

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
ESCOLA DE ENGENHARIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

Marcelle Dorneles Ribeiro

**DESEMPENHO ESTRUTURAL DO SISTEMA DE PAREDES
EM CONCRETO ARMADO: ANÁLISE COMPARATIVA COM
O SISTEMA APORTICADO CONVENCIONAL**

Porto Alegre
junho 2010

MARCELLE DORNELES RIBEIRO

**DESEMPENHO ESTRUTURAL DO SISTEMA DE PAREDES
EM CONCRETO ARMADO: ANÁLISE COMPARATIVA COM
O SISTEMA APORTICADO CONVENCIONAL**

Trabalho de Diplomação apresentado ao Departamento de
Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal
do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do
título de Engenheiro Civil

Orientador: Roberto Domingo Rios

Porto Alegre

junho 2010

MARCELLE DORNELES RIBEIRO

**DESEMPENHO ESTRUTURAL DO SISTEMA DE PAREDES
EM CONCRETO ARMADO: ANÁLISE COMPARATIVA COM
O SISTEMA APORTICADO CONVENCIONAL**

Diplomação foi julgado adequado como pré-requisito para a obtenção do título de ENGENHEIRO CIVIL e aprovado em sua forma final pelo/a Professor/a Orientador/a e pela Coordenadora da disciplina Trabalho de Diplomação Engenharia Civil II (ENG01040) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 30 de junho de 2010

Prof. Roberto Domingo Rios
Dr. pela UFRGS
Orientador

Profa. Carin Maria Schmitt
Coordenadora

BANCA EXAMINADORA

Prof. Virgínia Maria Rosito d'Avila (UFRGS)
Dra. pela UFRGS

Prof. Rubem Clecio Schwingel (UFRGS)
M.Sc. pela UFRGS

Prof. Roberto Domingo Rios (UFRGS)
Dr. Pela UFRGS

Dedico este trabalho a meus pais, Mauro e Nara, pelo amor, carinho e incentivo incondicionais.

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao Professor Roberto Domingo Rios, orientador, pelo incentivo, pela disponibilidade, pela experiência transmitida e pela contribuição fundamental para a elaboração deste trabalho.

Agradeço à Professora Carin Schmitt, pelas aulas teóricas de orientação durante todo o período de realização deste trabalho.

Agradeço à UFRGS, pelas aulas teóricas e práticas aplicadas na área de engenharia.

Agradeço à Matricial Consultoria pelos ensinamentos da prática profissional de engenharia, principalmente ao André Bresolin, Evandro, Viviane, Roberta e André Jacobsen. Agradeço ao grupo *CTE Ingénierie*, pelos conhecimentos transmitidos na área de estruturas, brasileira e francesa, principalmente ao Philippe Capron, Laurent, Michel e à Caroline.

Agradeço a todos que me deram força, incentivo e determinação durante o período do Curso de Graduação, principalmente à Carla, Marina e ao *Paulistinha*, que estavam sempre comigo dentro e fora da faculdade, e ao Fernando pelo companheirismo e ajuda com este trabalho.

Agradeço a todos meus amigos queridos, que de alguma forma me ajudaram a crescer pessoalmente e conseqüentemente, profissionalmente.

Agradeço a toda minha família querida, às minhas tias, meus tios, minhas primas e aos meus primos.

Agradeço principalmente aos meus pais, Mauro e Nara, minha vó, *Guegueia*, e à Jolie, pela paciência, compreensão, carinho e amor em todos os momentos da minha vida.

Somos quem podemos ser.
Sonhos que podemos ter.

Humberto Gessinger

RESUMO

RIBEIRO, M. D. **Desempenho Estrutural do Sistema de Paredes em Concreto Armado:** análise comparativa com o sistema aporticado convencional. 2010. 68 f. Trabalho de Diplomação (Graduação em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

Obedecendo a dimensões estabelecidas pela norma NBR 6118/07, as paredes em concreto armado devem suportar os carregamentos horizontais e verticais que nelas atuam. Tais elementos estruturais possuem peculiaridades quanto à distribuição dos carregamentos, pois a mesma acontece a 45° com a vertical no seu interior, mesmo tratando-se de cargas concentradas. Com isso, as distribuições de tensões e deformações são diferentes que as obtidas em pórticos. Deste modo, este trabalho analisa comparativamente tais características em dois projetos, um contendo paredes internas em concreto armado (SPCA) e outro constituído por pilares e vigas, formando uma estrutura aporticada (SAC). Tais projetos são pré-dimensionados a partir do projeto arquitetônico, com valores plausíveis quanto à dimensão de seus elementos. Após serem modelados em programas computacionais, verificando que todos os elementos estão dimensionados de forma a suportar o carregamento que neles são aplicados, obtêm-se dados de esforços e de deslocamento horizontal de pontos em comum entre ambos os projetos a fim de comparar a eficiência de um sistema ou outro usando tais parâmetros. Como esperado, para as cargas provenientes da ação do vento, o projeto com o SPCA apresentou menores deslocamentos horizontais no topo dos pilares. Com o cálculo do parâmetro α , que avalia a deslocabilidade da estrutura, conclui-se que, mesmo as duas soluções gerando modelos considerados indeslocáveis, a solução contendo paredes estruturais apresenta menor flexibilidade que a solução com estrutura aporticada convencional.

Palavras-chave: paredes em concreto armado; sistema aporticado convencional; tensões; deformações; deslocabilidade.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: delineamento da pesquisa.....	14
Figura 2: carga concentrada.....	19
Figura 3: distribuição de carga na parede estrutural.....	19
Figura 4: desvios admissíveis entre paredes.....	21
Figura 5: distribuição horizontal de aberturas em uma parede em concreto.....	23
Figura 6: esforço solicitante em aberturas.....	24
Figura 7: representação das armaduras.....	25
Figura 8: armadura nas aberturas de uma parede estrutural.....	30
Figura 9: modelo estrutural.....	32
Figura 10: barra de pórtico espacial.....	35
Figura 11: projeto arquitetônico.....	38
Figura 12: pré-dimensionamento da estrutura com o SPCA.....	39
Figura 13: pré-dimensionamento da estrutura com o SAC.....	40
Figura 14: deslocamento vertical da estrutura do SPCA no <i>software</i> SAP 2000.....	42
Figura 15: deslocamento gravitacional da estrutura do SAC no <i>software</i> SAP 2000.....	43
Figura 16: localização dos pontos estudados.....	46
Figura 17: modelo do SAC no <i>software</i> ARCHE 13.1.....	50
Figura 18: modelo do SPCA no <i>software</i> ARCHE 13.1.....	50
Figura 19: comparação das reações obtidas nos pilares dos pontos estudados nos <i>softwares</i> SAP 2000 e ARCHE 13.1 para o SPCA.....	55
Figura 20: comparação das reações obtidas nos pilares dos pontos estudados nos <i>softwares</i> SAP 2000 e ARCHE 13.1 para o SAC.....	55
Figura 21: comparação das reações obtidas nos pilares dos pontos estudados nos sistemas de acordo com o <i>software</i> SAP 2000.....	56
Figura 22: comparação do deslocamento horizontal dos pontos estudados entre os sistemas.....	57
Figura 23: localização dos elementos no SPCA e no SAC.....	58

LISTA DE QUADROS

Quadro 1: deslocamento dos pilares para carregamentos horizontais provenientes de diferentes direções no SPCA.....	45
Quadro 2: deslocamento dos pilares para carregamentos horizontais provenientes de diferentes direções no SAC.....	46
Quadro 3: esforço normal atuante no pilar do ponto 2 nos dois sistemas.....	47
Quadro 4: esforço normal atuante no pilar do ponto 4 nos dois sistemas.....	48
Quadro 5: esforço normal atuante no pilar do ponto 6 nos dois sistemas.....	48
Quadro 6: esforço normal atuante no pilar do ponto 10 nos dois sistemas.....	48
Quadro 7: esforço normal atuante no pilar do ponto 12 nos dois sistemas.....	49
Quadro 8: esforço normal atuante no pilar do ponto 13 nos dois sistemas.....	49
Quadro 9: reações nas fundações dos pontos estudados nos dois sistemas, com o <i>software</i> ARCHE 13.1.....	51
Quadro 10: deslocamento horizontal no último pavimento dos pontos estudados, em cada sistema, de acordo com o <i>software</i> SAP 2000.....	52
Quadro 11: deslocamento horizontal nos pontos 11, 12 e 13 em todos os pavimentos nos dois sistemas.....	53
Quadro 12: cálculo do parâmetro α para a estrutura com o SPCA e com o SAC.....	60
Quadro 13: localização do centróide da estrutura com o SPCA.....	64
Quadro 14: localização do centróide da estrutura com o SAC.....	65
Quadro 15: momento de inércia da estrutura com o SPCA.....	67
Quadro 16: momento de inércia da estrutura com o SAC.....	68

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	11
2 MÉTODO DE PESQUISA	13
2.1 QUESTÃO DE PESQUISA.....	13
2.2 OBJETIVO.....	13
2.3 PRESSUPOSTO.....	13
2.4 DELIMITAÇÃO.....	13
2.5 LIMITAÇÕES.....	14
2.6 DELINEAMENTO.....	14
3 SISTEMA DE PAREDES EM CONCRETO ARMADO	16
3.1 DIMENSÕES.....	16
3.2 DISTRIBUIÇÕES DAS CARGAS.....	17
3.2.1 Cargas Verticais	18
3.2.1.1 Uniformemente Distribuídas.....	18
3.2.1.2 Concentradas ou Parcialmente Distribuídas.....	18
3.2.1.3 Distribuição de cargas nas aberturas.....	20
3.1.2 Cargas Horizontais	20
3.3 DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS MÍNIMAS.....	20
3.3.1 Desvios	21
3.3.2 Armadura	21
3.3.2.1 Armadura Vertical.....	22
3.3.2.2 Armadura Horizontal.....	22
3.3.2.3 Tela.....	23
3.3.3 Aberturas	23
3.3.4 Juntas	25
3.4 DIMENSIONAMENTO.....	26
3.4.1 Solicitação Normal	26
3.4.2 Carga Localizada	28
3.4.3 Cisalhamento	28
3.4.4 Flambagem	29
3.4.5 Junto às Aberturas	30
4 SISTEMA APORTICADO CONVENCIONAL	32
4.1 MODELO ESTRUTUAL.....	32
4.1.1 Entrada de Dados	33

4.1.2 Saída de Dados	34
4.1.3 Modelo de Pórtico Espacial	34
4.2 SOFTWARES	35
4.2.1 Software SAP 2000	36
4.2.1 Software ARCHE 13.1	36
5 ESTUDO DE DESEMPENHO ESTRUTURAL	37
5.1 PROJETO ARQUITETÔNICO E SISTEMA ESTRUTURAL	37
5.2 PRÉ-DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA	38
5.2.1 Sistema de Paredes em Concreto Armado	39
5.2.2 Sistema Aporticado Convencional	40
5.3 VERIFICAÇÃO DO PRÉ-DIMENSIONAMENTO	40
5.3.1 Sistema de Paredes em Concreto Armado	41
5.3.2 Sistema Aporticado Convencional	43
5.3.3 Verificação do Carregamento Horizontal	44
5.4 ANÁLISE DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS DOS SISTEMAS	46
5.5 ESFORÇOS	47
5.5.1 Software SAP	47
5.5.2 Software ARCHE 13.1	49
5.6 DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS	51
6 COMPARATIVO ENTRE OS SISTEMAS	54
6.1 TENSÕES	54
6.2 DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS	57
6.3 DESLOCABILIDADE	58
7 CONCLUSÃO	61
REFERÊNCIAS	62
APÊNDICE A	63
APÊNDICE B	66

1 INTRODUÇÃO

Uma parede é uma estrutura continua vertical, executada com tijolos, pedras, aço, ou ainda concreto, em blocos, elementos pré-moldados ou moldados *in loco*. Elas podem ou não possuir função estrutural.

Neste trabalho é estudado o comportamento das paredes estruturais em concreto armado. Por ser um maciço homogêneo e por conter armadura por toda sua extensão, tais elementos resistem a esforços tanto verticais quanto horizontais. Normalmente, as cargas são consideradas atuando no plano médio, situado em posição vertical, ou, no máximo, distanciadas de certa excentricidade. Elas são distribuídas no interior da parede, mesmo atuando cargas concentradas. Ou seja, existem peculiaridades para seu dimensionamento, já que se mostram diferenciadas quanto a estruturas de barra, como pilares e vigas.

Algumas características das paredes em concreto armado são indicadas no Brasil na norma NBR 6118/07, a qual se mostra superficial quanto ao assunto. Porém, no Brasil foi lançada no ano de 2008 uma coletânea de ativos da Associação Brasileira de Cimento Portland que relata sobre esse sistema, apresentando características que devem ser seguidas e como estudá-lo, tanto construtivamente quanto estruturalmente. Já em outras nações existem normas mais detalhadas sobre as paredes em concreto armado, entre elas, a norma francesa DTU 23.1/93.

Logo, o estudo de um projeto que contempla tais elementos é realizado neste trabalho, comparando-o com um projeto com estrutura aplicada convencional. É respeitada a Norma brasileira, mas buscou-se auxílio na coletânea de ativos da Associação Brasileira de Cimento Portland e na Norma francesa para pontos não detalhados na NBR 6118/07. Foram usados programas computacionais no desenvolvimento desses processos.

Os *softwares* utilizados são o SAP 2000 e o ARCHE 13.1 e ambos englobam o sistema de paredes em concreto armado, sendo que o segundo obedece à norma francesa. Em ambos os programas são modelados os projetos com o Sistema de Paredes em Concreto Armado (SPCA) e com o Sistema Aporticado Convencional (SAC), contendo pilares e vigas, com base no mesmo projeto arquitetônico definido, com idênticas condições de carregamento.

Este trabalho tem por finalidade, assim, o estudo do desempenho estrutural do SPCA, analisado comparativamente com o SAC. São comparadas, entre os sistemas, as tensões em alguns elementos comuns e deformações, assim como a deslocabilidade de ambas as propostas.

Os capítulos 1 e 2 apresentam a descrição do que é analisado no trabalho. O primeiro apresenta a introdução e o segundo expõe o método de pesquisa.

O capítulo 3 apresenta as características do SPCA, quanto a disposições construtivas mínimas, dimensionamento e distribuição das cargas atuantes. Já o capítulo 4 apresenta a utilização de programas computacionais para estruturas com o SAC, cujo comportamento estrutural é conhecido.

O capítulo 5 apresenta o estudo do desempenho estrutural de ambos os sistemas. Nele, são apresentados os projetos, modelagem e obtenção de dados nos *softwares*. As comparações entre os resultados das propriedades obtidos nesse capítulo são analisadas no capítulo 6.

Por fim, o capítulo 7 apresenta as conclusões da comparação entre um projeto e outro.

2 MÉTODO DE PESQUISA

Foram explicitadas as considerações referentes ao Sistema de Paredes em Concreto Armado (SPCA) e como será realizado o processo de análise comparativa entre ele e o Sistema Aporticado Convencional (SAC). Nos itens a seguir está apresentado o método de pesquisa, que engloba a definição da questão e do objetivo do trabalho, além de definir os pressupostos, delimitações e limitações da pesquisa, apresentando por fim o delineamento.

2.1 QUESTÃO DE PESQUISA

A questão de pesquisa deste trabalho é: quais são as diferenças de desempenho estrutural entre o Sistema de Paredes em Concreto Armado e o Sistema Aporticado Convencional?

2.2 OBJETIVO

O objetivo desse trabalho é a comparação entre o desempenho estrutural do Sistema de Paredes em Concreto Armado e o Sistema Aporticado Convencional.

2.3 PRESSUPOSTO

No caso da falta dados na norma brasileira NBR 6118/07 são considerados corretas as exigências da norma francesa DTU 23.1/93 para o cálculo estrutural das paredes em concreto armado.

2.4 DELIMITAÇÃO

No projeto, a edificação é limitada a 5 pavimentos, respeitando as exigências das normas NBR 6118/07 e DTU 23.1/93.

2.5 LIMITAÇÕES

O trabalho limita-se a

- a) análise do desempenho da estrutura somente quanto a deformações, tensões e deslocabilidade;
- b) utilização somente dos *softwares* SAP 2000 e ARCHE 13.1.

Os efeitos e interação da fundação com o solo foram desconsiderados.

2.6 DELINEAMENTO

Na figura 1 estão apresentadas, esquematicamente, as etapas que definem o delineamento da pesquisa. As etapas são descritas a seguir.

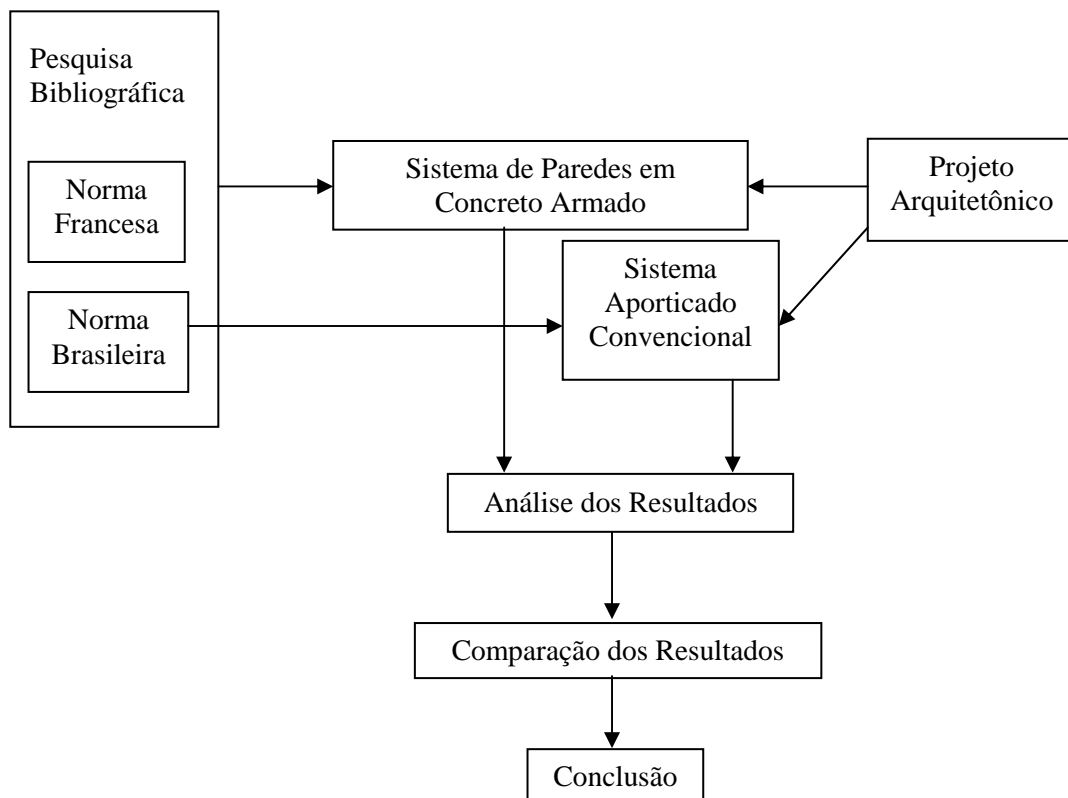


Figura 1: delineamento da pesquisa

A pesquisa bibliográfica é a etapa que se estendeu ao longo de todo o trabalho. A proposta de revisão bibliográfica estava voltada para a coleta de informações sobre paredes em concreto armado e sobre o SAC. Ela serviu de subsídio para interpretação e análise dos resultados obtidos.

