

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

ELIAS TESTONI

Análise estrutural de edifícios de paredes de concreto por meio de pórtico tridimensional
sobre apoios elásticos

São Carlos

2013

ELIAS TESTONI

Análise estrutural de edifícios de paredes de concreto por meio de pórtico tridimensional
sobre apoios elásticos

(VERSÃO CORRIGIDA)

O exemplar de defesa encontra-se disponível no serviço de Pós-Graduação da EESC

Dissertação apresentada ao Departamento de Engenharia de Estruturas da EESC-USP como parte dos quesitos necessários para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil (Engenharia de Estruturas).

Orientador: Prof. Assoc. Márcio R. S. Corrêa.

São Carlos

2013

Autorizo a reprodução total ou parcial deste trabalho, por qualquer meio convencional ou eletrônico, para fins de estudo e pesquisa, desde que citada a fonte.

T345a Testoni, Elias
Análise estrutural de edifícios de paredes de concreto por meio de pórtico tridimensional sobre apoios elásticos / Elias Testoni; orientador Márcio Roberto Silva Corrêa. São Carlos, 2013.

Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas -- Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, 2013.

1. análise estrutural. 2. edifícios de paredes de concreto. 3. efeito arco. 4. interação solo-estrutura. 5. modelo simplificado. I. Título.

Destinada à Folha de Aprovação

*Aos meus pais Dioni e Rosana e aos meus
irmãos Joshua e Sophia...*

AGRADECIMENTOS

À minha família que mesmo distante me proporcionou o apoio e a motivação necessária para a conclusão deste trabalho.

Ao professor Dr. Márcio Corrêa pelo apoio, paciência e interesse durante a realização deste trabalho. Por estar sempre disponível para sanar as dúvidas e dar as orientações essenciais para o desenvolvimento da pesquisa e por ser um exemplo de competência, seriedade e profissionalismo.

Aos demais professores do departamento de engenharia de estruturas, em especial, Paccola, Giongo e Savassi, pela formação propiciada e pelos conselhos durante a pesquisa.

Ao professor Nelson Aoki pela disponibilização do código de seu programa de cálculo de recalques, que foi importante na elaboração do programam ISE 1.0 como forma de elucidar dúvidas sobre o cálculo de recalques com efeito de grupo.

À OSMB Engenheiros Associados pelos desenhos dos edifícios utilizados neste trabalho.

Ao engenheiro Thales do Couto Braguim pela disponibilização do programa SAP 2000.

Ao colega de turma e amigo, Hugo, pela grande ajuda fornecida em diversas ocasiões, especialmente na programação em Fortran e, principalmente, pela amizade ao longo do mestrado.

Aos colegas de turma e amigos: Alomir, João Marinho, Matheus, Arthur, Carlinhos, Fernando, Bruno, Dani, Gramoza, Diego, Marcell, Ricardo, Ketson, Greg, Diogo, André, Nichollas, Émerson, Paulo, Daniel, pelos bons momentos vividos em São Carlos.

Aos professores das disciplinas de estruturas da Universidade Regional de Blumenau, Paulo Baier, Édimo Rudolf, Ralf Klein, Vera Rodacki, Décio Zendron e Hélio Vieira pela formação e inspiração para cursar a pós-graduação em engenharia de estruturas.

À CAPES pela bolsa de estudos concedida.

RESUMO

TESTONI, E. **Análise estrutural de edifícios de paredes de concreto por meio de pórtico tridimensional sobre apoios elásticos**. 2013. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2013.

Realiza-se o estudo dos efeitos globais causados pela interação solo-estrutura em edifícios de paredes de concreto moldadas no local sobre fundações profundas. Propõe-se um modelo simplificado para a análise estrutural elástica linear de edifícios de paredes de concreto com a utilização exclusiva de elementos finitos de barra. O modelo proposto contempla a influência da deformabilidade das fundações e o efeito arco que ocorre nas paredes de concreto suportadas por pavimentos de transição ou elementos de fundação. O efeito da interação solo-estrutura é simulado por meio da aplicação de coeficientes de rigidez nos apoios da estrutura, calculados por uma ferramenta computacional desenvolvida neste trabalho. O desempenho do modelo proposto é avaliado por meio da comparação com modelo de referência mais refinado que utiliza elementos finitos de casca para discretizar a estrutura por completo. Realizam-se estudos de caso de edifícios de paredes de concreto de múltiplos pavimentos, com estruturas de transição e fundações deformáveis sujeitos ao carregamento vertical. O modelo simplificado proposto se mostrou adequado para a análise estrutural dos edifícios de paredes de concreto moldadas no local com carregamento vertical estudados neste trabalho. Os resultados obtidos indicam que a interação solo-estrutura altera o fluxo de tensões nos edifícios de maneira significativa, causando importante redistribuição de esforços nos elementos estruturais e não deve ser desprezada no dimensionamento da estrutura. Observou-se, também, a redução dos valores de recalques máximos e, principalmente dos recalques diferenciais dos apoios dos edifícios estudados.

Palavras-chave: análise estrutural. edifícios de paredes de concreto. efeito arco. interação solo-estrutura. modelo simplificado.

ABSTRACT

TESTONI, E. Structural analysis of reinforced concrete wall buildings with three dimensional frame model on elastic supports. 2013. M.Sc. Dissertation – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2013.

This work aims at the investigation of the global effects caused by soil-structure interaction in reinforced concrete wall buildings on deep foundations. A simplified model is proposed for the linear structural analysis of reinforced concrete wall buildings with the exclusive use of beam finite elements. The proposed model includes the influence of the foundations deformability and the arch effect that occurs in concrete walls supported by beams or foundation elements. The effect of soil-structure interaction is simulated by applying stiffness coefficients in the supports of the structure. The stiffness coefficients are calculated by a computational tool developed in this work using an iterative process. The performance of the proposed model is evaluated by comparison of the results with a reference model that uses refined shell finite elements to represent the whole structure. Three reinforced concrete wall multi-story buildings subject to vertical loading were used as case studies in order to evaluate the influence of the soil-structure interaction in the structural behavior. The study concludes that the proposed simplified model is adequate to the structural analysis of reinforced concrete wall buildings with vertical loads studied in this work. The results indicate that the soil-structure interaction significantly modifies the stress flow in the buildings, causing significant redistribution of internal forces and should not be neglected in the design of the structure. It was also observed a reduction of the maximum values of settlements, and especially the differential settlements of the supports of the analyzed buildings.

Keywords: structural analysis. reinforced concrete wall buildings. arch effect. soil-structure interaction. simplified model.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	17
1.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	17
1.2	OBJETIVO GERAL DA PESQUISA	19
1.3	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	19
1.4	JUSTIFICATIVAS.....	20
1.5	METODOLOGIA	21
1.6	ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO.....	22
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	23
2.1	O SISTEMA CONSTRUTIVO DE PAREDES DE CONCRETO	23
2.2	DISTRIBUIÇÃO DO CARREGAMENTO VERTICAL.....	27
2.2.1	Paredes isoladas	29
2.2.2	Grupos isolados de paredes	30
2.2.3	Grupos de paredes com interação	31
2.3	EFEITO ARCO	32
2.4	INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA.....	38
2.5	ANÁLISE DE EDIFÍCIOS DE PAREDES DE CONCRETO.....	44
3	MÉTODOS DE ANÁLISE UTILIZADOS NESTE TRABALHO.....	49
3.1	MODELO DE PÓRTICO TRIDIMENSIONAL ADOTADO	49
3.1.1	Geometria do modelo	49
3.1.2	Lintéis	51
3.1.3	Deformação por cisalhamento	53
3.1.4	Diafragma rígido.....	54
3.2	DISCRETIZAÇÃO DAS PAREDES DO PRIMEIRO PAVIMENTO	55
3.3	MODELO DE ANÁLISE DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA	60
3.3.1	Método de Schiel para distribuição das forças nas estacas.....	63
3.3.2	Capacidade de carregamento das estacas.....	69
3.3.3	Método de Aoki e Velloso para capacidade de carga de estacas	71
3.3.4	Recalques nas estacas	72
3.3.5	Diagrama de força normal e cálculo do encurtamento elástico	73
3.3.6	Estimativa do recalque do solo pelo Método Aoki e Lopes	75
3.3.6.1	Equações de Mindlin	79
3.3.6.2	Procedimento de Steinbrenner.....	81

3.3.7	O programa ISE 1.0.....	83
3.3.8	Exemplo de aplicação do programa ISE 1.0.....	87
4	ESTUDOS DE CASO E ANÁLISE DOS RESULTADOS	91
4.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	91
4.2	MODELOS NUMÉRICOS	92
4.3	EDIFÍCIO NITERÓI.....	96
4.3.1	Informações sobre os modelos estruturais.....	97
4.3.2	Primeira série de comparações - Efeito arco	101
4.3.2.1	Esforços e deslocamentos nas vigas de transição.....	102
4.3.2.2	Reações na base dos pilares	110
4.3.2.3	Análise dos resultados da primeira série de comparações.....	111
4.3.3	Segunda série de comparações - ISE.....	112
4.3.3.1	Esforços nas vigas de transição.....	112
4.3.3.2	Reação vertical nos pilares do edifício.....	118
4.3.3.3	Esforço normal nas paredes do edifício	120
4.3.3.4	Recalques nos blocos de estacas	123
4.3.3.5	Análise dos resultados da segunda série de comparações	124
4.4	EDIFÍCIO COLUBANDÊ 1	125
4.4.1	Informações sobre os modelos estruturais.....	125
4.4.2	Primeira série de comparações - Efeito arco	131
4.4.2.1	Esforços e deslocamentos nas vigas de transição.....	131
4.4.2.2	Reações na base dos pilares	139
4.4.2.3	Análise dos resultados da primeira série de comparações.....	140
4.4.3	Segunda série de comparações - ISE.....	140
4.4.3.1	Esforços nas vigas de transição.....	141
4.4.3.2	Reação vertical nos pilares do edifício.....	146
4.4.3.3	Esforço normal nas paredes do edifício	147
4.4.3.4	Recalques nos blocos de estacas	149
4.4.3.5	Análise dos resultados da segunda série de comparações	150
4.5	EDIFÍCIO COLUBANDÊ 2	151
4.5.1	Informações sobre os modelos estruturais.....	151
4.5.2	Primeira série de comparações - Efeito arco	154
4.5.2.1	Esforços e deslocamentos nas vigas baldrame	154
4.5.2.2	Reações na base dos pilares.....	163
4.5.2.3	Análise dos resultados da primeira série de comparações.....	163
4.5.3	Segunda série de comparações - ISE.....	164

4.5.3.1	Esforços nas vigas baldrame.....	164
4.5.3.2	Reação vertical nos pilaretes do edifício	170
4.5.3.3	Esforço normal nas paredes do edifício.....	171
4.5.3.4	Recalques nos blocos de estacas.....	172
4.5.3.5	Análise dos resultados da segunda série de comparações	173
4.6	ANÁLISE GERAL DOS RESULTADOS	174
4.6.1	Primeira série de comparações - Efeito arco.....	175
4.6.2	Segunda série de comparações - ISE	176
5	CONCLUSÃO.....	178
5.1	CONSIDERAÇÕES FINAIS	178
5.2	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	179
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS¹	180
	APÊNDICE A - PAREDES SIMPLES COM O MODELO DE TRELIÇA	186
	APÊNDICE B - FLUXOGRAMA GERAL DO PROGRAMA ISE 1.0	187
	APÊNDICE C - EDIFÍCIO NITERÓI	188
	APÊNDICE D - EDIFÍCIO COLUBANDÊ 1	203
	APÊNDICE E - EDIFÍCIO COLUBANDÊ 2	211
	ANEXO A - INFORMAÇÕES DO EDIFÍCIO ESTUDADO POR BRAUNE ET AL. .	215

1 INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Um dos grandes problemas sociais brasileiros na atualidade é o déficit habitacional, principalmente entre as parcelas mais pobres da população. A inadequação não está relacionada somente à falta de moradias, mas principalmente às especificidades dos domicílios existentes que prejudicam a qualidade de vida de seus moradores. Muitas famílias brasileiras vivem em habitações precárias, improvisadas, com adensamento domiciliar excessivo, sem acesso à infraestrutura pública e saneamento básico e muitas vezes localizadas em áreas que apresentam risco às suas vidas. Dados da Pesquisa Nacional de Amostra por Domicílios (PNAD) de 2008, realizada pelo Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE) e utilizados pelo Ministério das Cidades, indicam que o déficit habitacional brasileiro em 2008 era de cerca de 5,5 milhões de domicílios. Além disso, a pesquisa também identificou que a concentração do déficit habitacional se dá na faixa mais pobre da população do país.

A concentração do déficit habitacional na faixa “até três salários mínimos” é 89,6%. E as famílias com renda de até cinco salários mínimos totalizam 96,6% do déficit habitacional urbano. (Ministério das Cidades, 2011)

Para tentar suprir a alta demanda o governo federal, no ano de 2009, lançou o programa habitacional chamado de Programa Minha Casa Minha Vida (PMCMV). O PMCMV foi concebido com a finalidade de criar mecanismos de incentivo à construção ou reforma de três milhões de moradias até 2014 para famílias com renda mensal de até dez salários mínimos. A segunda fase do programa foi iniciada em Maio de 2011.

Tendo em vista a grande demanda por habitações e o incentivo do governo federal, construtoras brasileiras têm buscado sistemas construtivos que sejam adequados à produção rápida de larga escala, que possam proporcionar boa qualidade e durabilidade às edificações, bem como a redução do uso de mão de obra e o baixo custo final. O uso do sistema de paredes de concreto armado moldadas no local para construção de casas térreas ou edifícios em larga

escala apresenta importantes vantagens em relação aos sistemas construtivos tradicionais, conforme será exposto ao longo deste trabalho.

No Brasil, o sistema de paredes de concreto moldadas no local começou a ser utilizado na construção de casas térreas, sobrados e de pequenos edifícios residenciais. Porém, já existem várias construtoras, principalmente na região sudeste do país, com destaque para o estado de São Paulo, aplicando o sistema na construção de edifícios de múltiplos andares. Na Figura 1.1, tem-se um exemplo da aplicação do sistema na construção de edifícios de vários pavimentos.



Figura 1.1: Edifícios de parede de concreto moldadas no local. (Fonte: www.abrasfe.org.br)

A demanda por projetos de edifícios altos de paredes de concreto moldadas no local vem aumentando. Embora a norma brasileira de paredes de concreto NBR 16055 (ABNT, 2012) tenha sido recentemente publicada, e existam normas internacionais com procedimentos para o dimensionamento dos elementos do sistema, são necessários estudos científicos que possam aumentar o conhecimento dos projetistas sobre o comportamento dessas estruturas e definir quais são os modelos de cálculo mais adequados para sua utilização.

Existem tópicos específicos importantes no comportamento dos edifícios de paredes de concreto que ainda não se encontram bem definidos e merecem a atenção dos pesquisadores,

de forma que os projetistas destas estruturas possam realizar seu trabalho com a maior segurança, qualidade e economia possíveis.

Neste trabalho, são estudados a interação entre a estrutura e as fundações deformáveis e o efeito arco que ocorre nas paredes sobre apoios flexíveis.

1.2 OBJETIVO GERAL DA PESQUISA

O objetivo da pesquisa é realizar o estudo da análise estrutural de edifícios de paredes de concreto moldadas no local sujeitos ao carregamento vertical considerando a influência da interação solo-estrutura e do efeito arco por meio de um modelo estrutural simplificado. O modelo deve fornecer resultados práticos e satisfatórios de modo que se configure em uma alternativa viável em comparação à análise estrutural com o emprego de elementos finitos planos.

1.3 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

O primeiro objetivo específico é avaliar se modelo de pórtico tridimensional e a discretização das paredes do primeiro pavimento, por meio de rede treliçada composta por barras biarticuladas, é capaz de representar de maneira adequada o efeito arco que ocorre nas paredes sobre apoios flexíveis.

O segundo objetivo específico consiste em analisar os efeitos globais causados pela interação solo-estrutura em edifícios de paredes de concreto moldadas no local sujeitos ao carregamento vertical e apoiados sobre blocos de estacas.

1.4 JUSTIFICATIVAS

O número de trabalhos acadêmicos sobre a análise estrutural de edifícios de paredes de concreto moldadas no local é bastante reduzido no Brasil. Mesmo no Departamento de Engenharia de Estruturas da EESC, a linha de pesquisa é muito recente, tendo como primeiro e único estudo, a dissertação de Nunes (2011). Portanto, neste trabalho, dá-se continuidade à linha de pesquisa de edifícios de paredes de concreto moldadas no local buscando obter informações sobre sua análise estrutural.

A interação entre o edifício de paredes de concreto e as fundações deformáveis exerce um papel importante no comportamento global da estrutura. A redistribuição dos esforços nas paredes dos edifícios causada pela interação solo-estrutura é um fenômeno importante a ser analisado. Além disso, a norma técnica de paredes de concreto NBR 16055 (ABNT, 2012) determina ser obrigatória a consideração da interação solo-estrutura em edifícios com mais de cinco pavimentos.

O uso de elementos de barras para considerar o efeito arco que ocorre nas paredes de concreto sobre apoios flexíveis torna o modelo de pórtico tridimensional acessível aos usuários que possuem sistemas de análise estrutural que não dispõem de elementos finitos planos.

O modelo de pórtico tridimensional possui potencial de aplicação prática pelos projetistas de edifícios de paredes de concreto devido a sua simplicidade em relação aos métodos que utilizam elementos finitos planos.

A análise da interação solo-estrutura é feita por meio de um programa de computador desenvolvido neste trabalho, batizado de ISE 1.0. O programa foi desenvolvido na linguagem de programação FORTRAN e não está atrelado a nenhum outro programa de análise estrutural de edifícios. Desta forma, o programa pode ser utilizado em trabalhos futuros do Departamento de Engenharia de Estruturas em conjunto com qualquer um dos programas de análise estrutural disponíveis na instituição.

1.5 METODOLOGIA

A análise da adequação do modelo de pórtico tridimensional proposto em relação ao efeito arco nas paredes sobre apoios flexíveis é feita por meio de uma série de comparações entre os resultados da análise estrutural de três edifícios de paredes de concreto. São realizadas as comparações entre os resultados obtidos com o modelo de pórtico tridimensional e os resultados de um modelo de referência. O modelo de referência utiliza elementos finitos de casca para discretizar todas as paredes dos edifícios. Ambos os modelos consideram os apoios da estrutura como sendo indeslocáveis. Os resultados comparados entre os modelos são: o esforço cortante, o momento fletor e os deslocamentos nas vigas de transição e as reações na base dos pilares dos edifícios. A utilização do modelo de casca como referência se justifica pelo fato de não terem sido encontrados resultados medidos em estruturas reais de edifícios de paredes de concreto moldadas no local. Desta forma, dentre os modelos numéricos disponíveis, considera-se o modelo de elementos planos de casca como o mais refinado gerando resultados mais próximos dos reais, portanto sendo utilizado como modelo de referência para as comparações feitas neste trabalho.

Os efeitos globais causados pela interação solo-estrutura nos edifícios de paredes de concreto moldadas no local são analisados por meio de uma série de comparações entre os resultados da análise estrutural de três edifícios de paredes de concreto moldadas no local, obtidos pela utilização de dois modelos de pórtico tridimensional. Um dos modelos considera como indeslocáveis os apoios da estrutura, enquanto o outro analisa a estrutura sobre apoios flexíveis por meio da aplicação dos coeficientes de rigidez calculados com o programa ISE 1.0. Os resultados comparados entre os modelos são: o esforço cortante e o momento fletor nas vigas de transição, as reações na base dos pilares, os valores de esforço normal das paredes dos edifícios e os recalques estimados nos blocos de estacas.

Para a análise estrutural dos edifícios estudados foi utilizado o programa computacional SAP 2000.

1.6 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

No próximo capítulo é feita a revisão dos assuntos tratados na pesquisa. Primeiramente são apresentadas as principais características do sistema construtivo de paredes de concreto moldadas no local. Em seguida são apresentadas informações a respeito da distribuição das ações verticais, do efeito arco e da interação solo-estrutura. No fim do capítulo são apresentados alguns dos modelos de análise estrutural que podem ser usados para o projeto de edifícios de paredes de concreto.

No capítulo 3, inicialmente apresenta-se o modelo proposto de pórtico tridimensional sobre apoios flexíveis com discretização das paredes do primeiro pavimento em rede treliçada de elementos lineares. A seguir é explicado o método para a consideração da interação solo-estrutura e o funcionamento do programa ISE 1.0 desenvolvido neste trabalho.

O capítulo 4 trata dos estudos de caso e da análise dos resultados. No início do capítulo são expostas informações sobre os modelos estruturais dos três edifícios estudados, referente à construção dos modelos no programa de análise estrutural SAP 2000 e no ISE 1.0. Em seguida apresenta-se o caso de cada edifício individualmente. Na apresentação de cada edifício são fornecidas informações específicas utilizadas na elaboração dos modelos estruturais, os resultados das duas séries de comparações realizadas e a análise dos resultados. No final do capítulo, faz-se a análise geral dos resultados confrontando os resultados dos três edifícios de modo a reunir conclusões gerais.

No capítulo 5 são apresentadas as conclusões finais a partir dos resultados gerais obtidos no capítulo anterior e são feitas sugestões para trabalhos futuros que venham a dar continuidade à linha de pesquisa da análise estrutural de edifícios de paredes de concreto moldadas no local.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 O SISTEMA CONSTRUTIVO DE PAREDES DE CONCRETO

No sistema de paredes de concreto moldadas no local, as paredes da edificação são moldadas na obra com utilização de fôrmas moduladas metálicas, plásticas ou de madeira. Genericamente, as denominações “edifícios de paredes de concreto” e “sistema de paredes de concreto” também são utilizadas para o sistema construtivo que utiliza paredes pré-moldadas de concreto. Entretanto, neste trabalho, a denominação “edifícios de paredes de concreto” é usada exclusivamente para o caso de paredes de concreto moldadas no local. O sistema de paredes pré-moldadas não é contemplado neste trabalho.

No sistema de paredes de concreto, a estrutura e a vedação são compostas por um único elemento, a parede de concreto. Todas as paredes e as lajes de um ciclo construtivo são moldadas em uma única etapa de concretagem. Após a desforma, as paredes contêm, em seu interior, todos os elementos embutidos: caixilhos de portas e janelas, tubulações elétricas e hidráulicas, elementos de fixação para cobertura e demais detalhes. As tubulações de grande diâmetro não são embutidas nas paredes, sendo alojadas em “*shafts*”.

Em relação às armaduras, normalmente, são utilizadas telas soldadas posicionadas na superfície média das paredes ou junto às duas faces, dependendo do dimensionamento do projetista, e barras de aço em pontos específicos, como na região de ligação entre as paredes e as lajes e nas vergas e contra-vergas das janelas.

Na concretagem, normalmente são usados concretos dosados em central, que são fornecidos ao canteiro em caminhões betoneira e bombeados diretamente nas formas. Esta é uma prática que torna o processo de concretagem mais rápido e permite bom controle tecnológico. Neste caso, existe a garantia da concreteira quanto ao desempenho do concreto fornecido. Além disto, podem ser usados concretos especiais, como: concreto autoadensável, concreto celular, concreto com agregados leves e concreto com alto teor de ar incorporado. Após a concretagem deve-se atentar para o procedimento de cura das paredes, de modo a evitar o aparecimento de fissuras superficiais que podem comprometer a qualidade das peças de concreto.

Outra característica importante do sistema de paredes de concreto, diz respeito à etapa de acabamento. As paredes obtidas com o uso das fôrmas industrializadas apresentam textura regular, além de terem prumo e nível garantidos. Desta forma, há grande redução da espessura da camada de revestimento em comparação com uma parede de vedação comum. De fato, o uso do emboço ou reboco para regularizar e preparar a superfície da parede para receber o acabamento é desnecessário. Os materiais mais empregados para revestimento são: massa corrida, gesso, revestimentos cerâmicos, texturas e argamassas industrializadas sendo, nestes casos, aplicados diretamente sobre as paredes. É recomendável apenas que o acabamento seja iniciado após uma cura úmida da parede (ABCP, 2008).

Por possuir características ligadas à industrialização, o sistema de paredes de concreto proporciona resultados positivos em vários aspectos. O uso de fôrmas industrializadas com capacidade de serem reaproveitadas várias vezes aumenta a sustentabilidade do processo construtivo ao economizar materiais como a madeira das fôrmas tradicionais, reduzindo a geração de entulho. Além das fôrmas, a maioria dos insumos utilizados no sistema construtivo de paredes de concreto é industrializada e, portanto, submetida a controle ambiental e tecnológico em sua produção.

A gestão do processo construtivo também é bastante afetada pelo sistema industrializado. O controle por parte do construtor sobre o processo produtivo passa a ser muito grande, em comparação com os sistemas construtivos tradicionais brasileiros. Com isso, há a eliminação de atividades artesanais, improvisações e retrabalho que geram custos elevados à construção.

O sistema de paredes de concreto necessita de mão de obra qualificada e equipamentos mecanizados que aumentam a qualidade e a produtividade da construção. Embora haja a necessidade de utilizar mão de obra qualificada, com o sistema de paredes de concreto o número de especialidades de operários presentes no canteiro de obras, a quantidade geral de operários são bastante reduzidas em relação aos sistemas construtivos tradicionais. Enquanto em uma obra tradicional são necessários, por exemplo, carpinteiros, armadores, eletricitas, encanadores e pedreiros, em uma obra de paredes de concreto um único profissional desempenha praticamente todas estas funções, atuando como um montador do sistema.

Com o uso de mão de obra qualificada, maior controle do processo produtivo, utilização de materiais industrializados e de fôrmas moduladas de qualidade elevada, proporcionados pelo sistema de paredes de concreto, são obtidos níveis altos de produtividade, velocidade de

execução, qualidade da edificação. Além disto, o custo final da habitação é reduzido, permitindo que o sistema seja usado na construção de habitações populares.

