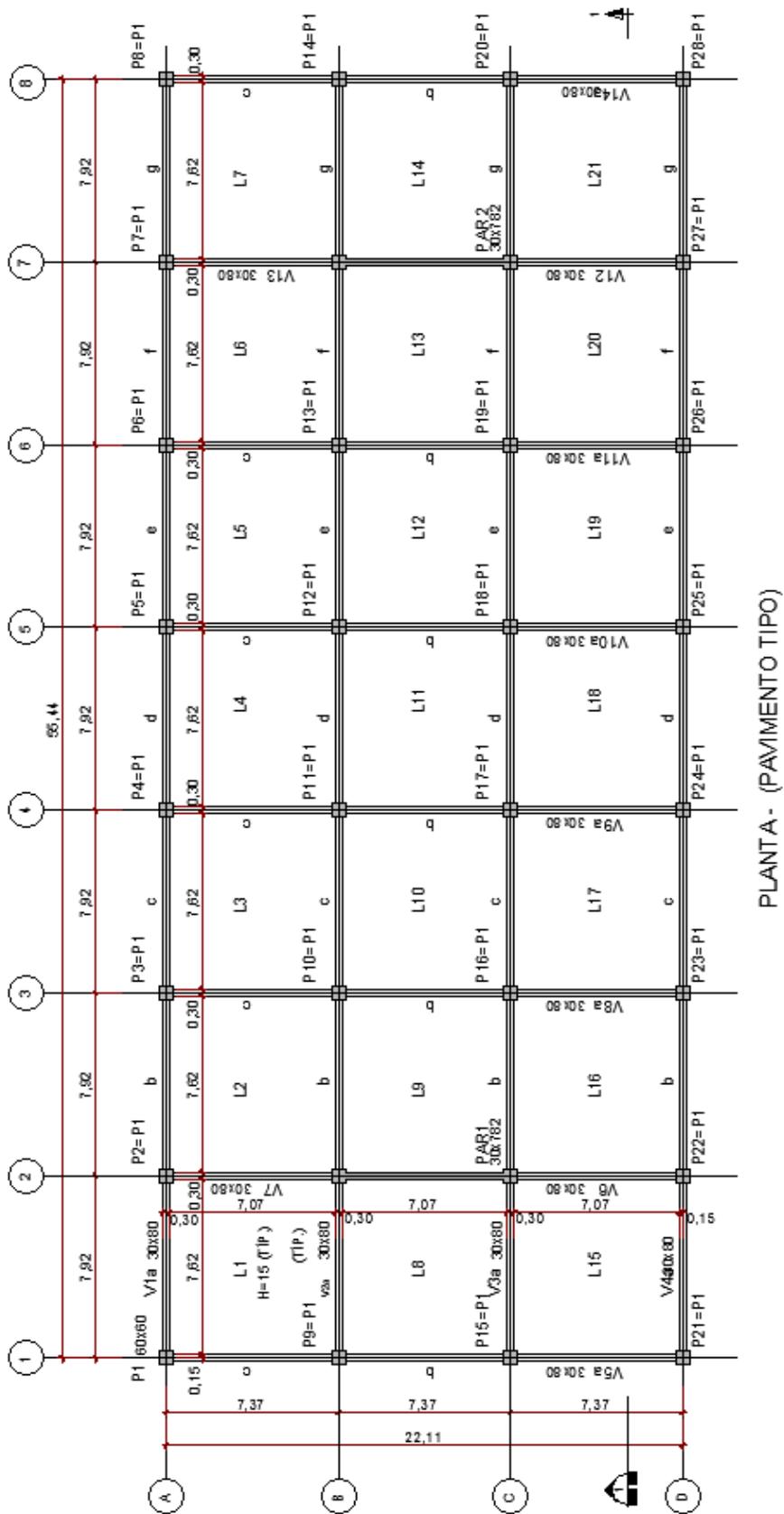
Nesta parte do trabalho serão descritas as características do edifício, as hipóteses de modelagem a serem consideradas e a análise dos esforços obtidos para vigas, pilares e pilares-parede. Descrever-se-ão os passos de dimensionamento das armaduras dos elementos estruturais, apresentando-se em seguida os respectivos detalhamentos das armaduras.

7.1 Modelo estrutural

Analisar-se-á um edifício convencional (residencial e comercial), a partir da adaptação de um modelo já analisado por GOSH et al. (2004). O edifício está localizado na cidade de Cruzeiro do Sul, Acre, com fundação em terreno Classe E (solo mole). Considera-se a ação sísmica segundo a NBR15421 (2006). O edifício apresenta as seguintes características:

Dimensão em planta (entre eixos dos pilares extremos)	20,11 m x 55,44 m
Altura total da edificação (12 pavimentos)	45,15 m
Dimensão dos pilares	60 cm x 60 cm
Dimensão das vigas	30 cm x 80 cm
Espessura das lajes	15 cm
Espessura dos dois pilares-parede	30 cm

O edifício foi modelado com elementos finitos, através do programa de análise estrutural SAP2000. Foram utilizados elementos de barra que simulam pilares e vigas e elementos tipo “shell” que simulam as lajes e os pilares-parede. As formas do edifício estão apresentadas nas Figura 27 e Figura 28, e o modelo estrutural na Figura 29.



PLANTA - (PAVIMENTO TIPO)

Figura 27 – Planta de forma dos pavimentos tipo

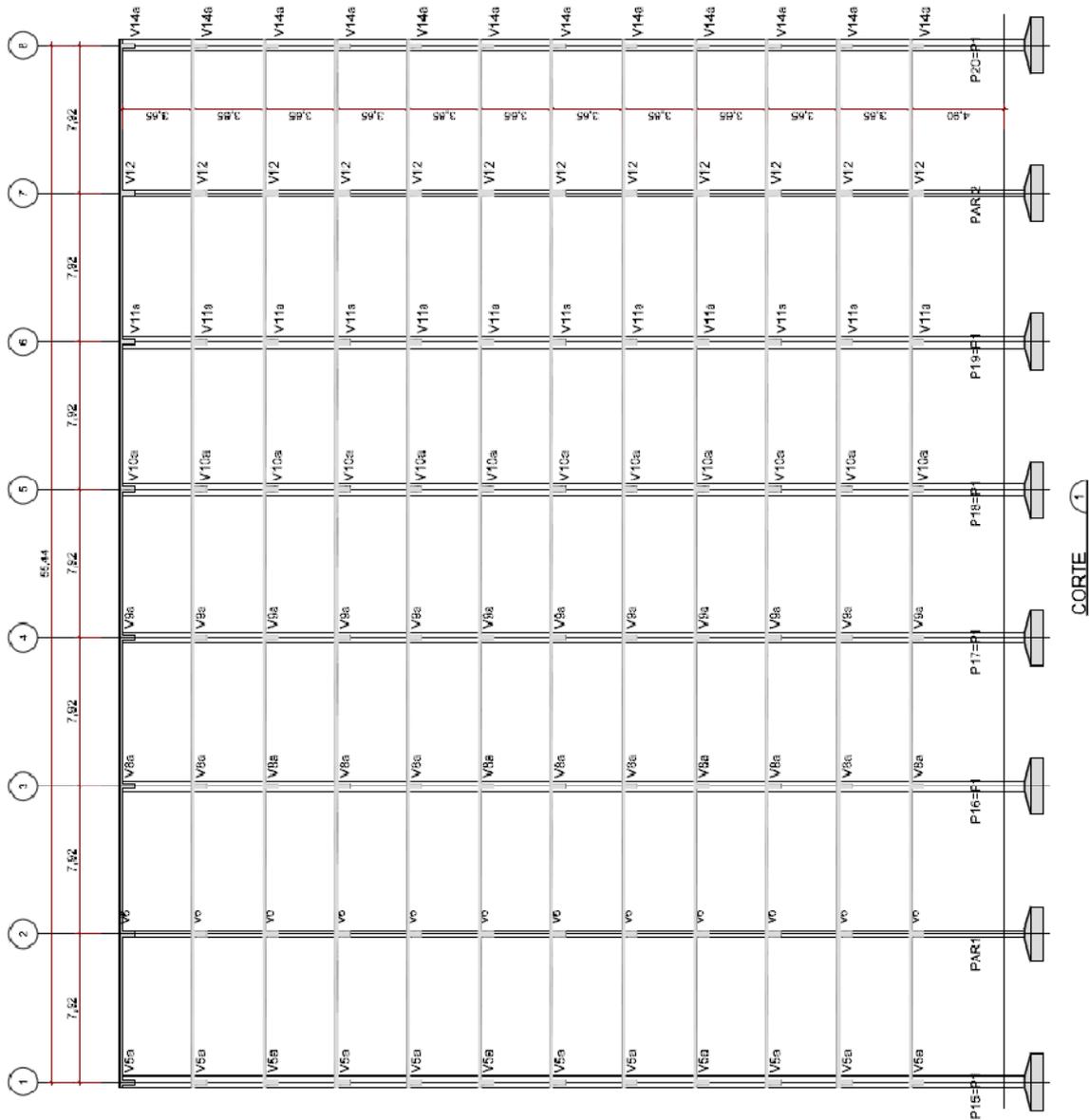


Figura 28 – Seção transversal (1-1)

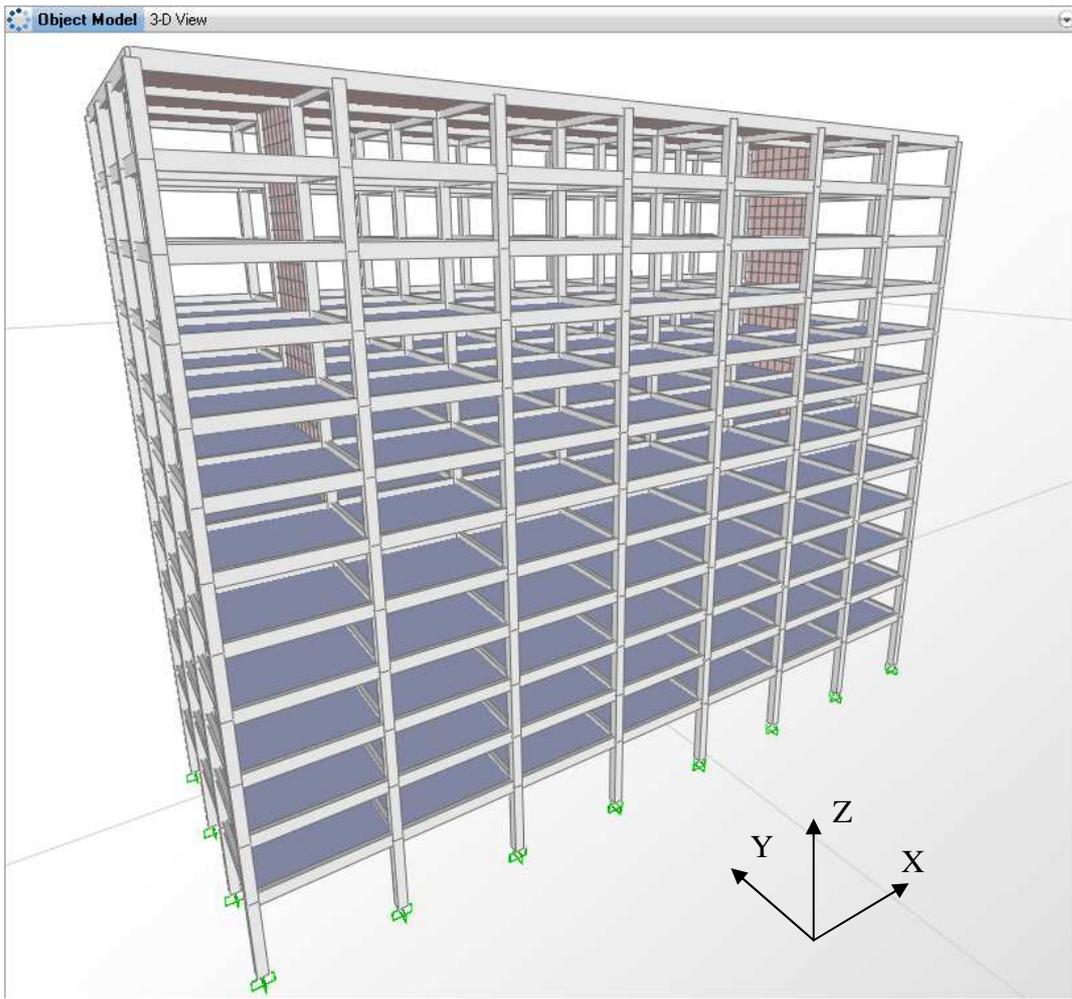


Figura 29 – Modelo estrutural gerado pelo SAP2000

7.2 Materiais

Os materiais usados estão indicados na Tabela 10 a seguir:

Tabela 10 – Principais características dos materiais utilizados

Materiais	Características	
Concreto	f_{ck} [MPa]	28,0
	f_{cd} [MPa]	20,0
	$E_{cs,28}$ [GPa]	32,0
	ν	0,2
Aço CA-50	f_{syk} [MPa]	500,0
	f_{syd} [MPa]	434,8
	E_s [GPa]	210,0

7.3 Ações permanentes

7.3.1 Peso próprio

O peso próprio da estrutura é calculado automaticamente pelo programa SAP2000, assumindo o valor de 25 kN/m³ para o concreto armado. Porém como as interseções dos elementos não são descontados pelo programa estrutural, foram reduzidos em 19% o peso das vigas internas e em 9,5% o peso das vigas de borda.

7.3.2 Demais cargas permanentes

Estão aplicados como carga de revestimento os valores de 1,5 kN/m² sobre os pavimentos tipo e 0,5 kN/m² sobre a cobertura. Há nas vigas de fachada carregamento de alvenaria de 1,0kN/m². Também está aplicado o carregamento de caixa d'água sobre a cobertura de 3600 kN (quatro cargas concentrada de 900 kN simulando quatro apoios da caixa d'água).

7.4 Ações acidentais

7.4.1 Sobrecarga

Os valores de sobrecarga correspondem àqueles preconizados pela NBR6120 (1980), que são de 3 kN/m² nos pavimentos tipo e 2 kN/m² na cobertura.

7.4.2 Ação sísmica

A ação sísmica pode ser traduzida na forma de espectros de resposta, conforme indicado na Figura 30. Entretanto, para estruturas simples e regulares, a norma permite a aplicação do método de forças horizontais estáticas equivalentes, nos casos em que a contribuição do modo fundamental de vibração é preponderante nas respostas dinâmicas, em cada direção. Assim, para melhor compreensão dos resultados a serem apresentados nas análises da estrutura adotou-se o método de forças horizontais estáticas equivalentes, cujo cálculo está apresentado a seguir.

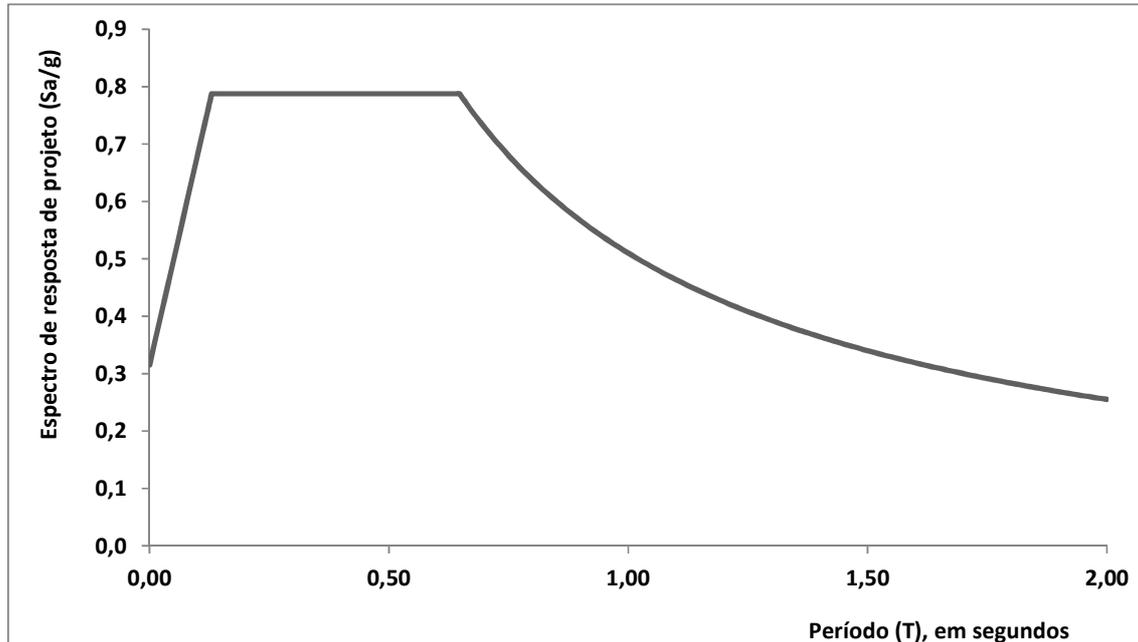


Figura 30 – Espectro de resposta elástico para o edifício em estudo.

Para a edificação em análise, considera-se:

- A localização da edificação está apresentada com um círculo na zona 4 da Figura 7, na Cidade de Cruzeiro do Sul, no estado do Acre, região noroeste do Brasil.
- A classe do terreno sob a edificação a ser analisada no presente trabalho é a E (solo mole).
- De acordo com as prescrições da NBR15421 (2006), para a estrutura em questão foi adotada a categoria de utilização II, considerada como uma instituição de ensino ou de saúde com grande aglomeração de pessoas.
- O edifício apresenta sistema dual, composto de pórticos e pilares-parede de concreto com detalhamento especial.
- O período fundamental da estrutura na direção longitudinal X foi retirado do modelo estrutural: $T = 1,73s$. Este valor é conservadoramente considerado nas duas direções.
- A massa total da estrutura W é de: 11.783 toneladas.