Com o pavimento-tipo, que foi gerado a partir de um projeto arquitetônico que considerava o uso de paredes estruturais, foi feito o projeto estrutural com o SPCA. Obedecendo as mesmas condições de carregamento, foi realizado o projeto estrutural com o SAC. Os requerimentos de seções dos elementos existentes em ambos os projetos, as taxas de armadura e demais fatores foram determinados com base na pesquisa bibliográfica e foram verificados por meio do *software* SAP 2000.

Com os projetos realizados e, verificados, estuda-se o desempenho estrutural deles, sendo obtidos os dados de esforços e de deslocamento horizontal sofrido mediante o *software* SAP 2000. O *software* ARCHE 13.1, que respeita a norma francesa, também é utilizado para obtenção dos dados de esforços, e por correspondência de tensões nas estruturas.

A partir desses dados obtidos os sistemas são comparados quanto a tensões, deformações e deslocabilidade das estruturas. Essa análise pode acarretar com a viabilidade do uso de paredes em concreto armado no Brasil.

3 SISTEMA DE PAREDES EM CONCRETO ARMADO

De acordo com a Documents Techniques Unifies 23.1 (FEDERATION NATIONALE DU BATIMENT, 1993) um elemento é classificado como sendo **Parede em Concreto Armado** quando é bi-dimensional, vertical, possuindo um dos lados cinco vezes maior que o outro e contendo armadura no seu interior. Este elemento deve ser capaz de sustentar a estrutura de modo a suportar ações horizontais e verticais, de acordo com a ACI 318-08 (AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, 2008).

Segundo a Associação Brasileira de Cimento Portland (2008) uma estrutura de paredes de concreto deve ser projetada e construída de modo que:

- a) resista a todas as ações que sobre ela produzam efeitos significativos tanto na sua construção quanto durante a sua vida útil;
- b) sob as condições ambientais previstas na época de projeto e, quando utilizada conforme preconizado em projeto, conserve sua segurança, estabilidade e aptidão em serviço durante o período correspondente à sua vida útil;
- c) contemple detalhes construtivos que possibilitem manter a estabilidade pelo tempo necessário à evacuação quando da ocorrência de ações excepcionais localizadas, como explosões e impactos.

Guillemont (2005, p. 168) classifica as paredes em internas e externas. São consideradas como paredes internas aquelas que não são diretamente expostas à chuva e externas as que possuem estanqueidade à chuva, com uma camada impermeável de revestimento.

Nos próximos itens desse documento são abordadas as dimensões mínimas que um elemento deve possuir para ser considerado como Parede em Concreto Armado e a distribuição das cargas atuantes nele.

3.1 DIMENSÕES

Segundo a Associação Brasileira de Cimento Portland (2008), a espessura mínima das paredes com altura até 3 m deve ser de 10 cm, no mínimo. Para paredes com alturas maiores, a espessura mínima deve ser de 1/30 do menor valor entre as alturas e metade do comprimento

horizontal entre travamentos, indica a Documents Techniques Unifies 23.1 (FEDERATION NATIONALE DU BATIMENT, 1993).

Já a norma ACI 318-08 (AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, 2008) indica que a espessura não deve ser menor que $1/25$ da altura ou do comprimento da parede e nem menor que 10 cm. Essa norma limita a 19 cm a espessura mínima para paredes externas.

Porém, para Paillé (2007, p. 601) uma parede deve possuir mais que 15 cm, para evitar fissuração, causada por problemas de cobrimento. Pandolfo (2009, p. 38) concorda e complementa que as paredes podem ter espessuras reduzidas, como de 11 a 15 cm, porém, além do problema do cobrimento das armaduras, tais espessuras implicariam unidades com conforto termo-acústico prejudicadas, causadas por mudanças de temperatura. Da mesma forma, a penetração de ruídos externos, ou entre dois ambientes, nas unidades resultaria em habitações pouco confortáveis, de acordo com esse autor.

A Associação Brasileira de Cimento Portland (2008) explica que as estruturas de paredes de concreto devem atender às seguintes dimensões:

- a) trechos de parede com comprimento menor que oito vezes a sua espessura devem ser dimensionados como pilar ou pilar-parede;
- b) trechos de parede que tenham tensão solicitante característica superior a $0,20 f_{ck}$ devem ser dimensionados como pilar ou pilar-parede;

Esse mesmo autor completa que as paredes devem ter extremidades com travamento de, no mínimo, três vezes a espessura da parede. No caso de não ser possível o travamento, a parede deve ser calculada separadamente.

3.2 DISTRIBUIÇÕES DAS CARGAS

As cargas que podem atuar em uma parede de concreto podem ser de natureza horizontal ou vertical. As cargas horizontais são basicamente devidas à ação do vento ou por ocorrência de desaprumo. As verticais podem ser uniformemente distribuídas ou concentradas, possuindo particularidades que são abordadas a seguir. Destaca-se também o estudo da distribuição dessas cargas quando a parede estrutural possui abertura e tem, portanto, suas características afetadas.

3.2.1 Cargas Verticais

De acordo com a NBR 6120 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1980 apud ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND, 2008, p. 36): “[...] o carregamento vertical das paredes deve considerar todas as cargas atuantes sobre ela.” A Associação Brasileira de Cimento Portland (2008) acrescenta ainda que as cargas atuam no plano médio das paredes de concreto e estas devem ser calculadas como estruturas de casca plana, podendo seus esforços característicos ser obtidos no regime elástico.

Nos próximos itens são relatados os tipos de cargas verticais que podem ser atuantes nas paredes em concreto armado. Elas podem ser uniformemente distribuídas, parcialmente distribuídas ou concentradas.

3.2.1.1 Uniformemente Distribuídas

Segundo a Associação Brasileira de Cimento Portland (2008), as cargas verticais uniformemente distribuídas são aplicadas nas paredes de concreto, que funcionam neste caso como chapas. Em certas situações têm um caminhamento inclinado ao longo das paredes de concreto, distribuindo-se inclusive nas paredes adjacentes. Nesta condição, devem ser verificadas as tensões de cisalhamento entre as paredes de concreto. O ângulo limite do caminhamento das cargas é de 45°.

3.2.1.2 Concentradas ou Parcialmente Distribuídas

De acordo com Pailé (2007, p. 601) uma carga concentrada aplicada no topo de uma parede se distribui a 2/3 da vertical por toda a extensão da parede, de um pavimento a outro, como mostra a figura 2, a seguir. Esse autor explica que a carga pontual se distribui até encontrar alguma outra carga ou outro elemento.

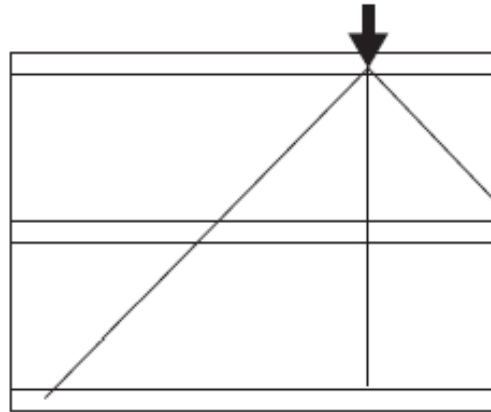


Figura 2: carga concentrada (PAILLÉ, 2007, p. 601)

Walraven (SYMPOSIUM EUROCODES – BACKGROUNDS AND APPLICATIONS, 2008) explica que, independente da altura da parede, a cargas distribuem-se a 45° no seu interior, até as bordas da mesma. Esse mesmo efeito, de maneira contrária, ocorre quando a parede está apoiada em dois apoios, conforme mostra a figura 3.

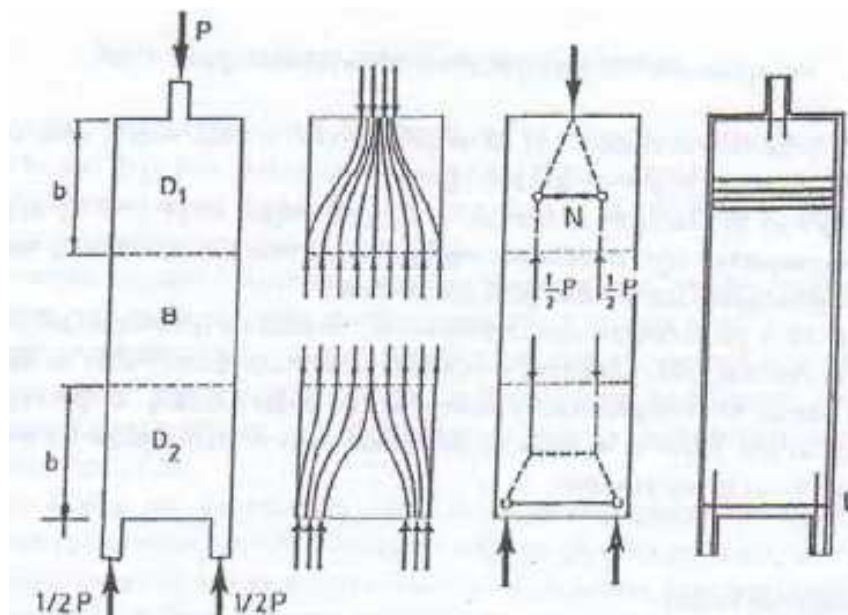


Figura 3: distribuição de carga na parede estrutural (WALRAVEN, 2008)

Apresentaram-se as cargas verticais atuantes nas paredes em concreto armado. O próximo item indica como acontece a distribuição das mesmas na existência de aberturas.

3.2.1.3 Distribuição de cargas nas aberturas

A Associação Brasileira de Cimento Portland (2008) indica que, assim como no topo da parede, na existência de aberturas, a carga é distribuída no interior da parede com ângulo de 45° até encontrar um limitador. Ela reforça ainda que nesse caso deve ser verificada a região de influência da abertura, a limitação de tensão no concreto e dimensionadas armaduras de reforços ao redor dessas aberturas caso necessários.

Além dos esforços gerados por carregamentos verticais, as paredes em concreto armado absorvem também esforços provenientes de carregamentos horizontais. Eles são comentados no próximo item.

3.2.2 Cargas Horizontais

De acordo com a ABCP (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND, 2008, p. 41):

As cargas horizontais que devem ser consideradas são a ação do vento e o desaprumo. A ação do vento deve ser levada em conta no funcionamento global, realizando dimensionamento ao cisalhamento e devido a cargas localizadas. Considerar o maior esforço dentre aqueles gerados pela ação do vento e o desaprumo.

A parede em concreto armado deve ter dimensão suficiente para suportar os esforços sofridos. Porém, para um elemento ser considerado como parede estrutural, deve obedecer a disposições construtivas mínimas. Elas são apresentadas a seguir.

3.3 DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS MÍNIMAS

As disposições construtivas são características físicas e são relativas às dimensões mínimas da parede, desvios admissíveis em seus eixos e possuir armadura característica (inclusive ao redor das aberturas) e juntas de controle ou de dilatação quando for necessário. Com exceção das Dimensões Mínimas, já abordada, as apresentações das disposições mínimas existentes estão nos próximos itens desse documento.

3.3.1 Desvios

Segundo a norma Documents Techniques Unifies 23.1 (FEDERATION NATIONALE DU BATIMENT, 1993), indicado na figura 4, o desvio e_1 máximo, medido horizontalmente entre o traçado dos planos axiais de duas paredes sobrepostas sobre sua laje comum, não deve exceder 1/15 da espessura da parede menos espessa, limitando-se a 3 cm. O desvio e_2 , medido horizontalmente entre os traçados dos planos das faces das paredes em ambos os lados de uma laje, não pode exceder 2 cm. A mesma Norma reforça também que nenhum ponto do plano axial de uma parede deve se encontrar a mais de 6 cm (distância medida horizontalmente) de seu traçado teórico no plano.

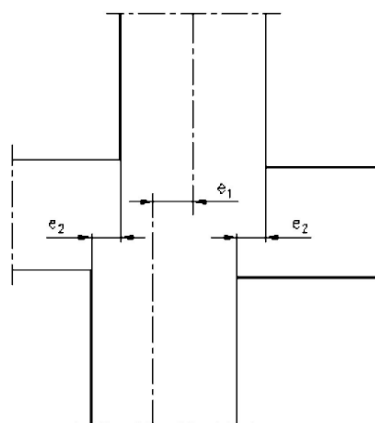


Figura 4: desvios admissíveis entre paredes
(FEDERATION NATIONALE DU BATIMENT, 1993)

3.3.2 Armadura

Conforme Guillemont (2005, p. 179), as armaduras são caracterizadas em armadura principal (vertical) e armadura (horizontal) secundária. A Documents Techniques Unifies 23.1 (FEDERATION NATIONALE DU BATIMENT, 1993) acrescenta ainda a existência de armaduras transversais, que podem ser necessárias.

Segundo a Associação Brasileira de Cimento Portland (2008), as paredes devem ser construídas monoliticamente e com armadura de ligação, seja na ligação parede com parede, seja na ligação parede com laje em todas as suas bordas. Deverão ser previstas também, de acordo com Pandolfo (2009, p. 38), ferragens provisórias apropriadas para auxiliar a montagem das formas.

3.3.2.1 Armadura Vertical

De acordo com a norma Documents Techniques Unifies 23.1 (FEDERATION NATIONALE DU BATIMENT, 1993), deve-se considerar como condição mínima $0,6 \text{ cm}^2$ de armadura vertical por metro linear. A Associação Brasileira de Cimento Portland (2008) complementa que para construções de até dois pavimentos, permite-se a utilização de armadura equivalente a 70% desses valores.

A norma ACI 318-08 (AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, 2008) indica que a armadura vertical não precisa conter estribos quando for menor que 0,01 vezes a área de concreto. A norma Documents Techniques Unifies 23.1 (FEDERATION NATIONALE DU BATIMENT, 1993) complementa que o espaçamento entre os eixos das armaduras verticais sucessivas não pode ultrapassar a 50 cm.

Ainda segundo esta norma, o recobrimento mínimo a ser respeitado é de 3 cm nos casos de exposição normal e de 3 ou 5 cm nos casos de exposição a sais (próximo ao mar) assim como em outros casos de exposição a atmosferas muito agressivas, existindo ou não proteção complementar eficaz de armadura ou de concreto.

3.3.2.2 Armadura Horizontal

Segundo a Associação Brasileira de Cimento Portland (2008), a seção mínima de aço das armaduras deve corresponder a no mínimo 0,15% da seção de concreto. No caso de paredes com até 6 m de comprimento horizontal, permite-se a utilização de armadura mínima de no mínimo 66% destes valores, desde que se utilizem fibras ou outros materiais que comprovadamente contribuam para minorar a retração do concreto. Por sua vez, a norma Documents Techniques Unifies 23.1 (FEDERATION NATIONALE DU BATIMENT, 1993) fixa o valor de $0,6 \text{ cm}^2$ de armadura vertical, principal, por metro linear.

A mesma Norma indica que o espaçamento entre duas armaduras horizontais sucessivas deve ser no máximo 33 cm.

No seu eixo geométrico, deve existir uma tela para absorver os esforços atuantes nas paredes. Ela é apresentada no próximo item.

3.3.2.3 Tela

De acordo com a ABCP (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND, 2008, p. 45):

As paredes de concreto podem conter apenas uma tela, disposta longitudinalmente e próxima ao centro geométrico da seção horizontal da parede. Deve ser postas telas nas duas faces da parede quando a espessura da parede for superior a 15 cm, em paredes no andar térreo de edificações sujeitas a choque de veículos e, em paredes que engastam marquises e terraços em balanço.

Segundo a norma Documents Techniques Unifies 23.1 (FEDERATION NATIONALE DU BATIMENT, 1993) devem ser previstas armaduras de ligação entre a tela e a armadura de borda ou de interseção entre a parede e outro elemento.

3.3.3 Aberturas

De acordo com a ABCP (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND, 2008, p. 48), para o cálculo das armaduras em torno de uma abertura, deve ser levada em consideração a região de influência de cada uma:

Considerando-se uma abertura de dimensão horizontal a_h e dimensão vertical a_v , tem-se uma região de influência de $0,5a_h$ de cada lado, horizontalmente, e de $0,75a_h$ de cada lado, verticalmente. No caso de existirem aberturas na mesma parede elas devem estar espaçadas de no mínimo a_h , conforme a figura 5. Isto não ocorrendo, o trecho entre as aberturas deve ser dimensionado como pilar ou pilar-parede.