Embora o sistema de paredes de concreto apresente as vantagens citadas anteriormente, deve-se atentar para o alto custo das fôrmas industrializadas, principalmente das fôrmas metálicas, bem como do restante dos equipamentos utilizados na execução. Esta característica torna o sistema recomendado para empreendimentos que possuem alta repetitividade e, de preferência, nível de modulação adequado, como condomínios e edifícios residenciais. Na Figura 2.1, tem-se um exemplo da aplicação do sistema com detalhe para as armaduras das paredes e a passagem das instalações elétricas.



Figura 2.1: Aplicação do sistema de paredes de concreto. (Fonte: www.abcp.org.br)

Em razão das vantagens citadas, fica explícito o motivo pelo qual grande parte das obras habitacionais onde há a necessidade de se construir unidades em larga escala esteja utilizando o sistema de paredes de concreto nos últimos anos.

Os edifícios de paredes de concreto são estruturas usadas em vários países. A criação deste sistema construtivo ocorreu no início dos anos de 1950 para suprir a alta demanda por habitações nos países afetados pela Segunda Guerra Mundial.

Segundo Doh (2002), no passado, as paredes de concreto eram projetadas na maioria das estruturas como elementos de vedação, com pouca consideração da capacidade da parede de agir como um elemento estrutural. Com o passar dos anos as paredes de concreto foram ganhando a aceitação dos engenheiros como elementos estruturais. Esta aceitação se deu pelo aumento do número de pesquisas sobre as paredes de concreto e o subsequente aumento na tensão admissível permitida pelas normas de concreto armado para estes elementos.

No Brasil, a aplicação do sistema é recente. Foi inspirada por experiências bem sucedidas em países latino-americanos, como Colômbia, Chile e México, além dos sistemas de construção industrializada com painéis de fôrmas deslizantes ou trepantes usados no Brasil nas décadas de 1970 e 1980.

Para desenvolver e disseminar o conhecimento do sistema de paredes de concreto entre o meio técnico e incentivar sua aplicação no Brasil, as instituições técnicas: Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP), Associação Brasileira das Empresas de Serviço de Concretagem (ABESC) e o Instituto Brasileiro de Telas Soldadas (IBTS), juntamente com representantes de grandes construtoras e fornecedores de materiais brasileiros, montaram um grupo de estudos sobre o sistema, e nos últimos anos publicaram três coletâneas de ativos sobre o assunto.

A primeira coletânea foi disponibilizada no ano de 2007. Os ativos desenvolvidos abordam a maior parte dos assuntos relativos ao sistema de paredes de concreto moldadas no local. São fornecidas informações detalhadas sobre o sistema construtivo, as opções de fôrmas disponíveis no mercado brasileiro, os tipos de concreto e armaduras utilizadas, informações sobre arquitetura e modulação, normatização técnica, avaliação do sistema sob o ponto de vista da norma de desempenho de edificações, NBR 15575 (ABNT, 2004), relatórios de comportamento estrutural de elementos estruturais, logística e a exposição de boas práticas desenvolvidas nos últimos anos por construtoras que adotam o sistema. Inclusive, a norma brasileira de paredes de concreto NBR 16055 (ABNT, 2012) teve como texto base, as recomendações de projeto contidas nos ativos publicados.

Para a elaboração da norma brasileira de paredes de concreto, foram buscadas práticas adequadas em normas estrangeiras e aproveitados conceitos da NBR 6118 (ABNT, 2007). A norma norte-americana de concreto armado ACI-318 (ACI, 1998) e a norma francesa DTU 23.1 (FNB, 1993), serviram de referência para a elaboração da norma brasileira. Outras normas técnicas estrangeiras que possuem informações sobre a análise e principalmente sobre

o dimensionamento de paredes de concreto são a australiana AS3600 (AS, 2001) e a britânica BS 8110 (BSI, 1997).

2.2 DISTRIBUIÇÃO DO CARREGAMENTO VERTICAL

Em edifícios residenciais de paredes de concreto as principais ações verticais a serem consideradas pelo projetista são: as ações das lajes e o peso próprio das paredes. O carregamento das lajes dos edifícios residenciais é composto pelas cargas permanentes e pelas cargas variáveis. As cargas permanentes são as relativas ao peso próprio da laje, peso dos revestimentos e pelo peso de eventuais paredes não estruturais que estejam apoiadas diretamente sobre as lajes. As cargas variáveis são as cargas acidentais geradas pela utilização da edificação. Os valores mínimos que devem ser adotados para os carregamentos verticais podem ser encontrados na NBR 6120 (ABNT, 1980). O peso próprio das paredes de concreto é obtido simplesmente multiplicando-se o volume da parede pelo peso específico do concreto armado.

Conforme a norma de paredes de concreto, NBR16055 (ABNT, 2012) - item 11.2, o cálculo das ações das lajes nas paredes pode ser efetuado pelo método das charneiras plásticas, de maneira semelhante à determinação do carregamento das lajes em vigas de concreto armado em sistemas do tipo laje-viga-pilar. Os procedimentos usuais para a distribuição das cargas verticais em edifícios de parede de concreto são os mesmos utilizados na análise de edifícios de alvenaria estrutural e diferenciam-se entre si pela maneira como a interação entre as paredes é considerada.

Quando um carregamento é aplicado sobre um trecho do comprimento de uma parede, a carga tende a se espalhar ao longo da altura da parede. O espalhamento ocorre tanto em paredes planas quanto em cantos de paredes que se interceptam, como é mostrado na Figura 2.2. O ângulo limite para o espalhamento das cargas é de 45° , conforme a NBR 16055 (ABNT, 2012) - item 11.3.1.

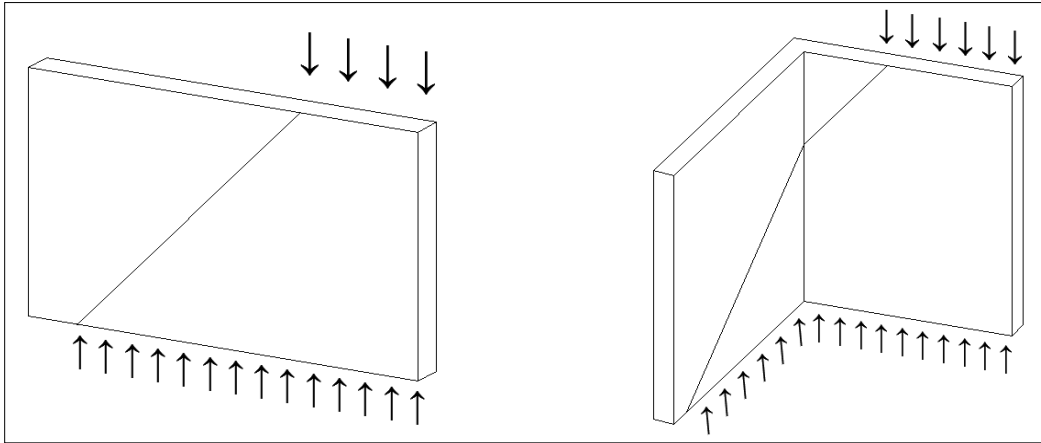


Figura 2.2: Espalhamento do carregamento nas paredes.

No sistema de paredes de concreto, as ligações entre paredes são monolíticas e, portanto, há a formação de forças de interação nos cantos formados pelo encontro das paredes, como é representado na Figura 2.3. Entretanto, para garantir o desenvolvimento das forças de interação, é necessária a utilização de armaduras adequadas nos encontros entre paredes e a verificação das tensões de cisalhamento nas paredes e entre elas.

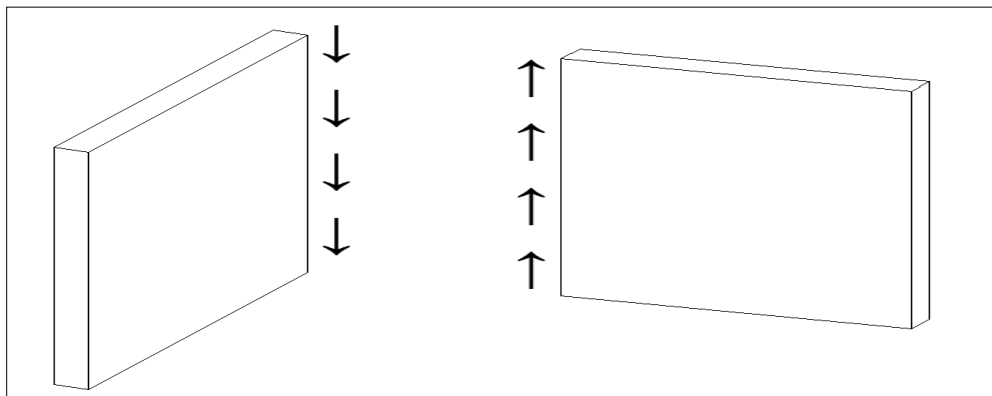


Figura 2.3: Forças de interação nos cantos das paredes.

Paredes que possuem aberturas de portas ou janelas, por exemplo, também podem apresentar forças de interação nos trechos onde ocorre a ligação. Os trechos onde ocorre a ligação são as regiões acima e abaixo de janelas ou acima de portas, como se encontra representado na Figura 2.4. Apesar disto, segundo Corrêa e Ramalho (2003), uma parede com aberturas normalmente é considerada como uma sequência de paredes independentes, não se levando

em consideração a possível interação existente entre trechos de paredes separados por aberturas.

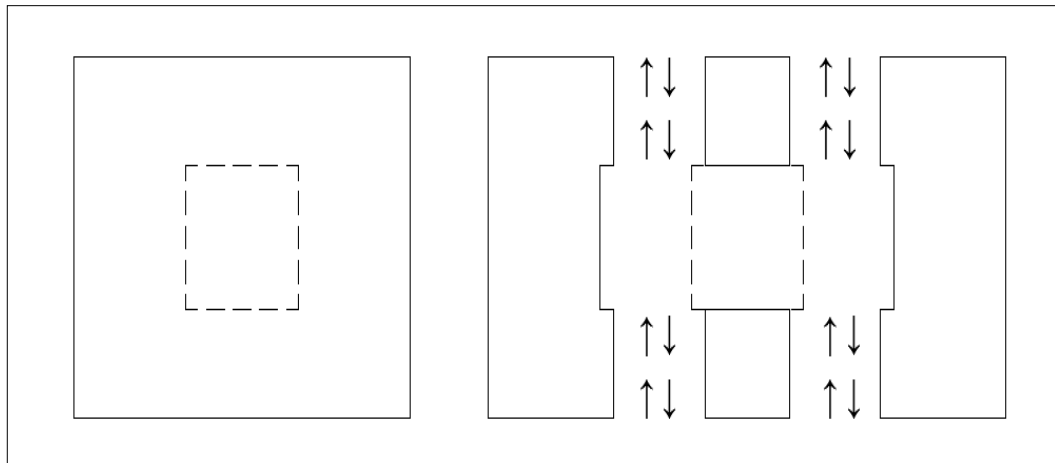


Figura 2.4: Forças de interação em aberturas.

Os procedimentos usuais de distribuição de cargas verticais em edifícios de paredes de concreto, análogos aos utilizados em edifícios de alvenaria estrutural, são apresentados a seguir.

2.2.1 Paredes isoladas

Neste procedimento, a interação entre as paredes não é considerada. As paredes são tratadas como elementos independentes que não interagem entre si ou com os demais elementos estruturais. As cargas das paredes são simplesmente acumuladas individualmente ao longo da altura do edifício, ou seja, a carga atuando em uma parede de um determinado andar é igual à soma das cargas desta mesma parede nos andares superiores ao nível considerado.

O procedimento de paredes isoladas tem a vantagem de ser simples e seguro para o dimensionamento das paredes, porém, como lembram Corrêa e Ramalho (2003), a desconsideração da interação entre as paredes pode causar uma estimativa errada das ações sobre estruturas complementares, como pavimentos de pilotis e as fundações. Além disto, o procedimento leva ao superdimensionamento das paredes e dos elementos de fundação, prejudicando a economia de materiais. As desvantagens do procedimento de paredes isoladas

são menores quando se analisam edifícios de pequena altura, porém para edifícios altos seu uso deve ser criterioso, sendo mais indicado um procedimento que considere a interação entre as paredes.

2.2.2 Grupos isolados de paredes

Este procedimento considera a interação entre as paredes do edifício de maneira parcial, através da delimitação de grupos de paredes. Um grupo é definido como um conjunto de paredes ligadas entre si, onde é suposto que as forças de interação nos cantos formados na interseção das paredes sejam suficientes para garantir que haja o espalhamento e a uniformização do carregamento. Paredes de um mesmo grupo são supostas totalmente solidárias entre si, mas não interagem com paredes de outros grupos. A definição dos grupos pode ser feita adotando as aberturas de portas e janelas como limites entre os grupos como é ilustrado na Figura 2.5.

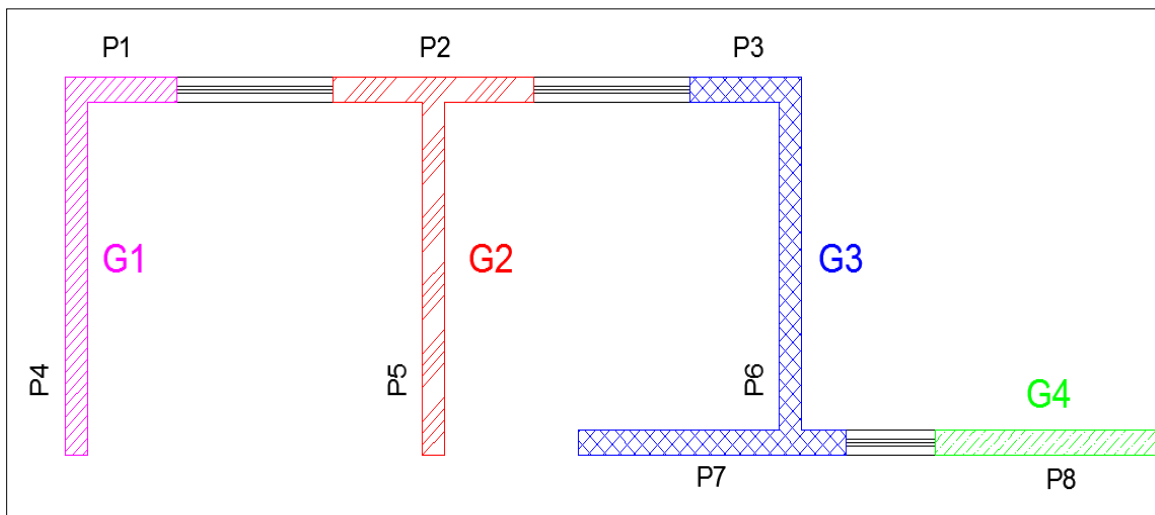


Figura 2.5: Grupos de paredes, aberturas como limites. (Fonte: adaptado de Corrêa e Ramalho, 2003)

No procedimento de grupos isolados de paredes, as cargas das lajes aplicadas em qualquer parede de um grupo são distribuídas pelo comprimento total das paredes que compõem o grupo. Desta forma, há a homogeneização das ações verticais atuando nas paredes de um

grupo, e como resultado, haverá um único valor de tensão normal média para cada grupo de paredes (Capuzzo Neto, 2000). A carga de um grupo atuando em um andar qualquer, será igual à soma das cargas do mesmo grupo nos andares superiores ao nível considerado.

Corrêa e Ramalho (2003) avaliam o procedimento de grupos isolados como sendo racional, seguro e econômico, principalmente quando se consideram as aberturas como o limite entre grupos, de forma que a obtenção de bons resultados depende da definição tecnicamente correta dos grupos de paredes. Além disto, os referidos autores julgam o procedimento adequado a edificações de qualquer altura.

2.2.3 Grupos de paredes com interação

O procedimento de grupos de paredes com interação é semelhante ao procedimento de grupos de paredes isoladas, porém há a consideração da interação entre os grupos segundo uma taxa de interação definida pelo projetista. Desta forma, são consideradas também as forças de interação nas regiões sobre as aberturas.

A taxa de interação representa quanto da diferença de cargas entre grupos que interagem deve ser uniformizada em cada nível (Capuzzo Neto, 2000). Portanto, se for adotada uma taxa de 100% de interação entre os grupos, o resultado será a uniformização total do carregamento vertical em todas as paredes de um mesmo andar. Isto seria equivalente a dividir a carga total de um andar pelo comprimento total das paredes, obtendo uma carga média para todas as paredes.

Não seria realista supor que exista a interação total entre todos os grupos de paredes, portanto cabe ao projetista a escolha de taxas de interação adequadas para cada estrutura. A escolha correta da taxa de interação é o ponto mais importante deste procedimento e exige que o projetista disponha de experiência e de resultados experimentais para sua utilização.

Segundo Corrêa e Ramalho (2003), o procedimento de grupos de paredes com interação é o que proporciona o dimensionamento mais econômico entre os três métodos abordados e é adequado a edifícios de qualquer altura. Entretanto, sua segurança depende de como é feita a definição dos grupos, de quais grupos interagem entre si e da escolha de taxas de interação adequadas entre os grupos.

2.3 EFEITO ARCO

No projeto de edifícios de paredes de concreto, de forma similar aos de alvenaria estrutural, é comum a utilização de um pavimento de transição formado por vigas e pilares. A intenção com isso é de criar grandes espaços nos primeiros pavimentos que possam ser destinados às garagens, salões de festa, áreas de lazer, etc. Desta forma, as paredes de concreto dos andares superiores são apoiadas em vigas de transição que, por sua vez, são suportadas por pilares. Esta situação muda a forma de transferência das ações verticais.

A distribuição de cargas verticais ao longo da altura das paredes não ocorre de maneira uniforme ao longo da região de contato com a viga, mas em forma de um arco atirantado. Assim, as cargas das paredes tendem a migrar diretamente para os apoios, gerando grandes concentrações de tensões nestas regiões e aliviando o trecho central do vão da viga, ficando a viga adicionalmente tracionada como um tirante. Esta situação também ocorre em paredes apoiadas em elementos de fundações flexíveis, como as vigas baldrame.

Barbosa (2000) relata que, em casos usuais, tanto as tensões verticais quanto as tensões cisalhantes são nulas na região central do vão e crescentes em direção aos apoios. Esse fenômeno de alteração do fluxo de tensões em paredes de alvenaria ou de concreto é chamado de efeito arco e está representado na Figura 2.6.

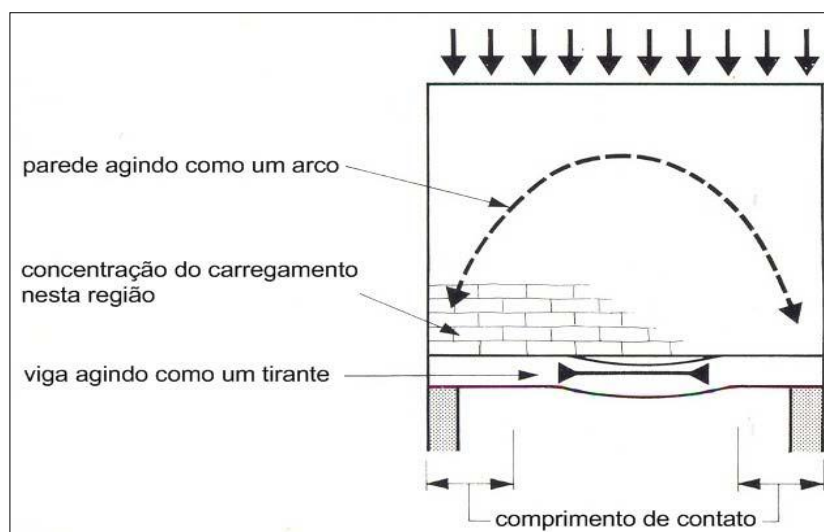


Figura 2.6: Efeito arco entre parede e viga de transição. (Fonte: Paes, 2008)

Devido ao efeito arco, em uma viga biapoiada, ocorre uma grande diminuição do momento fletor máximo em relação ao que seria obtido considerando-se a carga vertical aplicada uniformemente em toda a extensão da viga. Além disso, há a ocorrência de tração axial na viga e a concentração de tensões nas regiões próximas aos apoios. Estes efeitos são representados nas Figuras 2.7, 2.8 e 2.9 a seguir:

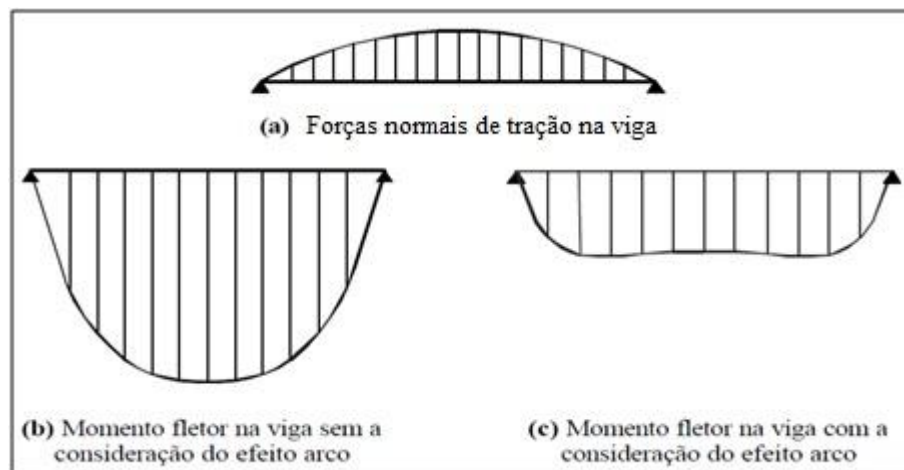


Figura 2.7: Esforços na viga de transição. (Fonte: Barbosa, 2000)

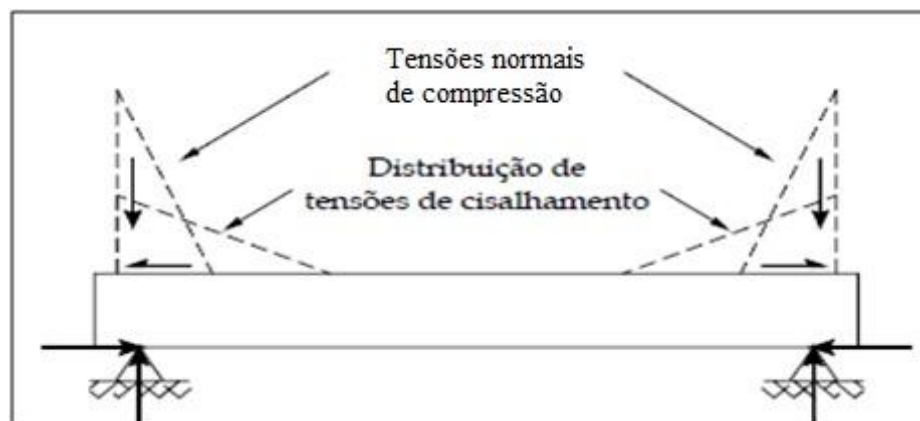


Figura 2.8: Concentração de tensões nos apoios da viga. (Fonte: Silva, 2005)

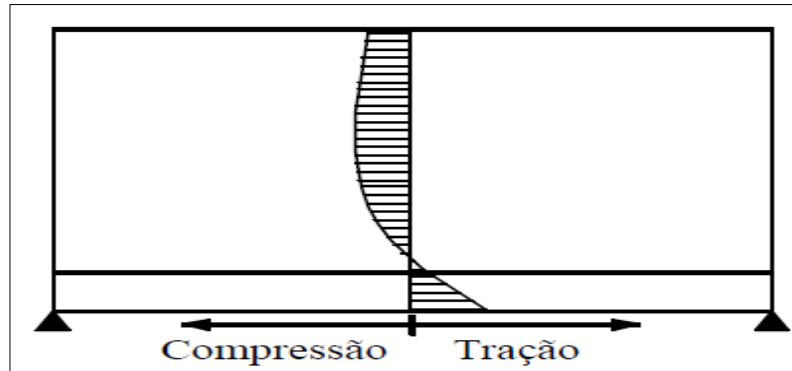


Figura 2.9: Distribuição de tensões na parede e na viga. (Fonte: Barbosa, 2000)

Existem vários estudos teóricos e experimentais sobre o efeito arco, abordando principalmente os casos de paredes de alvenaria sobre vigas de concreto armado ou de aço. Embora a maior parte dos estudos disponíveis na literatura técnica seja relativa às paredes de alvenaria, entende-se que o fenômeno é semelhante em paredes de concreto armado. Nos edifícios de paredes de concreto, usualmente, é deixada espera correspondente à armadura da parede (em geral telas soldadas). Nas paredes de alvenaria pode-se ter, além da junta de argamassa, alguma armadura vertical construtiva ou para absorção das tensões de tração devidas às ações horizontais.

Um dos trabalhos pioneiros sobre o assunto é o de Wood (1952, apud Saw, 1974), no qual o autor, baseado em resultados experimentais com paredes de alvenaria, propôs o método empírico dos coeficientes de momento. Neste método, a viga de suporte da parede é dimensionada para um momento fletor de $WL/50$, no caso de paredes que possuam aberturas próximas aos apoios, ou para o valor de $WL/100$ para paredes sem aberturas ou que possuam aberturas no meio do vão. Neste método, W é o carregamento total da parede, L é o comprimento do vão da viga de suporte e os números 50 e 100 são os chamados coeficientes de momento. Em paredes altamente carregadas, o autor sugeriu, em 1969, que o valor do coeficiente de momento fosse escolhido entre 8 (sem efeito arco) e 100 (consideração total do efeito arco).

Outros ensaios experimentais com paredes de alvenaria estrutural apoiadas em vigas foram conduzidos por Rosenhaupt (1962), Burhouse (1969), Smith et al (1977) e Navaratnarajah (1981).