Assim, pelo Método das Forças Equivalentes, a força horizontal total na base da edificação será:

As acelerações espectrais para os períodos de 0,0s e 1,0s são:

$$a_{ss0} = C_a \cdot a_g = 2,1 \cdot 0,15 = 3,09 \text{ m/s}^2$$

$$a_{ss1} = C_v \times a_g = 3,4 \times 0,15 = 5,00 \text{ m/s}^2$$

O coeficiente de resposta sísmica é definido como:

$$C_s = \frac{2,5(a_{gs0}/g)}{(R/I)} = \frac{2,5(3,09/9,81)}{(7/1,25)} = 0,1407$$

Em que seu valor mínimo é de 0,01, e seu valor máximo podendo ser limitado a:

$$C_s = \frac{(a_{gs1}/g)}{T(R/I)} = \frac{(5,00/9,81)}{1,73(7/1,25)} = 0,0526$$

Força horizontal total na base da estrutura:

$$H = C_s \times W = 0,0526 \times 11783 \times 9,81 = 6080 \text{ kN}$$

A força horizontal total na base H é distribuída verticalmente entre as várias elevações da estrutura, conforme definido na fórmula a seguir, sendo os cálculos correspondentes apresentados na

Tabela 11.

$$F_x = C_{vx}H$$

Onde,

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k}$$

Tabela 11 – Força horizontal sísmica distribuída entre as várias elevações da estrutura.

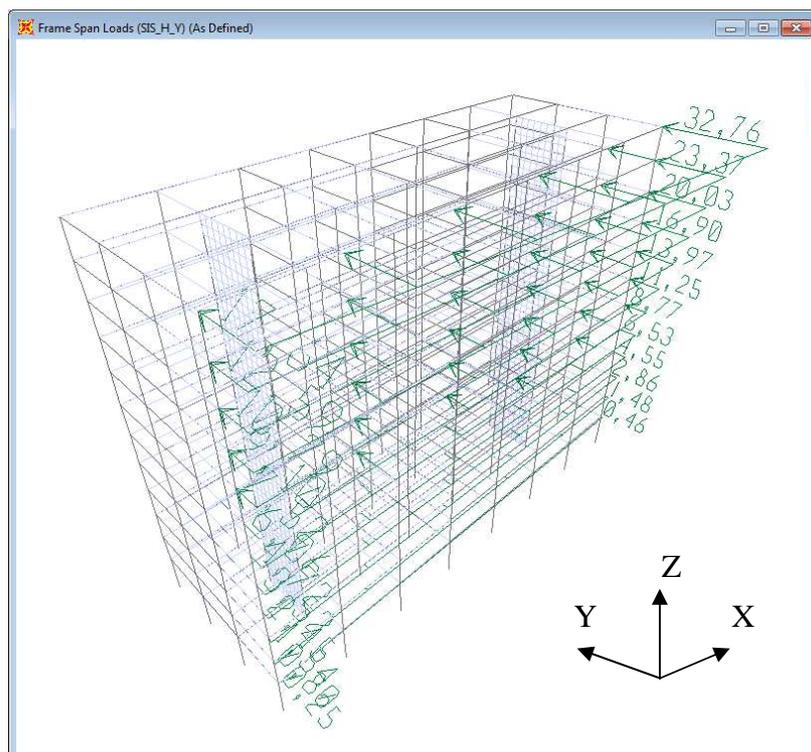


Figura 32 – Carregamento sísmico na direção Y aplicado à estrutura no SAP2000

7.5 Combinações de cargas

Foram consideradas as combinações de carregamentos conforme os itens 5.1.7 e 5.2.4.

7.6 Resultados em serviço

7.6.1 Verificação dos deslocamentos relativos e absolutos sob o sismo

Na Tabela 12 estão apresentados os deslocamentos nas direções X e Y da edificação em estudo, cujas rigidezes de vigas e pilares foram reduzidas, respectivamente, pelos fatores 0,4 e 0,8, a fim de simular a não linearidade física do material, conforme apresentado no item 5.2.3.

Tabela 12 – Deslocamentos máximos nas direções X e Y devido ao sismo

Deslocamentos		
Elevação m	X cm	Y cm
45,05	6,45	4,17
41,40	6,28	3,83
37,75	6,01	3,46
34,10	5,64	3,08
30,45	5,19	2,68
26,80	4,67	2,27
23,15	4,10	1,85
19,50	3,49	1,45
15,85	2,85	1,06
12,20	2,19	0,71
8,55	1,52	0,41
4,90	0,83	0,17
0,00	0,00	0,00

Tabela 13 – Verificação dos deslocamentos na direção X

El. (m)	Cd	l	$\delta_{xe, sis}$ (cm)	δ_x (cm)	Δx_1 (cm)	Δx_{lim} (cm)	Verif.
0,00	5,5	1,25	0,00	0,0	0,00	7,35	OK
4,90	5,5	1,25	0,83	3,7	1,83	3,68	OK
8,55	5,5	1,25	1,52	6,7	1,51	2,74	OK
12,20	5,5	1,25	2,19	9,6	1,48	2,74	OK
15,85	5,5	1,25	2,85	12,6	1,45	2,74	OK
19,50	5,5	1,25	3,49	15,4	1,41	2,74	OK
23,15	5,5	1,25	4,10	18,1	1,34	2,74	OK
26,80	5,5	1,25	4,67	20,6	1,25	2,74	OK
30,45	5,5	1,25	5,19	22,8	1,14	2,74	OK
34,10	5,5	1,25	5,64	24,8	0,99	2,74	OK
37,75	5,5	1,25	6,01	26,4	0,82	2,74	OK
41,40	5,5	1,25	6,28	27,7	0,61	2,74	OK
45,05	5,5	1,25	6,45	28,4	0,36	2,74	OK

Tabela 14 – Verificação dos deslocamentos na direção Y

El. (m)	Cd	l	$\delta_{ye, sis}$	δ_y (cm)	Δy_1 (cm)	Δy_{lim} (cm)	Verif.
0,00	5,5	1,25	0,00	0,0	0,00	7,35	OK
4,90	5,5	1,25	0,17	0,8	0,38	3,68	OK
8,55	5,5	1,25	0,41	1,8	0,52	2,74	OK
12,20	5,5	1,25	0,71	3,1	0,67	2,74	OK
15,85	5,5	1,25	1,06	4,7	0,78	2,74	OK
19,50	5,5	1,25	1,45	6,4	0,85	2,74	OK
23,15	5,5	1,25	1,85	8,2	0,89	2,74	OK
26,80	5,5	1,25	2,27	10,0	0,91	2,74	OK
30,45	5,5	1,25	2,68	11,8	0,90	2,74	OK
34,10	5,5	1,25	3,08	13,5	0,88	2,74	OK
37,75	5,5	1,25	3,46	15,2	0,84	2,74	OK
41,40	5,5	1,25	3,83	16,8	0,81	2,74	OK
45,05	5,5	1,25	4,17	18,3	0,74	2,74	OK

Verifica-se, na Tabela 13, que o deslocamento da estrutura na direção X ficou próximo do limite, indicando que esta ficou esbelta. Caso não fosse atendido o requisito normativo, seria necessário aumentar a rigidez da estrutura. A Tabela 14, que verifica os deslocamentos na direção Y, apresenta seus valores inferiores aos deslocamentos em X, portanto estando dentro dos limites exigidos pela NBR15421.

7.6.2 Verificação da dispensa do efeito de segunda ordem

A seguir, a partir dos resultados dos deslocamentos mostrados no item 7.6.1 serão verificados os efeitos de segunda ordem do edifício em estudo, calculados conforme o item 5.2.2. Tal análise somente será feita da para direção X cujos valores apresentaram-se maiores que na direção Y.

Tabela 15 – Verificação do efeito de segunda ordem na direção X

El. (m)	Px (kN)	Hx	hsx	θ	$\theta_{\text{lim,inf.}}$	$\theta_{\text{lim,sup.}}$
0,00	-	-	0	0	0	0
4,90	115588	6080	4,9	0,0129	0,1	0,0909091
8,55	106562	6061	3,65	0,0132	0,1	0,0909091
12,20	97016	5997	3,65	0,0119	0,1	0,0909091
15,85	87471	5876	3,65	0,0108	0,1	0,0909091
19,50	77925	5682	3,65	0,0096	0,1	0,0909091
23,15	68379	5404	3,65	0,0085	0,1	0,0909091
26,80	58833	5031	3,65	0,0073	0,1	0,0909091
30,45	49288	4553	3,65	0,0061	0,1	0,0909091
34,10	39742	3959	3,65	0,0050	0,1	0,0909091
37,75	30196	3240	3,65	0,0038	0,1	0,0909091
41,40	20650	2388	3,65	0,0026	0,1	0,0909091
45,05	11105	1393	3,65	0,0014	0,1	0,0909091

Pela verificação do efeito de segunda ordem, na Tabela 15, os coeficientes de estabilidade θ ficaram menores que 0,1, não sendo necessária a consideração destes efeitos.

7.7 Resultados no Estado Limite Último

7.7.1 Resultados sob a ação sísmica

Na análise de cada elemento pertencente ao sistema sismo-resistente, a direção de aplicação das forças sísmicas na estrutura deve ser a que produz o efeito mais crítico no elemento em questão. A NBR15421 (2006) permite aplicar as forças sísmicas separadamente em cada uma das direções horizontais ortogonais, sem considerar a superposição dos efeitos em duas direções, exceto para estruturas que apresentem irregularidades no plano do tipo 3, em que haja elementos verticais não paralelos ou assimétricos. Estas devem ser verificadas, em cada uma das direções ortogonais, para uma combinação de 100% das cargas horizontais aplicadas em uma das direções com 30% das cargas aplicadas na direção perpendicular a esta.

7.7.1.1 Vigas

A seguir, nas figuras 33 a 35, Figura 33 são apresentados os esforços máximos nas vigas mais solicitadas de cada pavimento tipo, gerados a partir das combinações de cargas. Pelas análises do modelo estrutural, o sismo na direção *X* foi o carregamento dinâmico que gerou os maiores esforços nas vigas:

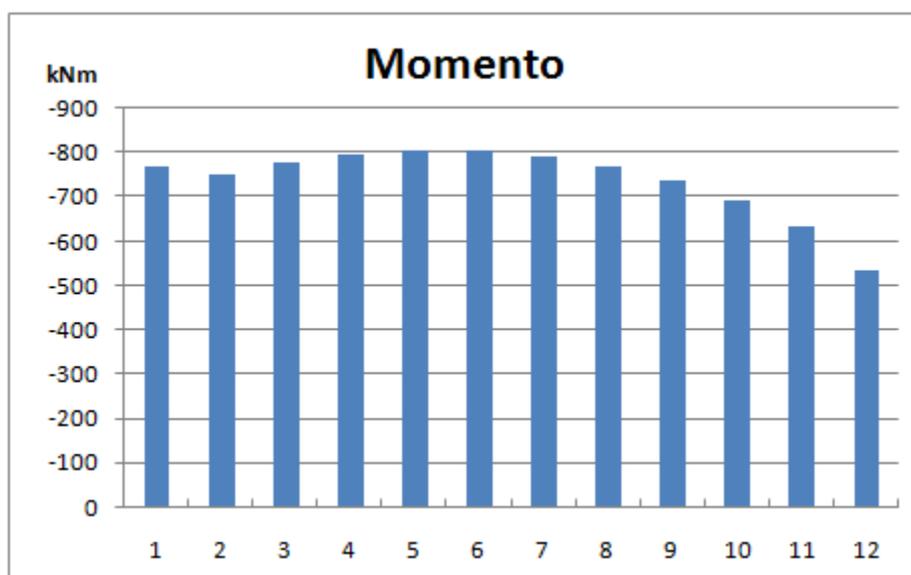


Figura 33 – Momentos negativos máximos das vigas mais solicitadas por pavimento

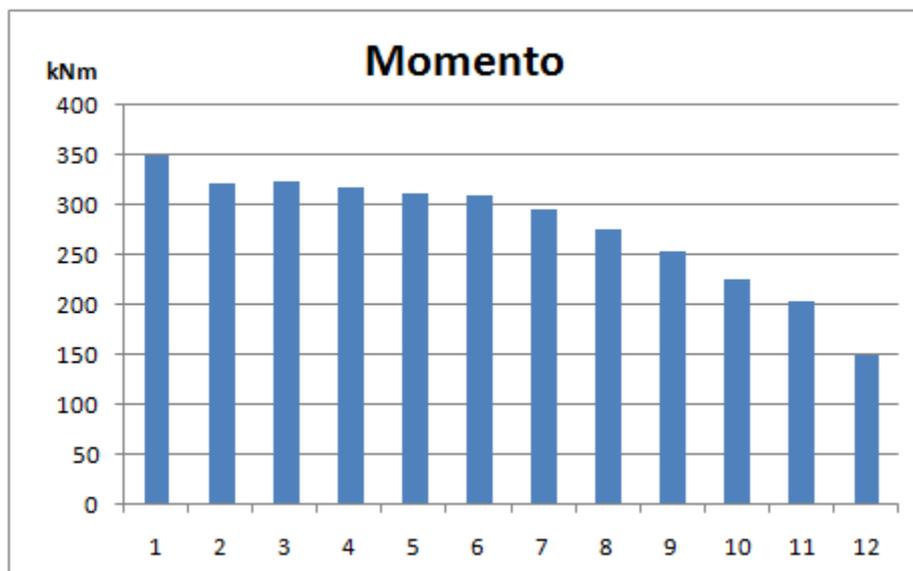


Figura 34 – Momentos positivos máximos das vigas mais solicitadas por pavimento

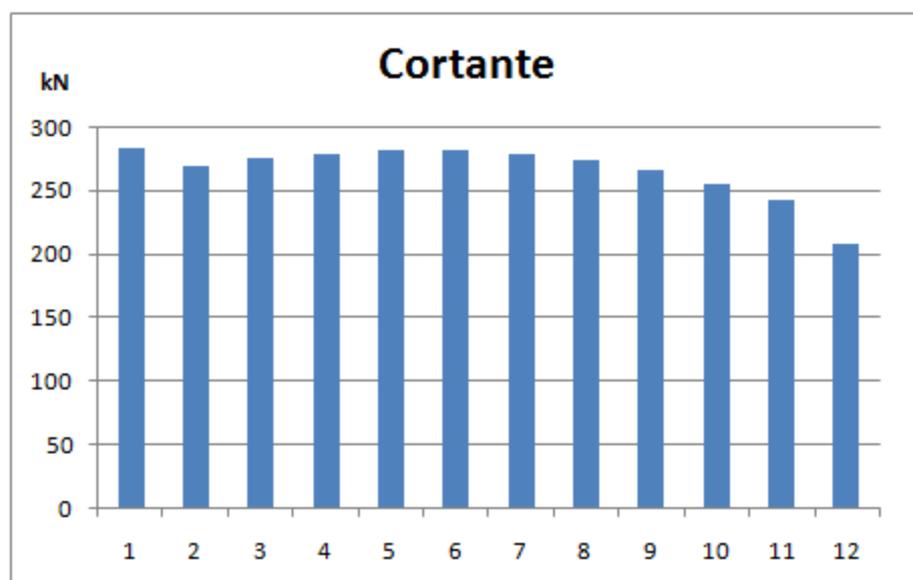


Figura 35 – Cortantes máximos das vigas mais solicitadas por pavimento

As vigas V2 e V3, apresentadas na Figura 27, localizadas no quinto andar, foram as mais solicitadas e seus esforços, devidos aos carregamentos sísmicos e estáticos, com seus valores característicos, estão apresentados a seguir nas figuras 36 a 39:

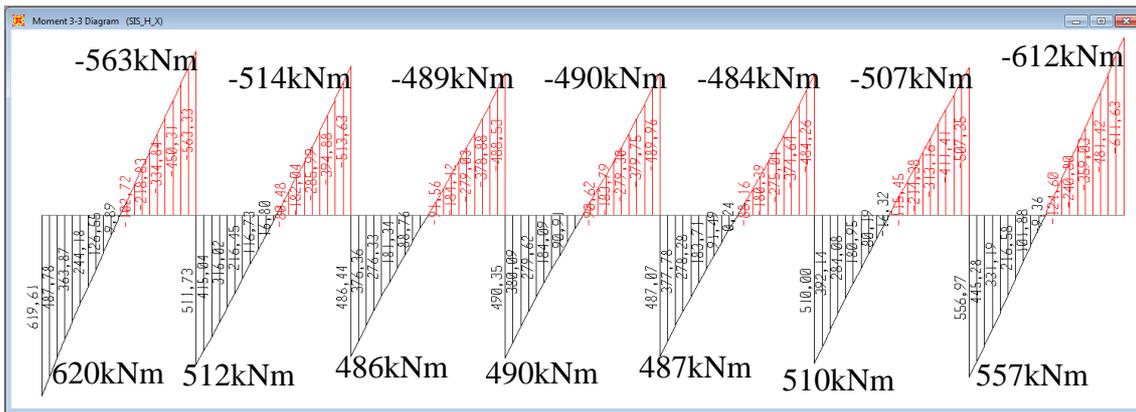


Figura 36 – Diagrama de momentos da viga mais solicitada para as cargas sísmicas

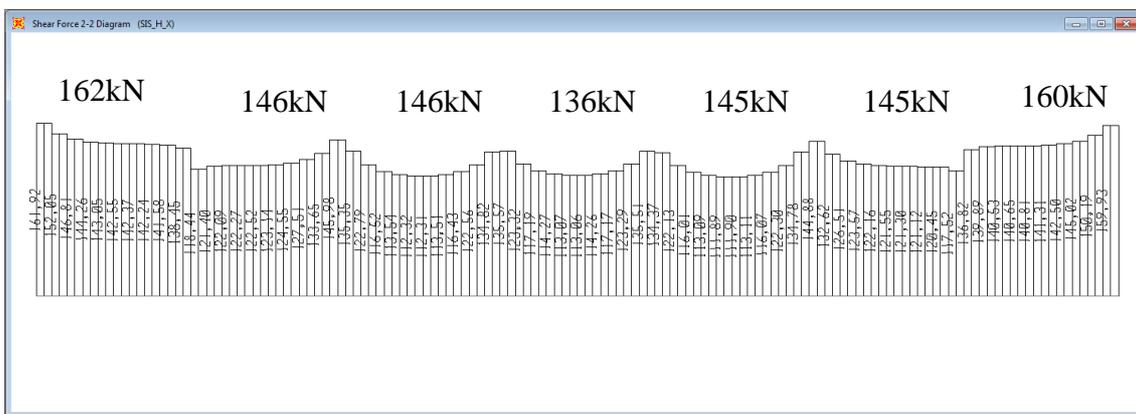


Figura 37 – Diagrama de cortantes da viga mais solicitada para as cargas sísmicas