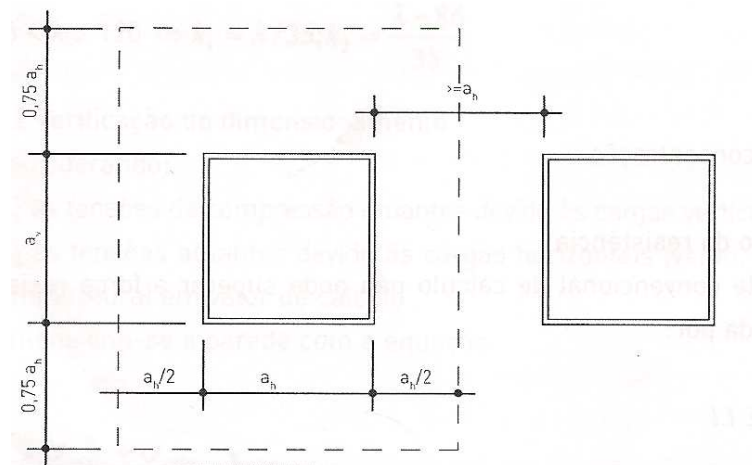


Figura 5: distribuição horizontal de aberturas em uma parede em concreto (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND, 2008, p. 48)

Além da região de influência de cada abertura, descrita anteriormente, deve ser levado em consideração também, segundo esta indicação, a limitação de tensão no concreto entre as aberturas. A distância de influência é o espaço na qual as tensões podem ser consideradas uniformes ao longo de toda a parede, sem a influência da abertura. Entre duas aberturas consecutivas verticalmente, conforme a figura 6 deve ser considerada no mínimo o dobro dessa distância de influência e o esforço solicitante a considerar é a maior resultante vertical que ocorrer em cada uma das laterais da abertura na extensão de $a_h/2$, (maior entre R_1 e R_2), na qual a_h é a distância horizontal de uma abertura.

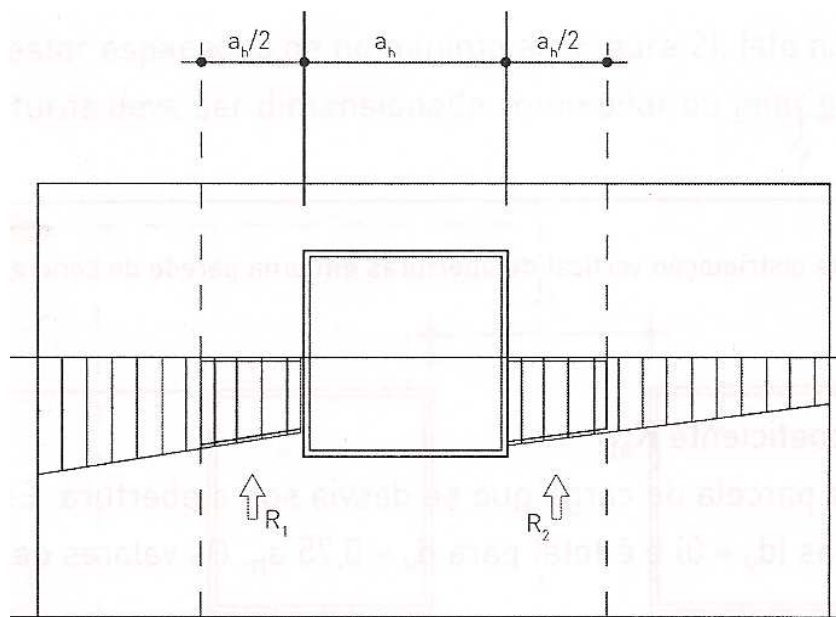


Figura 6: esforço solicitante em aberturas
(ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND, 2008, p. 50)

De acordo com a norma brasileira NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003), deve ser observada a localização da abertura em um elemento quando o mesmo se encontra suspenso por dois apoios. Ela explica que se as aberturas se localizarem em regiões pouco solicitadas e não modificarem significativamente o funcionamento do elemento estrutural, basta colocar uma armadura de compatibilização da abertura no conjunto. Caso contrário, deve ser adotado um modelo específico de cálculo para caso em questão. Paillé (2007, p. 603) explica que em alguns casos pode-se usar o método de bielas e tirantes, ou até mesmo o método dos elementos finitos

Paillé (2007, p. 600) representa as armaduras verticais, horizontais, transversais e ao redor das aberturas em uma figura [7]. Na figura estão representadas:

- a) CH: armadura horizontal;
- b) CV: armadura vertical;
- c) RH: armadura horizontal ao redor das aberturas;
- d) RV: armadura vertical ao redor das aberturas;
- e) AH: armadura horizontal complementar;
- f) AV: armadura vertical complementar;
- g) AT: armadura transversal complementar;

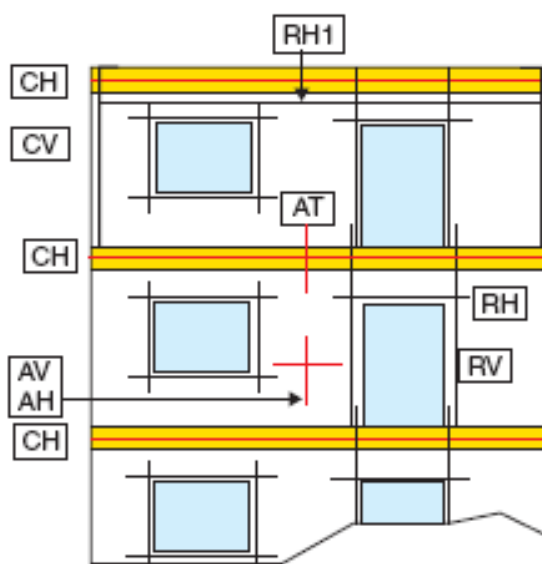


Figura 7: representação das armaduras
(CALCUL DES STRUCTURES EM BÉTON, 2007, p. 603)

3.3.4 Juntas

De acordo com a Associação Brasileira de Cimento Portland (2008) para paredes de concreto contidas em um único plano e na ausência de uma avaliação precisa das condições específicas da parede, devem ser dispostas juntas verticais de controle, adotando distanciamento máximo de 8 m entre as juntas para paredes internas e 6 m para paredes externas. A ABCP ainda salienta que as juntas de controle podem ser passantes ou não-passantes, pré-formadas ou serradas.

Ainda indica que sempre que a deformação por efeito da variação da temperatura puder comprometer a integridade do conjunto é recomendado o uso de juntas de dilatação a cada 25 m da estrutura em planta, e esse limite pode ser alterado desde que se faça uma avaliação mais precisa dos efeitos da variação de temperatura e retração sobre a estrutura. É recomendado ainda o uso de juntas de dilatação quando houver variações bruscas de geometria ou de esforços verticais.

Foram definidas as disposições construtivas mínimas para que um elemento seja considerado como parede estrutural. Com isso, inicia-se o estudo do dimensionamento da mesma, apresentado a seguir

3.4 DIMENSIONAMENTO

As paredes estruturais são tratadas e devem ser dimensionadas praticamente da mesma forma que pilares, alterando-se apenas alguns detalhes particulares, principalmente na ligação com a laje. No caso de pilares, a ligação destes com as lajes é ignorada, exceto quando existirem lajes-cogumelo. Com paredes estruturais, a interação com as lajes é importante, mesmo quando as lajes são maciças, pois o momento existente na laje gera momento fletor na parede. Isso deve ser levado em consideração sempre em seu dimensionamento, particularmente no caso de paredes de extremidade dispostas paralelamente à borda da construção.

Para tanto, deve ser realizado em cada parede estrutural, o cálculo de solicação normal, de carga localizada, de cisalhamento e verificação da flambagem. Esses cálculos são estudados nos itens a seguir desse documento.

3.4.1 Solicação Normal

De acordo com a Associação Brasileira de Cimento Portland (2008, p. 46) a resistência de cálculo sob solicação normal deve ser determinada conforme a equação 1. A equação já considera a minoração referente à instabilidade localizada com as excentricidades máximas.

$$\eta_{d, resist} = \frac{(0,85 \cdot f_{cd} + \rho \cdot f_{scd}) \cdot t}{K_1 \cdot [1 + 3 \cdot K_2 \cdot (2 - K_2)]} \leq \frac{(0,85 \cdot f_{cd} + \rho \cdot f_{scd}) \cdot t}{1,643} \quad (\text{equação 1})$$

Onde:

$\eta_{d, resist}$ = normal de cálculo em unidade de comprimento admitida no plano médio da parede;

f_{cd} = resistência de dimensionamento a compressão do concreto;

ρ = taxa de armadura da parede;

t = espessura da parede.

λ = índice de esbeltez da parede;

E_s = módulo de elasticidade da armadura utilizada.

Sendo:

$$f_{scd} = E_s \cdot 0,002;$$

$$K_1 = \lambda/35;$$

se $35 \leq \lambda \leq 86$, $K_2=0$; se $86 < \lambda \leq 120$, $K_2 = (\lambda-86)/35$.

De acordo com a Associação Brasileira de Cimento Portland (2008, p. 46) considera-se σ_N as tensões de compressão atuantes devido às cargas verticais e σ_M devidos às cargas horizontais, verifica-se de acordo com a equação 2:

$$\frac{3 \cdot \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \cdot t \leq \eta_{d, resist} \quad (\text{equação 2})$$

Onde:

$$\sigma_{\max} = \sigma_N + \sigma_M ;$$

$$\sigma_{\min} = \sigma_N - \sigma_M \geq 0.$$

3.4.2 Carga Localizada

De acordo com a Associação Brasileira de Cimento Portland, (2008, p. 48), deve ser realizado o cálculo para carga localizada quando houver alguma carga pontual atuante. A tensão de contato provocada por elementos não contínuos não pode superar o valor de σ_{cont} dado pela equação 3:

$$\sigma_{cont} = 0,6 \cdot f_{cd} \quad (\text{equação 3})$$

Onde:

f_{cd} = resistência de dimensionamento a compressão do concreto;

3.4.3 Cisalhamento

De acordo com a Associação Brasileira de Cimento Portland (2008, p. 47) o esforço solicitante total horizontal em uma direção será distribuído por todas as almas das paredes resistentes no mesmo sentido. Em nenhum caso pode-se acrescentar a largura da mesa ou flange em seções transversais do tipo *T* ou *L*. O esforço solicitante de cálculo, V_d , deverá ser obtido de acordo com o esforço de projeto V_k , que depende do fator de concentração, seguindo a equação 4:

$$V_d = 1,4 \cdot V_k \cdot \gamma_n \quad (\text{equação 4})$$

Onde:

γ_n , fator de concentração = 2.

A mesma instituição reforça que, após ser calculado o esforço solicitante, deve ser realizada a verificação da resistência:

A força cortante convencional de cálculo não pode superar a força resistente de cálculo, que é especificada pela equação [...] [5].

$$V_d < 0,3 \cdot f_{ctd} \cdot \sum t \cdot l \quad (\text{equação 5})$$

Onde:

t = largura das paredes;

l = comprimento das paredes no sentido do esforço cortante;

$$f_{ctd} = \frac{0,21 \cdot (f_{ck})^{2/3}}{\gamma_c}$$

3.4.4 Flambagem

Segundo a Norma Brasileira NBR 6118, o índice de esbeltez de um elemento é calculado de acordo com a equação 6:

$$\lambda = l_e / i \quad (\text{equação 6})$$

Onde:

l_e = comprimento de flambagem;

$i = (I_c / A_c)^{1/2}$, raio de giração da seção geométrica da peça, sem a inclusão das armaduras.

Sendo

I_c = momento de inércia;

A_e = área da seção.

De acordo com a Documents Techniques Unifies 23.1 (FEDERATION NATIONALE DU BATIMENT, 1993) quando uma parede possui duas outras paredes na sua borda, a largura de flambagem é a própria altura da parede, pela sua ligação com os outros elementos, inclusive com a fundação. Araújo (2003, p. 91) explica que o comprimento de flambagem é igual à distância entre dois nós caso a estrutura for considerada indeslocável.

3.4.5 Junto às Aberturas

Segundo a Associação Brasileira de Cimento Portland (2008, p. 51), as armaduras ao redor das aberturas devem ser distribuídas em faixas com dimensões de $a_h/2$, na qual a_h é o comprimento horizontal de uma abertura (figura 8). Elas devem ter comprimento mínimo além da abertura do maior valor entre $a_h/2 + 10\Phi$ ou l_b (comprimento de ancoragem).

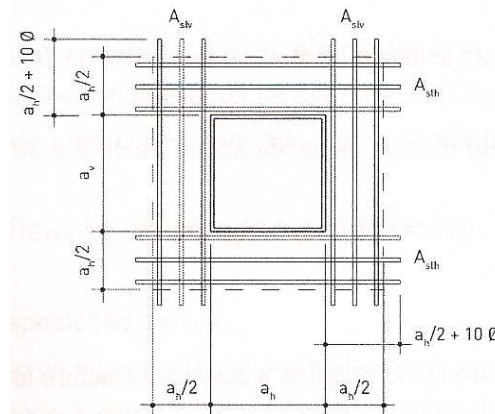


Figura 8: armadura nas aberturas de uma parede estrutural (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND, 2008, p. 51)

A Associação Brasileira de Cimento Portland (2008, p. 51) indica que:

A armadura horizontal, deve ser o somatório entre a armadura calculada para a função de verga mais a armadura necessária para equilibrar o desvio da força vertical, sendo esta última, denominada de ΔA_{sth} , dada pela equação 7.

$$\Delta A_{sth} \geq \frac{R_{d,max}}{2 \cdot f_{yd}} \cdot \frac{d_v}{0,75 \cdot a_h} \quad (\text{equação 7})$$

A mesma instituição indica que a parte interior da abertura deve obedecer a uma armadura mínima, ΔA_{slh} , que deve ser colocada em cada um dos lados. O ΔA_{slh} é obtido pela equação 8.

$$\frac{\Delta A_{slv}}{s} \geq \frac{\frac{2 \cdot R_{d,max}}{a_h} - K_{ab} \cdot f_{cd} \cdot t}{f_{yd}} \quad (\text{equação 8})$$

Onde:

t = largura das paredes;

fcd = resistência de dimensionamento a compressão do concreto;

fyd = tensão de escoamento do aço;

Rdmax = maior resultante vertical ocorrida nos lados de uma abertura

ah = distância horizontal de uma abertura;

s = coeficiente de segurança.

$d_v \geq 0,75ah$ = espaço entre uma abertura e outra, denominado distância de influência;

$K_{ab} = 0,15 - 0,003f_{ck}$

fck = resistência característica do concreto;

Tendo sido realizado o estudo do Sistema de Paredes em Concreto Armado, inicia-se o estudo do Sistema Aporticado Convencional, apresentado no próximo capítulo deste documento.

4 SISTEMA APORTICADO CONVENCIONAL

Como o Sistema Aporticado Convencional é utilizado no Brasil quase com exclusividade a mais de cem anos, suas características em qualquer ação de cargas, ou situações particulares, são amplamente descritas em livros existentes no mercado. É feito nesse documento uma análise resumida sobre a utilização de programas computacionais para esse tipo de estrutura.

De acordo com Kimura (2007, p. 24), o enorme avanço tecnológico tem um papel importantíssimo na Engenharia de Estruturas, influenciado de forma direta e significativa na maneira como os projetos estruturais de edifícios de concreto são hoje elaborados. Atualmente, todas as etapas presentes no projeto de um edifício, desde o lançamento de dados, passando pela análise estrutural, dimensionamento e detalhamento dos elementos e impressão de desenhos são influenciados pela rapidez e precisão da informática.

Kimura (2007, p. 114) relata que a análise estrutural consiste na obtenção e avaliação da resposta da estrutura perante as ações que lhe foram aplicadas. Esse autor destaca que toda a análise estrutural de um edifício realizada num computador é baseada na adoção de um certo modelo estrutural (ou modelo numérico), descrito no item a seguir.

4.1 MODELO ESTRUTURAL

Segundo Kimura (2007, p. 114), o modelo estrutural trata de uma idealização que procura simular um edifício real no computador, conforme figura 9.

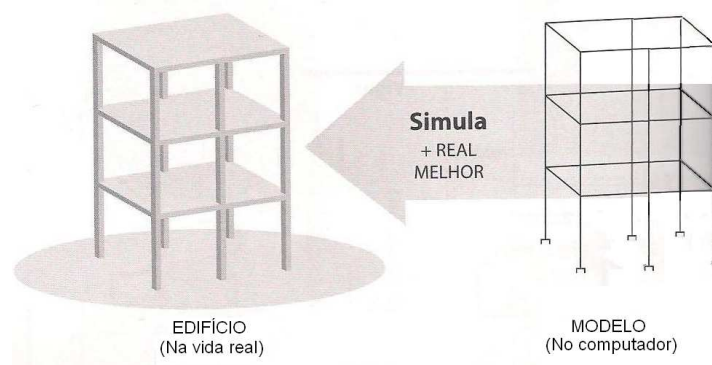


Figura 9: modelo estrutural (KIMURA, 2007, p. 128)

Segundo Kimura (2007, p. 114), ao mesmo tempo em que o modelo estrutural deve retratar o comportamento real de um edifício de forma mais fiel possível, características como a transparência na compreensão de seu funcionamento e a facilidade na interpretação de seus resultados também são muito importantes. Esse autor relata que existem inúmeros modelos estruturais que podem ser empregados na análise de edifícios de concreto armado.

De acordo com Gaiter (2004, p. 51), a modelagem consiste na:

- a) entrada de dados;
- b) análise dos dados, realizada pelo programa;
- c) saída de dados.

Os processos de entrada e saída de dados são descritos nos itens a seguir.

4.1.1 Entrada de Dados

De acordo com Santos (1981, p. 1), os sistemas computacionais de análise de estruturas variam quanto ao grau de complexibilidade do modelo considerado, bem como quanto ao grau de sofisticação da entrada de dados. Esse mesmo autor apresenta um roteiro básico de entrada de dados para um programa estrutural:

- a) definição do tipo estrutural (desnecessário quando o programa for destinado para um tipo específico de estrutura);
- b) identificação dos nós e das barras da estrutura;
- c) definição do sistema global dos eixos de referência;
- d) informação sobre o tipo de material utilizado na estrutura (módulo de elasticidade longitudinal e transversal);
- e) propriedades geométricas da seção transversal de cada barra (área e momentos de inércia);
- f) definições da vinculação externa, especificando em quais nós e em quais direções existem restrições;
- g) definição das cargas, por meio da sua localização, orientação e valores.