Os fatores que afetam a distribuição de tensões no sistema parede-viga são diversos. Os principais são a inércia e o comprimento do vão da viga, a altura da parede, a espessura da parede e a razão entre os módulos de elasticidade da parede e da viga. De modo a incluir os principais fatores em uma análise simultânea, Riddington e Smith (1978) e Davies e Ahmed (1977) exploraram o conceito de rigidez relativa para relacionar as propriedades da parede e da viga e propuseram as equações (2.1) e (2.2) respectivamente:

$$K = \sqrt[4]{\frac{E_p * t_p * L^3}{E_v * I_v}} \quad (2.1)$$

$$R = \sqrt[4]{\frac{E_p * t_p * H^3}{E_v * I_v}} \quad (2.2)$$

sendo:

E_p e E_v - módulo de elasticidade longitudinal da parede e da viga respectivamente;

t_p e H - espessura e altura da parede respectivamente;

L - distância entre os apoios da viga;

I_v - inércia da viga.

Os valores obtidos com as equações acima fornecem indicações a respeito da configuração deformada do sistema viga-parede. Valores altos de rigidez relativa indicam que as vigas são flexíveis em relação às paredes e, por isso, o efeito arco será bastante acentuado. Com isso, as concentrações de tensões serão maiores e a parcela de carga vertical transmitida para o meio do vão da viga será menor. Valores pequenos para a rigidez relativa indicam vigas rígidas em relação às paredes. Nesses casos, o efeito arco será menos acentuado e a parcela de carga vertical transmitida para a viga será maior e, como consequência, o valor do momento máximo no meio do vão.

Assim como os procedimentos empíricos, as soluções analíticas para a consideração do efeito arco também envolvem simplificações do fenômeno, porém são mais complicadas. Desta forma seu uso é pouco prático em escritórios de projetos. Em estudos mais recentes são realizadas análises através de métodos numéricos como o método dos elementos finitos.

Saw (1974) realizou a análise elástica linear de paredes de alvenaria sobre vigas e comparou seus resultados com os resultados de métodos analíticos. Em sua análise, o autor utilizou elementos finitos planos triangulares com dois graus de liberdade por nó para discretizar as paredes e elementos lineares para as vigas. Segundo Saw (1974), os resultados obtidos com os métodos analíticos foram da mesma ordem de grandeza dos resultados obtidos com o seu modelo de elementos finitos, porém houve diferenças importantes entre os métodos na previsão do momento fletor ao longo da viga de suporte. Saw (1974) ainda indica que é mais vantajoso usar elementos lineares para discretizar as vigas de suporte, do que um número grande de elementos planos, desde que as vigas sejam flexíveis.

Barbosa (2000), Silva (2005) e Nunes (2011) utilizaram o método dos elementos finitos em seus estudos sobre a interação entre paredes e vigas de concreto armado. Os dois primeiros autores estudaram edifícios de paredes de alvenaria estrutural e o último, edifícios de paredes de concreto. Nenhum dos autores recomenda o uso de métodos simplificados para a obtenção de esforços em vigas que apoiam paredes. Isto se deve à complexidade do fenômeno e à quantidade de variáveis envolvidas, pois não existem regras simplificadoras que contemplem todas as diferentes condições de contorno e configurações de aberturas nas paredes.

Conforme informado anteriormente, a altura da parede e o comprimento da viga de apoio são dois fatores importantes que influenciam o efeito arco. Segundo Smith e Riddington (1977), para uma razão entre a altura da parede e o vão da viga maior que 0,7, a porção acima de $0,7L$ não influencia na formação do arco podendo ser responsável apenas por acréscimo de carga. Neste caso, L é a distância entre os apoios da viga de suporte. Tendo em vista esta situação, a consideração do efeito arco pode ser simplificada em edifícios de múltiplos andares, por meio da modelagem apenas dos primeiros andares de paredes. As cargas provenientes dos andares superiores do edifício são somadas e aplicadas na altura de $0,7L$, conforme o indicado na Figura 2.10.

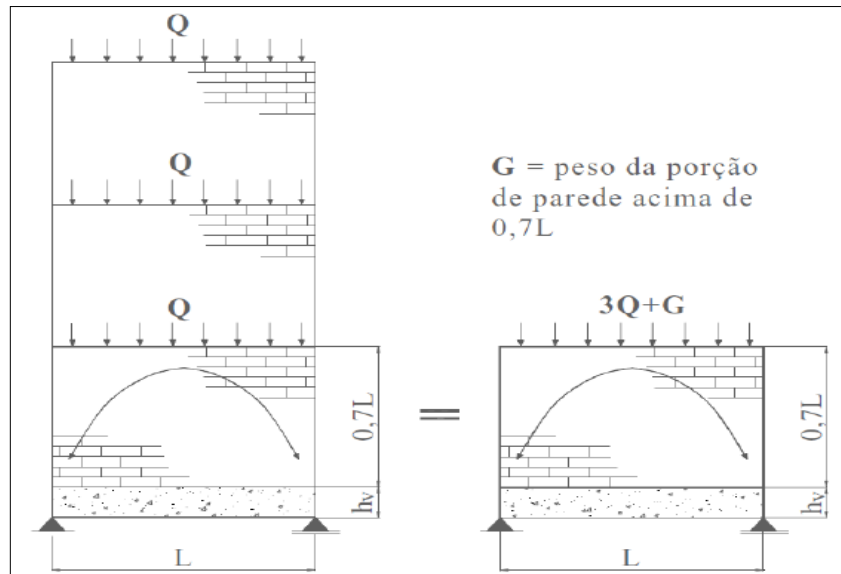


Figura 2.10: Cálculo simplificado com carregamento equivalente. (Fonte: Barbosa, 2000)

Esse procedimento foi demonstrado por Tomazela (1995) e adotado por Barbosa (2000). Em seus trabalhos, Silva (2005) e Nunes (2011) não utilizaram exatamente a mesma técnica (ambos modelaram toda a altura das paredes de seus edifícios), mas aproveitaram a ideia para definir a região mínima a ser discretizada por elementos finitos planos. No trabalho de Silva (2005), apenas o primeiro andar foi modelado com elementos planos, pois a dimensão do pé-direito era maior que $0,7$ do vão da viga mais longa do edifício considerado, portanto um único andar já possuía altura suficiente para formação do arco. Para Nunes (2011) foi necessária a discretização dos dois primeiros pés-direitos em elementos finitos planos, pois em algumas vigas o valor $0,7L$ era maior que o pé-direito adotado para os andares dos edifícios estudados.

Para contemplar o fenômeno do efeito arco na análise estrutural dos edifícios de paredes de concreto, neste trabalho, foi utilizado um método alternativo ao uso dos elementos finitos planos para a discretização das paredes. O método consiste basicamente em discretizar as paredes do primeiro pavimento, que são apoiadas sobre vigas, por meio de uma rede de elementos lineares de barras dispostas em um padrão treliçado ao longo do plano das paredes. O método de discretização é explicado com detalhes no Capítulo 3. Neste trabalho, convencionou-se que o andar chamado de “primeiro pavimento” é sempre o andar suportado pelos elementos de transição (vigas de transição e vigas baldrame) e que o termo “paredes do pavimento i ” se refere às paredes localizadas entre o nível do pavimento i e o nível do pavimento $i+1$, sendo i o número do pavimento.

2.4 INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA

Em projetos estruturais convencionais, admite-se a hipótese de indeslocabilidade para os apoios da superestrutura de edifícios. Ao idealizar os apoios engastados na base, não se consideram os efeitos causados pela deformabilidade das fundações. O comportamento admitido no cálculo não condiz com a realidade geotécnica, uma vez que o solo apresenta deformações e deslocamentos causados pelo carregamento da estrutura e afetados também pela sua rigidez.

Considerando a hipótese de apoios indeslocáveis, o projetista analisa a superestrutura e fornece ao engenheiro de fundação os esforços nos elementos de fundação. Os elementos de fundação transferem os esforços às camadas de solo. O engenheiro de fundação então determina as áreas e as cotas de assentamento dos elementos isolados de fundação direta ou, a seção transversal e a profundidade do elemento isolado de fundação que funciona por atrito lateral e ponta (Colares, 2006).

Os recalques são estimados isoladamente para cada elemento estrutural de fundação, tendo como hipótese que o elemento possa se deslocar independentemente dos demais, ou seja, como se a superestrutura fosse infinitamente flexível. Este é o procedimento normalmente utilizado nos projetos estruturais de edifícios. Neste caso, não há a consideração dos efeitos da interação solo-estrutura.

Considerando-se uma edificação como sendo constituída por três partes; superestrutura, infraestrutura e terreno de fundação, o desempenho real da edificação é governado pela interação entre estas três partes (Gusmão, 1994). Portanto, chama-se interação solo-estrutura o mecanismo de influência mútua entre a superestrutura e o sistema de fundação. O processo inicia-se na fase de construção e continua até que se atinja um estado de equilíbrio, em que as tensões e as deformações estejam estabilizadas, tanto da estrutura quanto do maciço de solos (Colares, 2006).

A interação solo-estrutura, influenciada pela rigidez relativa da estrutura e pelo solo, gera os seguintes efeitos: a redistribuição dos esforços nos elementos estruturais, principalmente nos

pilares, e a diminuição dos recalques diferenciais estimados pela forma convencional que considera apoios indeslocáveis.

A solidariedade existente entre os elementos estruturais confere ao conjunto uma considerável rigidez, restringindo o movimento relativo entre os seus apoios, e fazendo com que os recalques diferenciais observados sejam menores que os estimados convencionalmente. (Gusmão, 1994)

A redistribuição dos esforços nos elementos estruturais pode causar vários problemas se não for devidamente considerada, dentre eles destacam-se: aparecimento de fissuras em lajes e vigas e o esmagamento de pilares. Isto ocorre, pois a interação solo-estrutura promove o alívio de carga nos pilares mais carregados e a sobrecarga nos pilares menos solicitados (Soares, 2005). A diminuição dos recalques diferenciais pode viabilizar projetos de fundações que não seriam aceitos em uma análise convencional devido à magnitude dos recalques. Existem vários estudos que comprovam os efeitos apresentados, podendo ser citados os trabalhos de Gusmão (1994), Lobo *et al*, (1997) e Moura (1995).

Nas normas técnicas brasileiras encontram-se recomendações escassas em relação à consideração da interação solo-estrutura na análise estrutural de edifícios de concreto armado. Na norma de paredes de concreto, NBR 16055 (ABNT, 2012), a recomendação é a seguinte:

A consideração no modelo estrutural da interação solo-estrutura é obrigatória no caso de edifícios com mais de cinco pavimentos, considerando a deformabilidade da fundação (inclusive vigas de apoio) conforme parâmetros geotécnicos definidos por especialista em mecânica de solos. Deve-se, no mínimo, considerar o modelo de molas discretas independentes localizadas nos pontos de apoio das vigas de fundação. (NBR 16055 (ABNT, 2012) - item 11.5)

Além disso, a NBR 16055 (ABNT, 2012), diz ser obrigatório o uso de modelo com interação solo-estrutura para os casos de fundações em níveis diferentes. Na norma de concreto armado, NBR 6118 (ABNT, 2007), em seu capítulo que trata da análise estrutural, é recomendado somente que, em “casos mais complexos”, a interação solo-estrutura deve ser contemplada no modelo estrutural (NBR 6118 (ABNT, 2007) – item 14.2.2). Embora exista esta recomendação, a norma não especifica quais seriam esses “casos mais complexos”.

Existem vários fatores que afetam os efeitos da interação solo-estrutura. Dentre eles, destacam-se os mais importantes: a rigidez relativa estrutura-solo, o número de pavimentos da edificação, a existência de edificações vizinhas e a influência da sequência construtiva. O acréscimo de rigidez do edifício, proporcionado pelas ligações entre os elementos estruturais, promove recalques menores do que os estimados usualmente. Em relação ao número de pavimentos, Colares (2006) cita estudos de vários autores que chegaram à conclusão de que o aumento do número de pavimentos de um edifício causa a diminuição do valor dos recalques diferenciais. E, além disso, os primeiros andares exercem influência maior no fenômeno do que os pavimentos superiores.

Edifícios afetados pela existência de grupos de edificações vizinhas tendem a apresentar recalques maiores do que o cálculo considerando o edifício isolado. Este efeito de grupo obviamente diminui com o aumento da distância entre as edificações (Reis, 2000).

A sequência construtiva é outro fator frequentemente desprezado nos estudos sobre interação solo-estrutura, mas que exerce influência no fenômeno. Considerando a sequência construtiva juntamente com a interação solo-estrutura, a aplicação do carregamento passa a ser gradual, bem como o aumento da rigidez da estrutura. Brown e Yu (1986) avaliaram os efeitos da aplicação gradual de cargas e da rigidez de estruturas em pórticos e concluíram que a análise incremental, considerando a sequência construtiva, equivale a uma análise não incremental que considere a totalidade da carga sendo aplicada à um edifício equivalente que possui cerca da metade da rigidez total do edifício original.

Fonte *et al.* (1994), estudaram um edifício de catorze andares sobre fundações superficiais. Nesse estudo, foram usados quatro modelos distintos para prever os recalques, e os resultados obtidos foram comparados com os valores de recalques reais medidos no local. Os autores concluíram que o modelo que considerava a aplicação instantânea da carga total e não considerava a interação solo-estrutura superestimou os valores dos recalques. Por outro lado, o modelo que considerou a flexibilidade da fundação e a aplicação também instantânea do carregamento, levou a resultados que subestimaram o valor dos recalques por considerar a rigidez total da estrutura. Os melhores modelos avaliados foram os que consideraram o carregamento progressivo aplicado à estrutura com rigidez crescente e a interação solo-estrutura.

Ao longo dos anos, foram desenvolvidos vários métodos para analisar a interação solo-estrutura. Um dos primeiros métodos foi desenvolvido por Meyerhoff (1953), em que o autor

desenvolveu expressões para estimar a contribuição da superestrutura nos recalques totais e diferenciais dos elementos de fundação isolados. As expressões desenvolvidas permitem substituir a edificação original analisada por outra mais simples de rigidez equivalente.

O método de Meyerhof (1953) é também chamado de método da viga de rigidez à flexão equivalente, pois pode-se utilizar uma viga com rigidez à flexão equivalente à estrutura original para representar a edificação, conforme é representado na Figura 2.11. Os recalques são calculados com as fundações ligadas à viga que representa a estrutura. Neste método, o maciço de solos juntamente com a infraestrutura e a superestrutura podem ser entendidos como um sistema único.

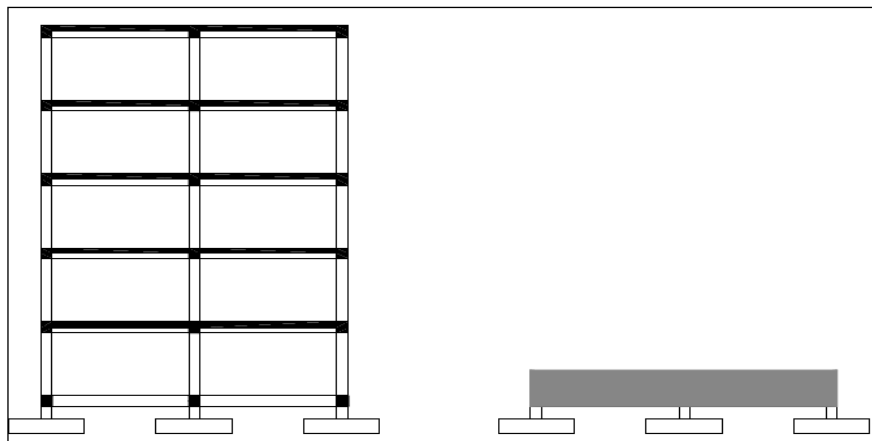


Figura 2.11: Estrutura original e viga de rigidez à flexão equivalente. (Fonte: Crespo, 2004)

Outro trabalho pioneiro foi desenvolvido em Chamecki (1956). Nele, o autor apresenta um processo iterativo para considerar a rigidez da estrutura que evita as simplificações usadas no método da viga de flexão equivalente. O processo tem início com a obtenção das reações nos apoios da superestrutura através da análise estrutural elástica linear admitindo-se a hipótese de apoios indeslocáveis. Calculam-se os recalques nos apoios sem considerar a rigidez da estrutura. Determinam-se os coeficientes de transferência de carga dos apoios impondo-se deslocamentos unitários nos apoios da estrutura. Considerando os recalques e os coeficientes de transferência de carga calculados, são determinadas novas reações nos apoios. Em seguida, com as novas reações nos apoios, recalculam-se os recalques, que são novamente impostos na superestrutura. O processo continua até que haja a convergência dos valores das reações nos apoios e dos recalques entre duas iterações sucessivas.

Baseado nos conceitos do cálculo matricial de estruturas, Poulos (1975) desenvolveu um método para estimar os recalques considerando a superestrutura e o sistema de fundação como um conjunto único. O método consiste na resolução de duas equações matriciais. A primeira é a equação de interação superestrutura-fundação, que relaciona o comportamento da superestrutura e da fundação em termos de cargas aplicadas e das reações desconhecidas na fundação, segundo a equação (2.3). A segunda é a equação de interação entre a fundação e o maciço de solos que relaciona o comportamento da fundação e do maciço de solos através das reações desconhecidas na fundação e as propriedades do solo, segundo a equação (2.4).

$$\{V\} = \{V_0\} + [SM]\{\delta\} \quad (2.3)$$

$$\{\delta\} = [FM]\{V\} \quad (2.4)$$

sendo:

$\{V\}$ - vetor das reações de apoio considerando a interação solo-estrutura;

$\{V_0\}$ - vetor das reações para a condição de apoios indeslocáveis;

$[SM]$ - matriz de rigidez da estrutura, determinada pela imposição de deslocamentos unitários (translações e rotações) nas três direções de cada apoio;

$\{\delta\}$ - vetor dos deslocamentos (translações e rotações) dos apoios;

$[FM]$ - matriz de flexibilidade do sistema de fundação ou matriz de influência do solo, determinada pela imposição de forças e momentos unitários nas três direções de cada apoio.

Juntando a equação (2.3) com a equação (2.4), tem-se:

$$\{V_0\} = ([I] - [SM][FM])\{V\} \quad (2.5)$$

onde $[I]$ é a matriz identidade.

Todos os termos da equação (2.5) são conhecidos, exceto os do vetor $\{V\}$. Portanto, ao resolver-se a equação matricial, tem-se o vetor $\{V\}$ das reações em cada apoio. Conhecido $\{V\}$ volta-se à Equação (2.4) e determina-se o vetor $\{\delta\}$ dos deslocamentos em cada apoio.

No caso de um modelo estrutural tridimensional, o vetor $\{V\}$ é composto por seis componentes de reação, sendo três forças e três momentos. O vetor dos deslocamentos $\{\delta\}$ é formado por três translações e três rotações para cada apoio. As matrizes de rigidez $[SM]$ e de flexibilidade $[FM]$ são quadradas de ordem seis. Dentro deste modelo, podem ser usadas várias abordagens diferentes para o mecanismo de interação solo-estrutura. A diferença entre cada abordagem está na composição da matriz $[FM]$ de flexibilidade do solo, pois existem vários modelos possíveis para simular o comportamento do solo e, conseqüentemente, de compor a matriz $[FM]$.

Aoki (1987) desenvolveu um método para considerar a interação solo-estrutura em edifícios de múltiplos andares com fundações profundas em estacas. De uma forma geral, o modelo Aoki (1987) utiliza o método proposto por Schiel (1957) para o cálculo da distribuição de cargas no bloco de coroamento de estacas, o método de Aoki e Velloso (1975) para a obtenção dos diagramas de atrito lateral e de esforço normal das estacas, o método de Aoki e Lopes (1975) para o cálculo do recalque do solo considerando grupos de estacas e um processo iterativo inspirado no trabalho de Chamecki (1956) para considerar a influência da rigidez da estrutura. Este método é apresentado em mais detalhes no Capítulo 3.

Iwamoto (2000) utilizou o método de Aoki (1987) em seu estudo sobre a interação solo-estrutura em edifícios de múltiplos pavimentos com fundações profundas em estacas. Em seu trabalho, verificou-se que a rigidez da estrutura contribui para diminuir os recalques diferenciais e distorções angulares, sendo mais favorável do que tratar a estrutura e o solo separadamente.

Os métodos mais modernos para o estudo da interação solo-estrutura fazem uso de métodos numéricos como o Método dos Elementos Finitos (MEF), juntamente com o Método dos Elementos de Contorno (MEC). Nos métodos numéricos, são usados conceitos mais refinados da matemática em comparação com os métodos citados anteriormente, desta forma é necessário maior conhecimento por parte do engenheiro. O esforço computacional necessário para o processamento dos métodos numéricos também é maior, embora com o atual desenvolvimento da tecnologia da informática, que proporcionou grande capacidade de memória e processamento para computadores pessoais, este não vem a ser um problema muito importante nas análises lineares. Apesar de os métodos de análise numérica serem capazes de evitar que se façam algumas das simplificações presentes em outros métodos, sua

aplicação ainda é restrita ao meio acadêmico, sendo pouco prática para a realidade atual dos escritórios de engenharia estrutural.

2.5 ANÁLISE DE EDIFÍCIOS DE PAREDES DE CONCRETO

Existem vários modelos para realizar a análise estrutural e o dimensionamento de paredes estruturais. Podem ser citados como exemplos: modelos de bielas e tirantes, analogias de treliça, o uso de elementos finitos lineares ou planos e os modelos de barras equivalentes.

No tocante à modelagem de paredes utilizando processos discretos, Liu *et. al* (2010) citam a existência de três métodos: modelos de barras equivalentes, modelos de múltiplas barras verticais (MVLE) e os modelos que usam elementos finitos planos. A representação dos três métodos pode ser visualizada na Figura 2.12, sendo (a) e (b) representações relativas ao modelo de barras equivalentes e (c) e (d) aos modelos MVLE e elementos planos de casca, respectivamente.

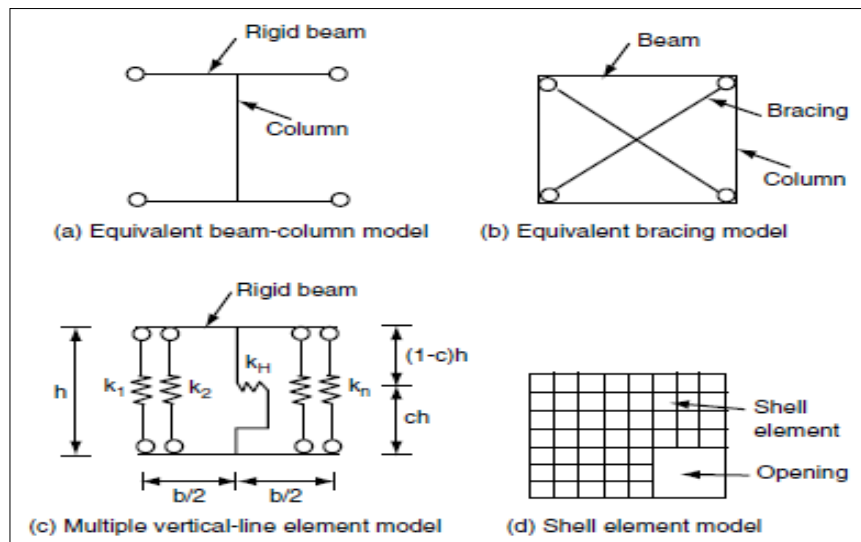


Figura 2.12: Métodos gerais de modelagem de paredes. (Fonte: Liu *et. al*, 2010)

O modelo MVLE, sugerido por Vulcano *et al.* (1988), consiste no uso de um elemento de múltiplas barras verticais que representa a parede por meio de um grupo de elementos

uniaxiais conectados em séries de molas horizontais paralelas. O principal problema com este modelo está na dificuldade em se determinar as rigidezes das molas horizontais, prejudicando a precisão do modelo na determinação do comportamento das paredes sujeitas ao cisalhamento.

O modelo de elementos finitos planos é um modelo numérico elaborado que permite considerar várias características do comportamento das paredes na análise estrutural. O uso deste método se mostra tecnicamente viável atualmente, tendo em vista a grande evolução da capacidade de processamento dos computadores pessoais.

Com a evolução dos sistemas computacionais para engenharia, foram desenvolvidos vários programas que são capazes de realizar análises estruturais elaboradas usando métodos numéricos. Desta forma, os projetistas de estruturas podem refinar seus modelos estruturais para que representem as estruturas com maior acuidade, obtendo melhores informações a respeito de seu comportamento estrutural. Porém, para obter resultados cada vez mais detalhados, o número de incógnitas do modelo e os vários parâmetros de modelagem computacional se tornam bastante refinados e numerosos, assim como os resultados obtidos, exigindo conhecimentos específicos por parte do usuário. Como consequência, o processo de modelagem e de análise dos resultados pode se tornar bastante moroso e trabalhoso. Com isso, normalmente, a aplicação de modelos estruturais muito sofisticados deixa de ser uma alternativa economicamente viável na prática dos escritórios de engenharia estrutural para o projeto de estruturas convencionais. Uma alternativa para melhorar o desempenho dos modelos mais sofisticados é por meio do uso de pós-processadores que simplificam a grande quantidade de resultados fornecidos. Porém, no geral, existe a preferência pelo uso de programas que realizam análises estruturais simplificadas que geram resultados mais objetivos. Desta forma, a discretização total da estrutura em elementos finitos planos, tais como elementos de placa, membrana ou casca não se mostra de grande interesse prático a menos que se tratem de estruturas especiais.

Nos modelos de barras equivalentes, as paredes são representadas unicamente por elementos lineares. Os modelos de barras equivalentes podem ser analisados considerando as barras isoladas ou ligadas entre si, formando pórticos planos. Os diversos pórticos planos podem ser acoplados constituindo um pórtico tridimensional. Sobre o uso de elementos lineares para a representação de paredes de concreto, a NBR 16055 (ABNT, 2012) traz a seguinte recomendação:

A parede componente do sistema estrutural de contraventamento pode ser representada por elemento linear, desde que se considere, além da deformação por flexão, a deformação por cisalhamento. A interação de paredes que se interceptam deve ser incluída no modelo, representando de forma adequada a eventual distinção entre a posição do centro de gravidade e do centro de cisalhamento da seção transversal composta (T , L , C etc.). (NBR 16055 (ABNT, 2012), item 14.3)

Yagui (1971) propôs um modelo de barras para a análise de estruturas constituídas de paredes delgadas com diafragmas transversais. Em seu modelo, as paredes planas são substituídas por um conjunto de vigas horizontais tendo suas extremidades em balanço e engastadas ao meio em pilares verticais. As vigas são dispostas aos níveis dos diafragmas e os pilares têm os seus comprimentos iguais ao afastamento entre os diafragmas. As barras que representam as paredes delgadas são ligadas formando uma estrutura tridimensional que é analisada através de formulações matriciais do processo dos esforços ou do processo dos deslocamentos. O modelo de barras equivalentes que forma uma estrutura tridimensional é o já citado modelo de pórtico tridimensional.