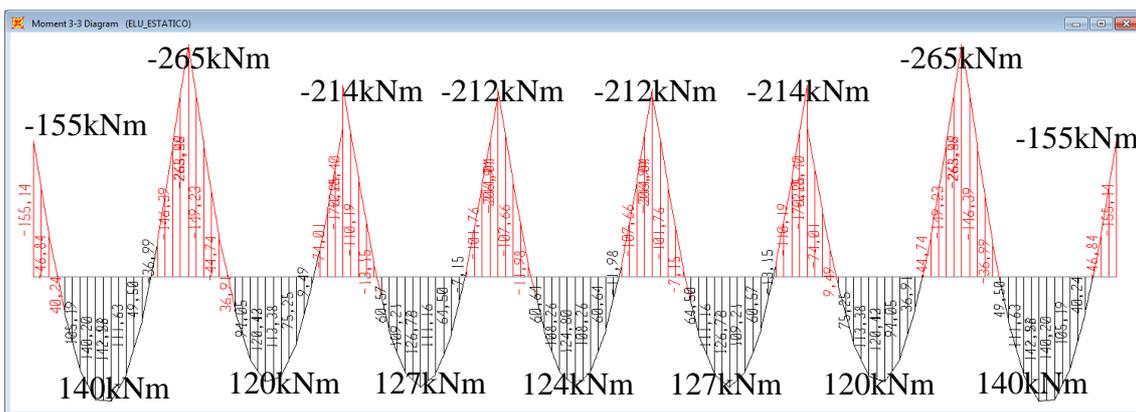


Figura 38 – Diagrama de momentos da viga mais solicitada para as cargas permanentes / sobrecargas

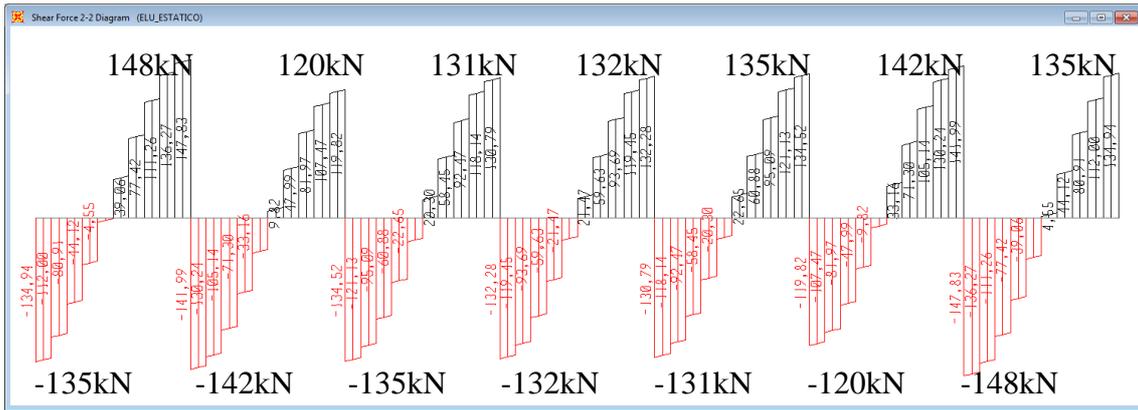


Figura 39 – Diagrama de cortantes da viga mais solicitada para as cargas permanentes / sobrecargas

Combinam-se os carregamentos de acordo com a NBR8681 (2003), conforme mostrado abaixo:

$$F_d = 1,2 \sum F_g + \sum F_q + F_{exc} \quad 7-1$$

$$F_d = 1,4 \sum F_g + 1,4 \sum F_q \quad 7-2$$

Nestas combinações, mostradas nas figuras 40 a 43, F_d , F_g , F_q e F_{exc} são, respectivamente, o valor numérico de uma determinada solicitação de cálculo e as parcelas devidas às cargas permanente, acidental e sísmica.

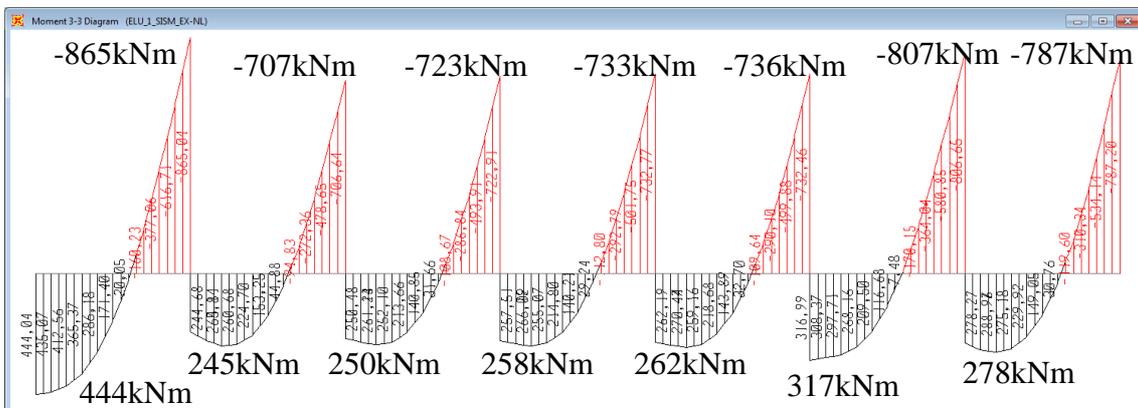


Figura 40 – Diagrama de momentos da viga mais solicitada para a combinação sísmica

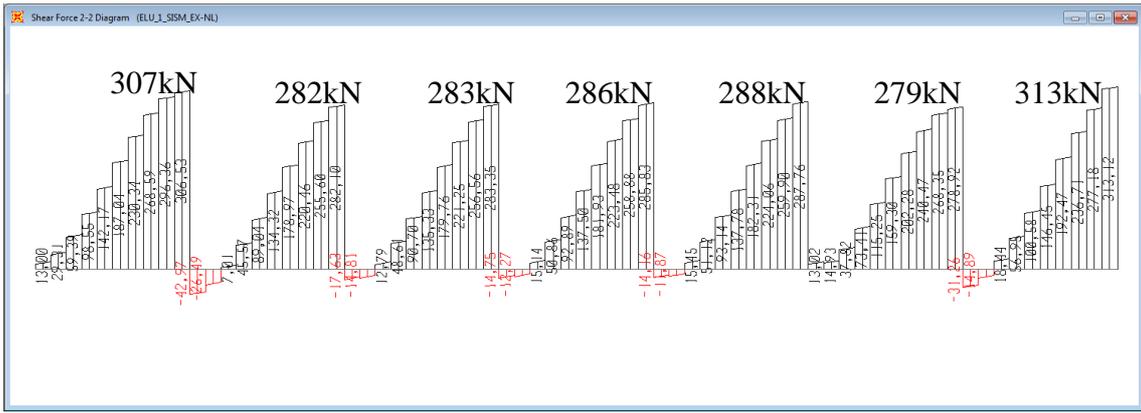


Figura 41 – Diagrama de cortantes da viga mais solicitada para a combinação sísmica

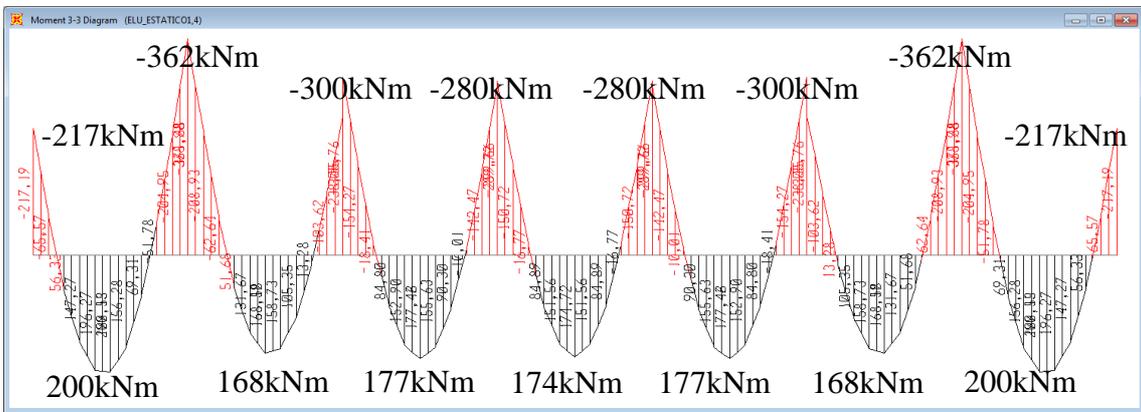


Figura 42 – Diagrama de momentos da viga mais solicitada para a combinação permanentes / sobrecargas

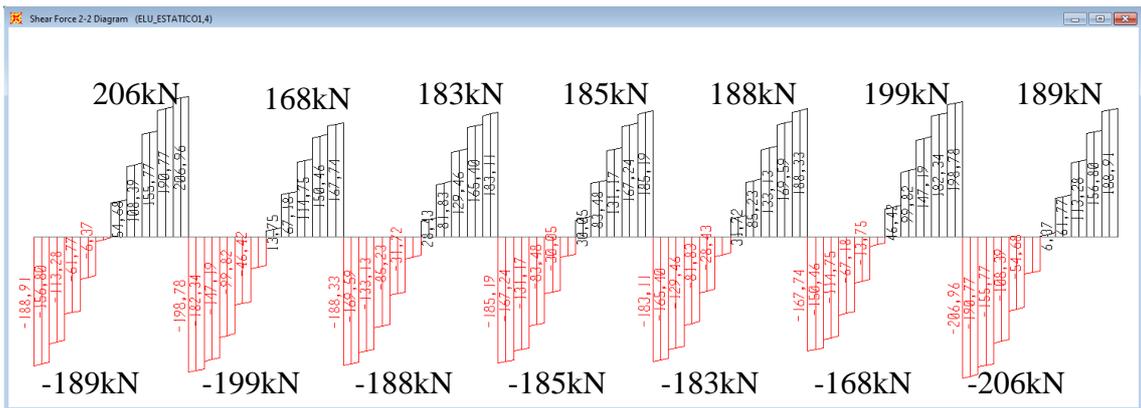


Figura 43 – Diagrama de cortantes da viga mais solicitada para a combinação permanentes / sobrecargas

7.7.1.2 Pilares

A seguir, nas figuras 44 a 47, são apresentados os esforços concomitantes nos pilares mais solicitados. Embora os maiores esforços tenham ocorrido para a condição do sismo na direção X , em alguns pilares, nos pavimentos mais elevados, os maiores esforços ocorreram pela condição do sismo na direção Y . Também se verificou que os momentos máximos M_{xx} são menores que os momentos máximos M_{yy} .

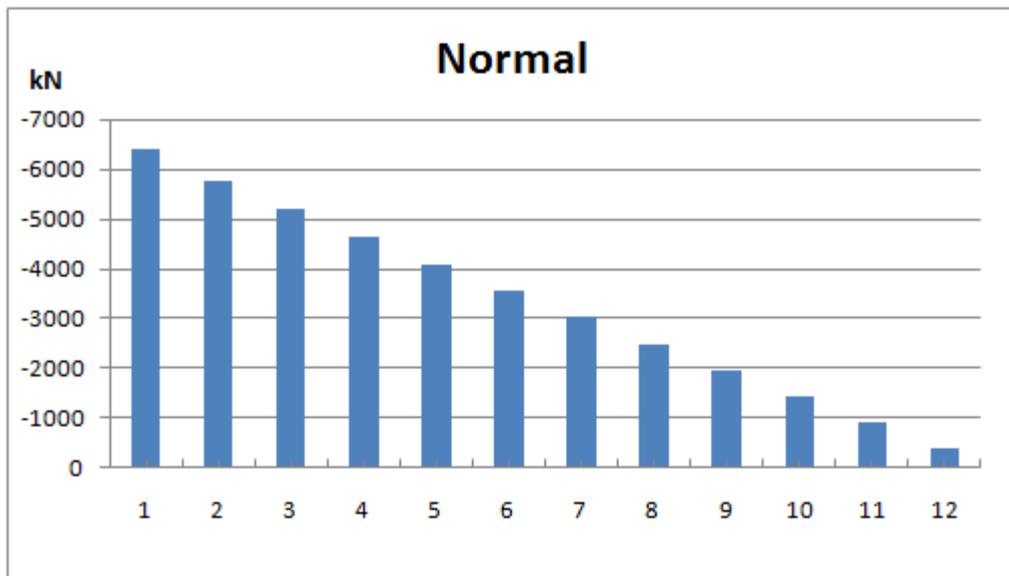


Figura 44 – Força normal nos pilares mais solicitados por pavimento - Sismo em X

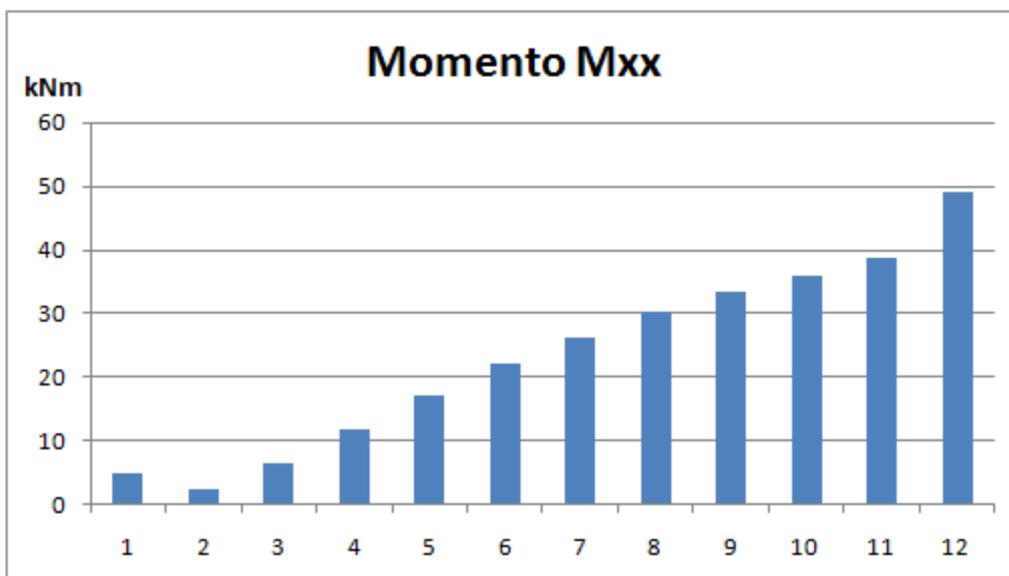


Figura 45 – Momentos M_{xx} nos pilares mais solicitados por pavimento - Sismo em X

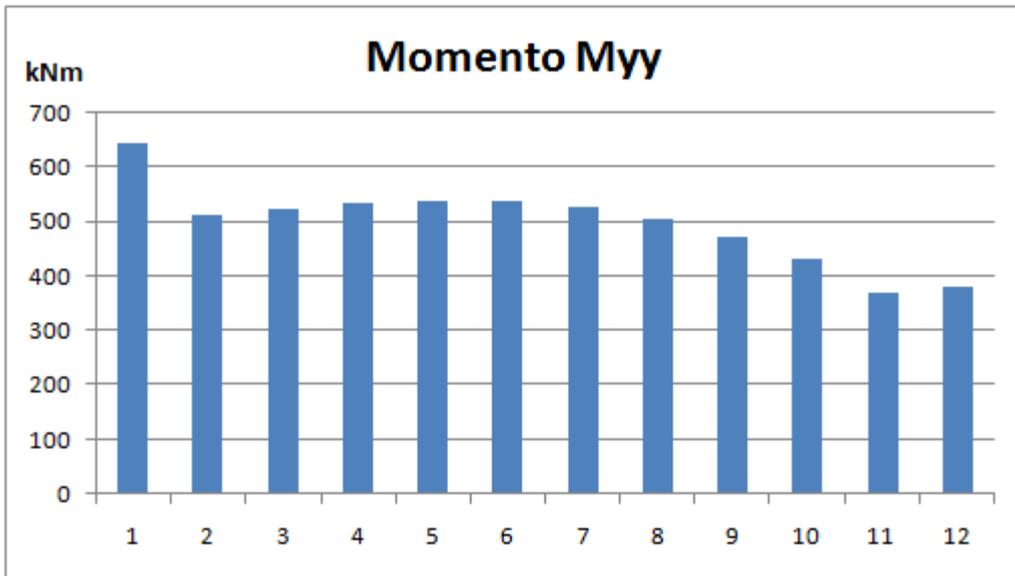


Figura 46 – Momentos M_{yy} nos pilares mais solicitados por pavimento - Sismo em X