De acordo com Kimura (2007, p. 135) é extremamente importante ter o total controle da geração do modelo estrutural que está sendo utilizado num sistema computacional. Entender e saber configurar os parâmetros que governam sua geração é fundamental.

4.1.2 Saída de Dados

De acordo com Santos (1981, p. 1) os resultados da análise de uma estrutura por computador apresentam-se normalmente organizados em três respostas:

- a) deslocamentos nodais – para cada nó são publicados os deslocamentos segundo os graus de liberdade associados ao tipo de estrutura referenciados aos eixos globais;
- b) reações nodais – para cada vínculo externo são apresentadas as respectivas reações referenciadas aos eixos globais;
- c) solitação nas extremidades das barras – para cada barra são apresentadas as solitações nas seções transversais correspondentes aos seus nós inicial e final.

Kimura (2007, p. 138) ressalta que o engenheiro precisa certificar se os resultados obtidos durante a análise estrutural estão de acordo com o esperado, e ter controle e segurança dos cálculos realizados pelo computador. Ele conclui que a interpretação correta dos resultados obtidos durante a análise estrutural é fundamental para que o projeto seja bem elaborado.

4.1.3 Modelo de Pórtico Espacial

Para os projetos estudados neste trabalho, dentre os modelos existentes, o Pórtico Espacial mostrou-se mais adequado. Santos (1981, p. 1) destaca que esse modelo é o tipo mais geral de estrutura, pois as barras podem ter qualquer orientação no espaço, e as cargas, sob forma de forças ou momentos, concentradas ou distribuídas, podem atuar segundo qualquer direção. Kimura (2007, p. 123) destaca que, na prática atual, o modelo de pórtico espacial é amplamente utilizado em projetos profissionais elaborados com o auxílio de uma ferramenta computacional.

Kimura (2007, p. 123) explica que cada nó entre os elementos lineares possui seis graus de liberdade (três translações e três rotações), o que possibilita a obtenção dos deslocamentos e esforços (força normal, cortantes, momentos fletores e torsor) em todas as vigas e pilares de um edifício. A figura 10 os apresenta.

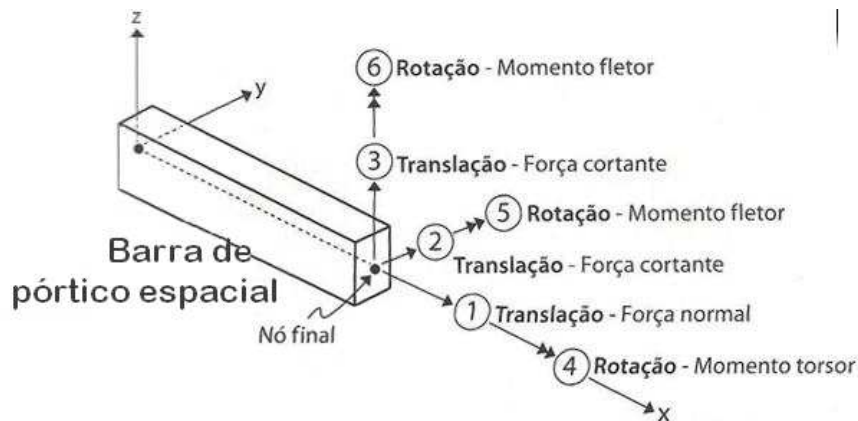


Figura 10: barra de pórtico espacial (KIMURA, 2007, p. 123)

Segundo Kimura (2007, p. 122), por consistir em um modelo tridimensional composto por barras que representam todos os pilares e vigas presentes num edifício, possibilita a avaliação bastante completa e eficiente do comportamento global da estrutura. Esse modelo admite a aplicação simultânea de ações verticais e horizontais, podendo ser avaliado o comportamento do edifício em todas as direções e sentidos.

4.2 SOFTWARES

De acordo com Kimura (2007, p. 47), a variedade de programas computacionais disponíveis no mercado é cada vez maior. É essencial saber diferenciar e escolher o produto que melhor atenderá às necessidades do usuário.

Kimura (2007, p. 37) relata que cabe ao engenheiro conceber a estrutura, pensando na solução mais adequada, bem como prever seu respectivo comportamento. Ele explica que todas as etapas executadas por um sistema computacional durante a elaboração de um projeto estrutural são controladas por diversos parâmetros, chamados de critérios de projeto. É por meio deles que o engenheiro controla o funcionamento do *software* podendo otimizar o seu projeto.

Logo, a escolha do programa computacional utilizado é de grande importância para entendimento das análises e resultados gerados, segundo esse autor. Nos projetos modelados neste trabalho foram utilizados o *software* SAP 2000 e o ARCHE 13.1, abordados nos próximos itens desse documento.

4.2.1 Software SAP 2000

O *software* SAP 2000 desenvolvido pela *Computers and Structures*, possui modelagem em 3D, abrange o modelo de pórtico espacial e os requisitos necessários para a elaboração do projeto estrutural, tanto para o projeto contendo o Sistema Aporticado Convencional quanto contendo o Sistema de Paredes em Concreto Armado.

De acordo com *Computers and Structures* (2006, p. 13) o programa SAP 2000 pode ser utilizado em estruturas simples ou complexas. Ele analisa uma estrutura na qual o usuário, deve definir:

- a) modelo estrutural;
- b) propriedades e unidades;
- c) grade de coordenadas x, y e z;
- d) desenho dos elementos;
- e) propriedades dos elementos;
- e) restrições de movimentos;
- f) casos de carga;
- g) casos de análise;
- h) combinações.

Com esses dados, o *software* SAP2000 pode realizar a verificação da estrutura e a obtenção dos resultados.

4.2.2 Software ARCHE 13.1

De acordo com a Graitec (2004, p. 45), o *software* ARCHE 13.1, desenvolvido pela Graitec, é um programa de modelagem em 3D de edifícios constituídos por lajes, vigas, pilares, paredes estruturais e fundações. Ele analisa a estabilidade global da estrutura e apresenta a resposta da descida de cargas, de contraventamento e de sismo, caso o usuário desejar.

Graitec (2004, p. 47) explica que o usuário deve fornecer a geometria e conexão entre os elementos, as propriedades e as cargas e combinações, para obter resultados de solicitações, as flechas e o dimensionamento da armadura de cada elemento.

5 ESTUDO DE DESEMPENHO ESTRUTURAL

Estudar o desempenho estrutural de um projeto é avaliá-lo quanto às propriedades que o torna seguro e estável, entre outros aspectos. Neste trabalho, dessas propriedades, são analisadas as tensões, as deformações e a deslocabilidade de um projeto contendo paredes em concreto armado em comparação com um projeto de estrutura aporticada convencional.

Assim, para um pavimento-tipo de um projeto arquitetônico existente foi feito o pré-dimensionamento das paredes em concreto armado, dos pilares e das vigas (constituição denominada Sistema de Paredes em Concreto Armado – SPCA). Independentemente, é feito outro contendo somente pilares e vigas (denominado Sistema Aporticado Convencional – SAC). Neles, carregamentos horizontais, provenientes da ação do vento, e verticais, provenientes das cargas gravitacionais, são aplicados e suas seções são verificadas com o uso do *software* SAP 2000, que engloba esses elementos.

Neste capítulo é apresentado o pavimento-tipo escolhido, o pré-dimensionamento das estruturas – e verificação das mesmas –, os esforços e deslocamentos ocorridos nos pontos escolhidos em comum nos dois sistemas. O primeiro item apresenta o projeto arquitetônico que contém paredes em concreto armado no seu interior.

5.1 PROJETO ARQUITETÔNICO E SISTEMA ESTRUTURAL

O projeto arquitetônico em questão é de um prédio residencial, constituído por 5 pavimentos, cada um com 4 apartamentos, uma circulação e área reservada para elevador e escada. O pavimento-tipo é mostrado na figura 11. Ele foi planejado de forma a apresentar paredes:

- a) internas em concreto armado nas divisas entre apartamentos, com a circulação e ao redor do elevador;
- b) em gesso nas divisas entre os cômodos de cada apartamento, que são desconsideradas estruturalmente;
- c) externas em alvenaria não-portante, com pilares e vigas.

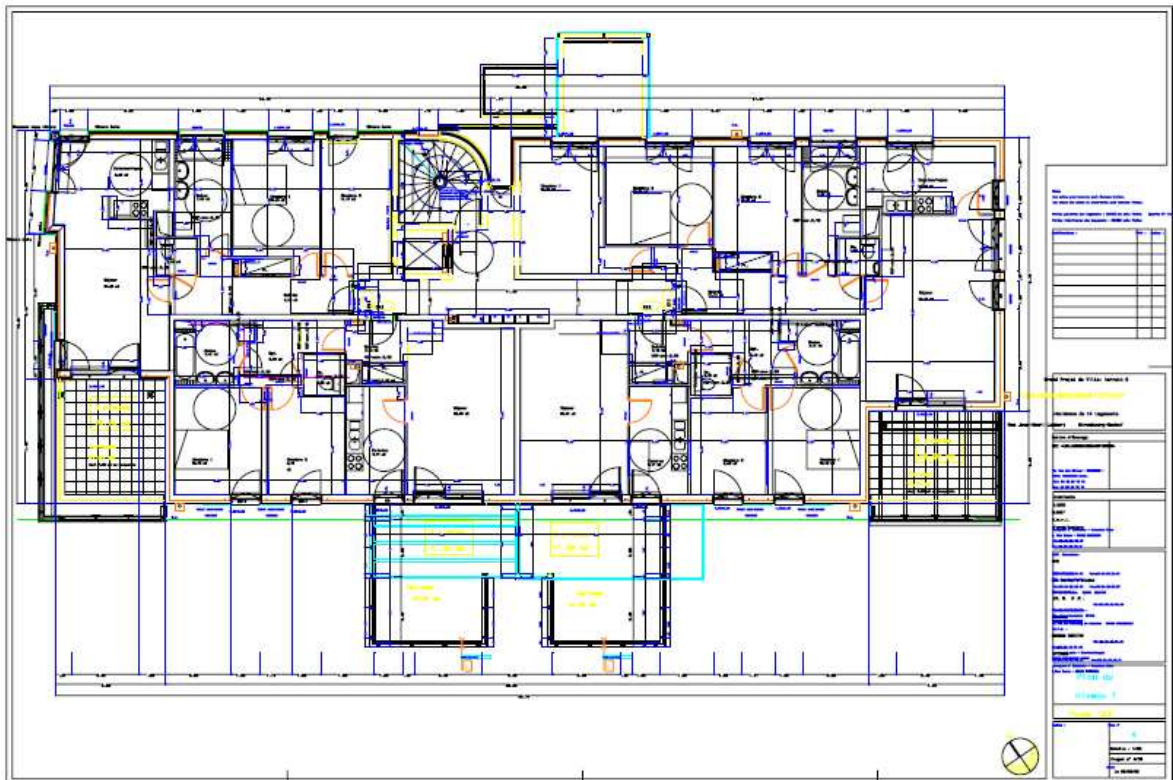


Figura 11: projeto arquitetônico

Tendo sido definido o sistema estrutural do pavimento-tipo, é feito o pré-dimensionamento obedecendo às determinações originais do projeto arquitetônico (possuindo paredes internas em concreto armado e externas em alvenaria). Com o mesmo projeto, é feito, também, o pré-dimensionamento sem as paredes em concreto armado, para a estrutura com o SAC, composta por pilares e vigas. Eles são relatados no próximo item.

5.2 PRÉ-DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA

O pré-dimensionamento compreende a localização de pórticos estruturais com base no projeto arquitetônico, assim como as seções de cada elemento em função das solicitações devidas ao carregamento. Ele é feito independentemente para as propostas e é apresentado nos itens a seguir.

5.2.1 Sistema de Paredes em Concreto Armado

No pavimento-tipo em questão, a localização das paredes em concreto armado já havia sido definido previamente no projeto arquitetônico, assim como a localização de pilares e vigas. Essa proposta foi mantida para o projeto contendo o SPCA.

A figura 12 mostra o pré-dimensionamento da estrutura aplicando-se o SPCA. Nela, os elementos estão coloridos de forma a serem melhor visualizados e já estão com sua devida nomenclatura. A legenda, situada no canto inferior direito, aponta o significado de cada cor na estrutura. Destaca-se, também, a localização da estrutura segundo os eixos cardeais (usado para definição das direções de carregamento horizontal a seguir), o qual é apresentado na parte superior esquerda dessa figura.

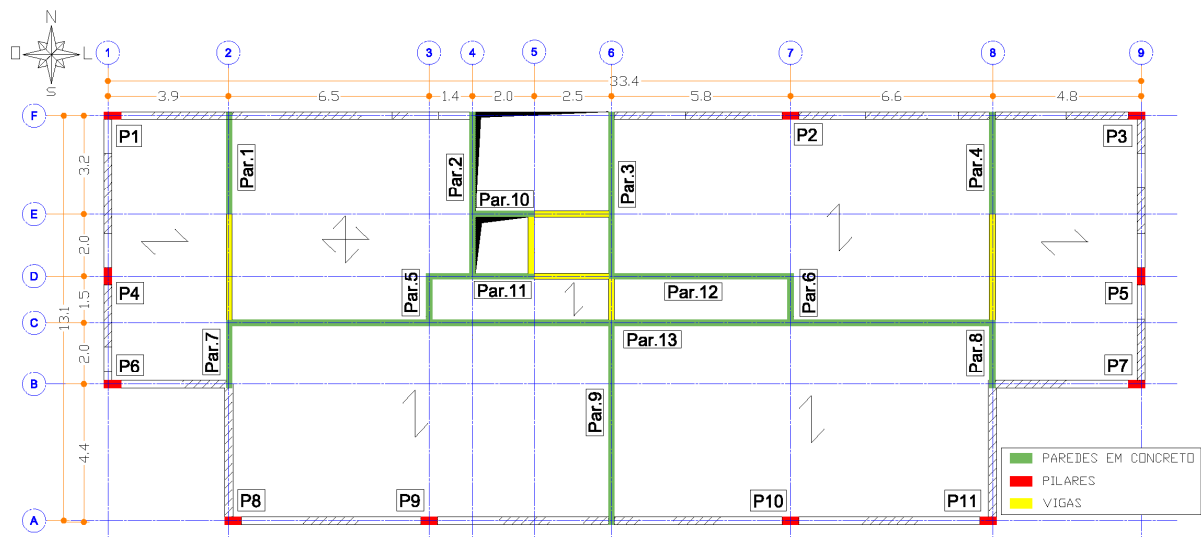


Figura 12: pré-dimensionamento da estrutura com o SPCA

Como se pode observar na figura 12, foi proposto o uso de paredes internas em concreto armado e externas em alvenaria, com pilares nos vértices e intermediários nas faces laterais, dependendo do tamanho do vão. O sentido de apoio das lajes foi determinado de acordo com o vão encontrado em cada situação e a localização das vigas de maneira a suportar e transmitir os esforços.

5.2.2 Sistema Aporticado Convencional

A localização dos pilares e vigas existentes no projeto arquitetônico foi mantida para o pré-dimensionamento do SAC. A figura 13 o apresenta a proposta estrutural, usando a escala de cores e localização cardinal idêntica ao da figura 12.

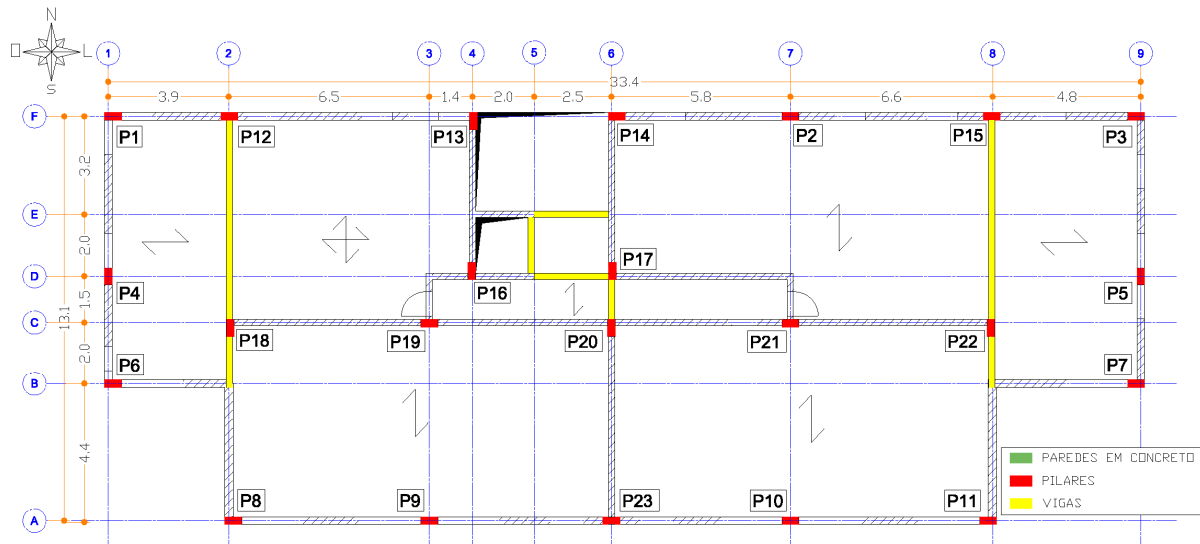


Figura 13: pré-dimensionamento da estrutura com o SAC

Como pode ser observado na figura 13, foram adicionados pilares na parte interna do pavimento-tipo, onde no SPCA existiam paredes em concreto armado. Destaca-se que os pilares externos em comum entre ambas as propostas (figuras 12 e 13) estão com mesma nomenclatura.

5.3 VERIFICAÇÃO DO PRÉ-DIMENSIONAMENTO

Após ser definido o posicionamento de cada elemento estrutural em ambos os projetos, foram adotados valores plausíveis para o cálculo. São eles:

- a) seção dos pilares: 55 x 25 cm;
- b) seção das vigas: 55 x 25 cm;
- c) espessura das lajes: 15 cm;
- d) concreto utilizado: 25 MPa;
- e) fundações a 1 m de profundidade;

- f) carregamento vertical: permanente somado ao variável: 2,5 kN/m²;
- g) situações de carregamento horizontal de 0,50 kN/m², provenientes de diferentes direções,
 - Norte;
 - Oeste;
 - Sul;
 - Leste;
- h) taxa de armadura calculada pelo *software*.