Yagui (1978) estendeu o uso de seu modelo para a análise de núcleos estruturais de concreto armado. O modelo de pórtico tridimensional tem sido usado na análise de núcleos estruturais e de edifícios de alvenaria estrutural. Alguns estudos sobre núcleos estruturais de concreto armado que utilizam modelos de pórtico tridimensional baseados no modelo proposto por Yagui (1978) são: Costa (1982), Pereira (1997), Pereira (2000) e Corelhan (2010). Na análise de edifícios de alvenaria estrutural, o modelo de pórtico tridimensional é uma boa opção, pois consegue representar de maneira adequada a distribuição das ações verticais e horizontais, gerando resultados importantes de maneira relativamente simples. Além disto, há a possibilidade de refinar o modelo básico de pórtico para que possa considerar efeitos mais sofisticados na análise estrutural.

Nascimento Neto (1999) aplicou o modelo de pórtico tridimensional na análise estrutural de edifícios de alvenaria estrutural submetidos à ação do vento e avaliou os efeitos causados pela deformação de cisalhamento e pela torção nas paredes de contraventamento. Em seu trabalho, o autor demonstrou que os efeitos causados pela torção do edifício não devem ser desprezados, pois podem modificar substancialmente a distribuição de esforços cortantes nas

paredes de contraventamento, evidenciando a importância do uso de um modelo estrutural que contemple a torção.

Oliveira (2009) avaliou as tensões de cisalhamento que ocorrem nas interfaces de paredes de alvenaria estrutural quando atuam simultaneamente os carregamentos verticais e as ações horizontais. Para isto, também usou o modelo de pórtico tridimensional. Os resultados obtidos com o modelo se mostraram consistentes, indicando menores tensões e deslocamentos e uma tendência de distribuição mais uniforme dos esforços entre as paredes em comparação com o modelo de paredes com flanges de comprimento limitado a seis vezes a espessura da alma.

Nunes (2011) fez a comparação entre a análise de um edifício de paredes de concreto modelado totalmente com elementos finitos de casca e a análise com um modelo alternativo que usava elementos de casca somente nos dois primeiros andares, sendo os demais modelados em elementos de barras, pelo método do pórtico tridimensional de maneira semelhante ao proposto por Yagui (1978). O uso de elementos de casca nos primeiros andares foi feito para contemplar o efeito arco na estrutura de transição existente. Por fim, demonstrou-se que o modelo alternativo tem precisão suficiente para representar os tipos de edifícios de paredes usualmente construídos no Brasil, e que há a necessidade de discretizar as paredes dos primeiros andares de maneira aprimorada para que o fluxo de tensões nas proximidades da estrutura de transição seja adequadamente representado.

Braguim (2013) realizou o estudo da análise de um edifício de paredes de concreto de 15 pavimentos utilizando quatro modelos estruturais: o modelo de elementos finitos de casca (como modelo de referência), o modelo de pórtico tridimensional sem a discretização das paredes dos primeiros pavimentos (sem efeito arco), um modelo simplificado que utiliza o procedimento de grupos de paredes isoladas e um modelo simplificado que considera todas as paredes como sendo isoladas. O autor constatou boa aproximação entre os resultados do modelo de pórtico tridimensional com o modelo de referência, recomendando o uso do modelo de pórtico no projeto estrutural de edifícios de paredes de concreto, indicando o uso do modelo de elementos finitos de casca somente para análises locais. Braguim (2013) também realiza um estudo sobre o dimensionamento das paredes do edifício comparando os procedimentos de cálculo de várias normas técnicas, dentre elas, a NBR 16055, usando os quatro modelos de cálculo citados anteriormente e verificando a estabilidade global do edifício.

3 MÉTODOS DE ANÁLISE UTILIZADOS NESTE TRABALHO

3.1 MODELO DE PÓRTICO TRIDIMENSIONAL ADOTADO

O modelo de pórtico tridimensional adotado neste trabalho é baseado no modelo usado por Nunes (2011). Porém, neste trabalho a discretização das paredes do primeiro pavimento é feita por meio de uma rede de elementos lineares, ao invés dos elementos finitos planos como os usados por Nunes (2011). O método de discretização das paredes do primeiro pavimento para a consideração do efeito arco e outros refinamentos em relação ao modelo de pórtico tridimensional original de Yagui (1978) são abordados neste capítulo após a apresentação da geometria básica do modelo.

3.1.1 Geometria do modelo

No modelo de pórtico tridimensional, cada parede do edifício é representada por uma barra vertical flexível fixada a um par de barras horizontais rígidas em sua base e em seu topo, conforme a Figura 3.1.

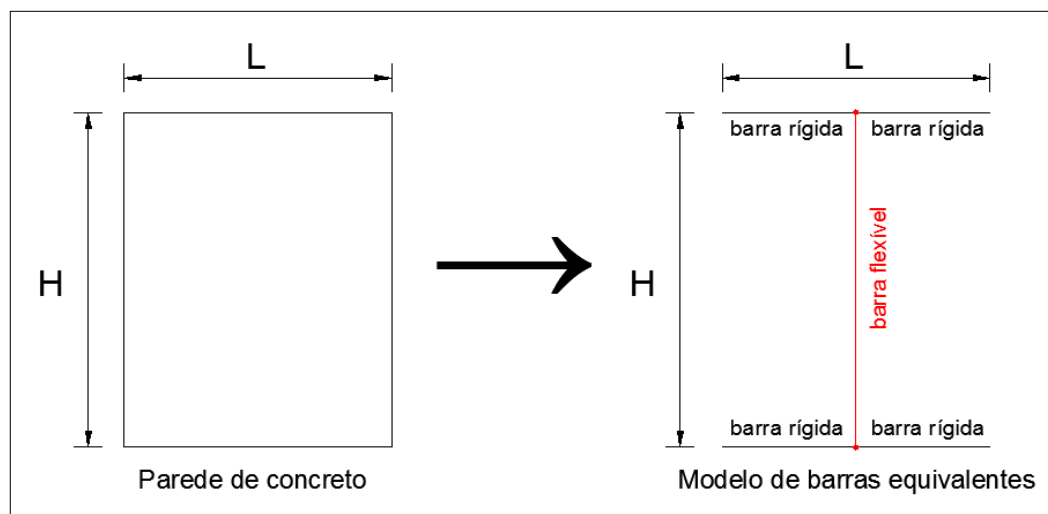


Figura 3.1: Discretização de uma parede por meio de barras. (Fonte: adaptado de Corelhano, 2010)

Na Figura 3.1 “L” é o comprimento da parede em planta e “H” é a distância vertical entre dois pés-direitos sucessivos, de piso a piso. A barra vertical possui as características elástico-geométricas da parede representada e tem seu eixo longitudinal posicionado verticalmente no centro de gravidade da seção retangular da parede, sendo seu comprimento igual à distância entre pés-direitos sucessivos (H). As barras verticais são elementos finitos de barra tridimensional e possuem seis graus de liberdade em cada extremidade, sendo três translações e três rotações.

Às extremidades da barra vertical, são ligadas barras horizontais rígidas dispostas ao nível dos pavimentos que simulam a dimensão da parede em planta e a interação entre as paredes que se interceptam. As barras horizontais possuem grande rigidez à flexão no plano da parede.

Corrêa (1991) recomenda que o valor adotado para a rigidez das barras horizontais seja suficientemente grande para simular o efeito do trecho rígido, porém sem ser tão elevado ao ponto de perturbar a estabilidade numérica da solução. Nunes (2011) indica a utilização de uma barra com a rigidez equivalente à de uma parede da edificação, ou seja, com dimensões de seção, largura e altura iguais à espessura e ao pé-direito, respectivamente.

No presente trabalho foi constatada a necessidade de usar valores um pouco mais altos para a rigidez das barras horizontais do que os valores indicados por Nunes (2011). Desta forma, as dimensões de seção das barras horizontais foram mantidas como sendo iguais à espessura e ao pé-direito das paredes, porém o valor do módulo de elasticidade do material das barras que representam as paredes foi multiplicado por cem.

A ligação entre as paredes é feita por meio de conexões articuladas. Desta forma há apenas o desenvolvimento de esforços verticais, ou seja, esforço cortante nas ligações. Portanto, o único grau de liberdade associado à extremidade das barras horizontais é a translação vertical, conforme representado na Figura 3.2.

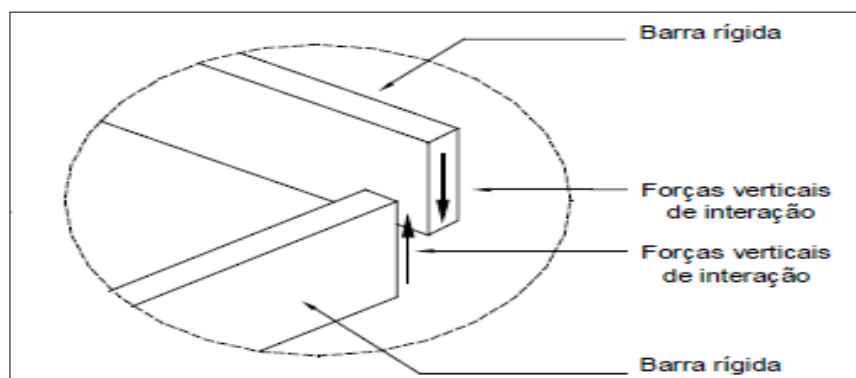


Figura 3.2: Forças de interação na interseção das barras horizontais rígidas. (Fonte: Pereira, 1997)

Substituindo-se cada trecho de parede por suas barras verticais e horizontais equivalentes, obtêm-se vários pórticos planos. Os diversos pórticos planos interligados constituem o pórtico tridimensional, conforme é mostrado na Figura 3.3. Os pórticos planos são travados horizontalmente aos níveis dos pisos por diafragmas rígidos que simulam as lajes de concreto. Desta forma, não há distorções angulares entre as paredes que compõem os pórticos. A variação da espessura das paredes entre pavimentos e a sua descontinuidade podem ser consideradas na modelagem.

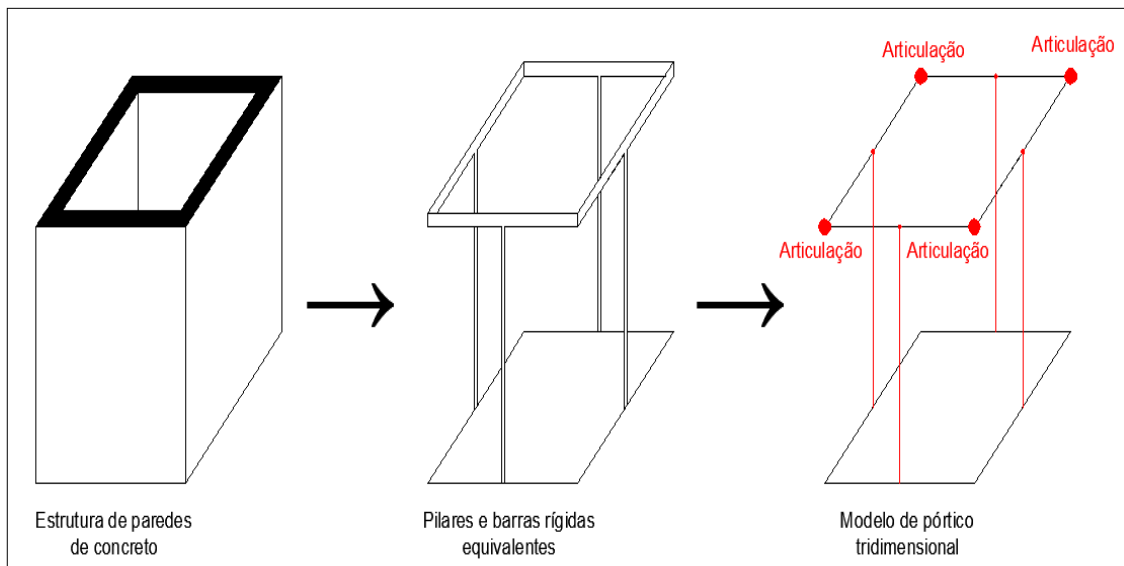


Figura 3.3: Discretização das paredes de concreto em elementos de barra. (Fonte: adaptado de Corelhan, 2010)

3.1.2 Lintéis

Os lintéis são os trechos de paredes existentes acima de aberturas de portas e janelas. A inclusão dos lintéis no pórtico tridimensional aumenta de maneira significativa a rigidez do modelo estrutural frente às ações horizontais. Os lintéis são representados por elementos de barras horizontais cujas extremidades se unem monoliticamente às extremidades das barras horizontais rígidas que ligam as paredes do pórtico, conforme é representado na Figura 3.4. São utilizadas duas barras verticais para representar os dois trechos de parede adjacentes à porta e uma barra horizontal flexível para o lintel sobre a porta.

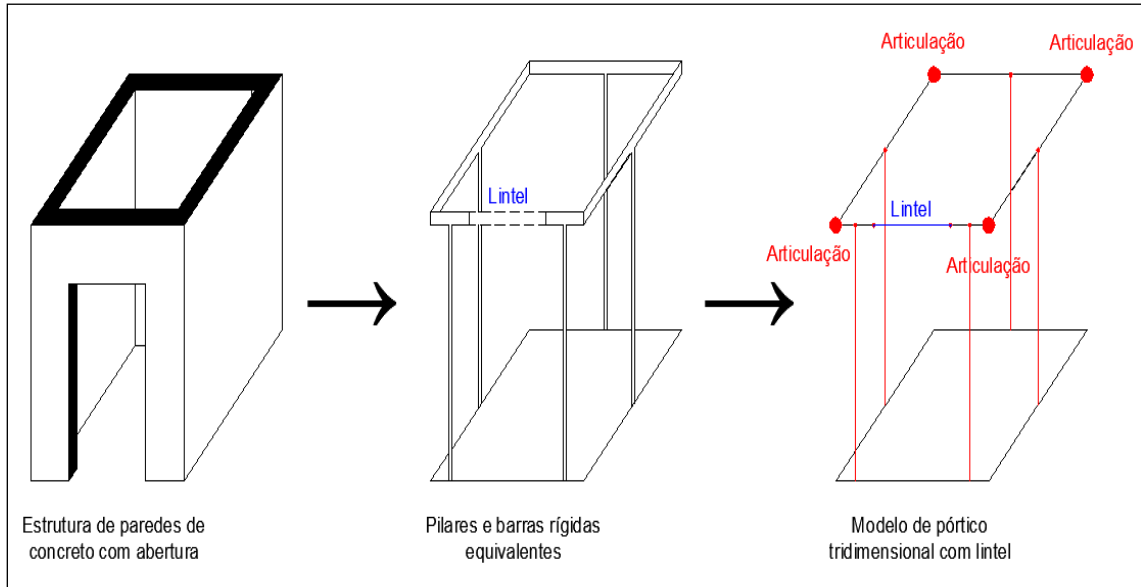


Figura 3.4: Discretização de paredes com aberturas. (Fonte: adaptado de Corelhan, 2010)

As extremidades das barras horizontais rígidas às quais os lintéis estão ligados não podem ser articuladas, pois, neste caso, não haveria a contribuição dos lintéis no modelo. Os elementos de barra que representam os lintéis possuem rigidez axial muito elevada devido à presença das lajes que são consideradas como diafragmas rígidos em seus planos. Os valores de rigidez adotados para os lintéis são obtidos considerando-se suas dimensões reais de altura e espessura (Figura 3.5) e as características efetivas do material constituinte.

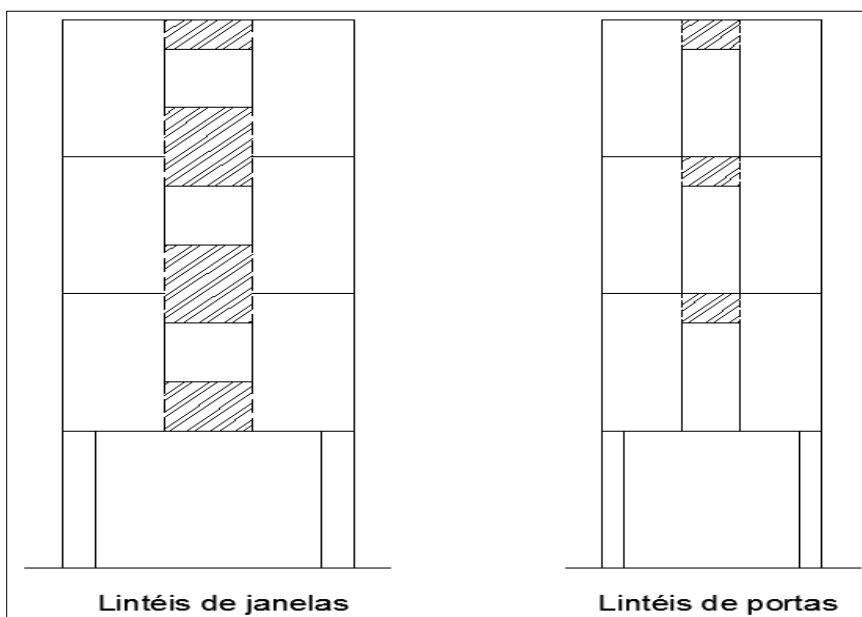


Figura 3.5: Lintéis de aberturas em paredes.

O elemento de barra que representa o lintel e as suas coordenadas locais de deslocamento são mostradas na Figura 3.6.

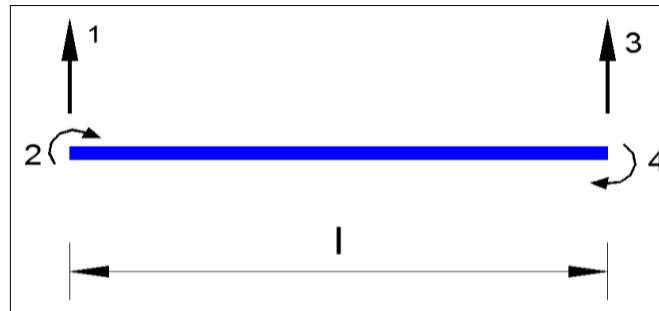


Figura 3.6: Coordenadas locais dos lintéis e vinculações. (Fonte: Pereira, 2000)

Segundo Nascimento Neto (1999), a consideração dos lintéis no modelo de pórtico tridimensional aumenta significativamente a rigidez global da estrutura, diminuindo os deslocamentos horizontais e redistribuindo os esforços entre os painéis de contraventamento. Quando os lintéis são incluídos no modelo, deve-se garantir sua resistência aos esforços existentes. Portanto, torna-se necessária a verificação dos lintéis à flexão e ao cisalhamento, eventualmente provendo-os de armaduras adicionais às necessárias para a absorção de cargas verticais.

3.1.3 Deformação por cisalhamento

Em elementos lineares curtos, como as barras que representam as paredes de concreto no modelo de pórtico tridimensional, os efeitos causados pela deformação por cisalhamento podem ser significativos na análise estrutural. A NBR 16055 (ABNT, 2012) exige que a deformação por cisalhamento seja considerada em modelos que utilizem elementos lineares para representar as paredes.

No modelo de pórtico tridimensional, as deformações por cisalhamento são consideradas modificando-se as matrizes de rigidez das barras verticais que representam o comportamento das paredes. Para modificar as matrizes de rigidez das barras é necessário calcular as áreas de

cisalhamento das paredes. A área de cisalhamento é calculada conforme a equação (3.1). Em elementos que possuem seção transversal retangular, como as paredes dos edifícios estudados neste trabalho, o fator de forma da seção é igual a 1,2.

$$A_s = \frac{A}{c} \quad (3.1)$$

sendo:

A_s - área de cisalhamento;

A - é a área da seção transversal da parede;

c - é o fator de forma da seção.

Neste trabalho não foi preciso modificar as matrizes de rigidez dos elementos finitos das barras, pois a consideração da deformação por cisalhamento é feita de maneira automática como um padrão do programa SAP 2000 durante a análise estrutural.

3.1.4 Diafragma rígido

Em edifícios de paredes de concreto é razoável admitir que as lajes atuem como diafragmas rígidos em seu próprio plano na distribuição das ações entre as paredes, pois o processo construtivo adotado para as lajes é compatível com essa suposição. As lajes são concretadas em conjunto com as paredes, tornando o sistema monolítico. Além disto, geralmente, são usadas telas soldadas como armaduras para as lajes, caracterizando a laje como armada em duas direções ortogonais, o que favorece o seu comportamento como diafragma.

A consideração de diafragma rígido no plano das lajes dos edifícios faz com que haja a compatibilização dos deslocamentos de todos os nós contidos no nível de cada laje, desta forma, simulando a grande rigidez das lajes às deformações em seu plano. Neste trabalho, a consideração de diafragma rígido é feita em todos os pavimentos dos edifícios por meio de uma opção específica de modelagem do programa SAP 2000.

3.2 DISCRETIZAÇÃO DAS PAREDES DO PRIMEIRO PAVIMENTO

Como visto no Capítulo 2, a distribuição de cargas verticais ao longo da altura das paredes apoiadas sobre vigas não ocorre de maneira uniforme, mas em forma de um arco atirantado onde as cargas das paredes tendem a migrar diretamente para os apoios. Desta maneira, não é possível contemplar o efeito arco usando o modelo original de pórtico tridimensional proposto por Yagui. Para incluir o fenômeno no modelo estrutural se torna necessária uma discretização plana das paredes dos primeiros pavimentos. Um dos objetivos deste trabalho foi evitar a utilização de elementos finitos planos para discretizar as paredes dos primeiros pavimentos. Desta forma, os modelos de bielas e tirantes são uma alternativa possível para analisar o fluxo de tensões nas paredes usando somente elementos lineares.

Paredes de concreto são estruturas constituídas unicamente de regiões chamadas descontínuas, onde a distribuição de deformações é significativamente não linear. Uma forma satisfatória de analisar o fluxo interno de tensões nas regiões descontínuas é pelo uso de modelos de bielas e tirantes.

Modelos de bielas e tirantes são usados no dimensionamento de elementos estruturais como paredes, blocos e vigas altas. Nos modelos de bielas e tirantes, o elemento estrutural é substituído por uma treliça equivalente, que possui barras comprimidas (bielas) e barras tracionadas (tirantes).

As bielas são idealizações dos campos de compressão no concreto e os tirantes, campos de tensão de tração nas armaduras. O modelo idealizado, que é uma estrutura de barras, concentra todas as tensões em barras comprimidas e tracionadas, ligando-as por meio de nós. (Silva e Giongo, 2000)

O uso de modelos de bielas e tirantes exige um nível adequado de experiência do projetista para que a treliça engendrada seja adequada. Os modelos tradicionais de bielas e tirantes só conseguem determinar a capacidade limite do elemento, não sendo possível verificar o comportamento do elemento na fase de serviço. Além disso, a determinação das áreas de seção transversal das bielas e dos tirantes, bem como das dimensões dos nós não é simples.

Outro problema importante é a dificuldade em se automatizar ou generalizar o processo, pois os modelos precisam ser determinados individualmente para cada parede.

Para generalizar os modelos de bielas e tirantes, resgata-se o trabalho pioneiro de Hrennikoff (1941), no qual o autor propõe um método discreto para resolver de maneira aproximada vários tipos de problemas de análise estrutural dentro da elasticidade. O método tem o nome original de “*framework method*” e a sua ideia básica é de substituir o material contínuo do elemento elástico estudado por uma rede de barras dispostas de acordo com um padrão definido, sendo que as propriedades elásticas das barras dependem do tipo de problema em estudo. Os esforços são distribuídos nas barras da rede e o fluxo de tensões no elemento original pode ser obtido. O autor estudou problemas de flexão de placas, flexão de cascas cilíndricas, e o estado geral de tensões. Para a resolução de problemas envolvendo o estado plano de tensões, Hrennikoff propôs alguns padrões de rede e equações para o cálculo das áreas das barras.

O trabalho pioneiro de Hrennikoff (1941) serviu de base para o desenvolvimento de vários outros modelos similares usados na análise e no dimensionamento de estruturas, bem como na obtenção de modelos de bielas e tirantes. Os modelos atuais são chamados de modelos de microtreliça (*micro truss models*) podendo ser usados na análise não linear de elementos estruturais de concreto armado. Em relação aos modelos de microtreliça podem ser citados os trabalhos de Salem (2004) e mais recentemente o trabalho de Nagarajan (2009).

Neste trabalho foi utilizado um padrão de rede treliçada proposto por Hrennikoff (1941) que possui como elemento básico um quadrado com duas barras diagonais em seu interior. A escolha se deve à simplicidade e praticidade de uso deste elemento quadrado quando da discretização das paredes dos edifícios estudados. A partir deste ponto passamos a nos referir ao modelo escolhido de Hrennikoff simplesmente como “modelo de treliça”.

O elemento básico da rede mostrado na Figura 3.7 é composto por quatro nós, duas barras horizontais, duas barras verticais e duas barras diagonais. As barras horizontais e verticais resistem aos esforços normais em suas respectivas direções. As barras diagonais são responsáveis por resistir ao cisalhamento através de um mecanismo em que uma das barras diagonais é comprimida enquanto a outra é tracionada. As barras devem ter suas extremidades articuladas ou a sua rigidez à flexão anulada. Segundo Hrennikoff (1941), este padrão é adequado para materiais que possuem o coeficiente de Poisson de 0,33. O valor do coeficiente

de Poisson de 0,33 para o paredes de concreto armado se justifica pelo fato do coeficiente variar de 0,20 a 0,40 do estado elástico até o estado de ruptura (Nagarajan, 2009).