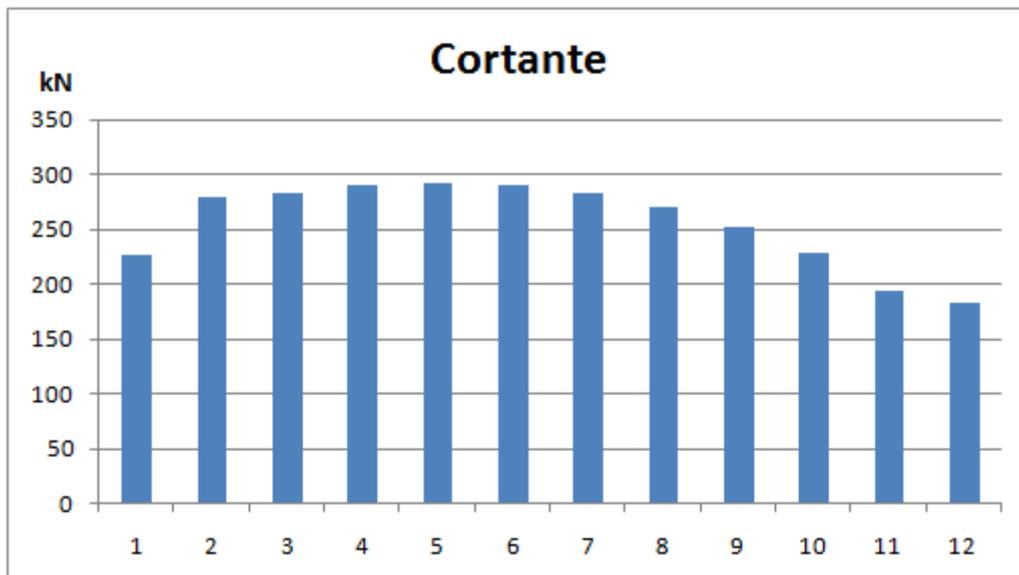


Figura 47 – Força cortante nos pilares mais solicitados por pavimento - Sismo em X

A seguir, nas figuras 48 a 50, são apresentados os esforços no pilar mais solicitado, P122, cuja combinação dos carregamentos foi realizada conforme a equação 5-12:

$$F_d = 1,2 \sum F_g + \sum F_q + F_{exc}$$

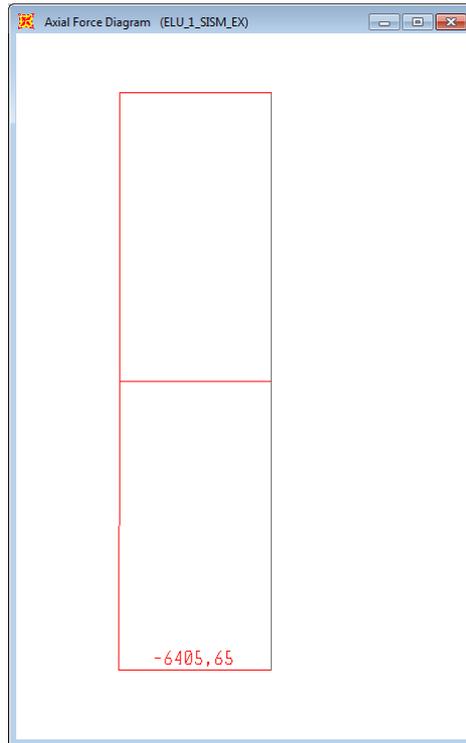


Figura 48 – Esforço axial - Pilar P122

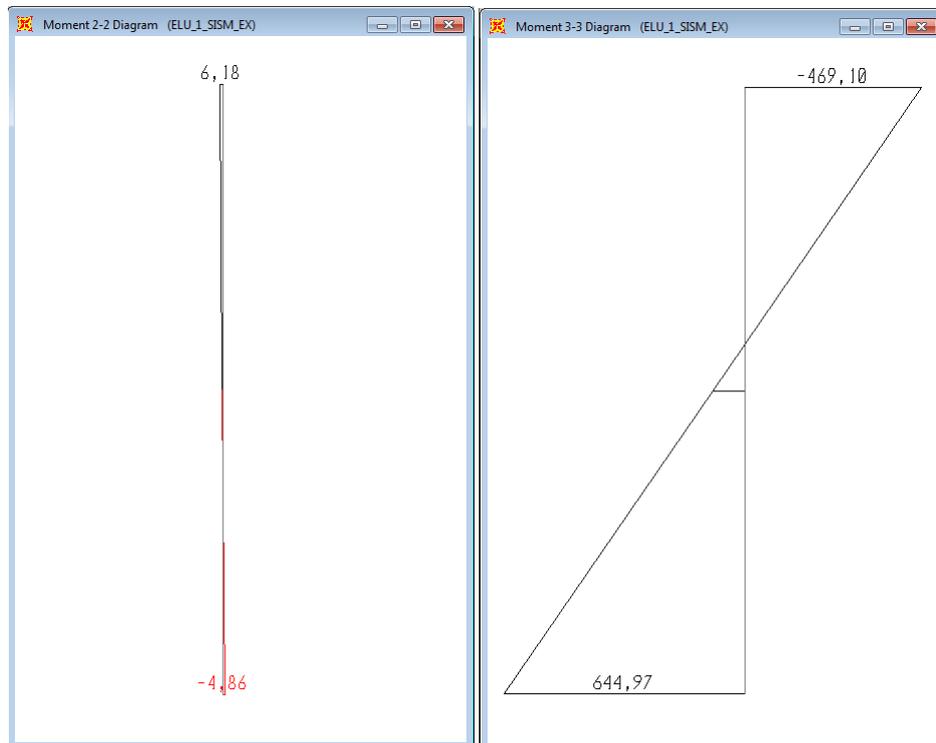


Figura 49 – Momentos fletores M_{xx} e M_{yy} , respectivamente- Pilar P122

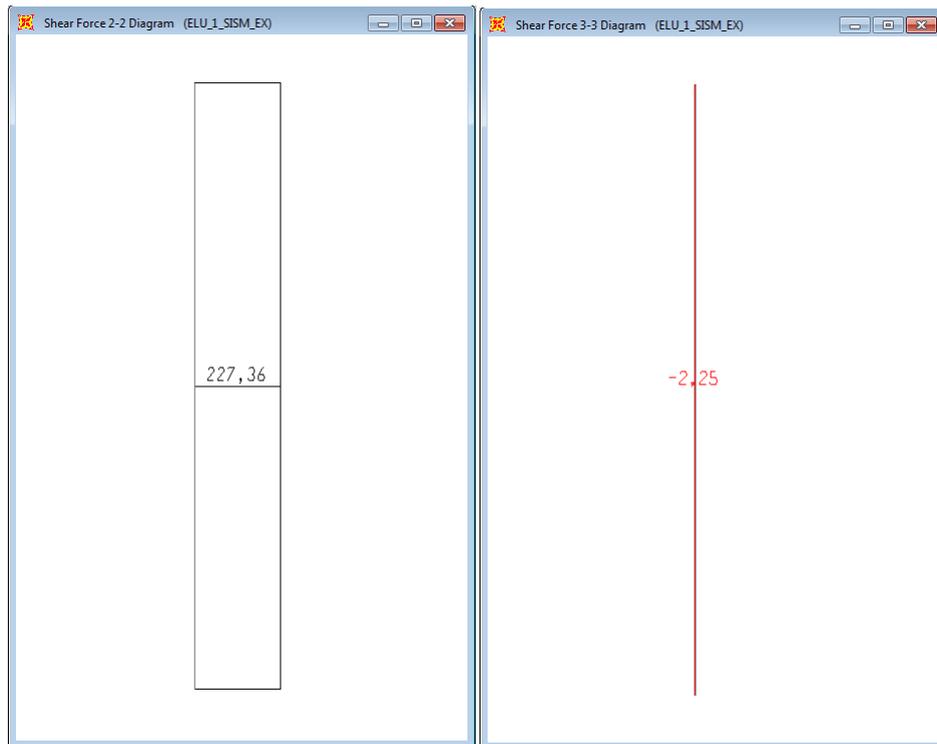


Figura 50 – Esforços cortantes V_x e V_y , respectivamente - Pilar P122

7.7.1.3 Pilares-parede

A seguir, nas figuras 53 a 57, são apresentados os esforços nos pilares-parede mais solicitados ao longo de suas elevações. Como os pilares-parede foram modelados utilizando-se elementos de placa com elementos de barra, ver Figura 51, para a integração dos esforços utilizou-se a ferramenta SECTION-CUT do SAP2000.

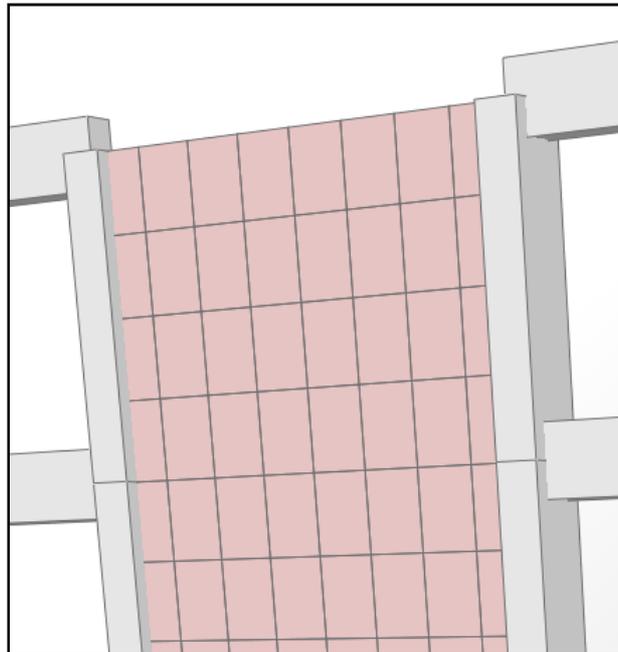


Figura 51 – Pilar-parede modelado no programa de análise estrutural.

A direção dos esforços solicitantes segue o sistema de eixos globais conforme apresentado a seguir:

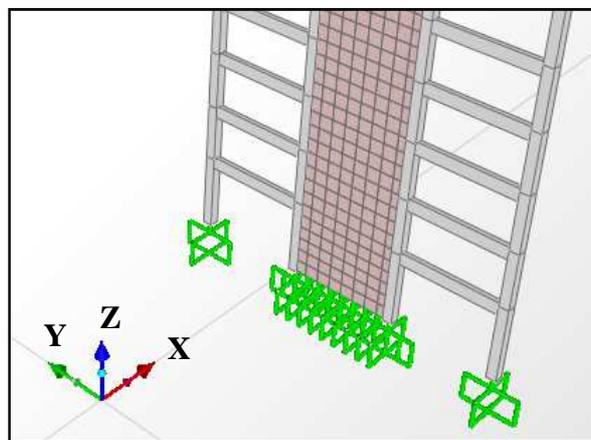


Figura 52 – Pilar-parede modelado no programa de análise estrutural.