Destaca-se que:

- a) as fundações foram definidas como estando a 1 m de profundidade, mas trata-se de uma estimativa;
- b) para o carregamento vertical foi considerado uma sobrecarga de 2,5 kN/m² por se tratar de um prédio residencial, de acordo com a NBR 6118/07;
- c) o carregamento horizontal foi adotado como sendo de 0,5 kN/m², considerando a ação do vento, de acordo com a NBR 6123.

Sendo realizadas considerações e mediante o uso do *software* SAP 2000 modelam-se os projetos. No programa foi considerado:

- a) vinculações na fundação com engastes perfeitos;
- b) vigas e pilares como elementos de barra espacial;
- c) paredes como elementos de casca grossa;
- d) área das lajes e das paredes em concreto armado divididas em elementos de 50 cm de lado.

Os próximos itens apresentam os resultados que foram obtidos com o uso de programa computacional em cada projeto.

5.3.1 Sistema de Paredes em Concreto Armado

Para o SPCA, foram definidas as seguintes espessuras para as paredes:

- a) internas em concreto armado: 20 cm;
- b) externas em alvenaria: 25 cm.

Após ser modelado no *software* SAP 2000, verificou-se que todos os elementos estruturais estão dimensionados com seção suficiente para suportar as cargas neles atuantes em todas as combinações de carregamentos diferentes. A figura 14 apresenta o deslocamento da estrutura na direção vertical, com carregamento horizontal proveniente da direção Sul. Destaca-se que, na figura 14 é apresentado o lado norte da estrutura à frente, e na parte inferior se encontra a escala de cores, apresentando os resultados em milímetros.

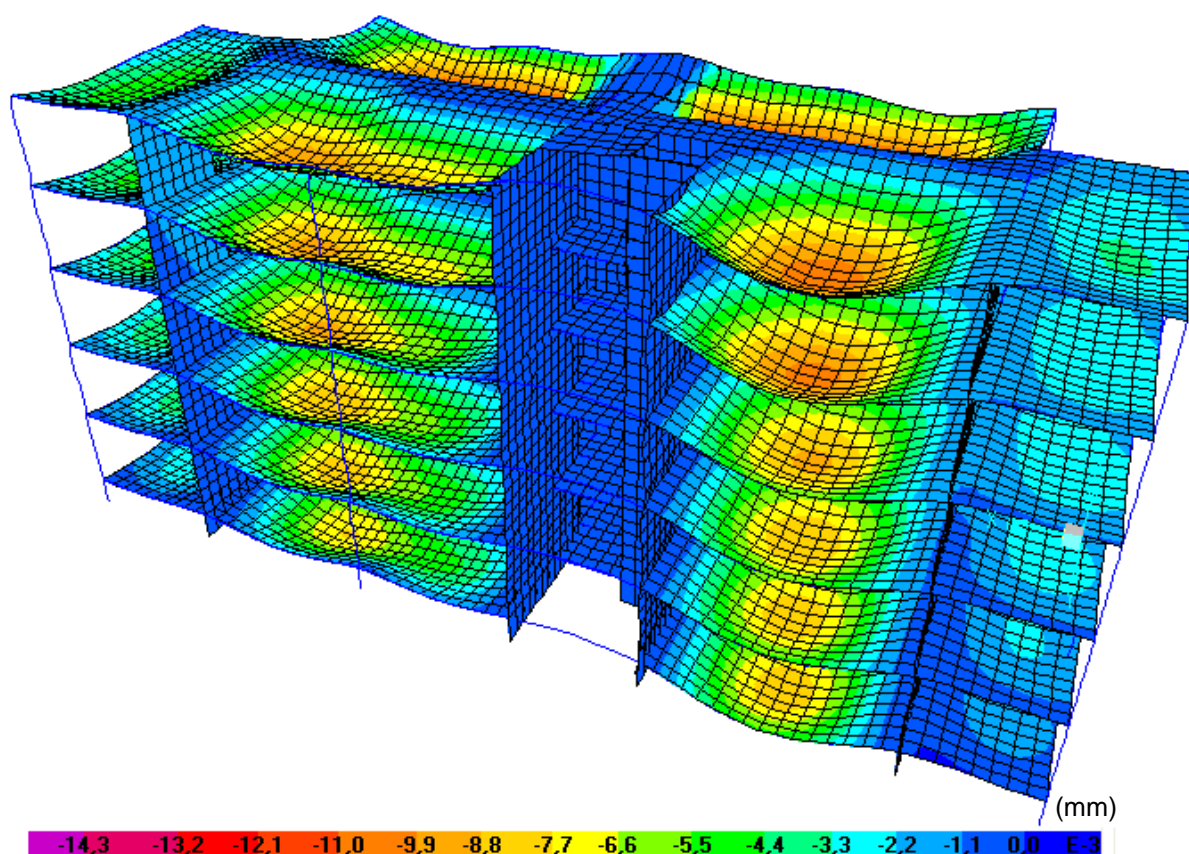


Figura 14: deslocamento vertical da estrutura do SPCA no *software* SAP

Percebe-se na figura 14 que o deslocamento máximo ocorrido foi de 1,43 cm, sendo aceitável, de acordo com as especificações da Norma brasileira. Esse resultado foi obtido na laje do último pavimento. Destaca-se que onde se encontram as paredes em concreto armado o deslocamento provocado pela combinação foi próxima a zero.

Tendo realizado o pré-dimensionamento da estrutura para o SPCA, verifica-se que também os elementos do SAC estão adequados. O próximo item abrange essa verificação.

5.3.2 Sistema Aporticado Convencional

Como o projeto do SAC possui paredes apenas em alvenaria não-portante, foram definidas as espessuras das paredes:

- a) externas: 25 cm;
- b) internas: 20 cm.

Após ser modelado no *software* SAP 2000 verificou-se que todos os elementos estruturais estavam também dimensionados com seção suficiente para suportar as cargas atuantes em todas as situações de carregamento horizontais diferentes.

A figura 15 apresenta o deslocamento da estrutura provocado pela combinação de carregamentos, de forma a visualizar o ocorrido na estrutura e de forma a comparar com a figura 14, que apresenta mesma situação para o SPCA. Destaca-se que também foi considerado o carregamento horizontal proveniente da direção Sul e que está sendo representado o lado Norte à frente. Na parte inferior da figura encontra-se a escala de cores, apresentando os resultados em milímetros.

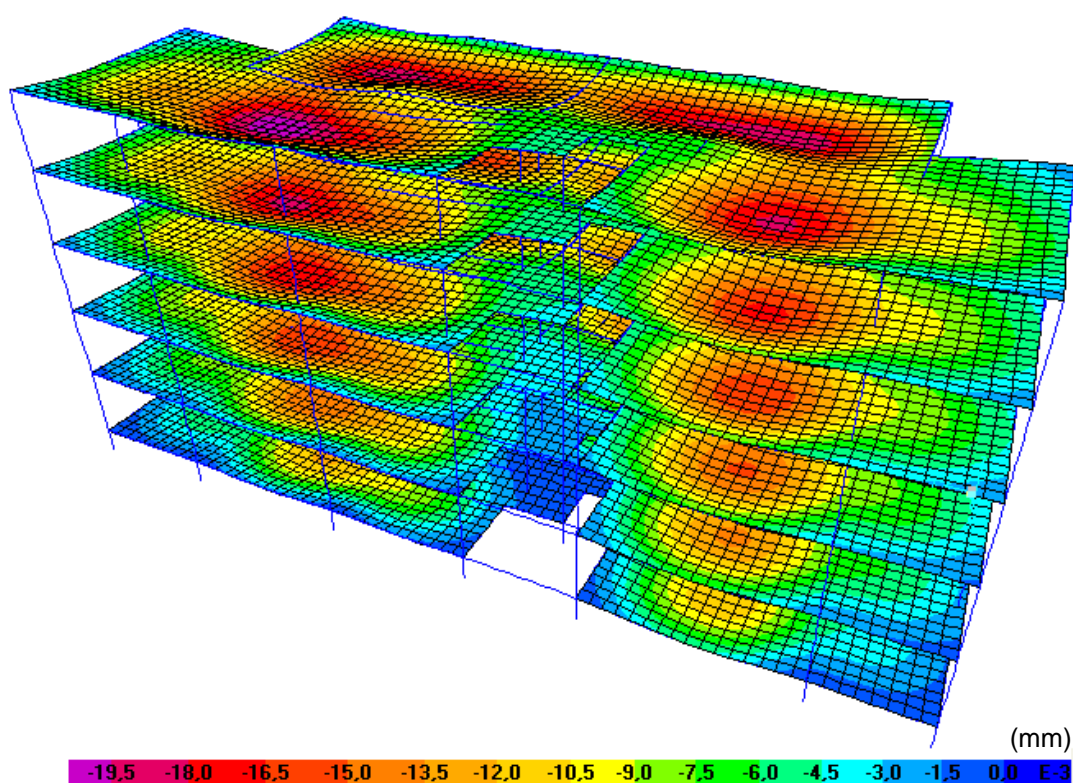


Figura 15: deslocamento gravitacional da estrutura do SAC no *software* SAP

Pode-se observar na figura 15 que o deslocamento máximo ocorrido na direção vertical é de 1,95 cm na parte central da laje do último pavimento. De acordo com as especificações da Norma brasileira, para o vão proposto onde ocorre tal flecha, esse resultado é aceitável.

Com ambas as estruturas tendo seções suficientes para suportar as cargas nelas atuantes, deve ser determinado o carregamento horizontal que provocou maior deslocamento horizontal nas estruturas. Isso é apresentado no item a seguir.

5.3.3 Verificação do Carregamento Horizontal

Combinado com o carregamento vertical e peso próprio, o carregamento horizontal age provocando deslocamentos horizontais na estrutura. Para se saber qual o carregamento horizontal que provoca maior deslocamento horizontal na estrutura, foi feita uma comparação entre os deslocamentos horizontais ocorridos no topo dos pilares em comum em ambos os projetos, no último pavimento.

Os pilares, nomeados de P1 a P11, conforme mostram as figuras 12 e 13, encontram-se na parte externa da malha dos projetos. O quadro 1 apresenta os resultados, em centímetros, encontrados para o SPCA.

Pode-se observar no quadro 1 que todos os carregamentos horizontais provocaram maior deslocamento horizontal em pelo menos um dos pilares da estrutura. Porém, no topo de 5 dos 11 pilares estudados (45% deles) o maior deslocamento horizontal aconteceu na direção Norte-Sul, provocada pelo carregamento horizontal proveniente do Sul.

O mesmo comparativo foi realizado para o topo dos pilares externos do projeto com o SAC. O quadro 2 a seguir apresenta os resultados obtidos, em centímetros. No quadro 2, assim como observado no quadro 1, o carregamento horizontal proveniente do Sul, na direção Norte-Sul, também ocasionou maior deslocamento dos topos dos pilares externos da estrutura, quando comparados com os outros carregamentos. Porém, no caso do SAC, aconteceu em todos os pilares. Portanto, esse carregamento será considerado no estudo das estruturas, visto que, dentre os outros, é o que provoca os deslocamentos mais desfavoráveis.

Pilar	Carregamento Horizontal Norte		Carregamento Horizontal Oeste		Carregamento Horizontal Sul		Carregamento Horizontal Leste	
	Direção Leste-Oeste	Direção Norte-Sul	Direção Leste-Oeste	Direção Norte-Sul	Direção Leste-Oeste	Direção Norte-Sul	Direção Leste-Oeste	Direção Norte-Sul
P1	0,0256	0,0079	0,024	0,0108	0,0201	0,0182	0,0207	0,0128
P2	0,0367	-0,0753	0,0338	-0,0973	0,0156	0,0492	0,0318	-0,099
P3	0,0356	-0,075	0,0325	0,01558	0,0283	-0,1318	0,0303	-0,089
P4	0,0031	0,0091	0,0045	0,012	0,0025	0,0193	0,0015	0,0139
P5	0,0045	-0,1015	0,0194	-0,1033	0,0005	0,003	0,0172	-0,0758
P6	-0,0162	0,0095	-0,014	0,0100	-0,0142	0,0198	-0,0174	0,0119
P7	-0,014	-0,01812	0,0076	-0,1034	-0,0054	-0,0763	-0,0135	-0,074
P8	-0,0341	-0,0124	-0,0274	-0,0074	-0,0255	0,0016	-0,0315	-0,006
P9	-0,0033	0,0064	-0,0079	0,0014	-0,0054	0,0035	-0,0102	0,0012
P10	0,0100	0,0042	0,0014	0,0024	-0,0201	-0,0492	-0,0015	-0,0103
P11	0,0033	0,0542	0,0028	-0,0054	0,0077	-0,0655	0,0021	-0,0058

Quadro 1: deslocamento dos pilares para carregamentos horizontais provenientes de diferentes direções no SPCA

Pilar	Carregamento Horizontal Norte		Carregamento Horizontal Oeste		Carregamento Horizontal Sul		Carregamento Horizontal Leste	
	Direção Leste-Oeste	Direção Norte-Sul	Direção Leste-Oeste	Direção Norte-Sul	Direção Leste-Oeste	Direção Norte-Sul	Direção Leste-Oeste	Direção Norte-Sul
P1	0,0554	-0,3339	0,1118	0,1573	0,0242	0,7655	-0,0358	0,1915
P2	0,0485	-0,4239	0,1044	0,1548	0,014	0,7852	-0,0432	0,1405
P3	0,0449	-0,4722	0,1011	0,1466	0,0143	0,7993	-0,0466	0,1129
P4	0,0395	-0,3376	0,1103	0,158	0,0274	0,7662	-0,045	0,1923
P5	0,0242	-0,4712	0,0993	0,1405	0,0171	0,7914	-0,057	0,1138
P6	0,0237	-0,3313	0,1136	0,1582	0,0354	0,7666	-0,0517	0,1924
P7	0,0297	-0,4533	0,0909	0,1207	0,015	0,7903	-0,0417	0,0893
P8	0,029	-0,3432	0,1098	0,1613	0,0156	0,7812	-0,0643	0,1876
P9	0,0168	-0,3033	0,0702	0,0837	0,0142	0,7645	-0,0494	0,1102
P10	0,0117	-0,4059	0,0702	0,088	0,0182	0,7852	-0,0492	0,0881
P11	0,0199	-0,3772	0,092	0,1188	0,0157	0,7889	-0,0479	0,0746

Quadro 2: deslocamento dos pilares para carregamentos horizontais provenientes de diferentes direções no SAC

Com as seções dos elementos já definidos e verificados, e com ambos os projetos já modelados no *software* SAP 2000, obtêm-se os dados de esforços e deslocamentos horizontais em elementos de comparação. Para tanto, pontos comuns entre os projetos são definidos para estudo e eles são apresentados no item a seguir.

5.4 ANÁLISE DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS DOS SISTEMAS

Para a definição dos pontos estudados nos projetos procurou-se os vértices, pilares existentes nos dois sistemas e o encontro de pilares e paredes. Como o projeto possui maiores vãos no lado Leste, quando comparado com o lado Oeste, os pontos selecionados para estudos encontram-se nele. A figura 16 apresenta a localização desses pontos na malha da estrutura, que é válida para o SPCA e para o SAC.

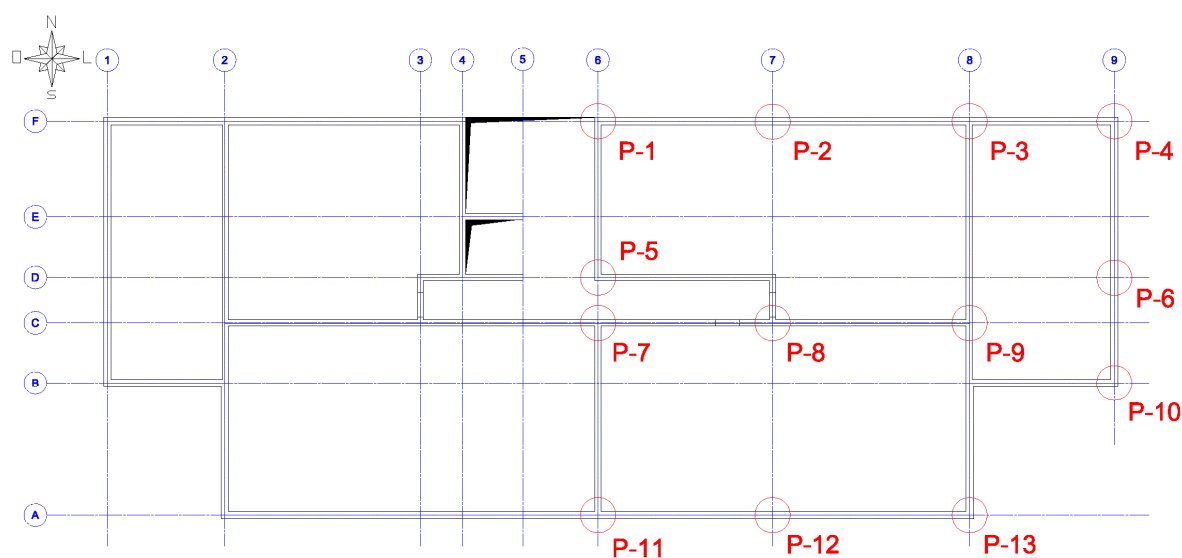


Figura 16: localização dos pontos estudados

Tendo definido os pontos estudados no trabalho e com o uso de *softwares*, obtêm-se os resultados em ambos os sistemas. No item a seguir são apresentados os dados de tensões, provocadas pelos esforços, ocorridas nesses pontos e, no próximo item, os deslocamentos horizontais por eles sofridos.