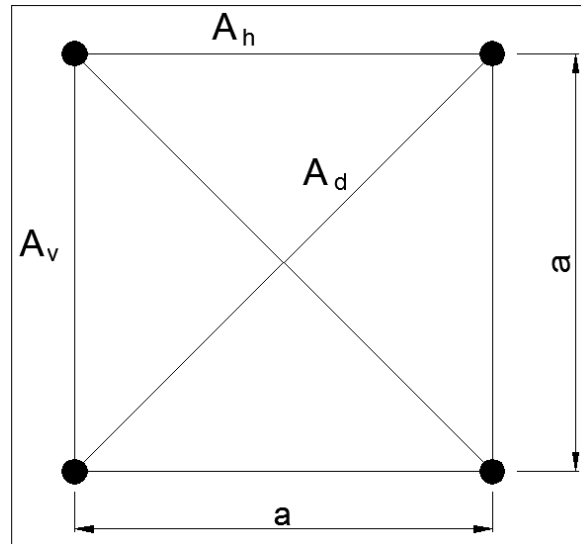


Figura 3.7: Elemento básico da rede treliçada.

O cálculo das áreas da seção transversal das barras é feito com as equações (3.2) e (3.3).

$$A_v = A_h = \frac{3}{4} at \quad (3.2)$$

$$A_d = \frac{3}{4\sqrt{2}} at \quad (3.3)$$

sendo:

A_v e A_h - áreas da seção transversal das barras verticais e horizontais respectivamente;

A_d - área da seção transversal das barras diagonais;

a - comprimento das barras horizontais ou verticais do elemento básico;

t - espessura da parede que está sendo discretizada.

As equações para o cálculo das áreas são referentes às barras posicionadas em regiões internas da rede. Para as barras verticais e horizontais posicionadas no contorno da rede o valor das áreas a ser adotado é igual à metade do valor calculado com a equação (3.2). As barras diagonais serão sempre barras internas e por isso suas áreas serão sempre calculadas com a equação (3.3). Quando existirem aberturas nas paredes, como janelas e portas, as barras verticais e horizontais que contornam as aberturas também devem ter suas áreas reduzidas. Não há indicação sobre qual deve ser o comprimento mínimo do elemento básico (a) e, por isso, recomenda-se a execução de testes com várias densidades de rede em modelos básicos preliminares para chegar a um valor adequado para o problema em estudo. Neste trabalho, após testes com várias densidades de rede, optou-se pela adoção de um elemento com 20 cm de comprimento.

Utilizando-se do elemento básico, o modelo de treliça é montado, seguindo as formas da parede. O modelo de treliça deve manter as condições de contorno originais da parede e os carregamentos devem ser aplicados aos nós dos elementos conforme é mostrado na Figura 3.8.

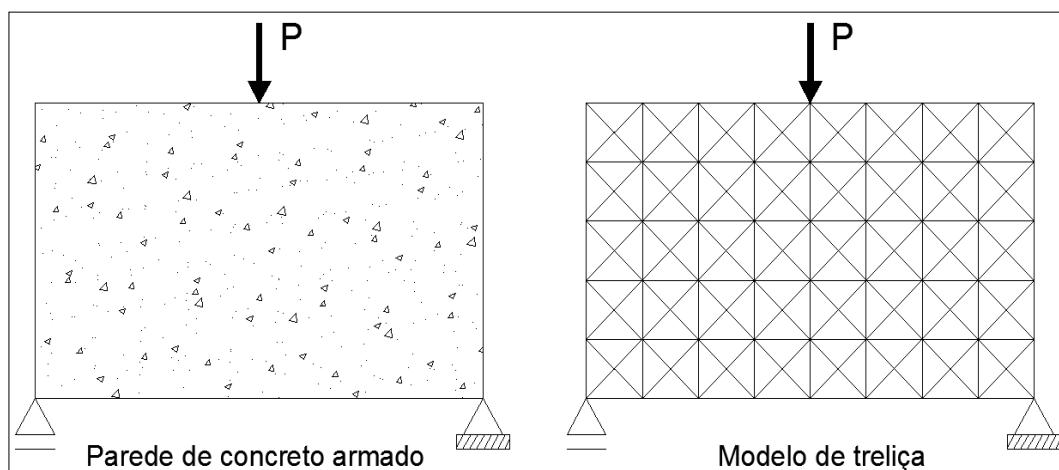


Figura 3.8: Modelo de treliça para uma parede de concreto.

Com o modelo de treliça é possível também simular a presença de armaduras da parede, por meio do aumento da rigidez das barras de treliça que se encontram na posição dos vergalhões nas paredes. No Apêndice A se encontram figuras que ilustram a alteração do fluxo de tensões em paredes sobre vigas de concreto no discretizadas com o modelo de treliça.

Os edifícios de paredes de concreto estudados neste trabalho tiveram somente as paredes do primeiro pavimento, que são apoiadas sobre vigas, discretizadas com o modelo de treliça. A Figura 3.9 representa a maneira pela qual se dá a junção do modelo de pórtico tridimensional com o modelo de treliça.

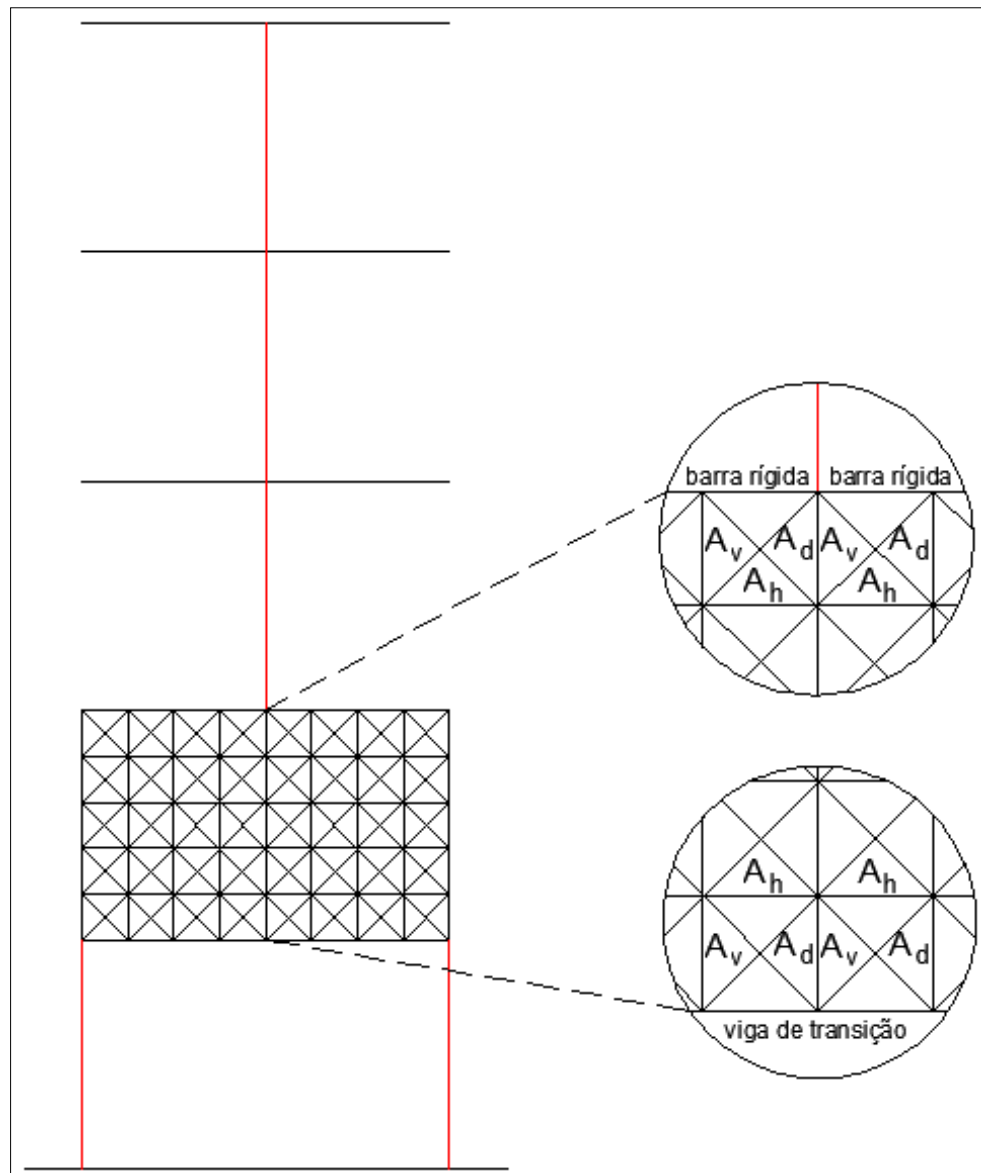


Figura 3.9: Pórtico tridimensional com modelo de treliça.

Uma barra horizontal rígida é posicionada na transição entre o pórtico tridimensional e o modelo de treliça. Isto é feito para evitar que o carregamento das paredes acima do primeiro pavimento seja concentrado em apenas um nó da rede treliçada. Desta forma o carregamento

das paredes é distribuído ao longo de todo o comprimento da rede treliçada. Na região inferior do modelo de treliça, as barras horizontais são substituídas por uma barra com as propriedades das vigas de transição ou vigas baldrame que suportam as paredes no primeiro pavimento. As barras rígidas da transição entre os modelos e as barras que representam as vigas de transição não devem ter suas extremidades articuladas. Os pilares que sustentam as vigas de transição são modelados com barras e, inicialmente, tem suas bases engastadas.

Para obter o esforço normal nas paredes do primeiro pavimento, para cada parede, é necessário somar os valores da projeção vertical das forças axiais de cada barra de treliça pertencente à última linha de células (base das paredes). Para recuperar os valores de esforço cortante é preciso somar os valores da projeção horizontal das forças axiais de cada barra de treliça pertencente à última linha de células. Se for necessário obter os momentos fletores das paredes, deve-se realizar o somatório dos produtos dos valores da projeção vertical da força axial de cada barra da última linha de células da parede pelas distâncias da linha de ação das forças até o centro da parede (braços de alavanca).

3.3 MODELO DE ANÁLISE DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA

O modelo de interação solo-estrutura utilizado neste trabalho é o modelo iterativo apresentado em Aoki (1987). Optou-se pelo modelo de Aoki principalmente porque tal modelo já é utilizado com bons resultados por outros pesquisadores. Além disso, ele possui características que tornam mais simples tanto a sua programação, quanto a sua utilização em comparação a outros métodos que utilizam elementos finitos ou elementos de contorno.

Neste estudo, o modelo de Aoki foi automatizado por meio da elaboração do programa ISE 1.0 que realiza o cálculo de coeficientes de rigidez a serem aplicados nos apoios da estrutura. A estrutura do programa ISE 1.0 é apresentada com detalhes ainda neste capítulo.

O procedimento proposto por Aoki (1987) é o seguinte:

- As reações nos apoios da superestrutura são determinadas realizando-se o cálculo estrutural convencional da estrutura considerando a hipótese dos apoios serem indeslocáveis;

- As reações nos apoios (esforços axiais e momentos) são aplicadas como cargas sobre os blocos de coroamento das estacas. É feito o cálculo inicial da distribuição das cargas axiais nas estacas de cada bloco utilizando-se o método de Schiel (1957), desconsiderando o atrito entre os fustes das estacas e o solo e desconsiderando a existência de uma camada compressível de solo entre a estaca e o nível indeslocável;
- A capacidade de carga das estacas é determinada pelo método Aoki e Velloso (1975), tendo como base os resultados obtidos pela sondagem à percussão do terreno, com a realização dos ensaios de SPT;
- Os diagramas de atrito lateral e de esforço normal das estacas são determinados;
- O encurtamento elástico do fuste das estacas, como peças estruturais submetidas à compressão, é determinado por meio de uma metodologia adaptada de Aoki (1979), tendo como base os valores de resistência lateral e de capacidade de carga das estacas determinados pelo método Aoki e Velloso;
- O recalque do solo, na base de cada estaca é calculado considerando-se o efeito de grupo de estacas através do método Aoki e Lopes (1975);
- Novos valores de rigidez são calculados para cada estaca, dividindo-se a carga axial inicial aplicada pelo recalque total (soma do encurtamento elástico e do recalque do solo);
- O cálculo da distribuição das cargas dos blocos para as estacas de cada bloco é refeita, considerando-se os novos valores de rigidez das estacas;
- Este procedimento é repetido em um processo iterativo até que haja a convergência dos valores de cargas axiais das estacas entre duas iterações sucessivas com uma tolerância desejada;
- Os valores de rigidez das estacas são calculados a partir das cargas axiais finais obtidas da última iteração e as deformações de cada bloco são determinadas;
- Os coeficientes de rigidez, também conhecidos como coeficientes de mola de cada apoio, são calculados dividindo-se as reações de cada apoio (V_x , M_y , M_z) pelas deformações de cada bloco (δ_x , θ_y , θ_z), conforme é indicado na Figura 3.10;

- Os coeficientes de rigidez calculados são impostos nos apoios da superestrutura. A superestrutura é então recalculada para se determinarem novas reações nos apoios (cargas nos blocos);
- Todo o procedimento é repetido até que haja a convergência dos valores das reações ou dos recalques obtidos entre duas iterações consecutivas com uma tolerância preestabelecida.

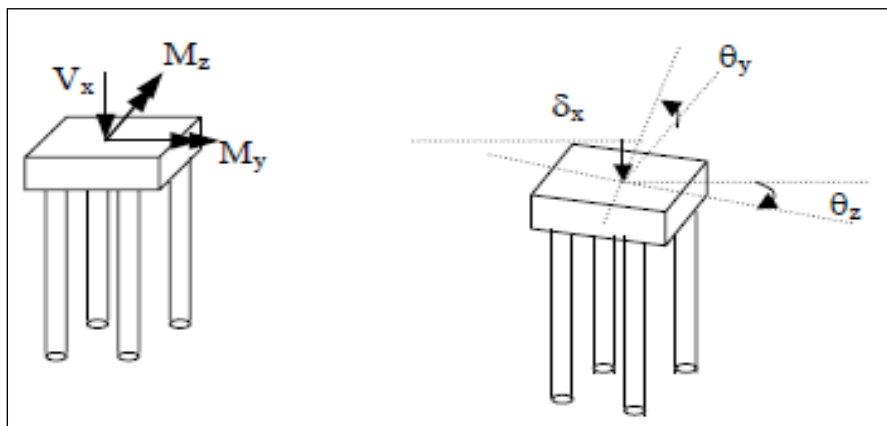


Figura 3.10: Reações, translação e rotações nos blocos de estacas. (Fonte: Iwamoto, 2000)

No processo, as rigidezes calculadas não representam simplesmente molas isoladas, mas rigidezes que dependem dos deslocamentos do solo e do grupo de estacas, garantindo a representação da continuidade do solo no meio avaliado. Ao contrário do que acontece no processo iterativo de Chamecki, no método de Aoki não são impostos recalques na base da superestrutura. Com isso, evitam-se perturbações na resolução do modelo matemático da estrutura. Segundo Iwamoto (2000), a imposição de recalques nos apoios torna lenta a resolução do processo iterativo de Chamecki e, em alguns casos, o modelo não converge para a solução correta.

A seguir são detalhadas as principais características dos métodos utilizados pelo modelo de Aoki e pelo programa ISE 1.0.

3.3.1 Método de Schiel para distribuição das forças nas estacas

O bloco de coroamento é um elemento estrutural usado para distribuir o carregamento proveniente da estrutura às estacas. A distribuição das cargas nas estacas dos blocos de coroamento é determinada utilizando-se o método apresentado por Schiel (1957). Trata-se de um método elástico que pressupõe as seguintes hipóteses:

- As estacas são consideradas como hastes birrotuladas, portanto só recebem força normal de compressão ou tração;
- O bloco de coroamento é infinitamente rígido, portanto suas deformações são muito pequenas em relação à deformação das estacas, podendo ser desprezadas;
- O deslocamento no topo de cada estaca é proporcional à força axial aplicada na estaca, isto é, supõe-se comportamento elástico do conjunto estaca-solo;
- Não ocorre flambagem nas estacas, pois a contenção lateral do maciço de solo apresenta resistência suficiente e consideram-se somente cargas estáticas;
- O material da estaca obedece à lei de Hooke;
- Não é levada em consideração a contribuição do bloco na transferência do carregamento para o terreno, ou seja, não se considera o bloco atuando como sapata rasa.

O principal problema deste método é o de não considerar o atrito existente entre o fuste e o solo e não levar em conta a possível existência de camadas compressíveis de solo entre a base da estaca e a rocha. Para superar esta limitação e tornar possível aplicar o método nos casos gerais onde há a deformação do fuste devido ao atrito com o solo, bem como o deslocamento da estaca no maciço de solo, pode-se aproximar a rigidez das estacas dentro de um processo iterativo (Iwamoto, 2000). A primeira aproximação das cargas nas estacas é obtida considerando-as como sendo apoiadas em uma camada indeslocável.

Adota-se um sistema local de coordenadas composto por eixos cartesianos X, Y e Z cuja origem coincida preferencialmente com o centroide do bloco de coroamento. O eixo X é

vertical com sentido positivo dirigido para baixo e tem como origem o topo do bloco (Figura 3.11). Faz-se isso para cada bloco individualmente.

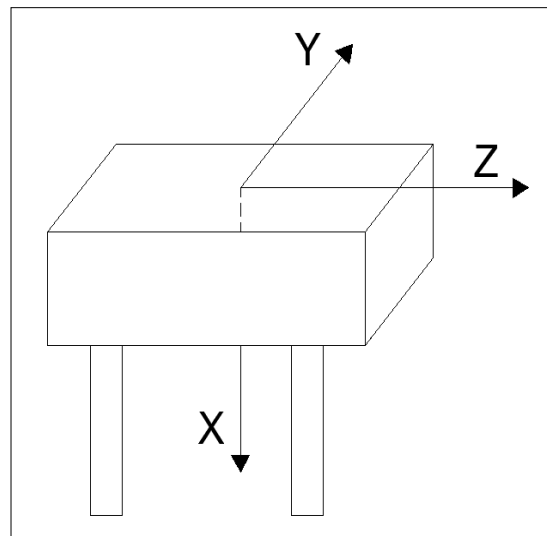


Figura 3.11: Eixos de referência dos blocos de coroamento (sistema local das estacas)

O carregamento proveniente da estrutura é reduzido à origem do sistema de eixos adotado para cada bloco (Figura 3.12) e são obtidos, os vetores de cargas $\{R\}$ definidos em (3.4).

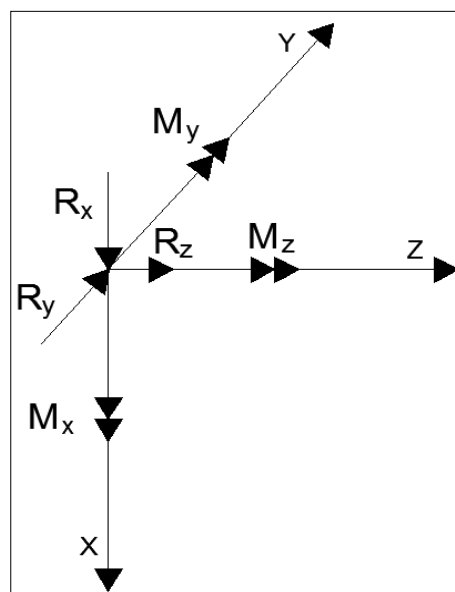


Figura 3.12: Carregamento reduzido ao centro do bloco de coroamento

$$\{R\} = \begin{bmatrix} R_x \\ R_y \\ R_z \\ M_x \\ M_y \\ M_z \end{bmatrix} \quad (3.4)$$

sendo:

R_x - componente da resultante da força na direção X (vertical);

R_y - componente da resultante da força na direção Y;

R_z - componente da resultante da força na direção Z;

M_x - momento da resultante em relação ao eixo X;

M_y - momento da resultante em relação ao eixo Y;

M_z - momento da resultante em relação ao eixo Z.

Em seguida, definem-se as coordenadas x_i , y_i , z_i tomando-se os pontos “i” nos centroides das seções transversais dos topos das estacas em relação aos sistemas locais de coordenadas dos blocos aos quais as estacas pertencem. Além das coordenadas do centro das estacas, determinam-se também os ângulos α_i e ω_i , que são o ângulo de cravação da estaca e o ângulo que a projeção da estaca em planta faz com o eixo Y, respectivamente (Figura 3.13).

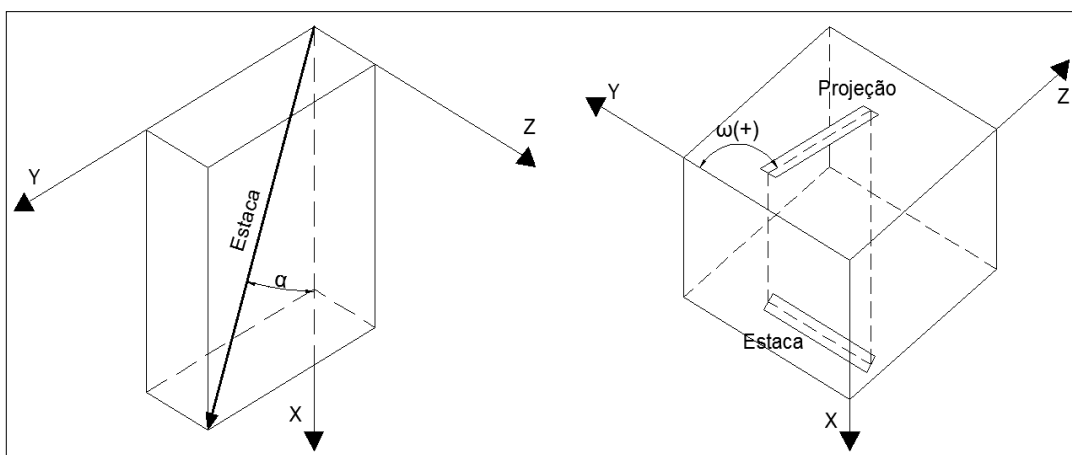


Figura 3.13: Medidas dos ângulos α e ω das estacas.

Com a definição destas informações, montam-se as matrizes [P] para cada bloco, que são formadas por vetores diretores e pelos momentos dos vetores em relação aos eixos coordenados de cada estaca que compõe o bloco. As componentes das matrizes [P] são dadas em (3.5). As componentes em (3.5) são determinadas com as equações (3.6), (3.7), (3.8), (3.9), (3.10) e (3.11).

$$[P] = \begin{bmatrix} p_{x1} & p_{x2} & p_{x3} & \cdots & p_{xn} \\ p_{y1} & p_{y2} & \cdot & & p_{yn} \\ p_{z1} & p_{z2} & \cdot & & p_{zn} \\ p_{a1} & p_{a2} & \cdot & & p_{an} \\ p_{b1} & p_{b2} & \cdot & & p_{bn} \\ p_{c1} & p_{c2} & \cdot & & p_{cn} \end{bmatrix} \quad (3.5)$$

$$p_{xi} = \cos \alpha_i \quad (\text{cosseno diretor X}) \quad (3.6)$$

$$p_{yi} = \sin \alpha_i \cos \omega_i \quad (\text{cosseno diretor Y}) \quad (3.7)$$

$$p_{zi} = \sin \alpha_i \sin \omega_i \quad (\text{cosseno diretor Z}) \quad (3.8)$$

$$p_{ai} = y_i p_{zi} - z_i p_{yi} \quad (\text{momento em torno do eixo X}) \quad (3.9)$$

$$p_{bi} = z_i p_{xi} - x_i p_{zi} \quad (\text{momento em torno do eixo Y}) \quad (3.10)$$

$$p_{ci} = x_i p_{yi} - y_i p_{xi} \quad (\text{momento em torno do eixo Z}) \quad (3.11)$$

Calcula-se a matriz de rigidez [S] para cada bloco por meio do somatório apresentado na equação (3.12).

$$S_{gh} = S_{hg} = \sum_1^n S_i * p_{gi} * p_{hi} \quad (3.12)$$

sendo:

n - quantidade de estacas do bloco;

i - número da estaca;

S_i - rigidez da estaca.

Substituindo-se sucessivamente os valores de (3.13) e (3.14) na equação (3.12) obtêm-se as componentes da matriz de rigidez do bloco de estacas $[S]$. A matriz $[S]$ de um bloco é definida em (3.15). O número total de matrizes de rigidez é igual ao número total de blocos de estacas na fundação.

$$g = x, y, z, a, b, c \quad (3.13)$$

$$h = x, y, z, a, b, c \quad (3.14)$$

$$[S] = \begin{bmatrix} S_{xx} & S_{xy} & S_{xz} & S_{xa} & S_{xb} & S_{xc} \\ S_{yx} & S_{yy} & S_{yz} & S_{ya} & S_{yb} & S_{yc} \\ S_{zx} & S_{zy} & S_{zz} & S_{za} & S_{zb} & S_{zc} \\ S_{ax} & S_{ay} & S_{az} & S_{aa} & S_{ab} & S_{ac} \\ S_{bx} & S_{by} & S_{bz} & S_{ba} & S_{bb} & S_{bc} \\ S_{cx} & S_{cy} & S_{cz} & S_{ca} & S_{cb} & S_{cc} \end{bmatrix} \quad (3.15)$$

Como rigidez da estaca (S_i), pode-se usar o valor relativo da rigidez (s_i), escolhendo a rigidez de uma das estacas do bloco como rigidez de referência. Se for considerado que todas as estacas de um mesmo bloco têm a mesma rigidez (mesma seção, mesmo comprimento e material), então todas as estacas terão $s_i = 1$.