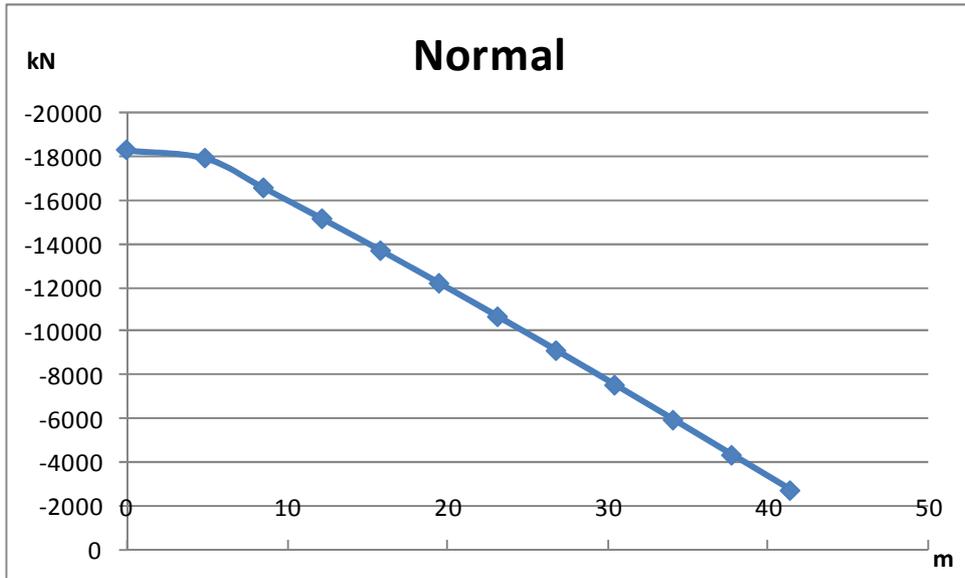


Figura 53 – Força normal nos pilares-parede mais solicitados por elevação

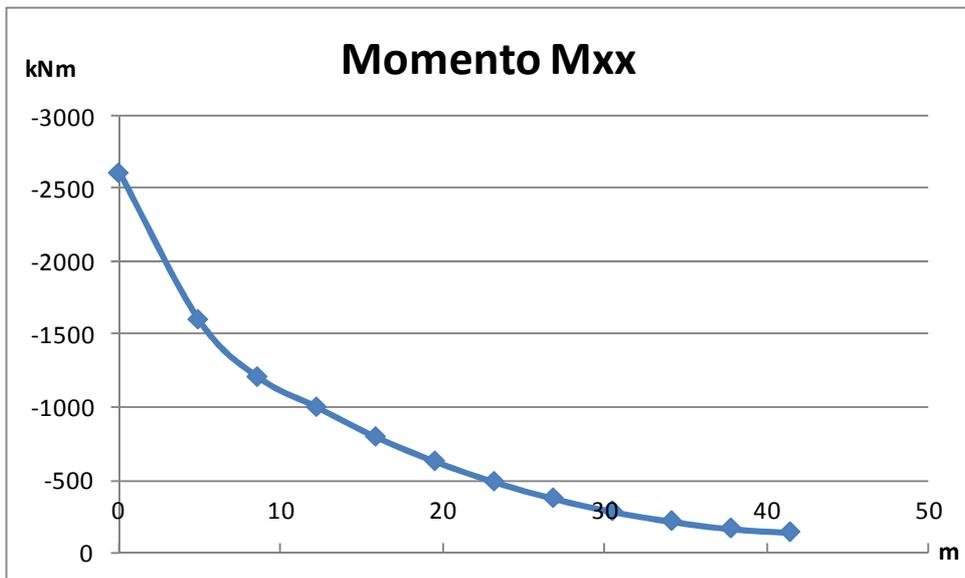


Figura 54 – Momento M_{xx} nos pilares-parede mais solicitados por elevação

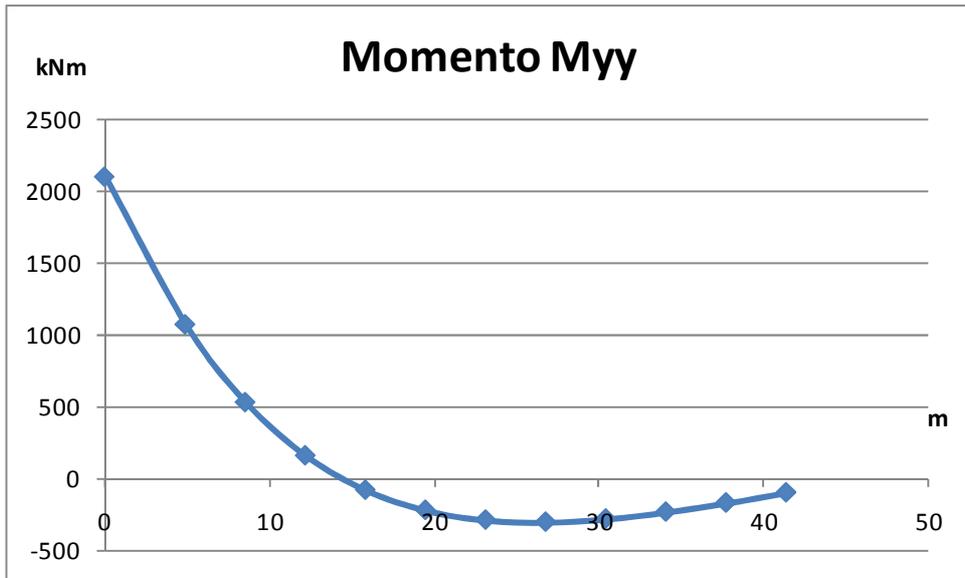


Figura 55 – Momento M_{yy} nos pilares-parede mais solicitados por elevação

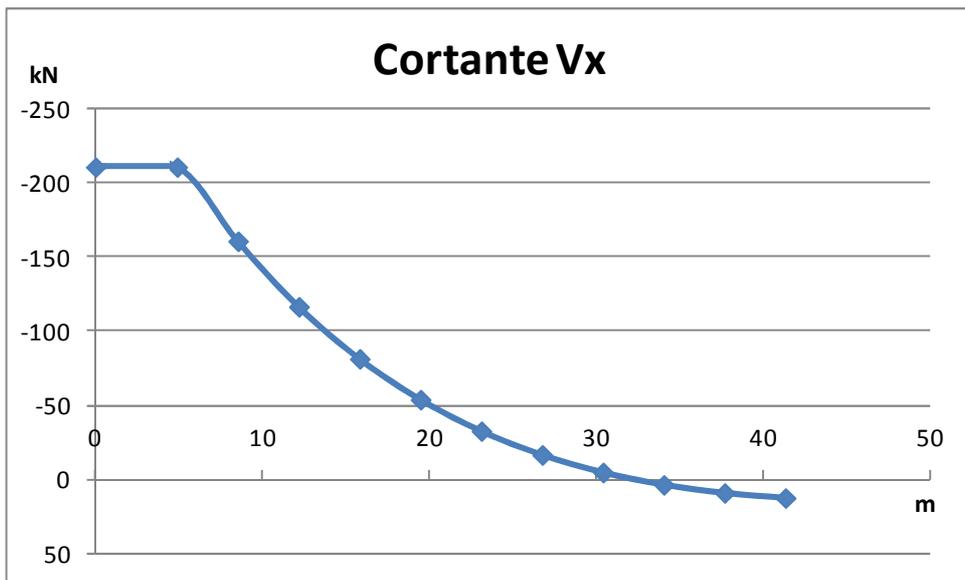


Figura 56 – Força cortante V_x nos pilares-parede mais solicitados por elevação

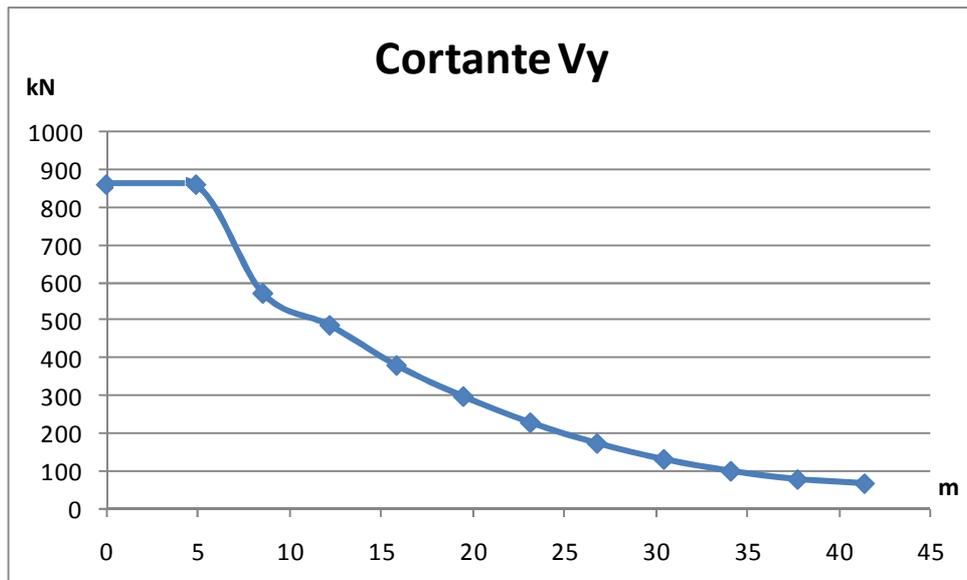


Figura 57 – Força cortante V_y nos pilares-parede mais solicitados por elevação

7.8 Detalhamento sismo-resistente

Para o cálculo das armaduras considera-se a classe de agressividade I, e cobrimento de 25 mm, conforme tabela 7.2 da NBR 6118.

7.8.1 Vigas

A seguir será apresentado o detalhamento da viga V2 de dimensões 30x80, com base na norma americana ACI-318 (2011), a partir dos esforços apresentados no item 7.7.1.1.

Verificação dos requisitos gerais descritos no item 6.1.2.1:

- ✓ Não há força de compressão significativa nas vigas, $N_{sd} \leq 672kN$;
- ✓ O vão livre de $792cm > 4 \times (80cm - 7,3cm) = 291cm$;
- ✓ A relação $b_w/h = 30cm/80cm = 0,375 > 0,3$;
- ✓ A base da viga $b_w = 30cm > 25cm$ e $< 60cm + 1,5 \times 60cm$.

A viga será analisada em seções, conforme figura a seguir:

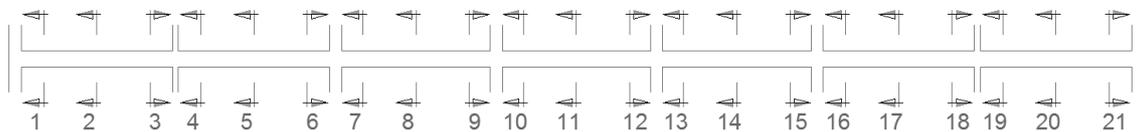


Figura 58 – Localização das seções de análise da viga V2.

7.8.1.1 Dimensionamento das armaduras longitudinais

Tabela 16 – Momentos em cada seção da viga

Seção	$M_{\text{permanente / sobrecarga}}$		M_{sismo}		$M_{u,\text{positivo}}$	$M_{u,\text{negativo}}$	$M_{u,50\%}$	$M_{u,\text{reversível}}$
	(kNm)		(kNm)					
1 e 21		-217	444	-787		-787	393,5	444
2 e 20	200		366,4		366,4			
3 e 19		-362	278	-865		-865	432,5	432,5
4 e 18		-362	245	-807		-807	403,5	403,5
5 e 17	168		268		268			
6 e 16		-280	317	-707		-707	353,5	353,5
7 e 15		-280	250	-736		-736	368	368
8 e 14	177		262		262			
9 e 13		-280	262	-723		-723	361,5	361,5
10 e 12		-280	258	-733		-733	366,5	366,5
11	174		255		255			

Onde,

$M_{\text{estático}}$ - Momento na combinação normal;

M_{sismo} - Momento na combinação excepcional;

$M_{u,\text{negativo}}$ - Máximo momento negativo nos apoios;

$M_{u,\text{positivo}}$ - Máximo momento positivo no meio dos vãos;

$M_{u,50\%}$ - Momento reversível igual a 50% do negativo máximo;

$M_{u,\text{reversível}}$ - Momento reversível no apoio;

Cálculo da armadura mínima e máxima para as armaduras longitudinais:

Cálculo pela ACI-318: $A_{S,\text{min}} \geq 0,25 \sqrt{28}/500 \times 30 \times 75,3 = 5,98 \text{ cm}^2$

$$A_{S,\text{min}} \geq 1,4(30 \times 75,3)/500 = 6,33 \text{ cm}^2$$

Cálculo pela NBR6118: $A_{S,\text{min}} \geq 0,173/100 \times 30 \times 80 = 4,15 \text{ cm}^2$

Cálculo pela ACI-318: $A_{S,\text{max}} = 2,5/100 \times 30 \times 80 = 60,00 \text{ cm}^2$

Onde, $A_{S,\text{min}}$ é a armadura mínima e $A_{S,\text{max}}$ é a armadura máxima da viga 30x80.

Na Tabela 17 a seguir serão calculadas as armaduras de flexão das seções da viga V2 com base nos momentos apresentados na Tabela 16. Os cálculos serão apresentados em tabela de acordo com as equações abaixo:

$$K_{md} = \frac{M_d}{b_w d^2 f_{cd}} \quad 7-3$$

$$K_x = \frac{1 - \sqrt{1 - 2K_{md}/0,85}}{0,8} \quad 7-4$$

$$K_z = 1 - 0,4K_x \quad 7-5$$

$$A_s = \frac{M_d}{k_z d f_{yd}} \quad 7-6$$

Tabela 17 – Cálculo das armaduras de flexão nas seções da Figura 58

SEÇÃO	b_w (cm)	h (cm)	d' (cm)	d (cm)	f_{ck} (MPa)	f_{yk} (MPa)	M_d (kN.m)	A_s (cm ²)	$A_{s,adotada}$ (cm ²)
1 e 21	30	80	7,25	72,75	28	500	787,0	30,99	34,37
1 e 21	30	80	7,25	72,75	28	500	444,0	15,77	18,84
2 e 20	30	80	4,75	75,25	28	500	366,4	12,27	14,73
3 e 19	30	80	7,25	72,75	28	500	865,0	35,09	39,28
3 e 19	30	80	7,25	72,75	28	500	432,5	15,31	15,70
4 e 18	30	80	7,25	72,75	28	500	807,0	32,01	34,37
4 e 18	30	80	7,25	72,75	28	500	403,5	14,18	15,70
5 e 17	30	80	4,75	75,25	28	500	268,0	8,79	12,56
6 e 16	30	80	7,25	72,75	28	500	707,0	27,08	29,46
6 e 16	30	80	7,25	72,75	28	500	353,5	12,28	12,56
7 e 15	30	80	7,25	72,75	28	500	736,0	28,47	29,46
7 e 15	30	80	7,25	72,75	28	500	368,0	12,82	15,70
8 e 14	30	80	4,75	75,25	28	500	262,0	8,58	12,56
9 e 13	30	80	7,25	72,75	28	500	723,0	27,84	29,46
9 e 13	30	80	7,25	72,75	28	500	361,5	12,58	12,56
10 e 12	30	80	7,25	72,75	28	500	733,0	28,32	29,46
10 e 12	30	80	7,25	72,75	28	500	366,5	12,77	15,70
11	30	80	4,75	75,25	28	500	255,0	8,34	12,56

Todas as seções da viga apresentam armaduras longitudinais dimensionadas com pelo menos 25% do momento máximo junto ao apoio do respectivo vão.

Onde,

b_w – Largura da viga;

h – Altura da viga;

d' – Distância do centro de gravidade das armaduras até a face tracionada;

d – Altura útil;

M_d - Momento de dimensionamento;

A_s - Armadura calculada;

$A_{s,min}$ - Armadura mínima;

$A_{s,adotada}$ - Armadura adotada;

7.8.1.2 Dimensionamento das armaduras transversais

Para o dimensionamento ao cisalhamento primeiro é necessário calcularmos o cortante teórico V_e , correspondente ao momento resistente máximo da viga, conforme apresentado no item 6.1.2.4, "Requisitos para armadura transversal":

Os momentos de extremidade são calculados pela fórmula a seguir, com os valores sempre positivos ($y=0,8.x$, profundidade do bloco retangular de tensões):

$$M_{pr} = A_{s,adotada} \frac{1,25f_y}{1,15} \left(d - \frac{y}{2} \right) \quad 7-7$$

Os carregamentos sobre a viga são:

$$W_u = 1,2F_g + 1,0F_q \quad 7-8$$

F_g e F_q são, respectivamente, as parcelas devidas às cargas permanente e acidental.

$$W_u = 1,2 \left(0,3m \times 0,8m \times 25 \frac{kN}{m^3} + \frac{1,5 \frac{kN}{m^2} \times 7,37m}{4} \right) + 1,0 \left(3,0 \frac{kN}{m^2} \times \frac{7,37m}{4} \right)$$

$$W_u = 16,0kN/m$$

Assim, o cortante teórico será:

$$V_e = \frac{W_u l}{2} + \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l} \quad 7-9$$

O cálculo dos cortantes teóricos em cada seção está apresentado na tabela a seguir:

Tabela 18 – Cálculo dos cortantes teóricos nas seções próximas ao apoio

SEÇÃO	b_w (cm)	h (cm)	d' (cm)	d (cm)	f_{ck} (MPa)	f_{yk} (MPa)	$A_{s,adotada}$ (cm ²)	M_{pr} (kN.m)	W_u (kN/m)	l (m)	V_e (kN)
1 e 21	30	80	7,25	72,75	28	500	34,37	1091	16	7,32	373
3 e 19	30	80	7,25	72,75	28	500	39,28	1210	16	7,32	373
4 e 18	30	80	7,25	72,75	28	500	34,37	1083	16	7,32	338
6 e 16	30	80	7,25	72,75	28	500	29,46	961	16	7,32	338
7 e 15	30	80	7,25	72,75	28	500	29,46	952	16	7,32	319
9 e 13	30	80	7,25	72,75	28	500	29,46	956	16	7,32	319
10 e 12	30	80	7,25	72,75	28	500	29,46	953	16	7,32	319

Onde,

b_w – Largura da viga;

h – Altura da viga;

d' – Distância do centro de gravidade das armaduras até a face tracionada;

d – Altura efetiva;

f_{ck} – Resistência característica à compressão do concreto;

f_{yk} – Resistência característica ao escoamento do aço de armadura passiva;

$A_{s,adotada}$ – Armadura de flexão adotada;

M_{pr} – Momento resistente máximo de extremo;

W_u – Carregamento distribuído sobre a viga;

l – Vão da viga;

V_e – Esforço cortante teórico;

Na Tabela 19, para as seções da Figura 25, estão apresentados resumidamente os esforços cortantes obtidos através do resultado do modelo estrutural, a partir das combinações normais e excepcionais, e também são apresentados os cortantes teóricos da Tabela 18.

Tabela 19 – Cortante em cada seção da viga

Seção	$V_{estático}$ (kN)	V_{sismo} (kN)	$V_{u,modelo}$ (kN)	V_e (kN)
1 e 21	189	313	313	373
2 e 20	0	236	236	
3 e 19	206	307	307	373
4 e 18	199	279	279	338
5 e 17	0	240	240	
6 e 16	168	282	282	338
7 e 15	188	288	288	319
8 e 14	0	224	224	
9 e 13	183	283	283	319
10 e 12	185	286	286	319
11	0	223	223	

Onde,

$V_{estático}$ – Esforços cortantes gerados a partir da combinação normal;

V_{sismo} – Esforços cortantes gerados a partir da combinação excepcional;

$V_{u,modelo}$ – Cortante máximo entre $V_{estático}$ e V_{sismo} ;

V_e – Esforço cortante teórico;

Cálculo da armadura mínima para armaduras transversais:

Cálculo pela NBR6118: $A_{S,min}/s \geq 0,2f_{ctm}b_w/f_{ywk} = 0,2 \times 277 \times 30/500$

$$A_{S,min}/s = 3,33cm^2/m$$

$$f_{ctm} = 0,3f_{ck}^{2/3}$$

Onde, $A_{S,min}$ é a armadura mínima e f_{ctm} é a resistência média a tração do concreto.

A seguir serão calculadas as armaduras de cisalhamento das seções da viga V2 com base nos cortantes apresentados na Tabela 19. Os cálculos serão apresentados na Tabela 20, que aplica as equações abaixo:

$$\alpha_v = 1 - \frac{f_{ck}}{250} \quad 7-10$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \alpha_v f_{cd} b_w d \quad 7-11$$

$$V_{sw} = V_{sd} + V_{co} \quad 7-12$$

$$f_{ctd} = 0,21 f_{yk}^{\frac{2}{3}} / 1,4 \quad 7-13$$

$$V_{co} = 0,6 f_{ctd} \times b_w \times d \quad 7-14$$

$$A_{sw} = \frac{V_{sw}}{0,9 \times d \times f_{ywd}} \quad 7-15$$

Tabela 20 – Cálculo das armaduras de cisalhamento nas seções da Figura 58

SEÇÃO	b_w (cm)	h (cm)	d' (cm)	f_{ck} (MPa)	f_{yk} (MPa)	V_d (kN)	V_{Rd2} (kN)	V_{sw} (kN)	V_c (kN)	A_{sw} (cm ² /m)	$A_{sw,min}$ (cm ² /m)
1 e 21	30	80	4,0	28	500	373	1093	373	0	12,54	3,32
3 e 19	30	80	4,0	28	500	373	1093	373	0	12,54	3,32
4 e 18	30	80	4,0	28	500	338	1093	338	0	11,36	3,32
6 e 16	30	80	4,0	28	500	338	1093	338	0	11,36	3,32
7 e 15	30	80	4,0	28	500	319	1093	319	0	10,74	3,32
9 e 13	30	80	4,0	28	500	319	1093	319	0	10,74	3,32
10 e 12	30	80	4,0	28	500	319	1093	319	0	10,73	3,32

Onde,

b_w – Largura da viga;

h – Altura da viga;

d' – Distância do centro de gravidade das armaduras até a face tracionada;

V_d – Cortante de cálculo;

V_{Rd2} – Força resistente de cálculo, relativa a ruína das diagonais comprimidas do concreto;

V_{sw} – Parcela de força cortante resistida pela armadura transversal;

V_c – Parcela de força cortante resistida por mecanismos complementares ao modelo em treliça;

A_{sw} – Armadura calculada;

$A_{sw,min}$ – Armadura mínima;

Verifica-se que na tabela a seguir V_c é nulo pois o cortante devido ao esforço sísmico é maior que a metade do esforço total da combinação no Estado limite último e a força de compressão é inferior a $A_c f_{ck}/20$. Adotar-se-á $\emptyset 10$ mm a cada 10 cm para todas as seções.