5.5 ESFORÇOS

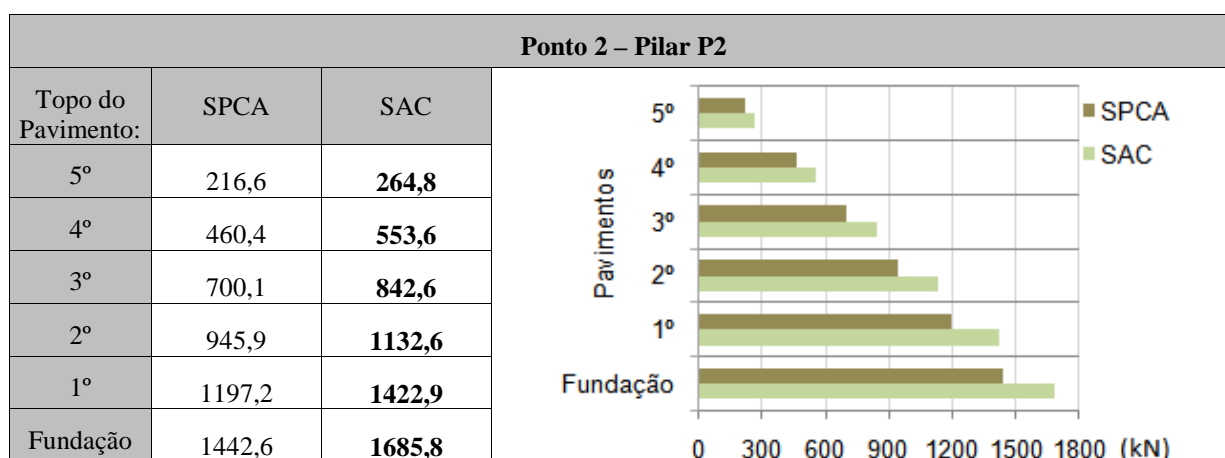
Como foi verificado no *software* SAP 2000, ambos os projetos estão dimensionados de forma a possuir seções suficientes para suportar a carga submetida. Com as seções definidas, estudam-se os esforços normais que são gerados nas seções de cada ponto escolhido, para, por fim, poder ser efetuado uma comparação de tensões entre os dois sistemas.

Para isso, foi utilizado o *software* SAP 2000 e o *software* ARCHE 13.1, no qual ambos os projetos também foram modelados. O estudo dos esforços normais em ambos os projetos e em ambos os programas computacionais são apresentados nos itens a seguir.

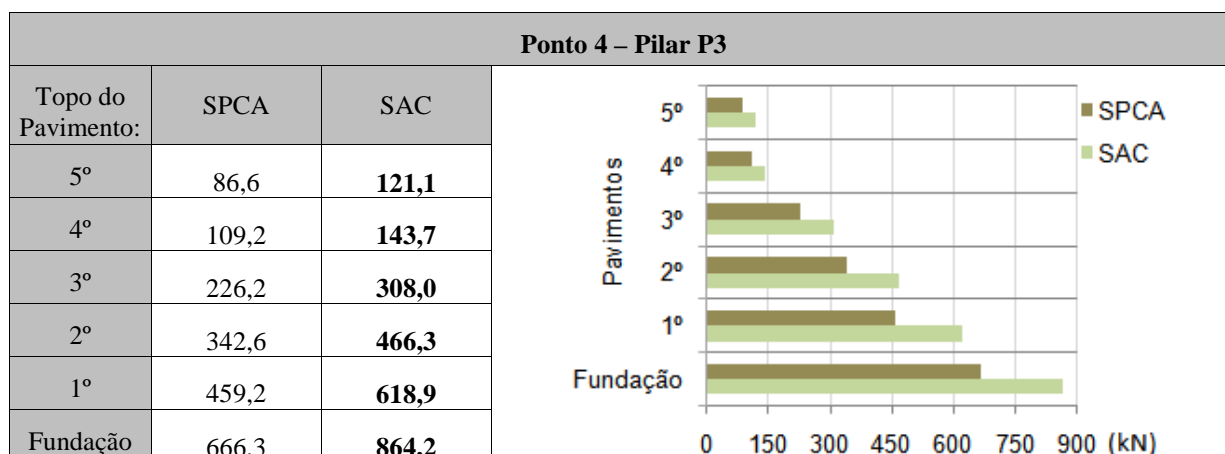
5.5.1 Software SAP 2000

O *software* SAP 2000 apresenta os resultados de esforço normal e momentos fletores existentes em cada pilar e viga em cada pavimento. A partir dessas solicitações é realizado o estudo de tensões a que cada ponto é submetido.

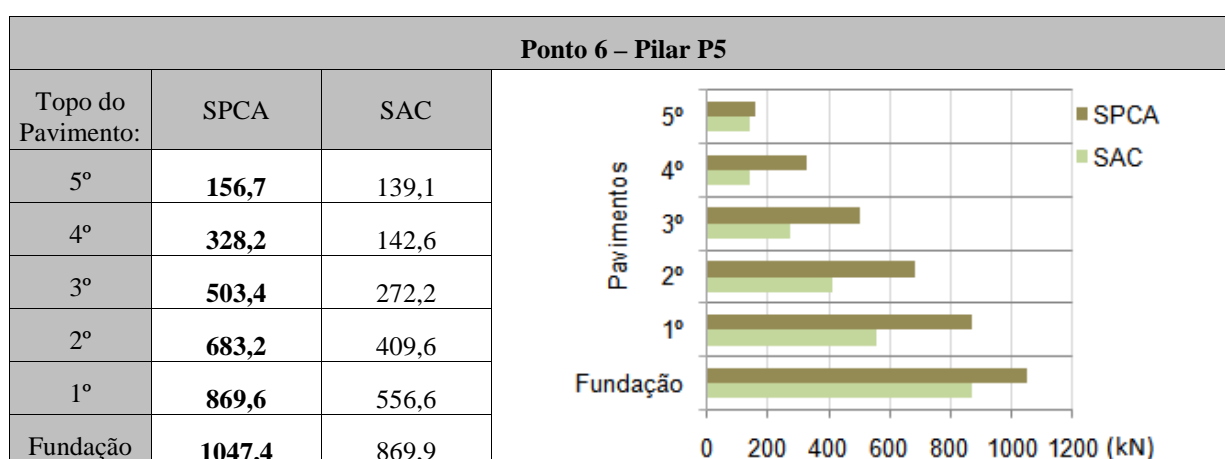
Os pilares dos pontos de estudo foram analisados em todos os pavimentos em ambos os projetos. Os quadros 3 a 8 apresentam os esforços normais nos pilares localizados nos pontos 2, 4, 6, 10, 12 e 13, respectivamente, para o SPCA e para o SAC juntamente com uma representação desses resultados. Ressalta-se que a fundação arbitrada encontra-se a 1 m abaixo do 1º pavimento da estrutura e seus efeitos, assim como a interação com o solo, foram desconsiderados.



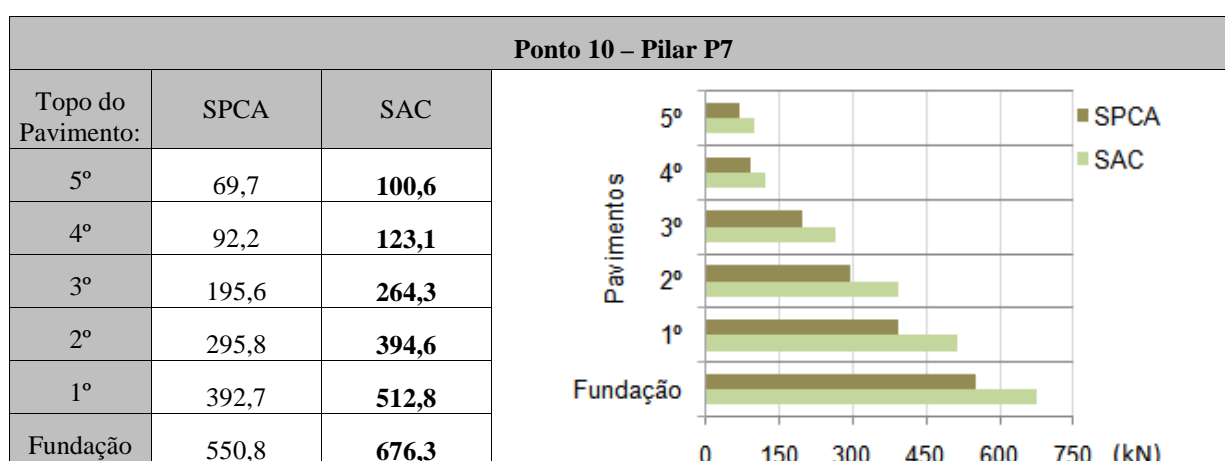
Quadro 3: esforço normal atuante no pilar do ponto 2 nos dois sistemas



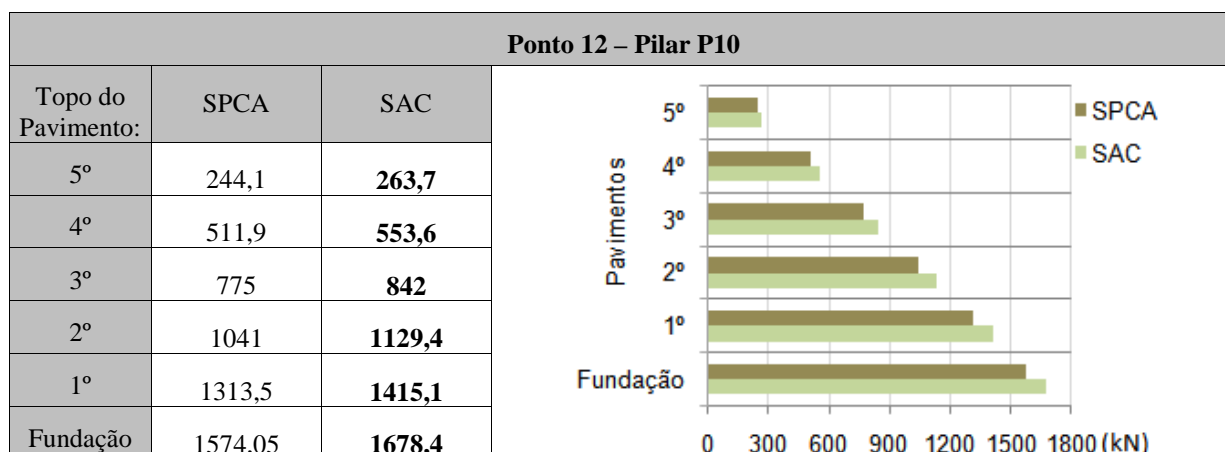
Quadro 4: esforço normal atuante no pilar do ponto 4 nos dois sistemas



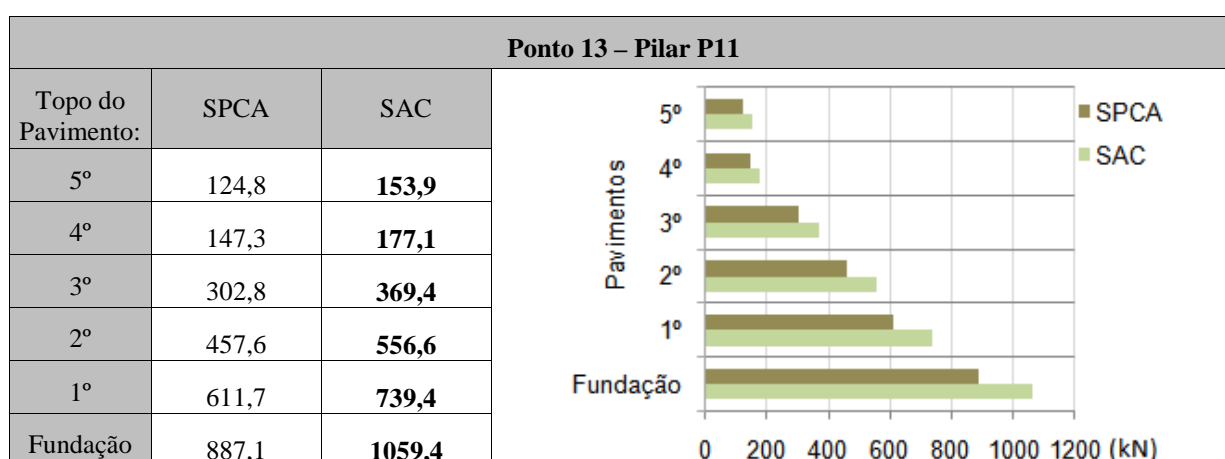
Quadro 5: esforço normal atuante no pilar do ponto 6 nos dois sistemas



Quadro 6: esforço normal atuante no pilar do ponto 10 nos dois sistemas



Quadro 7: esforço normal atuante no pilar do ponto 12 nos dois sistemas



Quadro 8: esforço normal atuante no pilar do ponto 13 nos dois sistemas

Como pode ser observado nos quadros apresentados que apenas o pilar P5 apresentou maiores esforços normais no SPCA, quando comparado ao outro sistema. Destaca-se que a variação dos esforços sofridos nos pontos entre um sistema e outro variam de 6 a 24%, nas fundações em cada pilar. O pilar P10 apresenta a menor variação e o pilar P3 a maior.

5.5.2 Software ARCHE 13.1

Para serem verificados os resultados obtidos pelo *software* SAP 2000 foi utilizado o *software* ARCHE 13.1, que segue as recomendações da norma francesa DTU 23.1/93. Destaca-se que no *software* ARCHE 13.1 deve ser determinada a fundação em cada ponto. Foi adotada a fundação constituída por sapata isolada nos pilares e sapata corrida ao longo das paredes em

concreto armado. Porém para monitoramento da dissipação das cargas no *software* a sapata corrida foi substituída por sapatas isoladas espaçadas a cada 1 m nesse elemento.

A partir do *software* ARCHE 13.1 foi feito a descida de cargas em ambos os sistemas. A figura 17 apresenta uma representação do modelo do SAC e a figura 18 do SPCA , ambas apresentando o lado Leste das estruturas, onde foram escolhidos os pontos estudados. O quadro 9 apresenta a reações nas fundações, em kN, nos pilares dos pontos escolhidos.

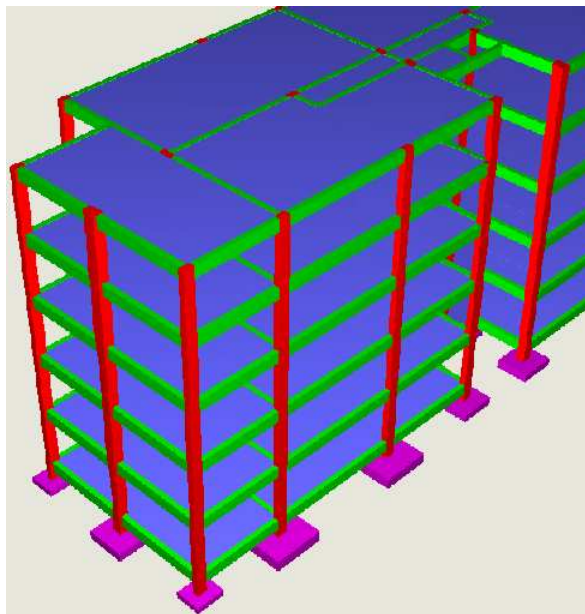


Figura 17: modelo do SAC no *software* ARCHE 13.1

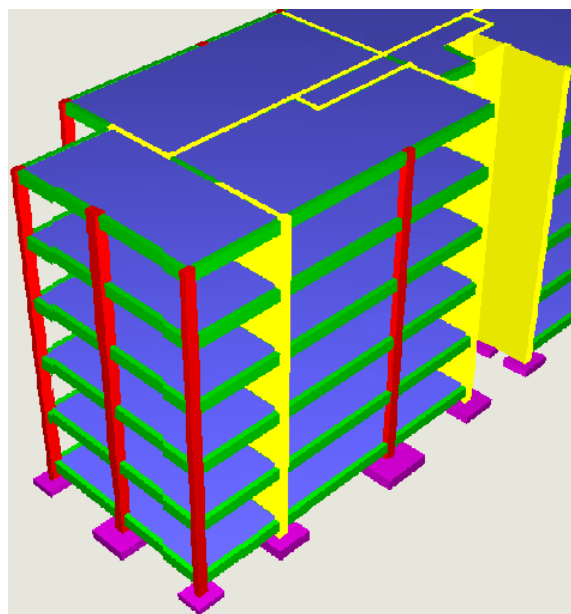


Figura 18: modelo do SPCA no *software* ARCHE 13.1

Ponto	SPCA	SAC
2	1078,70	1533,81
4	552,88	514,15
6	806,48	1100,08
10	546,02	527,09
12	1274,83	1413,00
13	661,34	972,01

Quadro 9: reações nas fundações dos pontos estudados nos dois sistemas, com o *software* ARCHE 13.1

Destaca-se que, nesse programa computacional, os pontos 4 e 10 apresentam maiores reações no SPCA, quando comparado as obtidas no SAC, apresentando diferença entre o eles de 7 e 3,5%, respectivamente. Os outros pontos apresentaram maiores reações no SAC.

O ponto 13 apresentou um acréscimo de 47% no SAC, quando comparado ao SPCA. Esse ponto obteve maior variação entre as propostas, seguido pelos pontos 2, 6 e 12, que apresentaram acréscimo de 42%, 36%, e 10%, respectivamente.

Destaca-se que a diferença obtida nos pontos com maiores reações no SPCA é notavelmente menor que a encontrada nos pontos com maiores reações no outro sistema. No próximo capítulo, o deslocamento horizontal obtido nesses pontos será estudado.

5.6 DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS

Tendo em vista que os deslocamentos verticais são de pequena magnitude, são levados em consideração os deslocamentos horizontais ocorridos nos pontos escolhidos para estudo. Para tanto, foi utilizado o *software* SAP 2000 em ambos os sistemas.

Os deslocamentos horizontais apresentados no último pavimento, nas direções Norte-Sul e Leste-Oeste, foram analisados nos pontos escolhidos em ambos os sistemas. O quadro 10, a seguir, apresenta os dados obtidos no *Software* SAP 2000.

No quadro 10, observa-se que 12 dos 13 pontos deslocaram com maior intensidade no SAC, em ambas as direções, quando comparados os sistemas. Apenas um ponto (12) apresentou o inverso, quando analisado na direção Leste-Oeste.