Calcula-se o vetor $\{V\}$ dos deslocamentos para cada bloco com a equação (3.16).

$$\{V\} = [S]^{-1} * \{R\} \quad (3.16)$$

A ordem das componentes do vetor dos deslocamentos é definida em (3.17).

$$\{V\} = \begin{bmatrix} V_x \\ V_y \\ V_z \\ V_a \\ V_b \\ V_c \end{bmatrix} \quad (3.17)$$

sendo:

v_x - translação do bloco na direção X;

v_y - translação do bloco na direção Y;

v_z - translação do bloco na direção Z;

v_a - rotação do bloco em torno do eixo X;

v_b - rotação do bloco em torno do eixo Y;

v_c - rotação do bloco em torno do eixo Z.

Por fim calcula-se a força axial N em cada estaca de um bloco pela equação (3.18).

$$N_i = S_i * [P]^T * \{V\} \quad (3.18)$$

Com o conhecimento das forças em cada estaca nesta primeira aproximação é possível proceder ao cálculo do encurtamento elástico do fuste e o cálculo dos recalques do solo na base das estacas. Os valores de encurtamento elástico e de recalque do solo são somados para cada estaca, constituindo o recalque total da estaca (δ_i). É possível calcular novos valores de rigidez S_i para as estacas dividindo-se a carga nas estacas pelo recalque total, conforme a equação (3.19).

$$S_i^{(n)} = \frac{N_i^{(n-1)}}{\delta_i^{(n)}} \quad (3.19)$$

sendo:

$S_i^{(n)}$ - rigidez da estaca i da iteração n ;

$N_i^{(n-1)}$ - força axial na estaca i da iteração anterior à n ;

$\delta_i^{(n)}$ - recalque total na estaca i da iteração n ;

n - iteração atual.

Com os novos valores de rigidez das estacas, $(S_i^{(n)})$, são calculadas novas matrizes de rigidez com a equação (3.12). Em seguida, são determinados novos vetores de deslocamentos dos blocos $\{V\}$. O vetor de carregamento externo $\{R\}$ continua o mesmo. Com os novos vetores $\{V\}$ são determinadas as novas forças N das estacas com a equação (3.18).

Este procedimento é repetido até que haja a convergência dos valores de forças axiais das estacas entre duas iterações sucessivas dentro de uma tolerância desejada. Uma simplificação adotada neste processo é que o efeito de grupo não é levado em conta na obtenção dos diagramas de transferência de força usados no cálculo do encurtamento elástico e do recalque do solo. Os diagramas são obtidos considerando-se as estacas isoladas (Iwamoto, 2000).

Ao fim do processo iterativo, as rigidezes equivalentes de cada apoio, também conhecidas como coeficientes de mola, podem ser calculadas dividindo-se as forças de cada bloco (vetores $\{R\}$) pelos deslocamentos correspondentes de cada bloco (vetores $\{V\}$).

3.3.2 Capacidade de carregamento das estacas

Para que se realize o cálculo do encurtamento elástico do fuste de cada estaca e também o cálculo do recalque do solo pelo método Aoki e Lopes é preciso que se determinem as parcelas de força que são transferidas pelo fuste e pela base das estacas que dependem da forma como a força aplicada no topo da estaca será transmitida para o solo.

A força axial aplicada na estaca é transferida para o solo em duas parcelas. A primeira parcela é transferida ao solo ao longo do fuste da estaca através do atrito lateral entre o fuste da estaca e o solo da fundação e é chamada de resistência lateral (R_L). A segunda parcela é transferida pela ponta da estaca como pressão de contato com o solo e é chamada de resistência de ponta da estaca (R_P).

A resistência lateral (R_L) é calculada por meio do somatório das forças reativas por atrito lateral nos diversos segmentos da estaca com a equação (3.20). O fuste das estacas é dividido em segmentos associados às camadas do solo que envolve a estaca.

$$R_L = U \sum (r_L \Delta_L) \quad (3.20)$$

sendo:

R_L - resistência lateral da estaca;

U - perímetro do fuste da estaca;

r_L - forças de atrito lateral nos segmentos do fuste da estaca;

Δ_L - comprimentos dos segmentos do fuste da estaca.

O perímetro do fuste (U) depende do tipo de estaca utilizada. Os comprimentos dos segmentos do fuste da estaca (Δ_L) dependem do comprimento da camada de solo que estão sendo representados. As forças de atrito lateral (r_L) de cada segmento são parâmetros geotécnicos calculados com o método Aoki e Velloso.

A resistência de ponta (R_P) é calculada pela multiplicação da tensão resistente do solo na ponta da estaca (r_P) pela área da seção transversal da base da estaca (A_P), como é indicado na equação (3.21).

$$R_P = r_P A_P \quad (3.21)$$

sendo:

R_P = resistência de ponta da estaca;

r_P = tensão resistente do solo na ponta da estaca;

A_P = área da seção transversal da base da estaca.

A área da seção transversal da base da estaca (A_P) depende do tipo de estaca utilizada. A resistência de ponta (r_P) é um parâmetro geotécnico determinado com o método Aoki e Velloso.

A soma das duas parcelas de resistência, R_L e R_P , resulta na capacidade de carregamento do elemento de fundação estaca (R), conforme a equação (3.22).

$$R = U \sum (r_L \Delta_L) + (r_P A_P) \quad (3.22)$$

Neste trabalho considera-se que a resistência de ponta das estacas somente é mobilizada após o completo esgotamento da resistência de atrito lateral. Na realidade, esta hipótese não é verdadeira, pois a mobilização da parcela de ponta ocorre desde o início do carregamento juntamente com a mobilização da parcela de atrito lateral. Porém, segundo Cintra e Aoki (2010), antes da mobilização máxima do atrito lateral, geralmente, a mobilização da ponta não é significativa. Desta forma, a hipótese adotada neste trabalho é considerada uma aproximação razoável para os tipos de casos de edifícios abordados.

3.3.3 Método de Aoki e Velloso para capacidade de carga de estacas

O método Aoki-Velloso (1975) permite calcular os dois parâmetros geotécnicos r_L e r_P por meio da correlação dos valores dos parâmetros com o índice de resistência a penetração (N_{SPT}) e demais informações sobre o solo obtidos da sondagem SPT. Os valores dos parâmetros geotécnicos são calculados com as equações (3.23) e (3.24).

$$r_P = \frac{K N_P}{F_1} \quad (3.23)$$

$$r_L = \frac{\alpha K N_L}{F_2} \quad (3.24)$$

Nas equações (3.23) e (3.24), N_P e N_L são, respectivamente, o índice de resistência à penetração na cota de apoio da ponta da estaca e o índice médio de resistência à penetração na camada de solo de espessura Δ_L (Cintra e Aoki, 2010). Os índices de resistência à penetração, bem como, os demais valores dos parâmetros geotécnicos são obtidos considerando-se a sondagem mais próxima à estaca analisada. Os valores de K e α são tabelados sendo dependentes do tipo de solo existente na região onde o estaqueamento está localizado. Os valores de F_1 e F_2 são fatores de correção tabelados que dependem do tipo de estaca analisado.

Uma vez determinados os valores dos parâmetros geotécnicos r_L e r_P , pode-se calcular a capacidade de carregamento de cada estaca pela equação (3.22).

Com o conhecimento dos valores de resistência lateral em cada camada de solo que envolve o fuste da estaca e com a hipótese de que a parcela de ponta só é mobilizada após o esgotamento da resistência lateral total do fuste, é possível construir o diagrama de esforço normal ao longo da estaca por meio de uma metodologia adaptada de Aoki (1979) apresentada em Cintra e Aoki (2010).

3.3.4 Recalques nas estacas

Uma força axial aplicada no topo de uma estaca embutida no solo provoca dois tipos de deformações: o encurtamento elástico da estaca e o recalque do solo abaixo da base da estaca.

O encurtamento elástico é calculado tratando-se a estaca como um elemento estrutural submetido à compressão centrada. O encurtamento calculado equivale ao recalque do topo da estaca (δ_e) considerando a base da estaca mantida imóvel (Cintra e Aoki, 2010) e é determinado com o auxílio do diagrama de esforço normal da estaca.

Os recalques dos estratos de solo abaixo da base da estaca até o nível considerado como indeslocável são calculados pelo método de Aoki e Lopes e somados, resultando no recalque da base da estaca (δ_s).

Considerando-se os dois efeitos, o topo da estaca sofre um deslocamento vertical, denominado recalque total (δ), dado pela equação (3.25).

$$\delta = \delta_e + \delta_s \quad (3.25)$$

3.3.5 Diagrama de força normal e cálculo do encurtamento elástico

O diagrama de força normal representa a forma como uma força axial aplicada (P) é transferida ao longo da estaca. A força normal $P(z)$ tem seu valor máximo (P) no topo da estaca. A força normal diminui ao longo da profundidade (z), devido à transferência de força da estaca para o solo que ocorre por meio da ação lateral em cada camada de solo considerado. Na base da estaca resta a parcela da força que é transferida para o solo pela ponta da estaca (P_p). Admitindo-se que a força axial aplicada no topo da estaca (P) é maior do que a resistência lateral da estaca (R_L) e menor do que a capacidade da estaca (R), e que todo o atrito lateral é mobilizado antes da transferência de força pela ponta da estaca, tem-se a relação exposta em (3.26).

$$P_p = P - \sum R_{Li} < R_p \quad (3.26)$$

sendo:

P_p - parcela da força P transferida pela ponta da estaca;

P - força axial aplicada no topo da estaca;

R_{Li} - parcela da força P transferida por atrito lateral na camada i de solo;

R_p - resistência de ponta da estaca.

Para haver o equilíbrio das forças, a parcela de força transferida pela base da estaca (P_p) não pode superar a sua resistência de ponta (R_p) determinada pelo método Aoki e Velloso.

Com o conhecimento da variação da força normal $P(z)$ nos segmentos do fuste da estaca que correspondem às camadas de solo que circundam a estaca, e com a força P_p , pode-se montar o diagrama simplificado de esforço normal da estaca mostrado na Figura 3.14.

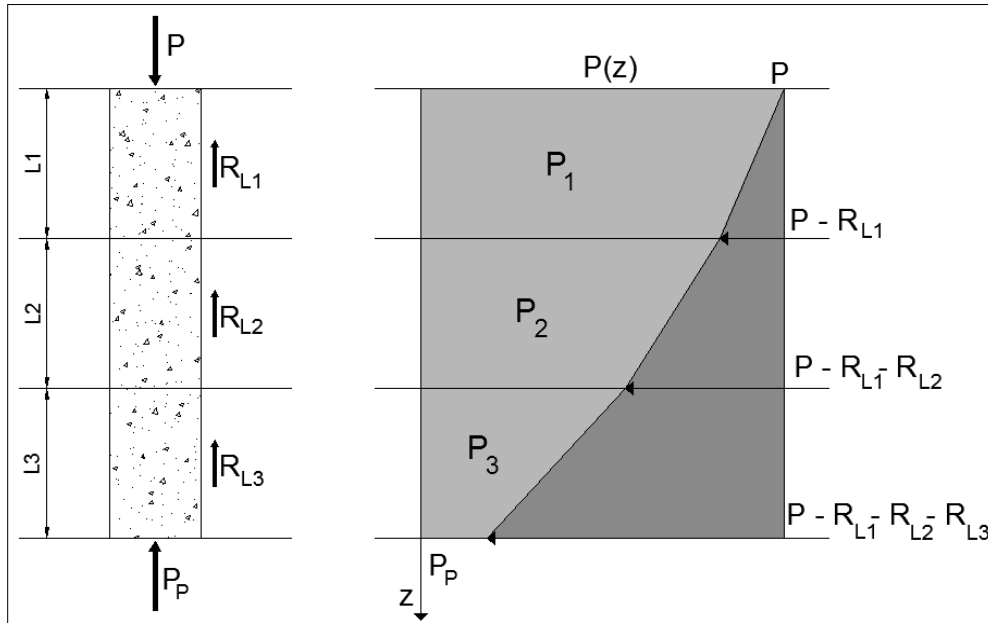


Figura 3.14: Diagrama simplificado de esforço normal da estaca. (Fonte: Cintra e Aoki, 2010)

No diagrama da Figura 3.14, P_1 , P_2 e P_3 são os valores médios da força normal em cada segmento da estaca. Desta forma, a força normal em cada segmento do fuste da estaca é calculada por meio das equações (3.27), (3.28) e (3.29).

$$P_1 = P - \frac{R_{L1}}{2} \quad (3.27)$$

$$P_2 = P - R_{L1} - \frac{R_{L2}}{2} \quad (3.28)$$

$$P_3 = P - R_{L1} - R_{L2} - \frac{R_{L3}}{2} \quad (3.29)$$

Uma vez conhecidos os valores médios da força normal em todos os segmentos da estaca, calcula-se o encurtamento elástico do fuste com a aplicação direta da Lei de Hooke, dada pela equação (3.30).

$$\delta_e = \frac{1}{A E_c} \sum (P_i L_i) \quad (3.30)$$

sendo:

δ_e - encurtamento elástico do fuste da estaca;

A - área da seção transversal do fuste da estaca;

E_c - módulo de elasticidade do material da estaca;

P_i - força normal média no segmento i da estaca;

L_i - comprimento do segmento i da estaca.

3.3.6 Estimativa do recalque do solo pelo Método Aoki e Lopes

O método de Aoki e Lopes permite estimar tensões e recalques causados por um conjunto de estacas em qualquer ponto no interior de um solo considerado como um meio elástico.

De um modo geral, o método consiste em decompor as forças que as estacas transmitem ao solo, por ponta e por atrito, em um sistema equivalente de forças concentradas que são aplicadas em subáreas da base e do fuste de cada estaca. Os efeitos das forças concentradas equivalentes são calculados utilizando-se as equações de Mindlin e superpostos nos pontos em estudo.

A força aplicada no topo de cada estaca é separada em duas parcelas, a força transferida pela ponta da estaca e a força transferida pelo atrito lateral. Cada uma das duas parcelas de força é discretizada por meio de um conjunto de forças concentradas segundo o processo apresentado em Aoki e Lopes (1975). Neste trabalho são utilizadas somente estacas com seção transversal circular.

A resultante de ponta P_p é calculada com a equação (3.26), considerada como sendo uniformemente distribuída na seção transversal da base da estaca. Divide-se a área da seção transversal da base da estaca em $n_1 \times n_2$ subáreas. Em cada uma das $n_1 \times n_2$ subáreas é aplicada a força P_{ij} que é obtida dividindo-se o valor da resultante de ponta P_p pela quantidade de subáreas da seção com a equação (3.31). A força P_{ij} é aplicada no centróide I_{ij} de cada subárea, em que os índices “i” e “j” indicam a posição de cada subárea dentro da área da seção transversal da base da estaca.

$$P_{ij} = \frac{P_p}{n_{1p}n_{2p}} \quad (3.31)$$

Na divisão das subáreas, n_{1p} é o número de divisões da circunferência da seção transversal da base da estaca e n_{2p} é o número de divisões do raio R_b da base da estaca, como é ilustrado na Figura 3.19:

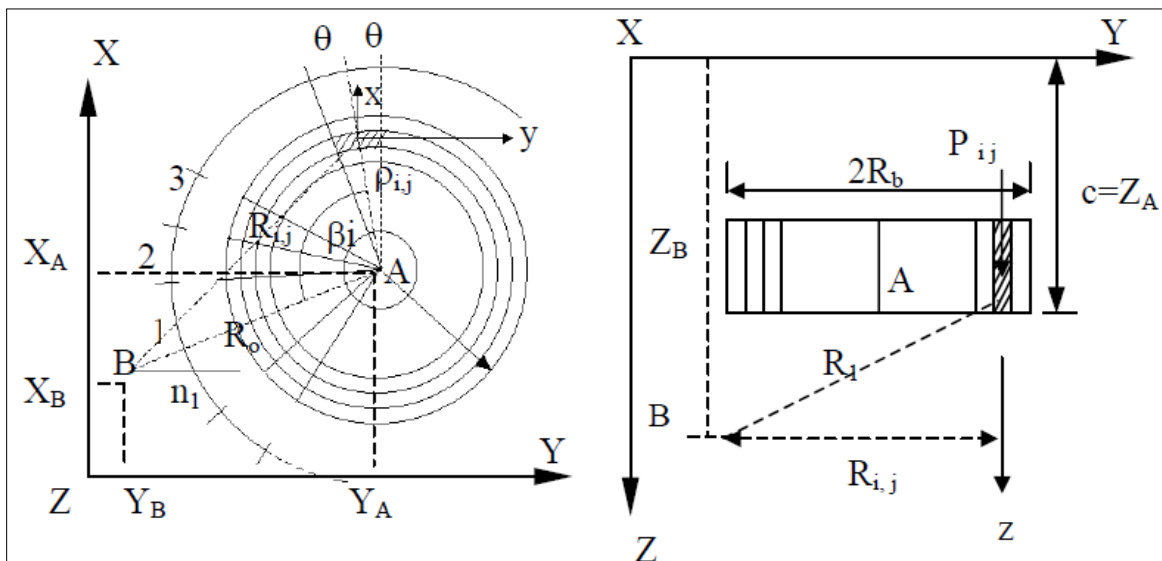


Figura 3.19: Dados geométricos da base da estaca e divisão das subáreas. (Fonte: Aoki e Lopes, 1975)

No método Aoki e Lopes, a posição de cada estaca fica definida pelas coordenadas de seu centro, chamado de ponto A. Os dados geométricos das subáreas (Figura 3.19) calculados nas equações (3.32), (3.33), (3.34) e (3.35) e utilizados na equação (3.36) são obtidos em função das coordenadas dos centros de cada estaca (pontos A) e das coordenadas dos pontos B que são os pontos onde se desejam calcular os recalques. As coordenadas das estacas são referenciadas a um sistema global de coordenadas XYZ, onde o eixo Z indica a profundidade, é positivo para baixo e tem sua origem na superfície do terreno ou na cota de arrasamento das estacas. Os eixos X e Y tem sua origem em algum ponto arbitrário do terreno.

$$R_0 = \sqrt{(X_A - X_B)^2 + (Y_A - Y_B)^2} \quad (3.32)$$

$$\beta_i = \frac{180 (2i - 1)}{n_{1p}} \quad (3.33)$$

$$\theta = \left(\frac{180}{n_{1p}} \right)^\circ = \left(\frac{\pi}{n_{1p}} \right) rd \quad (3.34)$$

$$\rho_{ij} = \frac{2 \operatorname{sen} \theta}{3\theta} * \frac{R_b}{\sqrt{n_{2p}}} [j\sqrt{j} - (j-1) * \sqrt{j-1}] \quad (3.35)$$

$$R_{ij} = \sqrt{R_0^2 + \rho_{ij}^2 - 2R_0\rho_{ij}\cos\beta_i} \quad (3.36)$$

Para a discretização da força transferida por atrito lateral P_s , ($P_s = \sum R_{Li}$), divide-se a circunferência do fuste, de raio R_s , em n_{1L} partes iguais e cada segmento do fuste, de comprimento $(D_2 - D_1)$, em n_{3L} partes iguais. Desta forma, a área lateral de cada segmento do fuste da estaca em contato com o solo fica dividida em $n_{1L} \times n_{3L}$ subáreas. Em cada uma das $n_1 \times n_3$ subáreas de cada segmento do fuste é aplicada a força P_{ik} que é obtida com a equação (3.37). A força P_{ik} é aplicada no centróide I_{ik} de cada subárea na profundidade c_k (Figura 3.20). Os índices “i” e “k” indicam a posição de cada subárea na superfície lateral do fuste.

$$P_{ik} = \frac{(D_2 - D_1)}{2n_{3L}} \left[2f_1 - \frac{2k-1}{n_{3L}} (f_1 - f_2) \right] \quad (3.37)$$

em que:

$$f_1 = \xi f_2 \quad (3.38)$$

$$f_2 = \frac{2P_s}{n_1(1 + \xi)(D_2 - D_1)} \quad (3.39)$$

D_1 e D_2 são, respectivamente, as cotas de início e de fim do segmento do fuste (ou do diagrama de atrito lateral). Os valores de f_1 e f_2 são, respectivamente, a força no início e no fim do diagrama de atrito lateral do segmento considerado do fuste. O coeficiente ξ indica a forma de distribuição da força lateral, com $\xi = 1$ para o diagrama constante (retangular) e $\xi =$

0 para o diagrama triangular. A profundidade de aplicação da força P_{ik} , (c_k) é definida pela equação (3.36).

$$c_k = D_1 + \frac{D_2 - D_1}{n_3} (k - 1) + \frac{\frac{[D_2 - D_1]}{n_{3L}} \left[f_1 + (f_1 - f_2) \frac{1 - 3k}{3n_{3L}} \right]}{2f_1 - (f_1 - f_2) \frac{2k - 1}{n_{3L}}} \quad (3.40)$$

Os demais dados geométricos necessários para a aplicação das equações de Mindlin são apresentados na Figura 3.20 e definidos com as equações (3.41), (3.42) e (3.43).

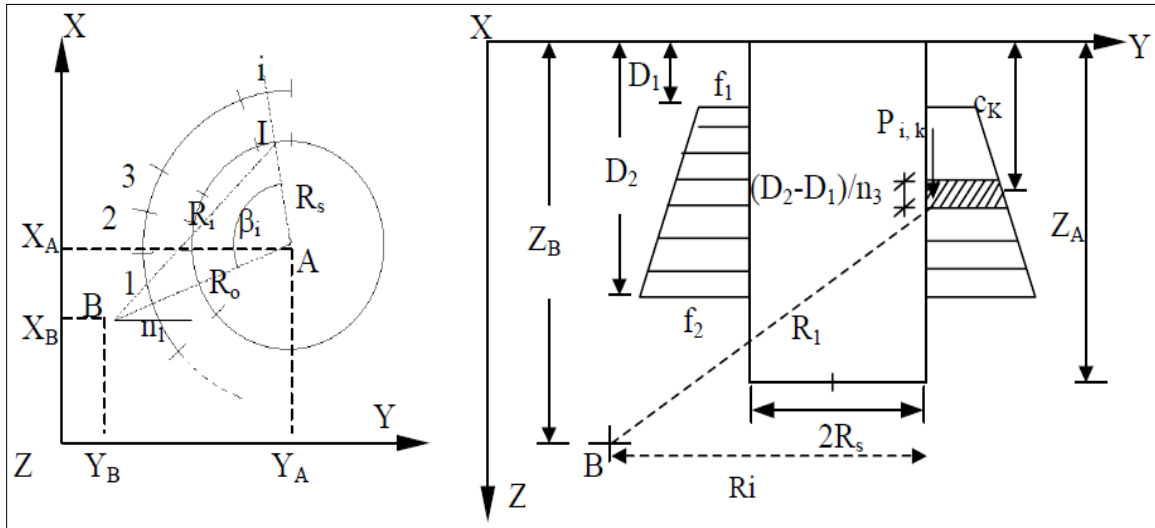


Figura 3.20: Dados geométricos do fuste da estaca e divisão das subáreas. (Fonte: Aoki e Lopes, 1975)

$$R_0 = \sqrt{(X_A - X_B)^2 + (Y_A - Y_B)^2} \quad (3.41)$$

$$\beta_i = \frac{360 i}{n_{1L}} \quad (3.42)$$

$$R_i = \sqrt{R_0^2 + R_s^2 - 2R_0R_s \cos \beta_i} \quad (3.43)$$

3.3.6.1 Equações de Mindlin

As equações de Mindlin (1936) permitem calcular tensões e deformações em qualquer ponto no interior de um meio elástico semi-infinito homogêneo e isótropo, causadas por uma força concentrada vertical aplicada em um ponto desse meio. Para a aplicação das equações é necessário que sejam conhecidas as variáveis contidas na Figura (3.21).

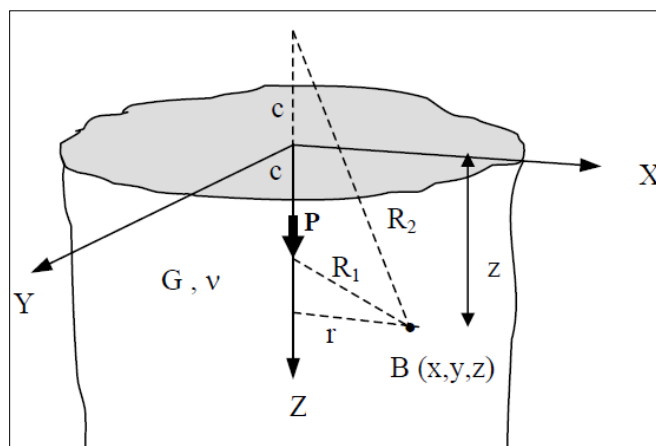


Figura 3.21: Meio elástico semi-infinito. Fonte: (Mindlin, 1936)

Nas equações de Mindlin, adota-se um sistema de coordenadas locais, com o eixo Z coincidindo com a linha de ação da força P aplicada e o plano X-Y na superfície do meio. Na Figura 3.21, G e ν são o módulo de elasticidade transversal e o coeficiente de Poisson do material do qual o meio é formado. A cota c é a profundidade de aplicação da carga P. A cota z é a profundidade do ponto B(x,y,z). O ponto B(x,y,z) é o ponto em estudo onde se deseja conhecer as tensões e deformações. O comprimento r é a distância horizontal entre a linha de ação da força P e o ponto B. Os raios R_1 e R_2 são calculados com as equações (3.44) e (3.45) respectivamente.

$$R_1 = \sqrt{r^2 + (z - c)^2} \quad (3.44)$$

$$R_2 = \sqrt{r^2 + (z + c)^2} \quad (3.45)$$

Neste trabalho, é suficiente a determinação dos recalques verticais na base das estacas embutidas no solo. Desta forma, dentre as equações de Mindlin, utiliza-se somente a expressão do recalque vertical r_z , dada pela equação (3.46).

$$r_z = \frac{P(1+\nu)}{8\pi E(1-\nu)} \left[\frac{3-4\nu}{R_1} + \frac{8(1-\nu)^2 - (3-4\nu)}{R_2} + \frac{(z-c)^2}{R_1^3} + \frac{(3-4\nu)(z+c)^2 - 2cz}{R_2^3} + \frac{6cz(z+c)^2}{R_2^5} \right] \quad (3.46)$$

sendo:

E - módulo de elasticidade longitudinal do material ($E = 2G(1 + \nu)$)

Na aplicação da solução de Mindlin para o problema de previsão de recalques no solo causados pela transferência de cargas por estacas, calculam-se os valores de r_z relativos às forças P_{ij} da base e às forças P_{ik} do fuste. No cálculo do recalque causado pelas forças P_{ij} , temos: $r = r_{ij}$, $c = Z_A$ e $z = Z_B$. No cálculo do recalque causado pelas forças P_{ik} , temos: $r = r_i$, $c = c_k$ e $z = Z_B$. Os valores de r_z das forças P_{ij} e P_{ik} são superpostos nos pontos em estudo. Neste trabalho, os pontos em estudo $B(x,y,z)$ são os pontos no centro da seção transversal de cada estaca ao nível de suas bases.