7.8.1.3 Detalhe da armadura da viga

Na Figura 59 está apresentado o detalhamento da viga V2 de acordo com os cálculos apresentados anteriormente:

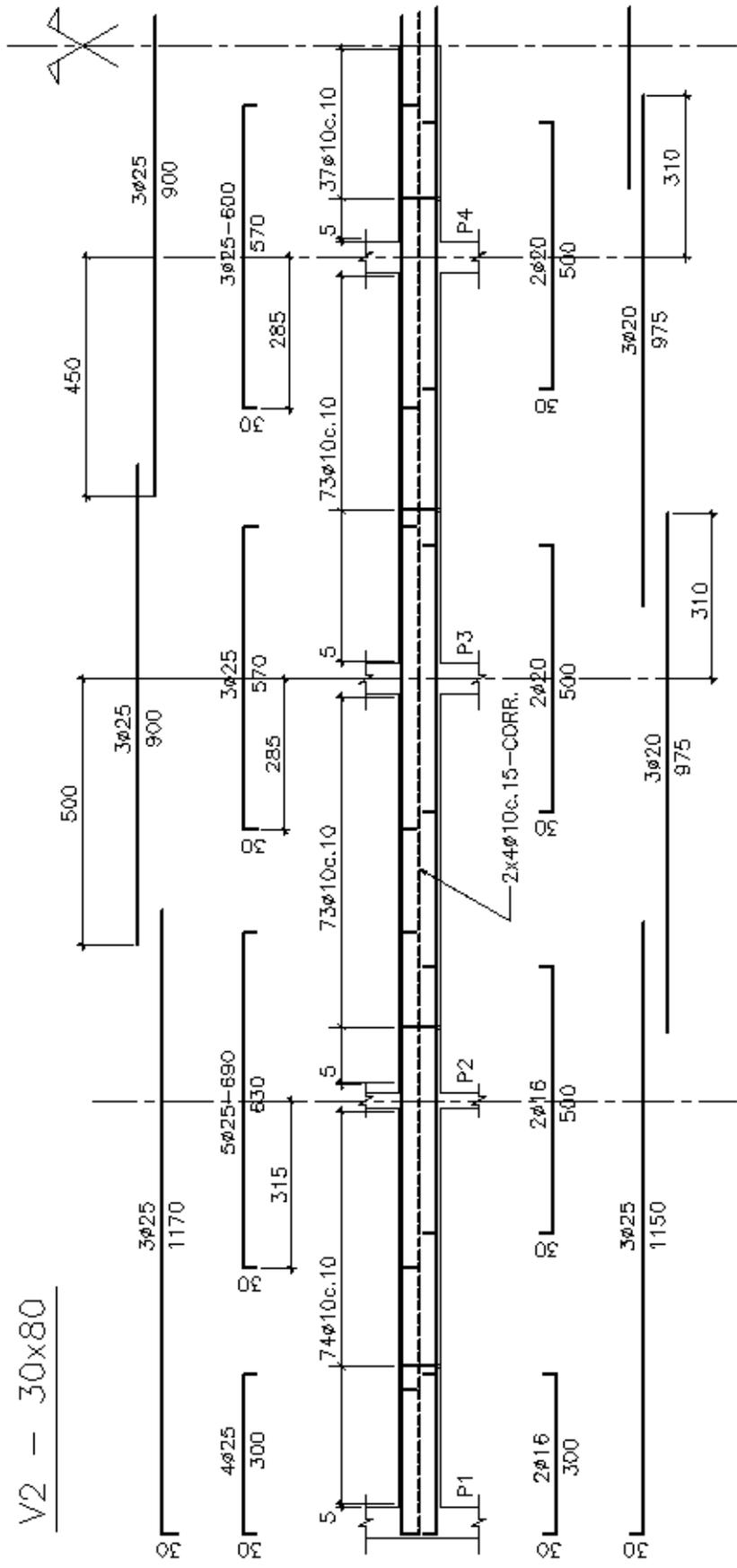


Figura 59 – Detalhe das armaduras da viga V2.

7.8.2 Pilares

A seguir será apresentado o detalhamento do pilar P122 de 60x60, que se localiza no térreo, com base na norma americana ACI-318 (2011), a partir dos esforços apresentados no item 7.7.1.2.

Verificação dos requisitos gerais, descritos no item 6.1.3.1:

- ✓ A força axial de compressão $N_{sd} \geq A_c f_{ck}/10 = 1008 \text{ kN};$
- ✓ A dimensão do pilar é maior que 30 cm;
- ✓ A relação $b_w/h = 1 > 0,4;$

Na Tabela 21 estão apresentados os esforços no pilar P122, obtidos do modelo estrutural. Nas duas primeiras linhas estão os esforços provenientes do sismo na direção X, respectivamente na base e no topo do pilar. Nas duas últimas linhas estão os esforços oriundos do sismo na direção Y, respectivamente na base e no topo do pilar. A consideração dos efeitos de segunda ordem global já está computada no modelo estrutural.

Tabela 21 – Esforços no pilar P122 devido ao sismo na direção x e y.

Combinação	Elevações	P	V _x	V _y	T	M _{xx}	M _{yy}	Mmin
	m	KN	KN	KN	KNm	KNm	KNm	
ELU_1_SISM_EX	0,00	-6405,6	227,4	-2,3	-0,2	-4,9	645,0	211,4
ELU_1_SISM_EX	4,90	-6365,8	227,4	-2,3	-0,2	6,2	-469,1	
ELU_1_SISM_EY	0,00	-6739,4	1,9	36,3	0,4	112,3	2,7	222,4
ELU_1_SISM_EY	4,90	-6699,5	1,9	36,3	0,4	-65,7	-6,5	

Onde,

Elevações – Seção do pilar onde os esforços são analisados.

P – Esforço axial;

V_x e V_y – Força cortante nas direções X e Y respectivamente;

T – Momento torsor;

M_{xx} e M_{yy} – Momentos fletores em torno de X e de Y respectivamente;

M_{min} – Momento mínimo pela NBR6118.

7.8.2.1 Dimensionamento das armaduras longitudinais

De forma a privilegiar a rutura mais dúctil das vigas, relativamente à mais frágil dos pilares, estes últimos deverão ser pelo menos 6/5 mais resistentes que as vigas aos esforços que chegam em um nó. Assim, o cálculo do esforço mínimo de flexão aplicado no pilar P122 será conforme segue.

Quando consideradas partes das lajes como mesas de vigas T, os esforços nessas mesas devem ser considerados. A largura colaborante das lajes será definida com distância igual à projeção da alma da viga acima ou abaixo da laje, a que seja maior, mas não maior que quatro vezes a espessura da laje:

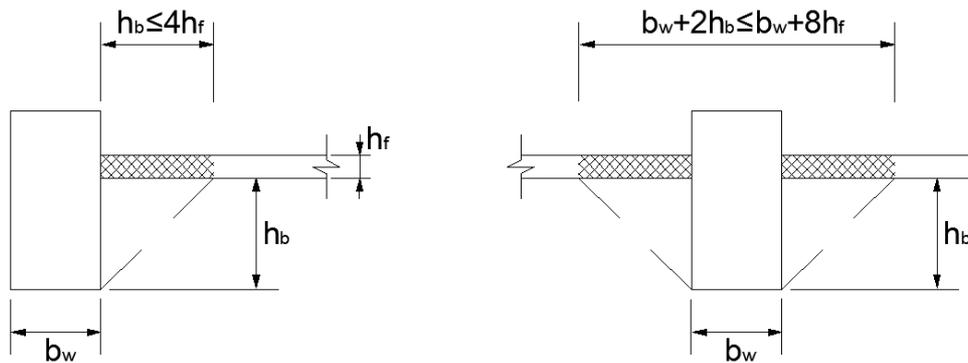


Figura 60 – Parte da laje que deverá ser incluída como mesa da viga.

Para que o acréscimo de momento devido à contribuição da laje na viga de seção T seja considerado, a relação A_p^2/p_p da viga T deverá ser maior que a seção sem aba.

Com abas:

$$A_p = 150 \times 15 + 65 \times 30 = 4200 \text{ cm}^2$$

$$p_p = 150 + 2 \times 15 + 4 \times 65 + 30 = 470 \text{ cm}$$

$$A_p^2/p_p = 4200/470 = 37.532$$

Sem abas:

$$A_p = 30 \times 80 = 2400 \text{ cm}^2$$

$$p_p = 2 \times 30 + 2 \times 80 = 220 \text{ cm}$$

$$A_p^2/p_p = 2400/220 = 26.182 < 37.532$$

Onde,

A_p – Área da seção T para o caso com abas ou seção da viga para o caso sem abas;

p_p – Perímetro da seção T para o caso com abas ou perímetro da viga para o caso sem abas;

Neste caso, a viga terá a contribuição da laje. Para a obtenção da soma dos esforços resistentes de flexão da viga que confluem no nó, utilizou-se o programa OBLÍQUA, da Universidade Federal do Paraná, conforme apresentado na Figura 61.

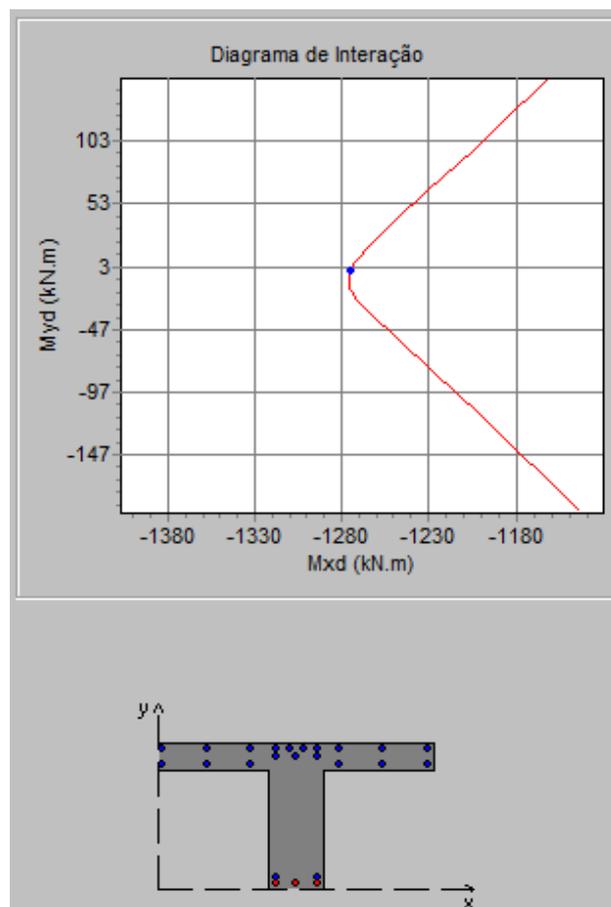


Figura 61 – Momento M_{nb} da viga T no apoio.

Assim, o momento de flexão a ser considerado no pilar, no encontro com a viga T, será de:

$$\Sigma M_{nc} \geq \frac{6}{5} \Sigma M_{nb} = \frac{6}{5} 1275 kNm = 1530 kNm$$

A seguir, será verificada a dispensa da análise dos efeitos de segunda ordem:

$$\lambda = \frac{l_e}{i} = \frac{l_e}{h/\sqrt{12}} = \frac{510}{60/\sqrt{12}} = 28,3$$

Onde l_e é o comprimento equivalente do elemento comprimido, suposto vinculado em ambas as extremidades, e h é a altura da seção do pilar, medida no plano da estrutura em estudo.

Como λ é menor que 35, a análise dos efeitos locais de segunda ordem pode ser dispensada.

Para a configuração de armadura mostrada na Figura 62, será verificado o pilar, na flexão composta oblíqua, através da curva de interação gerada pelo programa OBLÍQUA, da Universidade Federal do Paraná. Os esforços últimos considerados para tal verificação são: $N = -6405 kN$, $M_x = 211 kNm$ e $M_y = 1530 kNm$.

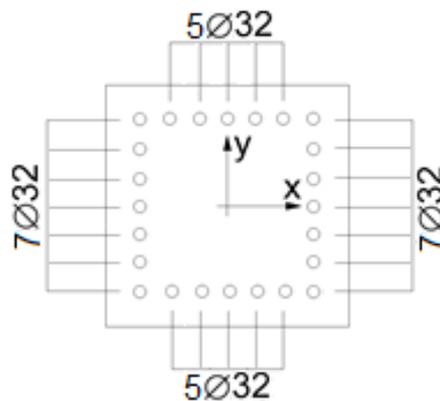


Figura 62 – Configuração da armadura do pilar P122 - 60x60.

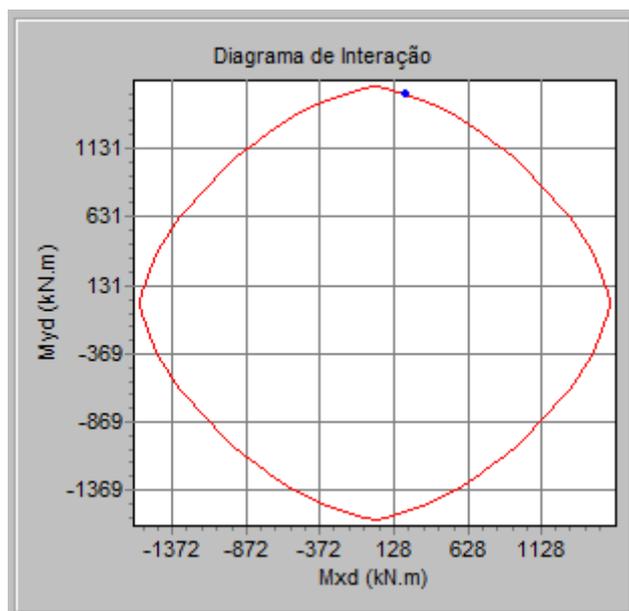


Figura 63 – Curva de interação na flexão composta oblíqua para o pilar da Figura 62.

Pelo diagrama de interação verifica-se que o pilar com a distribuição de armadura de acordo com a Figura 62 resiste à solicitação dos esforços máximos, e também atende ao item 6.1.3.3, onde a armadura mínima e máxima pela ACI-318 (2011) é de 1% e 6%, respectivamente, conforme verificado a seguir:

$$A_{S,min} \geq 1,0\%bh = 0,01 \times 60 \times 60 = 36,0 \text{ cm}^2 < 192,0 \text{ cm}^2 \quad 7-16$$

$$A_{S,max} \geq 6,0\%bh = 0,06 \times 60 \times 60 = 216,0 \text{ cm}^2 > 192,0 \text{ cm}^2 \quad 7-17$$

Onde,

$A_{S,min}$ – Armadura mínima;

$A_{S,max}$ – Armadura máxima;

7.8.2.2 Dimensionamento das armaduras transversais

Para o dimensionamento ao cisalhamento é necessário primeiramente calcularmos o cortante teórico V_e , conforme apresentado no item 6.1.3.4, em "Requisitos para armadura transversal":

Os momentos de extremo são calculados pela fórmula a seguir, com os valores sempre positivos:

$$M_{pr} = \sum_{i=1}^n A_{S_i} \frac{1,25f_y}{1,15} \left(d_i - \frac{y}{2} \right) \quad 7-18$$

O valor do momento resistente máximo é 1535 kNm para o valor da força normal igual a zero.

Assim, o cortante teórico será:

$$V_e = \frac{M_{pr3} + M_{pr4}}{l} = \frac{2 \times 1535}{4,10} = 748 \text{ kN}$$

Comparando com o cortante retirado do modelo estrutural, apresentado na Tabela 21:

$$V_e = 748 \text{ kN} > V_2 = 295 \text{ kN}$$

Cálculo da armadura mínima para armaduras transversais:

Cálculo pela NBR6118: $A_{S,min}/s \geq 0,2f_{ctm}b_w/f_{yw} = 0,2 \times 27,7 \times 60/50 = 6,64\text{cm}^2$

$$f_{ctm} = 0,3f_{ck}^{2/3}$$

Cálculo pela ACI-318: $A_{S,min}/s \geq 0,3(b_w f_{ck}/f_{yw})[A/A_{ch} - 1] =$

$$= 0,3 \times 60 \times 28/50 \left(\frac{60^2}{50^2} - 1 \right) = 4,44\text{cm}^2$$

$$A_{S,min}/s \geq 0,09(b_w f_{ck}/f_{yw}) =$$

$$= 0,09 \times 60 \times 28/50 = 3,03\text{cm}^2$$

Onde, $A_{S,min}$ é a armadura mínima e f_{ctm} é a resistência média a tração do concreto.

A seguir serão calculadas as armaduras de cisalhamento do pilar P122 com base nos cortantes apresentados na Tabela 21. Os cálculos serão apresentados na Tabela 22, que está de acordo com as equações 7-10 a 7-15.

Tabela 22 – Cálculo das armaduras de cisalhamento na seção da Figura 58

SEÇÃO	b_w (cm)	h (cm)	d' (cm)	f_{ck} (MPa)	f_{yk} (MPa)	V_d (kN)	V_{Rd2} (kN)	V_{sw} (kN)	V_c	A_{sw}
									(kN)	(cm^2/m)
Pilar	60	60	4,0	28	500	748	1611	460	274	21,41

Onde,

b_w – Largura da viga;

h – Altura da viga;

d' – Distância do centro de gravidade das armaduras até a face tracionada;

V_d - Cortante de cálculo;

V_{Rd2} - Força resistente de cálculo, relativa à ruína das diagonais comprimidas do concreto;

V_{sw} - Parcela de força cortante resistida pela armadura transversal;

V_c - Parcela de força cortante resistida por mecanismos complementares ao modelo em treliça;

A_{sw} - Armadura calculada;

$A_{sw,min}$ - Armadura mínima;

Na Tabela 22 o valor do V_c não é nulo pois a compressão no pilar é superior a $A_c f_{ck}/20$.