Ponto	Deslocamento na direção Leste-Oeste (cm)		Deslocamento na direção Norte-Sul (cm)	
	SPCA	SAC	SPCA	SAC
1	0,0017	0,014	0,033	0,7801
2	0,0156	0,0181	0,0492	0,7852
3	0,0071	0,0157	0,0653	0,7883
4	0,0054	0,0143	0,0763	0,7993
5	0,0017	0,0233	0,033	0,7840
6	0,0005	0,0171	0,003	0,7914
7	0,0027	0,023	0,0181	0,784
8	0,0026	0,0224	0,0182	0,7892
9	0,0049	0,0175	0,0207	0,7916
10	0,0054	0,015	0,0763	0,7903
11	0,0017	0,0233	0,033	0,7842
12	0,0201	0,0182	0,0492	0,7852
13	0,0077	0,0157	0,0655	0,7889

Quadro 10: deslocamento horizontal no último pavimento dos pontos estudados, em cada sistema, de acordo com o *software* SAP

Analisa-se que os resultados encontrados na direção Norte-Sul foram maiores que os correspondentes a direção Leste-Oeste, em ambos os sistemas, isso provocado pela ação do carregamento horizontal de 0,5 kN/m² proveniente da direção Sul. Para tanto, essa direção de deslocamento é utilizada para estudo do deslocamento dos pontos, no SAC e no SPCA.

O quadro 11 apresenta o comportamento de três pontos (11, 12 e 13) escolhidos em cada pavimento, em relação ao deslocamento horizontal sofrido. O primeiro é constituído pelo encontro de uma parede em concreto armado com uma de alvenaria, o segundo é constituído por um pilar intermediário e o terceiro por um pilar de vértice, no SPCA. No SAC, eles são constituídos por pilares.

No quadro 11 observa-se o deslocamento horizontal, apresentado em centímetros, dos pontos escolhidos em todos os pavimentos, nos dois sistemas. Destaca-se que, em cada sistema, independentemente do elemento constituído, os pontos apresentaram comportamento parecido e de mesma grandeza.

Deslocamento Horizontal (cm)	Ponto 11		Ponto 12		Ponto 13	
	SPCA	SAC	SPCA	SAC	SPCA	SAC
5°	0,0330	0,7842	0,0492	0,7852	0,0655	0,7889
4°	0,0211	0,6976	0,0315	0,7040	0,0438	0,7123
3°	0,0151	0,5826	0,0181	0,5882	0,0257	0,5948
2°	0,0055	0,4246	0,0036	0,4294	0,0120	0,4344
1°	0,0017	0,2270	0,0030	0,2299	0,0032	0,2325
Representação						

Quadro 11: deslocamento horizontal nos pontos 11, 12 e 13 em todos os pavimentos nos dois sistemas

Tendo sido realizado o dimensionamento e verificação do projeto no SPCA e no SAC e com os resultados de esforços e deslocamentos horizontais nos pontos determinados para estudo, com o auxílio de *softwares* nos quais os projetos foram modelados, as estruturas podem ser comparadas quanto à tensão e deformação. Assim, o item a seguir apresenta tais comparações, seguidas pelo estudo de deslocabilidade dos dois sistemas.

6 COMPARATIVO ENTRE OS SISTEMAS

Para comparar a tensão aplicada nos sistemas, é levado em consideração o esforço normal obtido através do *software* SAP 2000 para os pilares dos pontos escolhidos e a reação na direção vertical nas fundações desses pontos obtida pelo *software* ARCHE 13.1. Já para análise da deformação da estrutura são levados em consideração os dados dos deslocamentos horizontais obtidos através do *software* SAP. A comparação entre os sistemas, então, é apresentada nos próximos itens desse documento.

6.1 TENSÕES

O esforço normal obtido na fundação dos pilares localizados nos pontos estudados foi analisado comparativamente entre os dois programas computacionais. A figura 19 apresenta o resultado, para o SPCA, e a figura 20, para o SAC.

Como se pode observar, tanto na figura 19, quanto na figura 20, os resultados, em kN, encontrados em ambos os *softwares* são semelhantes, quando comparado o resultado individual de cada ponto com os outros. Apenas um ponto (6) apresenta maior esforço normal no *software* ARCHE 13.1, para o SAC. Os outros pontos apresentaram maiores resultados no *software* SAP 2000, em ambos os sistemas.

Os valores entre um programa computacional e outro variam em, no máximo, 25% (nos pontos 2 e 3 no SPCA). Destaca-se que a variação ocorrida ponto 10 no SPCA é menor que 1%.

Logo, por apresentar maiores variações para os esforços (e, por conseguinte, para as tensões), na maioria dos pontos, os esforços obtidos no *software* SAP 2000 são utilizados para comparação entre os sistemas. A figura 21 apresenta essa comparação.

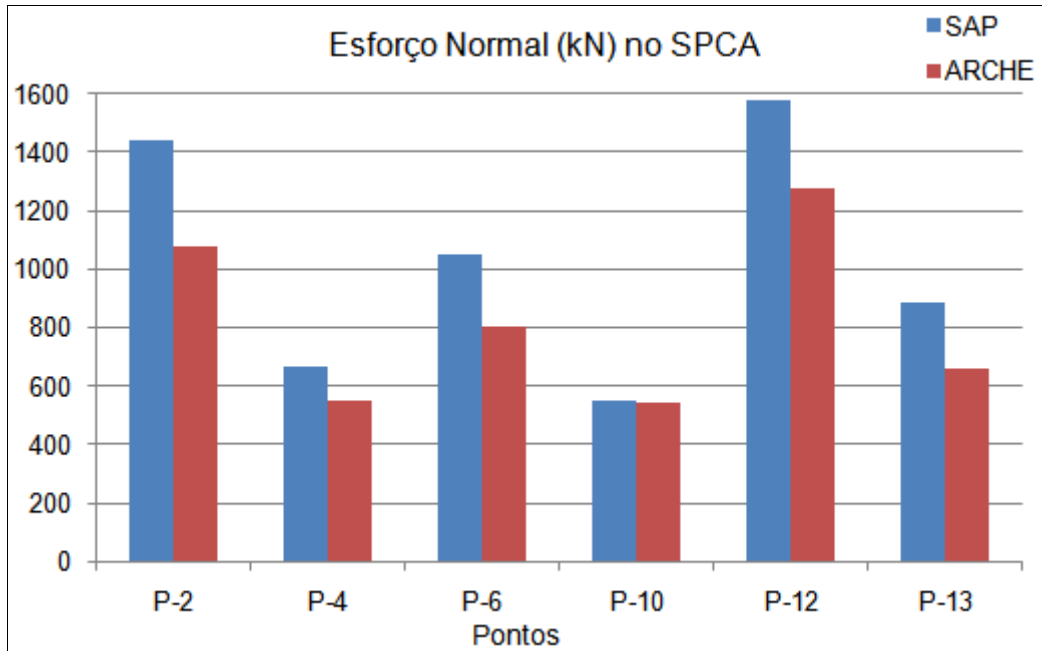


Figura 19: comparação das reações obtidas nos pilares dos pontos estudados nos softwares SAP 2000 e ARCHE 13.1 para o SPCA

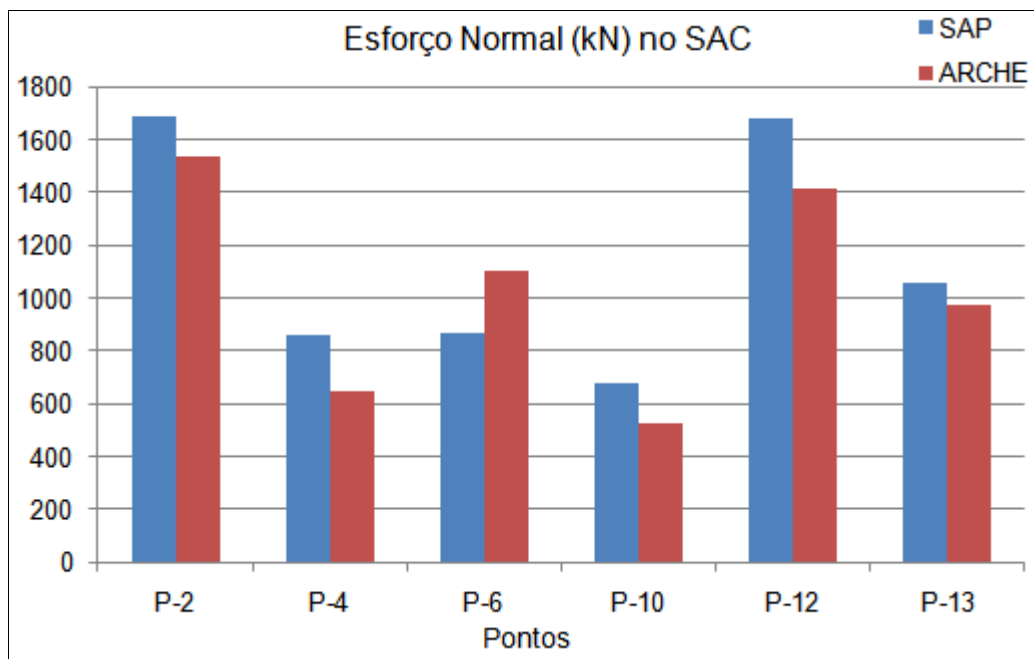


Figura 20: comparação das reações obtidas nos pilares dos pontos estudados nos softwares SAP 2000 e ARCHE 13.1 para o SAC

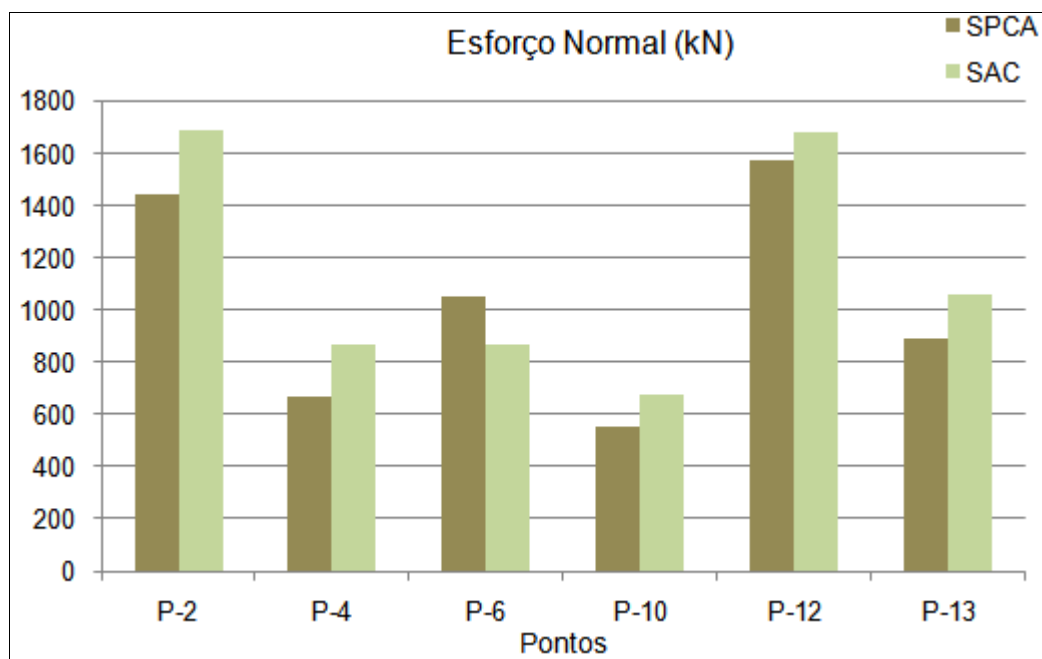


Figura 21: comparação das reações obtidas nos pilares dos pontos estudados nos sistemas de acordo com o *software* SAP

Na figura 21 observa-se que a maior variação entre os sistemas ocorre no ponto 4 (22,9%) e a menor no ponto 12 (6%), ambos possuindo maiores esforços no SAC, como a maioria dos pontos. Apenas um ponto (6) possui maior esforço obtido no SPCA.

O ponto 6 é constituído por um pilar intermediário de uma face externa, localizado entre dois outros pilares em ambos os sistemas. Pode-se concluir, assim, que as paredes em concreto armado não influenciaram na possível diminuição de esforço recebido.

Destaca-se que os pilares localizados nos pontos 2 e 12 também são intermediários e de face externa, localizados entre dois outros pilares no SAC. Porém, no SPCA existe a borda de uma parede em concreto armado ao invés de um dos pilares laterais. Com isso, a tensão que nele é aplicada é absorvida pela parede e distribuída uniformemente nela, gerando uma redução da tensão aplicada neles.

Portanto, pode-se observar que as tensões ocorridas pontualmente no SAC são maiores que as ocorridas pontualmente no SPCA. Isso beneficia os pilares deste quando comparado aos daquele, pois são menos exigidos estruturalmente, podendo haver uma redução da sua seção.

6.2 DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS

De acordo com o que foi analisado no item 5.6 desse documento, o deslocamento horizontal encontrado na direção Norte-Sul é maior do que na outra direção, em ambos os sistemas. Portanto, apenas são comparados os resultados para essa direção.

A figura 22, a seguir, apresenta o gráfico obtido dos resultados de deslocamento horizontal, para a combinação estudada, na direção Norte-Sul nos pontos de estudo, comparando os sistemas. Esses dados foram obtidos no *software* SAP 2000.

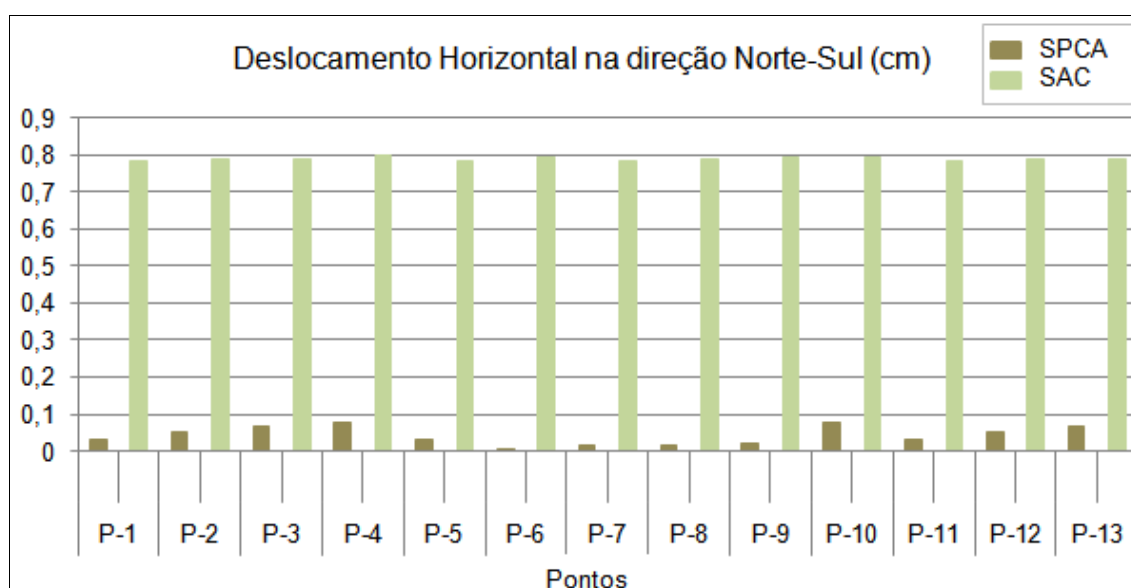


Figura 22: comparação do deslocamento horizontal dos pontos estudados entre os sistemas

Pode ser observado na figura 22 que o deslocamento horizontal na direção Norte-Sul obtido no SAC é notoriamente maior que o obtido no SPCA em todos os pontos estudados. Destaca-se que no SPCA obtiveram-se deslocamentos em torno de 0,05 cm, enquanto que o SAC obteve índices próximos a 0,8 cm, resultando uma diferença de aproximadamente 0,75 cm entre um sistema e outro.

Com isso, conclui-se que, comparativamente com o SAC, o SPCA obteve menores deslocamentos horizontais nos pilares e nos encontros de paredes escolhidos para estudo. Isso acontece pelo fato de que os carregamentos se dão de forma distribuídas nas paredes em concreto armado, onde uma parede também auxilia a outra e no sistema como um todo.

6.3 DESLOCABILIDADE

Para fim de analisar a deslocabilidade do edifício em questão, além de analisar os deslocamentos no topo dos pilares localizados nos pontos escolhidos, parte-se para o cálculo do parâmetro α usado para a estabilidade global da estrutura tanto com o SPCA, como SAC.

Primeiramente foi localizado o centróide de cada estrutura, para poder obter o dado de momento de inércia total de cada estrutura na direção Leste-Oeste e Norte-Sul. Foi determinado que o ponto de coordenada (0,0) é localizado no encontro dos eixos A e 1, situado a sudoeste nas estruturas. A figura 23 apresenta essa localização, assim como a localização de cada elemento na malha estrutural, para melhor visualização dos cálculos que serão realizados a seguir.