O recalque na base da estaca i considerando-se o efeito de grupo (δ_{s_i}) é o resultado do somatório dos recalques causados pelas forças P_{ij} e P_{ik} de cada estaca do grupo em relação ao ponto $B(x,y,z)$ na base da estaca i como é representado na expressão (3.47).

$$\delta_{s_i} = \sum_{n=1}^{n \text{ de estacas}} \sum_{i=1}^{n_1} \sum_{j=1}^{n_2} r_{z_{ij}} + \sum_{n=1}^{n \text{ de estacas}} \sum_{i=1}^{n_1} \sum_{k=1}^{n_3} r_{z_{ik}} \quad (3.47)$$

sendo:

$r_{z_{ij}}$ - recalque vertical na base da estaca “n” provocado pela força P_{ij} ;

$r_{z_{ik}}$ - recalque vertical na base da estaca “n” provocado pela força P_{ik} .

3.3.6.2 Procedimento de Steinbrenner

Como informado anteriormente, a solução de Mindlin é válida para meios elásticos semi-infinitos homogêneos. Os solos naturais não possuem estas características. Na realidade, os solos naturais são meios estratificados e possuem uma camada considerada indeslocável a partir de determinada profundidade.

Para que os recalques calculados com as equações de Mindlin representem satisfatoriamente os recalques das camadas de solo sobrejacentes às estacas, torna-se necessário o uso de um procedimento proposto por Steinbrenner (1934).

No procedimento de Steinbrenner o meio contínuo é dividido em camadas assentes sobre uma base indeslocável. No caso de uma única camada entre a superfície e o indeslocável calcula-se o recalque $r_{z_i}^{\infty}$ na profundidade i no nível entre a superfície e o indeslocável e o recalque $r_{z_h}^{\infty}$ na profundidade h , escolhida como a profundidade da camada indeslocável. Na profundidade indeslocável, o recalque é nulo por definição, portanto o recalque na profundidade i , r_{z_i} é obtido pela diferença entre $r_{z_i}^{\infty}$ e $r_{z_h}^{\infty}$ conforme a equação (3.48).

$$r_{z_i} = r_{z_i}^{\infty} - r_{z_h}^{\infty} \quad (3.48)$$

Quando existem várias camadas entre a superfície e o indeslocável, o recalque é obtido pela soma dos recalques em cada camada (Figura 3.22a). O cálculo é realizado de baixo para cima, primeiramente considerando que todo o solo, do nível indeslocável até a superfície, seja do mesmo material da última camada (Figura 3.22b). Calculam-se o recalque $r_{z_i}^{\infty}$ no topo da camada 2 e o $r_{z_h}^{\infty}$ na base da camada (profundidade da camada indeslocável). O recalque da camada 2 (r_{z_2}) é calculado com a equação (3.48). Em seguida, repete-se o procedimento levando-se a profundidade indeslocável para o topo da camada já calculada (Figura 3.22c). Desta vez, calculam-se os recalques no topo e na base da camada 1 utilizando-se as características do solo da camada 1. Utiliza-se a equação (3.48) para a obtenção do recalque da camada 1 (r_{z_1}). O recalque na superfície onde a força está sendo aplicada é obtido por meio da superposição dos recalques r_{z_i} das camadas (Figura 3.22a).

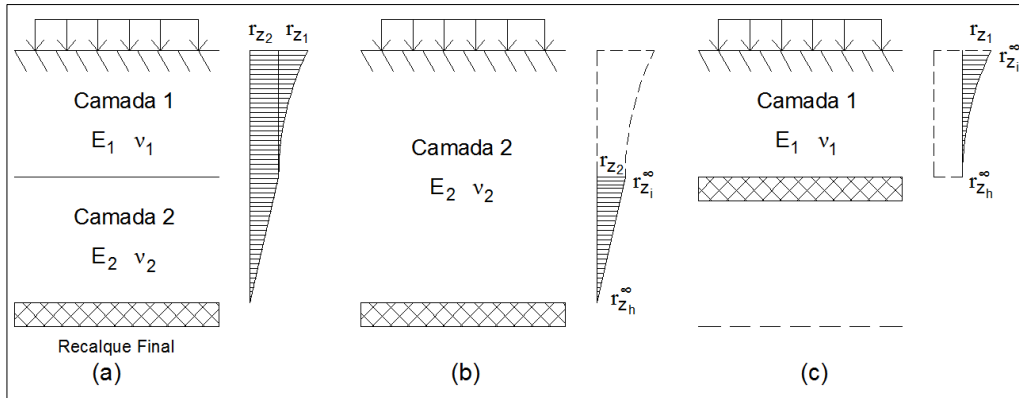


Figura 3.22: Procedimento de Steinbrenner. (Fonte: adaptado de Iwamoto, 2000)

Neste trabalho, foi utilizada a equação do recalque vertical de Mindlin, (3.42) para calcular os recalques de cada camada de solo entre a profundidade indeslocável e o ponto B, conforme o procedimento de Steinbrenner (Figura 3.23b e c). O recalque total do solo abaixo da base das estacas (δ_{s_i}) é obtido pela superposição dos recalques de cada camada abaixo do ponto B até a profundidade considerada indeslocável (Figura 3.23a).

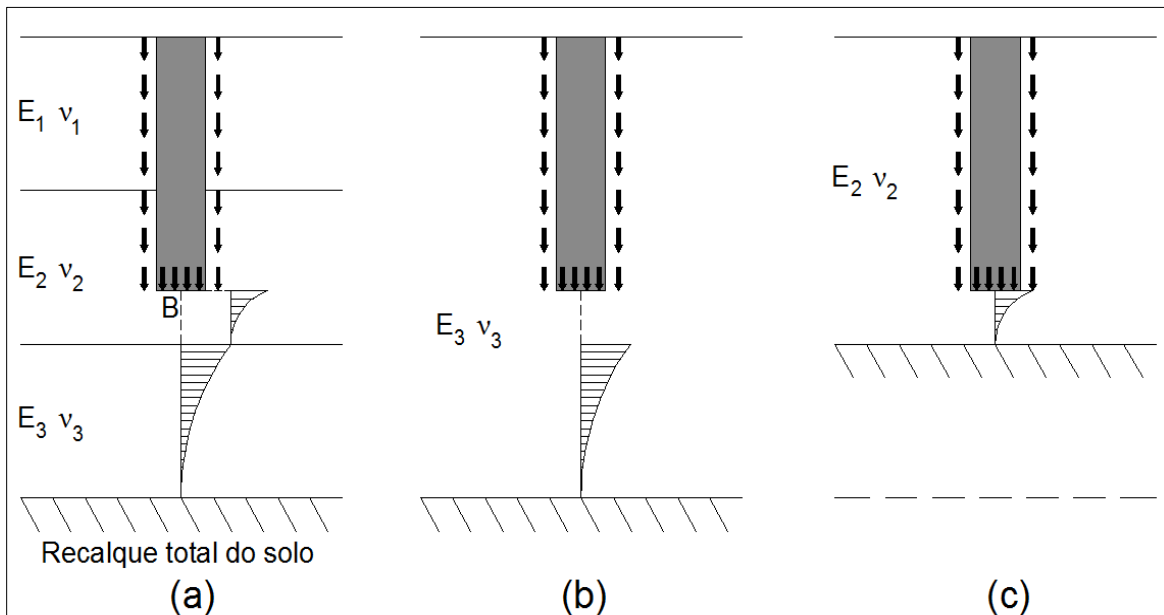


Figura 3.23: Procedimento de Steinbrenner para estacas. (Fonte: adaptado de Iwamoto, 2000)

3.3.7 O programa ISE 1.0

O ISE 1.0 é um programa desenvolvido neste trabalho para calcular os valores dos coeficientes de rigidez dos apoios de uma estrutura considerando a interação solo-estrutura pelo método de Aoki (1987), através do procedimento exposto no item 3.3. O programa foi desenvolvido na linguagem de programação FORTRAN 90 tomando-se como base as informações contidas nos algoritmos de Iwamoto (2000).

Em seu estágio atual de desenvolvimento, o programa está limitado ao estudo de fundações profundas com estacas de seção transversal circular. Podem-se considerar vários blocos contendo estacas inclinadas e estacas com raios distintos para o fuste e para a base. É possível usar blocos de geometria qualquer com várias estacas, conforme o método de Schiel e com carregamento qualquer, considerando-se forças axiais e momentos nas três direções (X, Y e Z). Podem ser utilizados vários perfis de sondagem.

O programa ISE 1.0 trabalha com um arquivo de entrada de dados próprio, não estando atrelado a nenhum programa computacional de análise estrutural. Esta característica confere versatilidade ao uso do programa, pois permite que o usuário escolha qualquer programa de análise estrutural, porém ao custo de uma entrada de dados relativamente extensa devido à quantidade de informações necessárias à resolução do problema da interação solo-estrutura.

Durante o desenvolvimento do programa, foram adotadas algumas simplificações de modo a facilitar a entrada de dados, reduzindo a quantidade de variáveis envolvidas, a saber:

- Todas as estacas têm seção transversal circular;
- Todas as estacas de um bloco possuem os mesmos diâmetros de fuste e base, os mesmos valores de módulo de elasticidade do concreto, as mesmas capacidades de carregamento e o mesmo comprimento;
- Todas as estacas de um bloco pertencem ao mesmo perfil de sondagem;
- Considera-se que a resistência de ponta das estacas somente é mobilizada após o completo esgotamento da resistência de atrito lateral;
- Os recalques do solo calculados pelo método de Aoki e Lopes são determinados somente em pontos relacionados à base das estacas do projeto (pontos B).

A entrada de dados é feita por meio de um arquivo do tipo texto contendo tabelas formatadas. Os dados necessários para a resolução dos problemas são citados e detalhados a seguir:

- Número total de estacas do projeto;
- Número total de blocos de coroamento do projeto;
- Número máximo de iterações para a distribuição das forças nas estacas. É o número escolhido para indicar que não houve a convergência na distribuição das cargas nas estacas no método de Schiel;
- Coordenadas locais das estacas para o método de Schiel. São as coordenadas (X,Y,Z) das estacas em relação ao centroide de seus blocos segundo a convenção de eixos adotada pelo método de Schiel, os ângulos de inclinação (α e ω) e o valor de rigidez (s_i) das estacas (como todas as estacas de um mesmo bloco são iguais, deve-se usar $s_i = 1$);
- Coordenadas globais das estacas. São as coordenadas (X,Y,Z) do centro de cada estaca em relação a um ponto arbitrário do terreno. As coordenadas devem ser inseridas com a unidade metro. As coordenadas devem ser tomadas em relação à convenção de eixos do método de Aoki e Lopes. O eixo Z é o eixo vertical e representa a profundidade da base da estaca;
- Quantidade de estacas e perfis de sondagem de cada bloco. Definem-se a quantidade de estacas que cada bloco possui e qual o número do perfil de sondagem relativo a cada bloco;
- Conectividade entre os blocos e suas estacas. É necessário numerar sequencialmente todas as estacas e os blocos do projeto e especificar no arquivo de entrada de dados quais estacas pertencem a cada bloco;
- Carregamento de cada bloco. São as forças axiais (R_x , R_y e R_z) e os momentos (M_x , M_y e M_z) em relação aos três eixos coordenados, provenientes da análise estrutural previamente realizada. Deve ser respeitada a convenção de eixos adotada no método de Schiel, onde X é o eixo vertical.
- Dados dos blocos. São especificados para cada bloco, o módulo de elasticidade longitudinal do material das estacas (E_c), o diâmetro do fuste e da base das estacas (D_f

e D_b), o número de divisões do fuste das estacas (N_{cam}), a força admissível das estacas (P_{adm}) e a cota de início dos diagramas de atrito lateral ($Cota_i$) em relação ao topo das estacas;

- Aoki e Velloso. Para cada bloco é declarada a resistência lateral em cada trecho do fuste das estacas (R_{Li}) obtida pelo método de Aoki e Velloso e o comprimento de cada trecho do fuste (L_i);

- Divisões das áreas para o método Aoki e Lopes. Definem-se os números n_{1P} e n_{2P} para a divisão das subáreas das seções transversais das bases das estacas e de n_{1L} e n_{3L} para a divisão das subáreas relativas aos fustes;

- Número total de perfis de sondagem do projeto;

- Número de camadas de solo de cada perfil. Deve-se especificar o número de camadas em que cada perfil de solo usado no projeto foi dividido;

- Dados dos perfis de sondagem. Para cada camada de solo de cada perfil de sondagem deve ser especificada a cota da base da camada (Z_{base}) segundo a convenção de eixos adotada no método de Aoki e Lopes, o módulo de elasticidade longitudinal e o coeficiente de Poisson da camada de solo.

O fluxograma geral do algoritmo do programa se encontra no Apêndice B. A partir da leitura do arquivo de entrada de dados, o programa efetua a distribuição inicial das forças axiais em cada estaca de cada um dos blocos de coroamento com base na geometria dos blocos pelo método de Schiel. Em seguida, é feito o cálculo do encurtamento elástico do fuste das estacas.

O programa realiza, então, o cálculo dos recalques do solo na base das estacas, os soma com os valores de encurtamento elástico, obtendo os recalques totais, e calcula os novos valores de rigidez para todas as estacas do projeto. O programa realiza uma nova distribuição das forças nas estacas, desta vez tomando os novos valores de rigidez das estacas e determina se houve a convergência entre os valores iniciais e os novos valores das forças nas estacas.

No caso de não haver convergência, o processo é repetido usando-se as novas forças nas estacas para calcular novos recalques e, conseqüentemente, novas rigidezes das estacas, que levarão a uma nova distribuição de forças. O programa determina o fim do processo iterativo

por meio da aplicação do critério de convergência da expressão (3.49), utilizando o valor de 0,001 como sua tolerância padrão.

$$\sum_{i=1}^{ntotalestacas} \frac{\| N_i - N_{i-1} \|^2}{\| N_i \|^2} \leq \epsilon \quad (3.49)$$

sendo:

N_i - força axial na estaca na iteração atual;

N_{i-1} - força axial na estaca na iteração anterior;

ϵ - tolerância.

No caso de haver convergência, o programa procede ao cálculo dos coeficientes de rigidez de cada bloco que serão aplicados nos apoios da estrutura. O programa gera um arquivo de saída de dados no formato de texto, onde os resultados são apresentados em tabelas formatadas. Os resultados fornecidos são:

- As forças axiais da última iteração de cada estaca;
- Os recalques verticais totais de cada estaca e as parcelas de encurtamento elástico do fuste e recalque do solo de cada estaca;
- As deformações nos blocos de coroamento, sendo três deslocamentos e três rotações em relação aos três eixos espaciais;
- Os coeficientes de rigidez dos blocos, sendo três relativos às forças nos três eixos e três relativos aos momentos em torno dos três eixos.

Os coeficientes de rigidez contidos no arquivo de saída de dados são aplicados na base dos apoios da estrutura e a análise estrutural é refeita. O cálculo da estrutura sobre os apoios flexíveis modifica a distribuição de forças nos blocos de coroamento das estacas. Desta forma, é feito um novo arquivo de entrada de dados contendo os novos valores de forças nos blocos e o programa ISE 1.0 é executado novamente, gerando novos valores de coeficientes de rigidez para os blocos. Ao fim de cada iteração os valores das forças ou dos recalques nas estacas ou

ainda das reações dos apoios devem ser comparados com os da interação anterior, para verificar a eventual convergência dentro da tolerância desejada.

Neste trabalho, verificou-se a convergência dos valores de força axial nas estacas e dos valores da reação vertical nos apoios da estrutura, organizando os dados em planilhas eletrônicas. Foi utilizado o mesmo critério de convergência e a mesma tolerância usada pelo programa ISE 1.0. A convergência do modelo não foi estudada a fundo, porém, neste trabalho, assim como na pesquisa de Iwamoto (2000), não foram encontrados problemas de convergência para os estudos de caso avaliados.

3.3.8 Exemplo de aplicação do programa ISE 1.0

Santana (2008) comparou vários métodos de previsão de recalques em fundações profundas considerando o efeito de grupo e obteve os melhores resultados com o método de Aoki e Lopes. Um dos exemplos estudados pelo autor foi o edifício descrito por Braune et al (2008) que teve os recalques medidos em quase todos os seus pilares. Santana (2008) realizou o cálculo dos recalques de todas as estacas do edifício e os comparou aos valores medidos na obra.

Como forma de teste, são calculados os recalques nas estacas do edifício descrito por Braune et al (2008) com a utilização do programa ISE 1.0. Os valores são comparados aos recalques obtidos por Santana por meio do método de Aoki e Lopes. Todos os dados de entrada fornecidos por Santana foram utilizados na análise com o programa ISE 1.0.

O edifício em questão foi construído com o sistema estrutural tradicional de lajes, vigas e pilares de concreto armado moldados no local. Possui 3 pavimentos e 22 pilares. As fundações são constituídas por 41 estacas do tipo Franki com diâmetros de 0,35m e 0,40m dispostas em 22 blocos de fundação (um para cada pilar). As estacas têm comprimento médio de 4,20m. O solo de fundação é composto por camadas de areia com diversas compacidades. Foram usados dois perfis de sondagem (F2 e F3) no projeto das fundações. A planta de fundações do edifício, os perfis de sondagem utilizados e as informações relativas ao cálculo da capacidade e da transferência de carregamento nas estacas encontram-se no Anexo A. As características geométricas das estacas e as forças axiais aplicadas nos pilares são

apresentadas na Tabela 3.1. Para dar início ao processo iterativo, a força aplicada em cada pilar foi dividida igualmente entre as estacas dos blocos correspondentes, como forma de simplificação.

Tabela 3.1- Características das estacas. (Fonte: Santana, 2008)

Pilar	Estaca	Raio (m)		Prof. Assent. (m)	Força (kN)	Pilar	Estaca	Raio (m)		Prof. Assent. (m)	Força (kN)
		Fuste	Base					Fuste	Base		
P1	1	0,200	0,300	4,30	142	P17	21	0,200	0,300	4,00	211
P2	2	0,200	0,300	4,30	127		22	0,200	0,300	4,00	211
P3	3	0,200	0,300	4,00	116	P19	23	0,200	0,300	4,40	133
P4	4	0,200	0,300	4,60	130	P22	24	0,175	0,250	4,20	123
P5	5	0,200	0,300	4,50	286		25	0,175	0,250	4,30	123
P6	6	0,175	0,250	4,10	123		26	0,175	0,250	4,30	123
	7	0,175	0,250	4,20	123	P23	27	0,175	0,250	4,10	262
P8	8	0,175	0,250	4,20	64		28	0,175	0,250	4,10	262
	9	0,175	0,250	4,20	64	P24	29	0,175	0,250	4,20	221
P9	10	0,175	0,250	4,20	85		30	0,175	0,250	4,10	221
	P10	11	0,175	0,250	4,20	85	P25	31	0,200	0,300	4,10
12		0,175	0,250	4,30	207	32		0,200	0,300	4,10	229
13		0,175	0,250	4,30	207	P26	33	0,175	0,250	4,20	222
P12	14	0,175	0,250	4,20	135		34	0,175	0,250	4,20	222
	15	0,175	0,250	4,10	135		35	0,175	0,250	4,20	222
P13	16	0,200	0,300	4,00	219	P27	36	0,200	0,300	4,00	128
	17	0,200	0,300	4,00	219		37	0,200	0,300	4,00	128
	P15	18	0,200	0,300	4,00	219	P28	38	0,175	0,250	4,20
19		0,175	0,250	4,10	141	39		0,175	0,250	4,30	142
P15	20	0,175	0,250	4,10	141	P29	40	0,200	0,300	4,30	179
							41	0,200	0,300	4,20	179

Os módulos de elasticidade das camadas de solo em cada um dos perfis de sondagem utilizados são apresentados na Tabela 3.2. Foi adotado o coeficiente de Poisson igual a 0,30 para todas as camadas de solo. Para o módulo de elasticidade longitudinal do concreto das estacas foi usado o valor de 21 GPa.

Tabela 4.2 - Módulos de elasticidade das camadas de solo. (Fonte: Santana, 2008)

Método Aoki e Lopes			
Camada de Solo		Sondagem	
Prof. Inicial (m)	Prof. Final (m)	F2	F3
		E (MPa)	E (MPa)
0,00	1,00	21,84	27,30
1,00	2,00	38,22	60,06
2,00	3,00	60,06	87,36
3,00	4,00	202,02	120,12
4,00	5,00	152,88	141,96
5,00	6,00	92,82	114,66
6,00	7,00	131,04	174,72
7,00	8,00	152,88	147,42
8,00	9,00	152,88	131,04
9,00	10,00	169,26	114,66
10,00	11,00	136,50	109,20
11,00	12,00	114,66	136,50
12,00	13,00	147,42	158,34
13,00	14,00	256,62	169,26
14,00	15,00	262,08	169,26
15,00	16,00	229,32	223,86

No cálculo da resistência por atrito lateral, no programa ISE 1.0, as estacas foram consideradas divididas em dois trechos e as divisões das áreas para o método Aoki e Lopes foram feitas com os valores da Tabela 3.3. Santana (2008) não especificou quais foram os valores adotados em seu trabalho.

Tabela 3.3 - Divisões das áreas no método Aoki e Lopes usadas no programa ISE 1.0.

n1P	n2P	n1L	n3L
20	20	20	10

A Tabela 3.4 apresenta os valores de recalques nas estacas calculados pelo método de Aoki e Lopes por Santana considerando a hipótese de blocos de coroamento flexíveis, os valores calculados com o programa ISE 1.0 considerando os blocos como rígidos e os recalques medidos na obra por Braune.

Tabela 3.4 - Recalques nas estacas.

Estaca	Recalque (mm)			Estaca	Recalque (mm)		
	Santana	ISE 1.0	Medido		Santana	ISE 1.0	Medido
1	0,78	0,88	0,60	21	1,76	1,78	-
2	0,61	0,69	1,20	22	1,71	1,85	-
3	0,51	0,54	0,50	23	0,59	0,63	2,50
4	0,55	0,59	0,60	24	0,84	0,74	2,50
5	1,81	2,05	0,90	25	0,86	1,05	2,50
6	1,04	1,08	0,60	26	0,82	0,74	2,50
7	1,07	0,99	0,60	27	2,48	2,44	1,40
8	0,71	0,91	-	28	2,46	2,41	1,40
9	0,70	0,90	-	29	1,88	1,82	0,90
10	0,87	1,03	-	30	1,85	1,76	0,90
11	0,92	0,98	-	31	1,68	1,72	1,30
12	1,93	1,93	-	32	1,62	1,65	1,30
13	1,94	1,92	-	33	2,10	1,79	2,90
14	0,92	0,87	2,10	34	2,13	2,52	2,90
15	0,99	0,83	2,10	35	2,13	1,83	2,90
16	1,91	2,18	1,30	36	0,75	0,78	2,40
17	1,91	1,87	1,30	37	0,76	0,77	2,40
18	1,87	1,83	1,30	38	1,00	0,84	2,60
19	1,06	0,92	1,90	39	0,93	0,88	2,60
20	1,03	0,95	1,90	40	1,12	1,17	2,70
				41	1,10	1,22	2,70

O valor médio de recalque estimado por Santana foi de 1,31 mm, o valor estimado pelo programa ISE 1.0 foi de 1,33 mm, enquanto a média dos recalques medidos por Braune foi de 1,76 mm. Percebe-se boa concordância entre os valores de recalques estimados por Santana e os obtidos com o programa ISE 1.0. Em relação aos valores de recalques medidos na obra, notam-se diferenças importantes, porém na análise deste exemplo com o programa ISE 1.0 não se levou em conta a influência da rigidez da estrutura de concreto armado. A análise ficou limitada apenas a uma estimativa de recalques considerando-se o efeito de grupo de estacas.

4 ESTUDOS DE CASO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

4.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Neste capítulo, é realizado o estudo de três edifícios de paredes de concreto nomeados Edifício Niterói, Edifício Colubandê 1 e Edifício Colubandê 2. O estudo tem dois objetivos gerais. O primeiro consiste em avaliar se o efeito arco é adequadamente caracterizado no modelo de pórtico tridimensional ao se discretizarem as paredes do primeiro pavimento com os elementos de treliça. O segundo objetivo consiste em avaliar os efeitos causados na estrutura ao se levar em consideração o fenômeno da interação solo-estrutura no modelo de pórtico tridimensional. O estudo de cada um dos três edifícios é realizado por meio de duas séries de comparações entre resultados dos modelos estruturais.

A primeira série de comparações é feita entre os resultados do modelo de pórtico tridimensional e os resultados de um modelo de referência que utiliza elementos finitos de casca para discretizar as paredes. Ambos os modelos consideram indeslocáveis os apoios da estrutura. Os resultados comparados entre os modelos são: o esforço cortante, o momento fletor e os deslocamentos nas vigas de transição e as reações na base dos pilares dos edifícios. O objetivo das comparações é avaliar se o efeito arco fica adequadamente caracterizado no modelo de treliça.

A segunda série de comparações é feita entre os resultados de dois modelos de pórtico tridimensional. Um dos modelos considera como indeslocáveis os apoios da estrutura, enquanto o outro analisa a estrutura sobre apoios flexíveis por meio da aplicação dos coeficientes de rigidez calculados com o programa ISE 1.0. Os resultados comparados entre os modelos são: o esforço cortante e o momento fletor nas vigas de transição, as reações na base dos pilares, os valores de esforço normal das paredes dos edifícios e os recalques estimados nos blocos de estacas. O objetivo das comparações é avaliar os efeitos da interação solo-estrutura.