Embora a NBR6118 (2007) permita adoção de estribos de $\varnothing 8$ mm a cada 15 cm ou $\varnothing 10$ mm a cada 20cm com 4 ramos, de acordo com a ACI-318 (2011), deverão ser atendidas as seguintes recomendações:

- ✓ O espaçamento entre eixo dos estribos não poderá exceder a quarta parte da menor dimensão do pilar: $h/4 = 60/4 = 15$ cm;
- ✓ O espaçamento entre eixo dos estribos não poderá exceder seis vezes o diâmetro da menor barra longitudinal: $6\varnothing 32 = 6 \times 3,2 = 19$ cm;

- ✓ O espaçamento entre eixo dos estribos não poderá exceder o cálculo:
 $S_0 = 100 + (350 - h_x)/3 = 100 + (350 - 200)/3 = 15 \text{ cm};$
- ✓ Não se poderá utilizar barras menores que 10mm de diâmetro;

Assim adotar-se-á $\varnothing 10$ mm a cada 15 cm com 4 ramos para todas as seções.

7.8.2.3 Detalhe da armadura do pilar

Na Figura 64 está apresentado o detalhamento do pilar P122, de acordo com os cálculos vistos anteriormente:

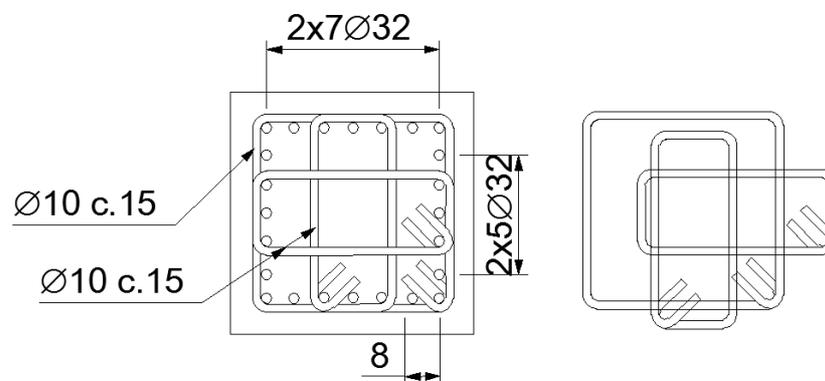


Figura 64 – Detalhe das armaduras do pilar P122.

7.8.3 Nós de pórticos especiais

Verificação da ancoragem da armadura longitudinal de flexão com gancho da viga V2 no apoio:

$$l_{d, superior} = \alpha \frac{f_{yk} d_b A_{s,calc}}{4f_{bd} A_{s,adot}} = 0,7 \frac{1,25 \times 500 \times 25 \frac{30,99}{34,37}}{4 \times 3,11 \times 1,15} = 689 \text{ mm} \quad 7-19$$

$$l_{d, inferior} = \alpha \frac{f_{yk} d_b A_{s,calc}}{4f_{bd} A_{s,adot}} = 0,7 \frac{1,25 \times 500 \times 20 \frac{15,77}{18,84}}{4 \times 3,11 \times 1,15} = 512 \text{ mm} \quad 7-20$$

Como não será possível ancorar as barras superiores da viga no apoio extremo, pois o pilar só permite 560mm de ancoragem, a solução será adicionar dois grampos de Ø20 para aumentar a área de aço adotada.

$$l_d = \alpha \frac{f_{yk} d_b A_{s,calc}}{4f_{bd} A_{s,adot}} = 0,7 \frac{1,25 \times 500 \times 25 \frac{30,99}{46,93}}{4 \times 3,11 \times 1,15} = 505 \text{ mm} \quad 7-21$$

Em apoios extremos, para se garantir ancoragem da diagonal de compressão, armaduras longitudinais deverão ser capazes de resistir a uma força de tração R_{sd} :

$$R_{sd} = (a_l/d)V_d + N_d \quad 7-22$$

Onde, V_d é a força cortante no apoio e N_d é a força de tração eventualmente existente. Assim:

A decalagem a_l será:

$$a_l = d[V_{sd}/2(V_{sd} - V_c)] = 73[373/2(373 - 190)] = 72 \text{ cm} \quad 7-23$$

Então,

$$R_{sd} = (72/73)373 + 0 = 368 \text{ kN}$$

Assim, a armadura longitudinal mínima no apoio deverá ser:

$$A_{s,min} = \frac{R_{sd}}{f_{yd}} = \frac{368}{43,5} = 8,46 \text{ cm}^2$$

A armadura transversal do pilar deverá passar pelo nó sem reduções de área de aço, pois, menos de 3/4 da área do nó está coberta pela viga. E por este motivo a verificação da resistência ao esforço cortante no nó será feita para o caso sem confinamento das faces deste.

$$A_j = (0,3 + 2 \times 0,15) \times 0,6 = 0,36 \text{ cm}^2$$

$$V_e < 1,0\sqrt{f_{ck}}A_j = \sqrt{28} \times 0,36 = 1,905 \text{ MN} = 1905 \text{ kN}$$

Assim, o cortante calculado no nó ($V_e = 498 \text{ kN}$) é menor que o cortante máximo admissível.

Na Figura 65 está apresentado o detalhamento do nó entre o pilar P122 e a viga V2 de acordo com os cálculos vistos anteriormente:

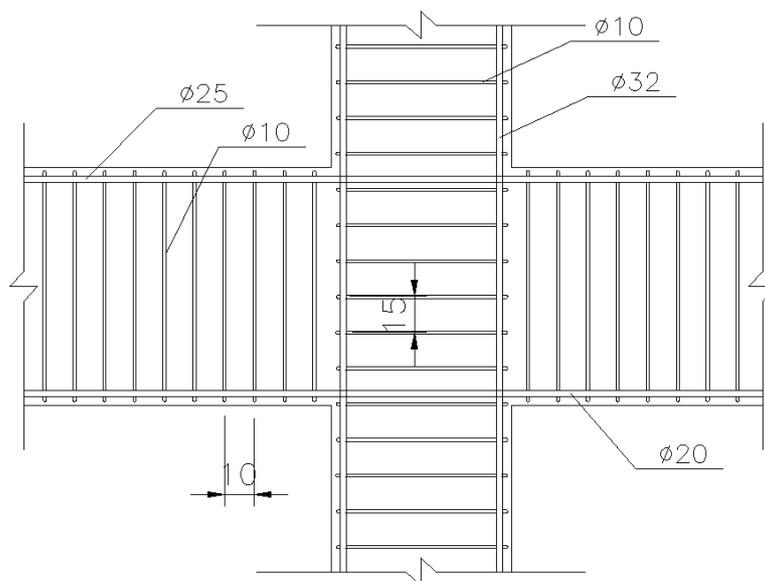


Figura 65 – Detalhe do estribo do pilar passando pelo nó viga-pilar.

7.8.4 Pilares-parede

A seguir será apresentado o detalhamento dos pilares-parede do térreo, com base na norma americana ACI-318 (2011) a partir dos esforços apresentados no item 7.7.1.3.

7.8.4.1 Dimensionamento das armaduras longitudinais

Primeiramente, são verificados os efeitos localizados de segunda ordem, de acordo com a NBR6118 (2007), em que o pilar-parede a ser analisado é decomposto em faixas verticais isoladas, de largura a_i , submetidos aos esforços N_i e M_{yid} .

$$a_i = 3h \leq 100 \text{ cm} \quad 7-24$$

$$a_i = 3 \times 30 \text{ cm} = 90 \text{ cm}$$

Onde, h é a espessura da parede.

Para cada lâmina, o valor do comprimento equivalente l_{ei} depende de cada uma das extremidades verticais da lâmina, conforme a seguir:

Faixas das extremidades:

$$\beta = \frac{l}{a_i} = \frac{490}{90} = 5,44 \quad 7-25$$

$$l_e = \frac{l}{1 + (\beta/3)^2} = \frac{490}{1 + (5,44/3)^2} = 115 \text{ cm} \quad 7-26$$

$$l_{e,min} = 0,3l = 0,3 \times 490 = 147 \text{ cm} > 115 \text{ cm} \quad 7-27$$

Faixas centrais:

$$\beta = \frac{l}{a_i} = \frac{490}{90} = 5,44$$

$$l_e = \frac{l}{2\beta} = \frac{490}{2 \times 5,44} = 45 \text{ cm} \quad 7-28$$

A análise dos efeitos de segunda ordem do pilar-parede pode ser desprezada se a esbelteza λ_i de cada lâmina a_i for menor que 35. O cálculo dessas esbeltezas λ_i será efetuada através da expressão dada a seguir:

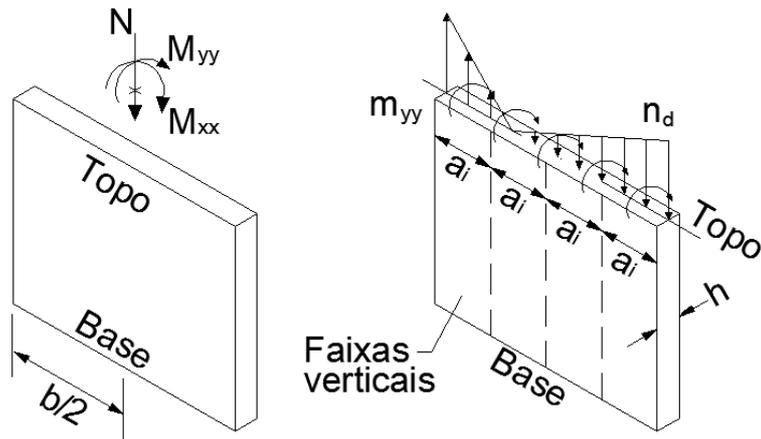
Faixas das extremidades:

$$\lambda_i = 3,46 \frac{l_{ei}}{h} = 3,46 \frac{147}{30} = 17 < 35 \quad 7-29$$

Faixas centrais:

$$\lambda_i = 3,46 \frac{l_{ei}}{h} = 3,46 \frac{45}{30} = 6 < 35$$

A seguir, na Figura 66, o pilar-parede será analisado em faixas como pilares isolados sob momento M_{yy} e esforços normais n_d devidos a N e M_{xx} , desprezando-se os efeitos de segunda ordem.



Fonte: Adaptado da NBR6118 (2007)

Figura 66 – Esquema da distribuição aproximada dos esforços sobre o pilar-parede.

Os valores dos esforços da base do pilar-parede são:

$$N = 18.325kN, M_{xx} = -2.612kNm, M_{yy} = -2.107kNm \text{ e } V = 860kNm$$

A área da seção transversal do pilar e a inércia serão:

$$A = hb = 0,3 \times 7,82 = 2,346 \text{ m}^2 \tag{7-30}$$

$$I_c = \frac{hb^3}{12} = \frac{0,3 \times 7,82^3}{12} = 11,955 \text{ m}^4 \tag{7-31}$$

Assim, a distribuição n_d será:

$$n_{d,max} = \frac{N}{A} \mp \frac{M_{xx}y_t}{I_c} \tag{7-32}$$

Substituindo as equações 7-30 e 7-31 em 7-32:

$$n_{d,min} = \frac{-18.325}{2,346} + \frac{-2.612 \times 7,82/2}{11,955} = -8.665kN/m^2$$

$$n_{d,max} = \frac{-18.325}{2,346} - \frac{-2.612 \times 7,82/2}{11,955} = -6.957 \text{ kN/m}^2$$

E a distribuição do momento M_{yy} será:

$$m_{yy} = \frac{M_{yy}}{b} = \frac{-2.107}{7,82} = -269,4 \text{ kNm/m} \quad 7-33$$

A distribuição aproximada dos esforços sobre o pilar-parede estará conforme a Figura 67a seguir:

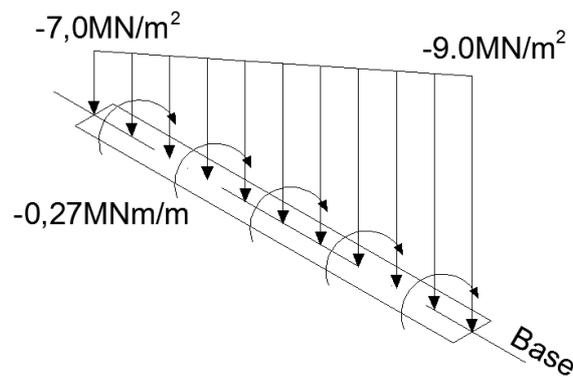


Figura 67 – Distribuição aproximada dos esforços sobre o pilar-parede do modelo.

Para se efetuar o cálculo das armaduras longitudinais do pilar-parede, serão analisadas as duas faixas das extremidades dimensionadas em flexão composta reta, conforme Figura 68 e Figura 69.

Faixa 1: $N_1 = 1.905kN$ e $M_{yy,1} = -243kNm$ com $A_{s,1} = 11,3 cm^2 = \emptyset 16 c 15$

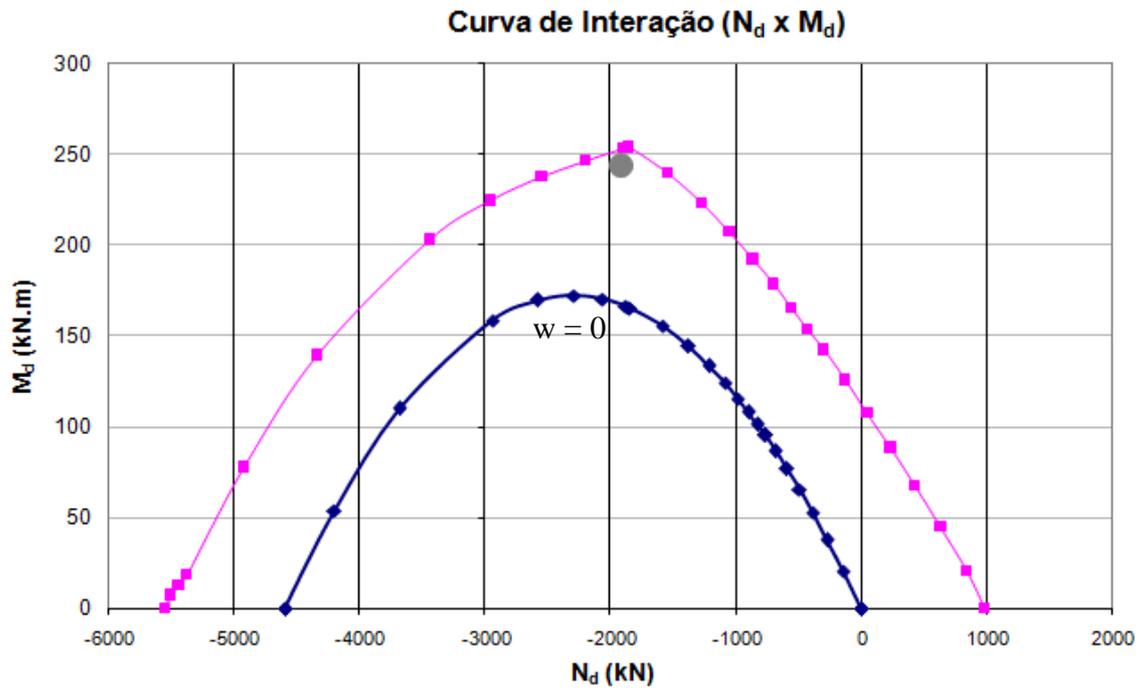


Figura 68 – Curva de interação na flexão composta reta para faixa 1 do pilar-parede.

Faixa 2: $N_2 = 2.313kN$ e $M_{yy,2} = -243kNm$ com $A_{s,2} = 11,3 cm^2 = \emptyset 16 c 15$

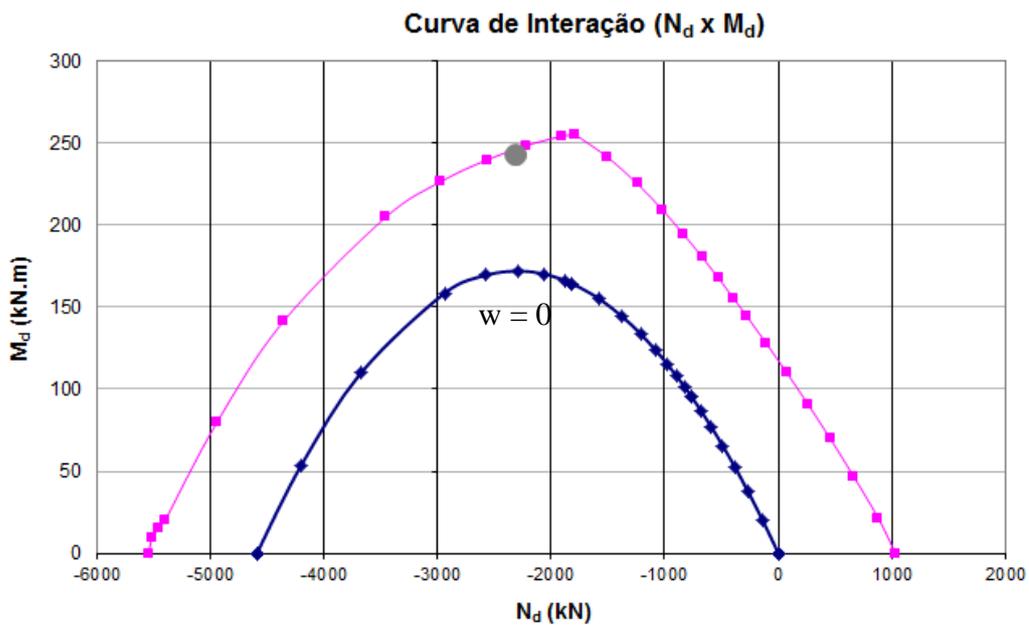


Figura 69 – Curva de interação na flexão composta reta para faixa 2 do pilar-parede.