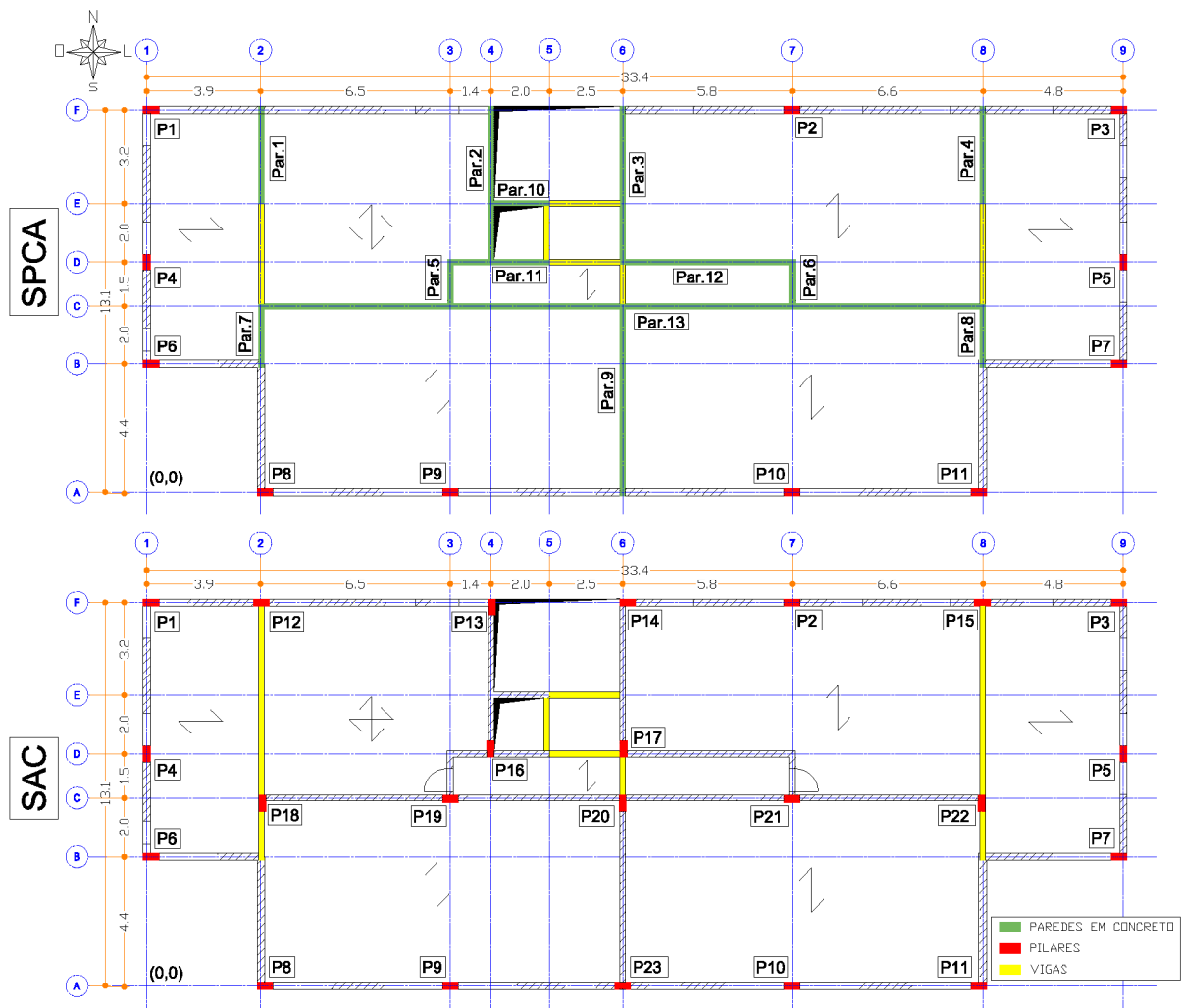


Figura 23: localização dos elementos no projeto com o SPCA e com o SAC

Cada elemento foi analisado separadamente quanto a suas dimensões, tendo sido calculado suas áreas e momento de inércia em cada direção. Verificou-se a distância do centro de cada um em relação ao eixo (0,0) e esse dado foi multiplicado pela sua área. Com a soma dos mesmos, dividido pela área total dos elementos, pode-se encontrar a coordenada do centróide. Os quadros 13 (estrutura com o SPCA) e 14 (estrutura com o SAC), no apêndice A apresentam os cálculos realizados, para cada projeto.

A localização dos centróides obtida foi (16 , 7,4) e (16,3 , 7,1), para o SPCA e SAC, respectivamente. A partir dessa localização fez-se o cálculo do momento de inércia de cada estrutura para cada sentido, que é apresentado no quadro 15 (estrutura com o SPCA) e no quadro 16 (estrutura com o SAC), no apêndice B deste documento.

O momento de inércia obtido para o projeto contendo o SAC foi de 629,01 m⁴ e 120,59 m⁴, na direção Norte-Sul e Leste-Oeste, respectivamente. Para o projeto com o SPCA o momento de inércia na direção Norte-Sul foi de 21932,54 m⁴ e na outra direção de 3409,7 m⁴.

Com os dados de momento de inércia em ambas as direções, o cálculo do parâmetro α , que determina a estabilidade global do edifício é realizado, para cada projeto. De acordo com a Norma Brasileira NBR 6118/07, ele deve ser calculado de acordo com a equação 9.

$$\alpha = h_t \sqrt{\frac{F_t}{E_C \cdot I_t}} \quad (\text{equação 9})$$

Onde:

h_t = altura total do edifício;

F_t = soma total das cargas verticais;

E_C = módulo inicial de elasticidade do concreto;

I_t = inércia total

O quadro 12, a seguir, apresenta os dados e o resultado obtido para cada caso.

Número de Pavimentos: 5	Parâmetro α	
Altura total do edifício: 16 m	Sentido L-O	
fck: 25 MPa	SPCA	SAC
Ec: 27207,92 MPa	0,010	0,052
SPCA		
Lajes e vigas: 13657,5 kN		
Pilares: 567,2 kN		
Paredes em concreto armado: 4987,5 kN		
Paredes em alvenaria: 2050 kN		
Ft = 21262,2 kN		
	Sentido N-S	
I (L-O) = 21932,54 m4	SPCA	SAC
I (N-S) = 3409,70 m4	0,024	0,119
SAC		
Lajes e vigas: 13657,5 kN		
Pilares: 1185,9 kN		
Paredes em alvenaria: 3260 kN		
I (L-O) = 629,01 m4		
I (N-S) = 120,59 m4		

Quadro 12: cálculo do parâmetro α para a estrutura com o SPCA e com o SAC

Como se pode observar no quadro 12, em ambos os sentidos, o SPCA apresentou resultados próximos a zero e menores que os encontrados para o SAC. A variação dos resultados é menor que 0,1 em ambos os sentidos.

De acordo com a NBR 6118/07, para contraventamento efetuado pela associação de pórticos e pilares parede, o parâmetro α deve ser menor que 0,6 para que a estrutura seja considerada indeslocável. Já para contraventamento constituído somente de pórticos, o parâmetro deve ser menor que 0,5.

Como essas estruturas apresentaram o parâmetro α menor que os limites impostos pela norma, as duas são consideradas indeslocáveis. Porém, como já esperado a partir dos resultados obtidos de deslocamento horizontal e tensões, a estrutura que contém paredes em concreto apresentou-se menos flexível, quando comparada à solução apórticada, o que pode levar a uma estrutura que se comporta mais adequadamente quando solicitada por forças horizontais.

7 CONCLUSÃO

No capítulo 6 foram analisadas as tensões, as deformações e deslocabilidade entre duas alternativas estruturais, nas mesmas condições de carregamento, para um mesmo projeto arquitetônico (uma contendo paredes em concreto armado – SPCA, e uma contendo pilares e vigas – SAC).

Em relação aos resultados de tensões, como é esperado, pode-se observar que os pilares da estrutura aporticada apresentaram maiores esforços que os pilares do outro sistema. Essa diferença variou entre 6 a 22,9%. Isso acontece porque as paredes estruturais absorvem grande parte dos esforços que a estrutura recebe como um todo.

Os deslocamentos horizontais sofridos no topo da edificação, para os pontos estudados, os quais pertenciam a pilares, bordas de paredes e junções entre paredes ou paredes com outro elemento – variaram substancialmente de uma alternativa estrutural para outra. Os pontos da solução contendo o SAC apresentaram em torno de 0,75 cm a mais que no projeto contendo SPCA, que apresentaram deslocamentos próximos a zero (0,05cm) no topo da estrutura.

A análise do parâmetro α leva a concluir que as duas alternativas podem ser consideradas estruturas indeslocáveis. Entretanto, fica claramente evidenciado que a alternativa utilizando o SPCA apresentou esse parâmetro próximo a zero, caracterizando baixíssima deslocabilidade da estrutura.

Portanto, pode-se concluir que a estrutura contendo paredes em concreto armado, como é esperado, apresenta elevada rigidez, podendo beneficiar os pilares nela contidos, pois são menos exigidos estruturalmente, podendo haver notável redução da sua seção. Embora não seja definido como objetivo desde trabalho definir custos, pode-se garantir a viabilidade do uso desse tipo de estrutura, pois apresenta um excelente desempenho estrutural frente a ação de forças horizontais.

REFERÊNCIAS

- ARAÚJO, J. **Curso de Concreto Armado**. vol 3. Rio Grande. Dunas, 2003.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6.118**: projeto de estruturas de concreto. Rio de Janeiro, 2007.
- _____. **NBR 6.123**: forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 318-08**: building code requirements for structural concrete. Estados Unidos, 2008.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND. **Parede de Concreto**: coletânea de ativos. São Paulo, 2008.
- COMPUTERS AND STRUCTURES. **SAP 2000**: getting started. vol 11. Estados Unidos. CSI, 2006.
- FÉDÉRATION NATIONALE DU BÂTIMENT. **Documents Techniques Unifiés 23.1**: Murs en Béton Banché. França: CSTB, 1993.
- GRAITEC. **ARCHE 13.1, EFFEL et MELODY**: guide de démarrage. França. Bièvres, 2000.
- GUILLEMONT, P. **Aide-Mémoire du Béton Armé**. França: Dunod, 2005.
- KIMURA, A. **Informática Aplicada em Estruturas de Concreto Armado**. São Paulo. Pini, 2007.
- PAILLÉ, J. **Calcul des Structures em Béton**. França. Edtion-Eyrolles, 2007.
- PANDOLFO, A. **Edificações com Paredes de Concreto**. Revista Técnica. PINI, ano 17, n° 143 p. 34-39, fev. 2009.
- SANTOS, M.I.G. **Tópicos Especiais em Análise Matricial de Estruturas**. Porto Alegre. UFRGS, 1981.
- WALRAVEN, J.C. **Symposium Eurocodes: Background and Applications**. eurocode 2 : design of concretes structures. Bélgica. Tudelft, 2008.

APÊNDICE A – Cálculo do Centróide das Estruturas

Pilar / Parede	Dimensão L-O (m)	Dimensão N-S (m)	Área (m ²)	I (L-O) (m ⁴)	I (N-S) (m ⁴)	Distância ao eixo L-O (m)	Distância ao eixo N-S (m)	Área x Distância ao eixo L-O	Área x Distância ao eixo N-S
P1	0,55	0,25	0,14	0,001	0,003	0,1	13,1	0,0	1,8
P2	0,55	0,25	0,14	0,001	0,003	22,1	13,1	3,0	1,8
P3	0,55	0,25	0,14	0,001	0,003	33,3	13,1	4,6	1,8
P4	0,25	0,55	0,14	0,003	0,001	0	7,9	0,0	1,1
P5	0,25	0,55	0,14	0,003	0,001	33,5	7,9	4,6	1,1
P6	0,55	0,25	0,14	0,001	0,003	0,1	4,4	0,0	0,6
P7	0,55	0,25	0,14	0,001	0,003	33,3	4,4	4,6	0,6
P8	0,55	0,25	0,14	0,001	0,003	4	0	0,6	0,0
P9	0,55	0,25	0,14	0,001	0,003	10,4	0	1,4	0,0
P10	0,55	0,25	0,14	0,001	0,003	22,1	0	3,0	0,0
P11	0,55	0,25	0,14	0,001	0,003	28,5	0	3,9	0,0
Par1	0,2	3,3	0,66	0,599	0,002	3,9	11,6	2,6	7,7
Par2	0,2	5,2	1,04	2,343	0,003	11,8	10,6	12,3	11,0
Par3	0,2	5,2	1,04	2,343	0,003	16,3	10,6	17,0	11,0
Par4	0,2	3,3	0,66	0,599	0,002	28,6	11,6	18,9	7,7
Par5	0,2	1,5	0,3	0,056	0,001	10,4	7,3	3,1	2,2
Par6	0,2	1,5	0,3	0,056	0,001	22,1	7,1	6,6	2,1
Par7	0,2	2	0,4	0,133	0,001	3,9	5,4	1,6	2,2
Par8	0,2	2	0,4	0,133	0,001	28,6	5,4	11,4	2,2
Par9	0,2	6,4	1,28	4,369	0,004	16,3	3,1	20,9	4,0
Par10	2	0,2	0,4	0,001	0,133	12,8	9,9	5,1	4,0
Par11	3,4	0,2	0,68	0,002	0,655	12	7,9	8,2	5,4
Par12	5,8	0,2	1,16	0,004	3,252	19,2	7,9	22,3	9,2
Par13	24,9	0,2	4,98	0,017	257,30	16,3	6,4	81,2	31,9
Área total:			14,81	Localização do centróide:				16,0	7,4

Quadro 13: localização do centróide da estrutura com o SPCA

Pilar	Dimensão L-O (m)	Dimensão N-S (m)	Área (m ²)	I (L-O) (m ⁴)	I (N-S) (m ⁴)	Distância ao eixo L-O (m)	Distância ao eixo N-S (m)	Área x Distância ao eixo L-O	Área x Distância ao eixo N-S
P1	0,55	0,25	0,14	0,001	0,003	0,1	13,1	0,0	1,8
P2	0,55	0,25	0,14	0,001	0,003	22,1	13,1	3,0	1,8
P3	0,55	0,25	0,14	0,001	0,003	33,3	13,1	4,6	1,8
P4	0,25	0,55	0,14	0,003	0,001	0,0	7,9	0,0	1,1
P5	0,25	0,55	0,14	0,003	0,001	33,5	7,9	4,6	1,1
P6	0,55	0,25	0,14	0,001	0,003	0,1	4,4	0,0	0,6
P7	0,55	0,25	0,14	0,001	0,003	33,3	4,4	4,6	0,6
P8	0,55	0,25	0,14	0,001	0,003	4,0	0,0	0,6	0,0
P9	0,55	0,25	0,14	0,001	0,003	10,4	0,0	1,4	0,0
P10	0,55	0,25	0,14	0,001	0,003	22,1	0,0	3,0	0,0
P11	0,55	0,25	0,14	0,001	0,003	28,5	0,0	3,9	0,0
P12	0,55	0,25	0,14	0,001	0,003	3,9	13,1	0,5	1,8
P13	0,25	0,55	0,14	0,003	0,001	11,8	12,9	1,6	1,8
P14	0,55	0,25	0,14	0,001	0,003	16,5	13,1	2,3	1,8
P15	0,55	0,25	0,14	0,001	0,003	28,6	13,1	3,9	1,8
P16	0,25	0,55	0,14	0,003	0,001	11,8	8,1	1,6	1,1
P17	0,25	0,55	0,14	0,003	0,001	16,3	8,1	2,2	1,1
P18	0,25	0,55	0,14	0,003	0,001	3,9	6,2	0,5	0,9
P19	0,55	0,25	0,14	0,001	0,003	10,4	6,4	1,4	0,9
P20	0,25	0,55	0,14	0,003	0,001	16,3	6,2	2,2	0,9
P21	0,55	0,25	0,14	0,001	0,003	22,1	6,4	3,0	0,9
P22	0,25	0,55	0,14	0,003	0,001	28,6	6,2	3,9	0,9
P23	0,55	0,25	0,14	0,001	0,003	16,3	0,0	2,2	0,0
Área total:			3,16	Localização do centróide:				16,3	7,1

Quadro 14: localização do centróide da estrutura com o SAC

APÊNDICE B – Cálculo do Momento de Inércia das Estruturas

Pilar / Parede	(Área x Distância no sentido L-O/Centróide L-O) ²	(Área x Distância no sentido N-S/Centróide N-S) ²	Momento de Inércia no sentido L-O (m ⁴)	Momento de Inércia no sentido N-S (m ⁴)
P1	255,09	30,98	35,08	4,26
P2	167,61	30,98	23,05	4,26
P3	130,11	30,98	17,89	4,26
P4	255,53	39,45	35,14	5,43
P5	129,48	39,45	17,81	5,43
P6	255,09	45,72	35,08	6,29
P7	130,11	45,72	17,89	6,29
P8	238,25	54,27	32,76	7,47
P9	211,86	54,27	29,13	7,47
P10	167,61	54,27	23,05	7,47
P11	145,60	54,27	20,02	7,47
Par1	179,86	0,08	119,31	0,06
Par2	13,79	13,37	16,68	13,91
Par3	0,94	13,37	3,32	13,91
Par4	8,36	0,08	6,11	0,06
Par5	165,52	26,80	49,71	8,04
Par6	87,52	27,43	26,31	8,23
Par7	208,09	27,11	83,37	10,85
Par8	20,66	27,11	8,40	10,85
Par9	23,80	11,55	34,84	14,79
Par10	118,05	11,61	47,22	4,78
Par11	61,24	3,98	41,64	3,36
Par12	39,52	3,23	45,85	7,00
Par13	4249,57	600,50	21162,89	3247,79
Momento de Inércia:			21932,54	3409,70

Quadro 15: momento de inércia da estrutura com o SPCA

Pilar / Parede	(Área x Distância no sentido L-O/Centróide L-O) ²	(Área x Distância no sentido N-S/Centróide N-S) ²	Momento de Inércia no sentido L-O (m ⁴)	Momento de Inércia no sentido N-S (m ⁴)
P1	263,83	28,26	36,28	3,89
P2	174,71	28,26	24,02	3,89
P3	136,37	28,26	18,75	3,89
P4	264,27	36,37	36,34	5,00
P5	135,73	36,37	18,67	5,00
P6	263,83	42,41	36,28	5,84
P7	136,37	42,41	18,75	5,84
P8	246,69	50,66	33,92	6,97
P9	219,83	50,66	30,23	6,97
P10	174,71	50,66	24,02	6,97
P11	152,22	50,66	20,93	6,97
P12	247,13	28,26	33,98	3,89
P13	214,15	28,55	29,45	3,93
P14	195,66	28,26	26,90	3,89
P15	151,88	28,26	20,88	3,89
P16	214,15	36,04	29,45	4,96
P17	196,43	36,04	27,01	4,96
P18	247,13	39,25	33,98	5,40
P19	219,83	38,91	30,23	5,35
P20	196,43	39,25	27,01	5,40
P21	174,71	38,91	24,02	5,35
P22	151,88	39,25	20,89	5,40
P23	196,43	50,66	27,01	6,97
Momento de Inércia:			629,01	120,59

Quadro 16: momento de inércia da estrutura com o SAC