Pela curva de interação verifica-se que o pilar-parede com armadura de Ø16 c.15 cm em cada face resiste à solicitação dos esforços máximos, e também atende à armadura mínima da NBR6118 (2007), conforme a equação a seguir:

$$A_{s,min} \geq 0,4\%bh = 0,004 \times 90 \times 30 = 10,80 \text{ cm}^2 \quad 7-34$$

7.8.4.2 Dimensionamento das armaduras transversais

Pela NBR 6118 (2007), nas paredes, a área de aço da armadura transversal deverá respeitar um valor mínimo de 0,075% bh por face, correspondente a taxa $\rho_h \geq 0,0015$. Porém para o detalhe resistente a sismo deve-se atender ao requisito A do item 6.1.5.2, onde a armadura transversal adotada deverá respeitar a taxa $\rho_h \geq 0,0020$, para $V_d \leq 0,083A_{cv}\sqrt{f_{ck}}$.

$$\begin{aligned} V_d = 860kN &\leq 0,083A_{cv}\sqrt{f_{ck}} = 0,083 \times 0,3 \times 7,82 \times \sqrt{28} \times 1000 \\ &= 1030kN \end{aligned} \quad 7-35$$

A armadura transversal mínima, para o pilar-parede em questão, está calculada na equação 7-36.

$$A_{s,min} \geq 0,20\%bh = 0,0020 \times 100 \times 30 = 6,00 \text{ cm}^2/m \quad 7-36$$

A seguir serão verificados o limite dos esforços cortantes, apresentado no 6.1.5.3, e a necessidade de armadura de cisalhamento no pilar-parede, segundo a NBR6118 (2007).

Os cálculos para a verificação da necessidade de armadura de cisalhamento serão apresentados na Tabela 23, com base nas equações 7-10 a 7-15.

Tabela 23 – Cálculo das armaduras de cisalhamento no pilar-parede

SEÇÃO	b_w (cm)	h (cm)	d' (cm)	f_{ck} (MPa)	f_{yk} (MPa)	V_d (kN)	V_{Rd2} (kN)	V_{sw} (kN)	V_c	A_{sw}	$A_{sw,min}$
									(kN)	(cm ² /m)	(cm ² /m)
Parede	30	782	4,0	28	500	860	11192	0	1900	0,00	3,32

Onde,

b_w – Largura da viga;

h – Altura da viga;

d' – Distância do centro de gravidade das armaduras até a face tracionada;

V_d - Cortante de cálculo;

V_{Rd2} - Força resistente de cálculo, relativa à ruína das diagonais comprimidas do concreto;

V_{sw} - Parcela de força cortante resistida pela armadura transversal;

V_c - Parcela de força cortante resistida por mecanismos complementares ao modelo em treliça;

A_{sw} - Armadura calculada;

$A_{sw,min}$ - Armadura mínima;

A armadura de cisalhamento na alma do pilar-parede será de $\emptyset 10$ c.20 (2 ramos), atendendo à área mínima de aço.

7.8.4.3 Verificação dos requisitos de elementos de borda

A seguir será verificada a necessidade de se adotar elementos de borda nos pilares-parede. Este procedimento supõe que serão necessários elementos de borda especiais para confinar o concreto nos lugares onde a deformação unitária na fibra extrema de compressão do muro exceda seu valor crítico quando o muro tem seu deslocamento máximo de projeto. Deduzida pelo método da Área de Momentos, a equação 6-8 consiste em encontrar a localização da linha neutra no instante em que o pilar-parede se encontra em resposta inelástica, apresentando uma articulação plástica na sua base quando a estrutura está sob deslocamento máximo, ver Figura 70. Assim para o deslocamento δ_d de 0,7 cm, apresentado no item 7.6.1:

$$\delta_a/h = 0,7/30 = 0,023 > 0,007$$

$$c \geq \frac{b}{[600 \delta_a/h]} = \frac{782}{[600 \times 0,023]} = 56 \text{ cm}$$

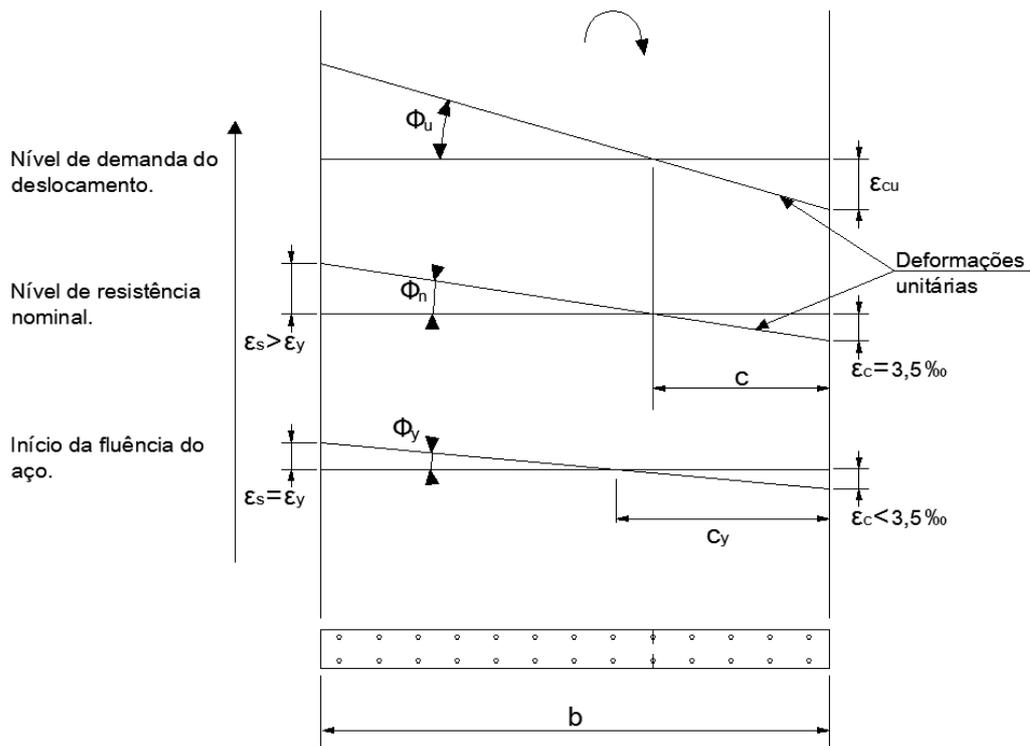


Figura 70 – Comportamento da seção na rótula plástica.

A seção de pilar-parede avaliada encontra-se completamente comprimida. Porém, conforme a Figura 67, a tensão na fibra mais comprimida não atinge seu valor crítico de $0,85f_{cd}$. Neste caso, não será necessário elemento especial de borda.

$$9\text{MPa} < 0,85f_{cd} = 17\text{MPa}$$

Entretanto, de acordo com o item 6.1.5.4B, o pilar-parede necessitará de elemento especial da borda caso a fibra mais extrema de compressão, correspondente às forças majoradas, incluindo as forças sísmicas, esteja sob tensão superior a $0,2f_{ck}$.

$$\frac{N}{A} + \left(\frac{M_d}{I_c} \times \frac{b}{2} \right) \geq 0,2f_{ck}$$

$$0,2f_{ck} = 5,6MPa$$

Conforme a Figura 67, verifica-se que a tensão de compressão nas fibras extremas do pilar-parede em análise supera 5,6MPa.

O elemento especial de borda com abas deverá ter sua largura efetiva suficiente para a ancoragem da armadura horizontal dentro da zona comprimida, tendo dimensão mínima de 30 cm para dentro da alma.

$$ld = \alpha \frac{f_{yk} \times d_b}{4f_{bd}} \frac{A_{s,calc}}{A_{s,adot}} = 0,7 \frac{500 \times 10}{4 \times 3,11 \times 1,15} \frac{6,0}{10,47} = 200 \text{ mm}$$

Por questão arquitetônica, os elementos de borda foram adotados com 60 cm x 60 cm, apesar de a dimensão mínima de 30 cm ser suficiente.

A armadura transversal do elemento de borda será dimensionada de acordo com os requisitos de armadura de pilar, item 6.1.3.3, conforme verificado a seguir:

- ✓ O espaçamento entre eixo dos estribos não poderá exceder a quarta parte da menor dimensão do pilar: $h/4 = 60/4 = 15 \text{ cm}$;
- ✓ O espaçamento entre eixo dos estribos não poderá exceder seis vezes o diâmetro da menor barra longitudinal: $6\phi 25 = 6 \times 2,5 = 15 \text{ cm}$;
- ✓ O espaçamento entre eixo dos estribos não poderá exceder o cálculo:
 $S_0 = 100 + (350 - h_x)/3 = 100 + (350 - 200)/3 = 15 \text{ cm}$;
- ✓ Não poderá utilizar barras menores que 10 mm de diâmetro;

Assim adotar-se-á $\phi 10$ mm a cada 15 cm com 4 ramos para todas as seções.

7.8.4.4 Detalhe da armadura do Pilar-parede

O detalhamento do pilar-parede está apresentado na Figura 71, conforme os cálculos apresentados anteriormente.

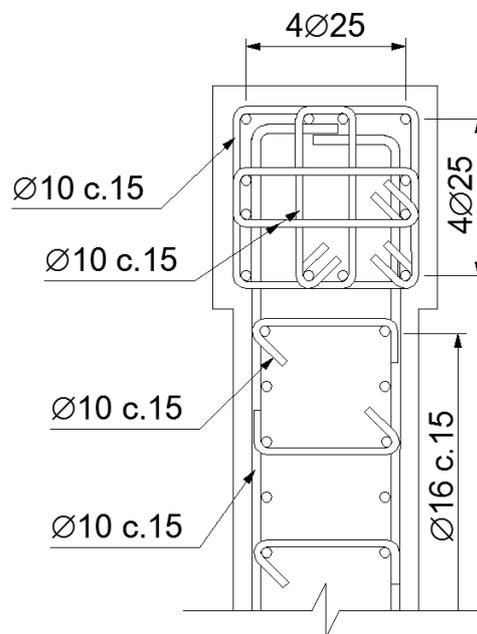


Figura 71 – Detalhe da armadura do Pilar-Parede.

8 Conclusão

No presente trabalho abordaram-se vários aspectos que visam complementar as disposições regulamentares brasileiras para o dimensionamento sísmico, de acordo com a ASCE-7 (2010) e a ACI-318 (2011), focando em alguns pontos que necessitam de maiores esclarecimentos, e que só se tornam evidentes na prática de projeto.

Na primeira parte do trabalho, descreveu-se sucintamente cada etapa de dimensionamento. No capítulo 5 discorreu-se sobre a determinação das ações sísmicas, conforme recomendado pela NBR15421 (2006). Nesse capítulo, mostrou-se que o zoneamento e as características do terreno, na qual o edifício está situado, assim como a categoria de utilização deste são de extrema importância na determinação das acelerações a que esta edificação está submetida. Mostrou-se também que o sistema básico sísmo-resistente característico de cada construção, determinado a partir da sua concepção estrutural e do nível de detalhamento adotado, pode proporcionar uma resposta aos abalos sísmicos com maior ou menor resistência quanto aos esforços impostos na estrutura. Também, apresentou-se a necessidade da verificação dos deslocamentos e dos efeitos de segunda ordem gerados pela ação sísmica e a influência da não linearidade física do concreto incrementando estes efeitos sobre a estrutura.

No capítulo 6 destacam-se os requisitos para o detalhamento sísmo-resistente, baseados nas normas ASCE-7 (2010) e ACI-318 (2011). Este capítulo seria complementar à NBR6118(2006) e seu conteúdo balizaria o projetista com a Categoria de Detalhamento Sísmico, correlacionando o tipo de detalhamento sísmo-resistente a ser adotado, usual, intermediário e especial, com a intensidade da ação sísmica imposta à edificação. Comparando-se a Figura 3 com a Tabela 8, percebe-se que a partir da zona sísmica 1, dependendo da classe do terreno, os detalhamentos intermediários ou especiais poderão ser necessários. Por esta razão, esse capítulo sugere recomendações de detalhamento intermediário e especial retirados do capítulo 21 da ACI-318 (2011), contudo adaptados para a realidade brasileira e respeitando os critérios da NBR6118 (2007).

A aplicação ao caso prático visou analisar as características do comportamento estrutural e de alguns elementos críticos de um edifício de escritórios com doze pavimentos, composto de pórticos e pilares-parede de concreto com detalhamento

especial. Exemplificou-se a determinação dos carregamentos sísmicos, pelo Método Estático Equivalente, e a distribuição de esforços ao longo do edifício. Foram apresentadas as verificações dos deslocamentos e a dispensa de verificação dos efeitos de segunda ordem. Apresentou-se a evolução dos esforços solicitantes de cada elemento estrutural por pavimento, resumidos graficamente. E por último, desenvolveu-se o detalhamento sismo-resistentes dos elementos mais solicitados, uma viga, um pilar e um pilar-parede.

Conclui-se que o detalhamento sismo-resistente preocupa-se com o controle das rupturas frágeis, principalmente quanto ao colapso provocado pelos esforços de cisalhamento. Em geral, as armaduras longitudinais por usualmente terem área de aço adotada maior que a calculada, caso haja um sismo maior que o dimensionado, estas poderão resistir a tal esforço, entretanto, o acréscimo do esforço cortante poderá provocar ruptura por cisalhamento, ruptura frágil. Assim, por segurança, é verificado o possível cortante máximo no apoio concomitante com o máximo momento fletor resistido pela armadura longitudinal adotada, para que a ruptura seja dada pela flexão, neste caso ruptura dúctil. Conclui-se que não é vantajoso adotar armaduras longitudinais muito acima da calculadas, pois não se estaria tornando a estrutura mais segura. A ACI-318 (2011) é mais rigorosa quanto à taxa de armadura da seção, para evitar a ruptura frágil. Nas vigas atenta-se para as inversões dos momentos de flexão durante o sismo, e as distribuições dos estribos são mais densas, inclusive nos nós. O acréscimo de momentos devidos à contribuição da laje como mesa colaborante para a viga de seção T, obriga os pilares serem mais resistentes aos esforços que chegam ao apoio. Já nas paredes, o dimensionamento não apresenta grandes mudanças, exceto pela taxa de aço da armadura horizontal e pela verificação da necessidade de elementos de borda. Os elementos de borda são importantes para a estabilidade da parede, evitando a flambagem do elemento. Esta última recomendação, mostra a importância e a necessidade de se aprofundar mais no assunto.

9 Referências

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (ACI318-11). *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*; Farmington Hills, M.I., United States, 2011.

AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS (ASCE). *ASCE/SEI 7-10: Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*; Washington, D.C., United States, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). *NBR6118: Projetos de estruturas de concreto - Procedimento*; Rio de Janeiro, R.J., Brasil, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). *NBR6120: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações*; Rio de Janeiro, R.J., Brasil, 1980.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). *NBR6123: Forças devidas ao vento em edificações - Procedimento*; Rio de Janeiro, R.J., Brasil, 1988.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). *NBR8681: Ações e segurança nas estruturas - Procedimento*; Rio de Janeiro, R.J., Brasil, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). *NBR15421: Projeto de estruturas resistentes a sismos - Procedimento*; Rio de Janeiro, R.J., Brasil, 2006.

BERROCAL,J.; ASSUMPÇÃO,M.S.; ANTEZANA,R.; DIAS NETO,C.M.; ORTEGA,R.; FRANCA,H.; VELOSO,J.A.V. *Sismicidade do Brasil*. Instituto Astronômico e Geofísico, São Paulo, Brasil, 1984.

CENTRO DE ESTUDOS DE ENGENHARIA CIVIL PROFESSOR INALDO AYRES VIEIRA (CESEC-UFPR), *Obliqua 1.0: Flexão Composta Obliqua*, disponível em <http://www.cesec.ufpr.br/concretoarmado/>.

CHOPRA, A. K., *Structural Dynamics, Theory and Applications to Earthquake Engineering*, Chapman & Hall, Forth edition, 2011.

CLOUGH, R. W.; PENZIEN, J., *Dynamics of Structures*,. 2ed., McGraw-Hill, Inc., New York, 1993.

CSI COMPUTERS & STRUCTURES, INC. *SAP2000: Integrated Software for Structural Analysis & Design, Version 14*. CSI Inc, Berkeley, California, USA, 2010.

FANELLA, D. A., *Seismic Detailing of Concrete Buildings*, Michigan, Portland Cement Association, 2007.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION, *EN 1998-1:2004 – Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance - Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings*, ECS, Brussels, 2004.

FRANÇA, G. S. . *Brazil Seismicity*. Bulletin of the International Institute of Seismology and Earthquake Engineering, v. 40, Japão, 2006.

GHOSH, S. K., FANELLA, D. A., *Seismic and Wind Design of Concrete Buildings*, International Code Concil Inc., First edition, 2004.

OBSERVATÓRIO SISMOLÓGICO DA UNB (OBSIS), *Estrutura interna da terra*, disponível em <http://www.obsis.unb.br/>.

SILVIA, C.W., *Vibration Damping, control and design*, Vancouver, CRC Press, 2007.

SOUZA LIMA, S., SANTOS, S. H. C. “Análise Dinâmica das Estruturas”. Ed. Ciência Moderna, Rio de Janeiro, 2008.

TORIJA, A. B., *Introducción al Comportamiento y al Diseño de Estructuras de Acero*, Primavera Edición, 2010.

WIGHT, J. K., MACGREGOR, J. G. *Reinforced Concrete, Mechanics and Design*, Pearson, Sixth edition, 2011.