Primeiramente são apresentadas informações comuns aos três edifícios estudados que dizem respeito à maneira como os modelos estruturais foram elaborados e aplicados ao programa de análise estrutural SAP 2000 e ao programa ISE 1.0.

Em seguida, o caso de cada edifício é apresentado e abordado individualmente. Na apresentação de cada edifício são fornecidas informações específicas utilizadas na elaboração dos modelos estruturais, os resultados das duas séries de comparações realizadas e a análise desses resultados.

Por fim, faz-se a análise geral dos resultados de modo a reunir algumas conclusões a respeito dos problemas abordados tomando-se como base as análises dos resultados de cada edifício.

4.2 MODELOS NUMÉRICOS

Os edifícios escolhidos tiveram suas plantas baixas modificadas para facilitar a modelagem no programa de análise estrutural. Foi utilizado o programa de elementos finitos SAP 2000 v.14 na análise estrutural de todos os modelos avaliados neste trabalho. Todas as análises realizadas foram elásticas lineares e consideraram somente o carregamento vertical das estruturas. As lajes dos edifícios foram consideradas como diafragmas rígidos, não sendo, portanto, discretizadas.

A disposição original das paredes foi ligeiramente alterada para que os edifícios apresentassem bissimetria, desta forma foi necessário modelar somente um quarto da planta de cada edifício aplicando-se as condições de contorno necessárias (restrição das rotações dos nós em torno dos eixos de simetria). Foi adotado o valor de 2,80 m como pé-direto padrão de piso a piso em todos os modelos. Os lintéis de portas e janelas têm altura padrão de 0,60 m e de 1,60 m respectivamente. As paredes do primeiro pavimento de todos os edifícios foram apoiadas sobre vigas de concreto armado. Esta situação é bastante comum na prática, porém não é obrigatória. É possível dimensionar as próprias paredes para atuarem como elementos de transição, dispensando-se o uso de vigas.

Nos modelos de referência que utilizam elementos finitos de casca para a modelagem das paredes foram usados elementos finitos de casca fina (*shell-thin*) quadrados com 0,20 m de

lado e 0,14m e 0,12 m espessura. Para a modelagem das vigas de transição e dos pilares foram usados elementos finitos de barra.

Nos modelos de pórtico tridimensional, os edifícios foram modelados em sua totalidade com elementos finitos de barras. Para as barras rígidas horizontais, inclusive a barra que faz a transição entre o pórtico e o modelo de treliça do primeiro pavimento, considerou-se dimensões relativas a um pé-direto e à espessura da parede, porém na definição do material das barras, o valor do módulo de elasticidade do concreto foi multiplicado por 100. A necessidade de aumentar o valor do módulo de elasticidade do material destes elementos foi percebida em testes com modelos iniciais simples, comparando-se resultados entre modelos de pórtico e modelos de elementos finitos de casca.

Nas barras verticais que representam as paredes e nas barras horizontais dos lintéis foram utilizadas as dimensões reais dos elementos e o valor do módulo de elasticidade apurado sem fatores de multiplicação. No modelo de treliça do primeiro pavimento, foram adotados os elementos básicos quadrados de 0,20 m de lado apresentados no capítulo 3 com o valor não majorado do módulo de elasticidade.

Na caracterização do material concreto armado foi utilizado o valor do módulo de elasticidade secante em função do valor da resistência à compressão do concreto, por meio da equação (4.1) fornecida pela NBR 6118 (ABNT, 2007). Foi utilizado o valor de 0,2 para seu coeficiente de Poisson.

$$E_{cs} = 0,85 \times 5600 \sqrt{f_{ck}} \quad (4.1)$$

sendo:

E_{cs} - módulo de elasticidade secante;

f_{ck} - resistência característica de compressão do concreto dada em MPa.

O carregamento vertical aplicado nas paredes é o resultado da soma do peso próprio das paredes com o carregamento das lajes. O peso próprio das paredes foi calculado utilizando-se o valor de 25 kN/m³ para o peso específico do concreto armado. A distribuição das cargas das lajes nas paredes foi feita pelo método das charneiras plásticas. Foram consideradas as cargas apresentadas na Tabela 4.1:

Tabela 4.1 - Carregamento das lajes (kN/m²)

Peso próprio	2,50
Revestimentos	1,50
Carga acidental	1,00
Total:	5,00

Nos modelos de elementos de casca as cargas verticais de cada parede foram uniformemente distribuídas nos nós superiores dos elementos quadrados de casca ao nível da laje de cada pavimento como é ilustrado na Figura 4.1.

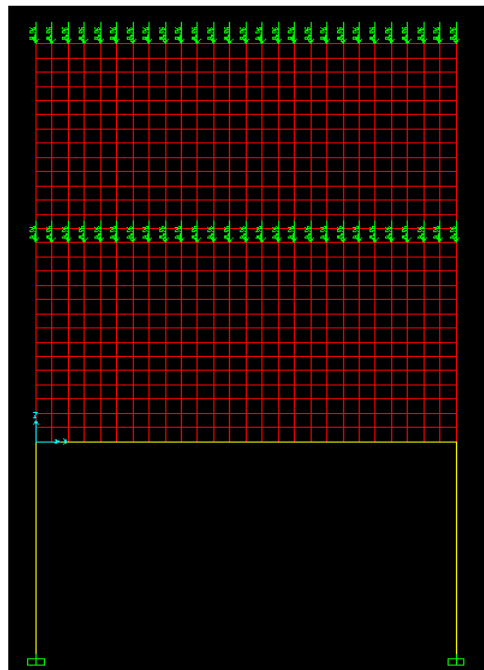


Figura 4.1: Forma de aplicação do carregamento vertical nos modelos de casca.

Nos modelos de pórtico tridimensional as cargas verticais foram uniformemente distribuídas ao longo das barras horizontais que representam as paredes e nas barras horizontais que fazem a transição entre o pórtico e o modelo de treliça (Figura 4.2).

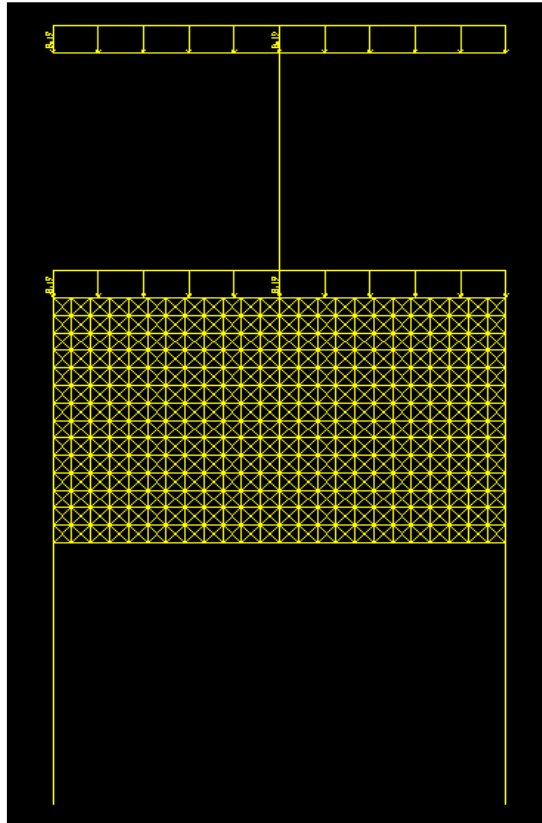


Figura 4.2: Forma de aplicação dos carregamentos verticais nos modelos de pórtico tridimensional.

Todos os edifícios estudados possuem fundações profundas que utilizam blocos de coroamento sobre estacas de concreto. Foram usadas somente estacas verticais nos blocos, pois esta é a solução mais comum na construção de edifícios altos.

No carregamento dos blocos de coroamento das estacas, foram considerados a força vertical e os momentos nas duas direções do plano da planta dos edifícios. Em relação à convenção de eixos utilizada pelo programa SAP 2000, o carregamento é correspondente à reação vertical R_z e aos momentos M_x e M_y nos apoios das estruturas. Na entrada de dados do programa ISE 1.0, que utiliza a convenção de eixos do método de Schiel, o carregamento utilizado é correspondente à força vertical R_x e aos momentos M_y e M_z . Os valores adotados para as divisões das áreas do método Aoki e Lopes foram os contidos na Tabela 4.2.

Tabela 4.2 - Divisões das áreas no método Aoki e Lopes usadas nos estudos de caso.

n1P	n2P	n1L	n3L
30	30	20	10

As características dos solos das fundações dos edifícios foram calculadas com base nas informações contidas em relatórios de sondagem à percussão. Para os módulos de elasticidade de cada camada de solo das fundações dos edifícios, foram adotados os módulos de elasticidade do solo antes da execução das estacas, estimados com base nos valores dos índices de resistência a penetração (N_{SPT}) por meio das equações propostas em Aoki e Cintra (2010) (equações 4.2 e 4.3). Para o coeficiente de Poisson das camadas de solo, foi adotado o valor de 0,30.

$$E_0 = 6 K N_{SPT} \quad \text{para estacas cravadas} \quad (4.2)$$

$$E_0 = 3 K N_{SPT} \quad \text{para estacas escavadas} \quad (4.3)$$

sendo:

K - coeficiente empírico do método Aoki e Velloso;

N_{SPT} - índice de resistência à penetração.

4.3 EDIFÍCIO NITERÓI

O primeiro caso avaliado neste trabalho é o edifício Niterói, localizado na cidade de Ribeirão Preto, projetado pela empresa OSMB Engenheiros Associados Ltda. O projeto original foi modificado para simplificar a modelagem e para que fosse possível estudar o efeito arco e a interação solo-estrutura. Foi necessário mudar a disposição e o comprimento de algumas paredes, incluir os elementos de transição e modificar as fundações. Desta forma, o edifício Niterói modificado possui 15 pavimentos e fundação com blocos de estacas do tipo Franki.

4.3.1 Informações sobre os modelos estruturais

A planta baixa do pavimento tipo possui dois eixos de simetria; desta forma somente um quarto do edifício foi modelado. As paredes externas e internas possuem espessura de 0,14 m e 0,12 m, respectivamente. A estrutura dos pavimentos é composta por um total de 25 paredes, sendo 10 que possuem os seus comprimentos em planta dispostos na direção horizontal e 15 na direção vertical. A disposição e os nomes das paredes são apresentados na Figura 4.3 e na Figura 4.4 (as medidas são dadas em cm). Foram adotadas as siglas PH, e PV para as paredes na direção horizontal e vertical, respectivamente e LH e LV para os lintéis na direção horizontal e vertical, respectivamente.

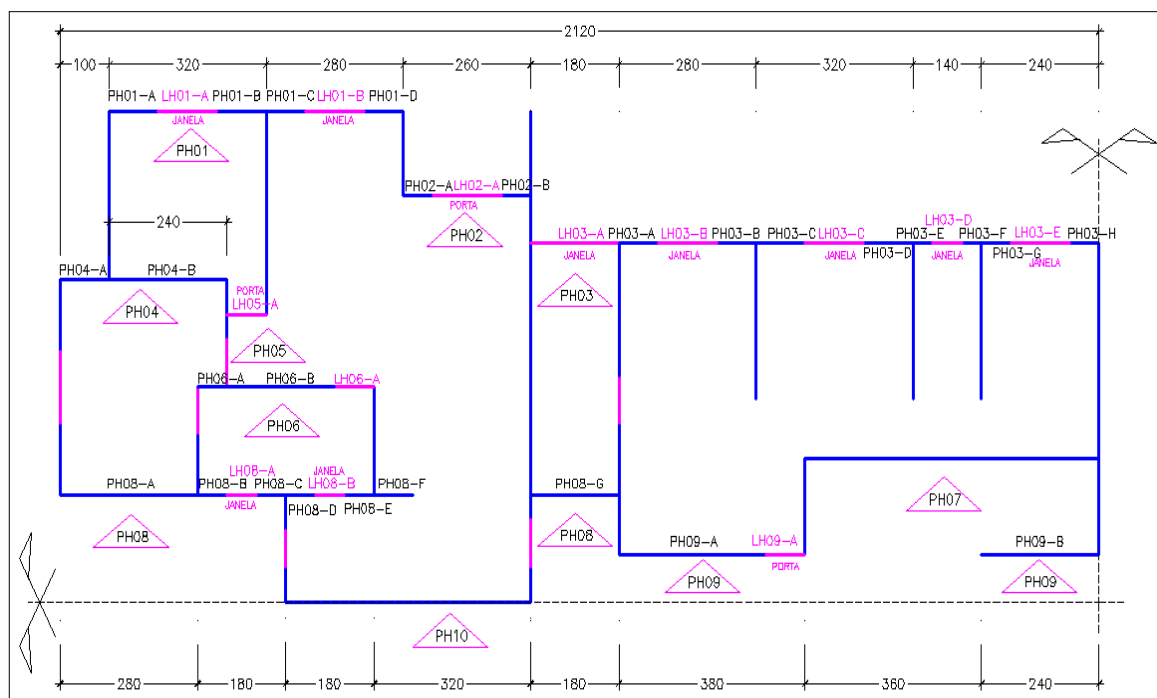


Figura 4.3: Planta baixa das paredes do edifício Niterói na direção horizontal.

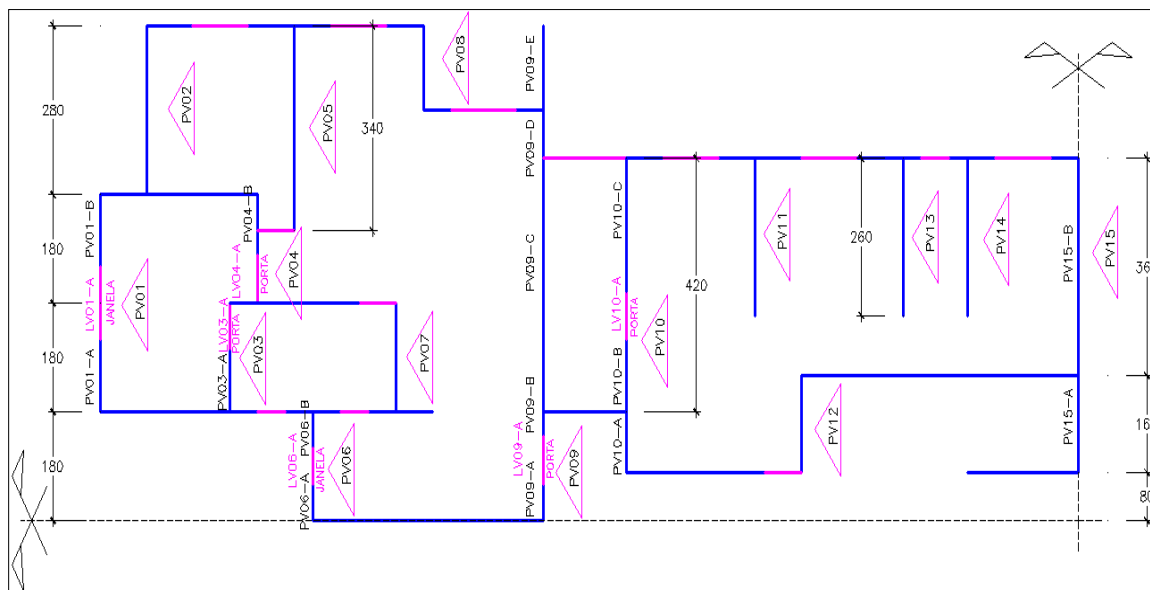


Figura 4.4: Planta baixa das paredes do edifício Niterói na direção vertical.

O material utilizado foi o concreto armado com resistência à compressão de 35 MPa, módulo de elasticidade longitudinal igual a 28 GPa e coeficiente de Poisson igual a 0,20. O carregamento vertical total distribuído em cada trecho de parede, composto pelo peso próprio das paredes e as cargas das lajes é apresentado na Tabela 4.3.

Tabela 4.3 - Carregamento nas paredes do Edifício Niterói.

Paredes		Carregamento Vertical (kN/m)		Paredes		Carregamento Vertical (kN/m)	
Parede	Trecho	Pvto. Tipo	Cobertura	Parede	Trecho	Pvto. Tipo	Cobertura
PH01	PH01-A	13,890	13,890	PH08	PH08-F	18,101	18,101
	LH01-A	9,690	9,690		PH08-G	14,100	29,081
	PH01-B	13,890	13,890	PH09	PH09-A	17,104	68,000
	PH01-C	14,210	14,210		LH09-A	9,404	60,300
	LH01-B	10,010	10,010	PH09-B	14,226	42,270	
	PH01-D	14,210	14,210	PH10	PH10	15,313	15,313
PH02	PH02-A	15,224	15,224	PV01	PV01-A	13,648	13,648
	LH02-A	7,524	7,524		LV01-A	9,448	9,448
	PH02-B	15,224	15,224		PV01-B	13,648	13,648
PH03	LH03-A	10,365	10,365	PV02	PV02	13,225	13,225
	PH03-A	14,364	46,167	PV03	PV03	16,511	16,511
	LH03-B	10,164	41,967		LV03-A	8,811	8,811
	PH03-B	14,364	46,167	PV04	PV04-A	15,430	15,430
	PH03-C	14,861	14,861		LV04-A	7,730	7,730
	LH03-C	10,661	10,661		PV04-B	15,430	15,430

	PH03-D	14,861	14,861	PV05	PV05	19,505	19,505
	PH03-E	11,986	11,986	PV06	PV06-A	14,863	14,863
	LH03-D	7,786	7,786		LV06-A	10,663	10,663
	PH03-F	11,986	11,986		PV06-B	14,863	14,863
	PH03-G	13,088	13,088	PV07	PV07	15,057	15,057
	LH03-E	8,888	8,888	PV08	PV08	16,100	16,100
	PH03-H	13,088	13,088	PV09	PV09-A	14,377	33,327
PH04	PH04-A	13,648	13,648		LV09-A	6,677	25,627
	PH04-B	17,738	17,738		PV09-B	14,377	33,327
PH05	LH05-A	3,400	3,400		PV09-C	19,283	19,283
PH06	PH06-A	18,029	18,029		PV09-D	16,327	16,327
	PH06-B	18,591	18,591	PV09-E	11,688	11,688	
	LH06-A	10,891	10,891	PV10	PV10-A	17,084	67,837
PH07	PH07-A	17,294	33,521		PV10-B	17,320	49,123
	PH07-B	13,513	28,137		LV10-A	9,620	41,423
	PH07-C	15,569	32,859	PV10-C	17,320	49,123	
PH08	PH08-A	13,648	13,648	PV11	PV11	19,425	50,506
	PH08-B	14,181	14,181	PV12	PV12	19,477	65,549
	LH08-A	9,981	9,981	PV13	PV13	18,559	18,559
	PH08-C	14,181	14,181	PV14	PV14	17,698	17,698
	PH08-D	16,426	16,426	PV15	PV15-A	14,961	14,961
	LH08-B	12,226	12,226		PV15-B	14,000	46,294
	PH08-E	17,225	17,225				

Todas as paredes do edifício são apoiadas em vigas de transição de 0,80 m de altura e 0,14 m de espessura. As vigas de transição são suportadas por 24 pilares de 3,00 m de altura e seção transversal quadrada com 0,60 m de lado. A planta baixa simplificada com as vigas de transição que apoiam o primeiro pavimento é apresentada na Figura 4.5.

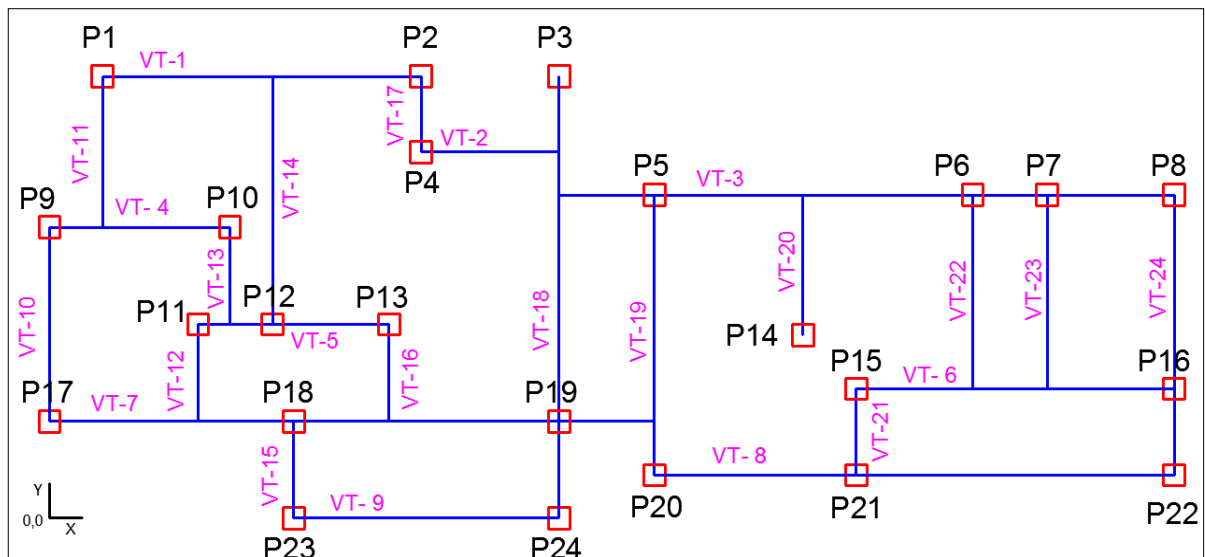


Figura 4.5: Planta baixa simplificada das vigas de transição do edifício Niterói.

As fundações do edifício são constituídas de 72 estacas escavadas do tipo Franki com 0,35 m de diâmetro de fuste e 0,50 m de diâmetro de base. Foi adotado o valor de 600 kN como o valor da capacidade nominal das estacas. Cada bloco de estacas recebe o carregamento de apenas um pilar. Os blocos de estacas foram posicionados de modo que seu centroide estivesse na mesma vertical do centroide dos seus respectivos pilares. A planta das fundações com a numeração e disposição das estacas é apresentada na Figura 4.6. Foi usada a letra B para identificar os blocos de coroamento e a letra E para identificar as estacas. Uma cruz indica o centro geométrico dos blocos que coincide com a posição do centro de cada um dos pilares. Todos os blocos são triangulares em planta e apoiados em três estacas.

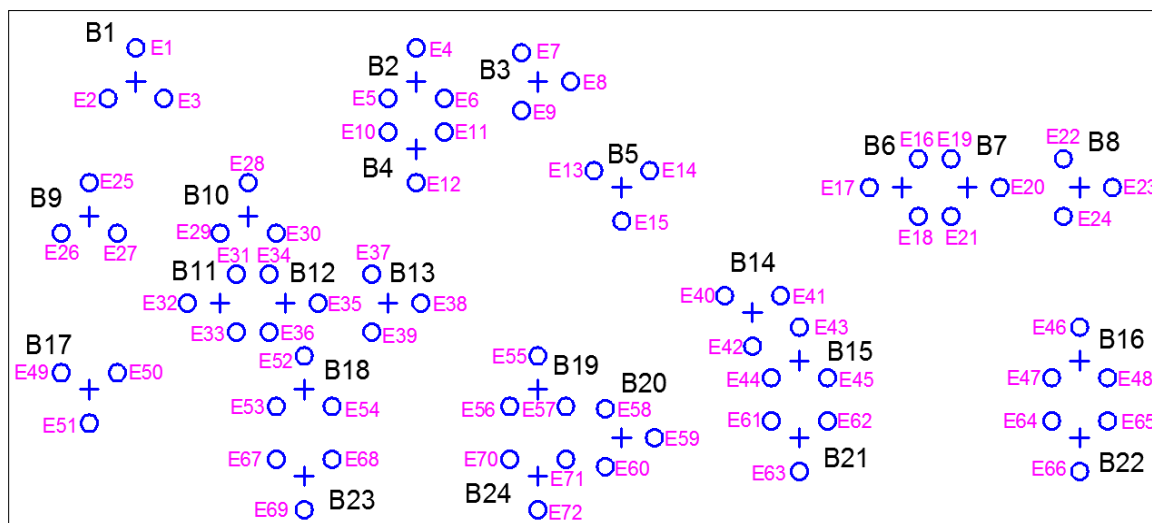


Figura 4.6: Estacas do Edifício Niterói.

O solo de fundação foi caracterizado por quatro sondagens a percussão, identificadas pelas siglas S1, S2, S3 e S4. A Tabela 4.4 contém as características dos blocos de estacas e o carregamento inicial aplicado nos blocos considerando a indeslocabilidade dos apoios da estrutura.

As coordenadas locais das estacas em relação ao centro dos blocos de coroamento, as coordenadas globais em relação a um ponto escolhido no terreno, os relatórios das sondagens à percussão, as tabelas usadas no cálculo da capacidade de carga pelo método Aoki e Velloso,

os valores do módulo de elasticidade de cada camada de solo e demais detalhes sobre o Edifício Niterói, se encontram no Apêndice C.

Tabela 4.4 - Características e carregamento dos blocos de estacas do edifício Niterói.

Bloco	Perfis de Sondagem	Quantidade de Estacas	Comprimento das Estacas (m)	Carregamento dos Blocos		
				R _x (kN)	M _y (kN.m)	M _z (kN.m)
B1	S1	3	13,0	1054,45	-43,08	-36,56
B2	S1	3	13,0	847,04	39,10	-14,62
B3	S3	3	12,0	807,08	-0,22	-49,95
B4	S1	3	13,0	744,65	-27,14	17,96
B5	S3	3	12,0	1338,52	-2,92	-36,79
B6	S4	3	13,0	1272,64	14,14	-35,75
B7	S4	3	13,0	1124,46	-0,01	-33,72
B8	S4	3	13,0	889,64	0,00	-33,12
B9	S1	3	13,0	1043,08	-37,05	-30,55
B10	S1	3	13,0	888,74	34,41	-20,69
B11	S2	3	12,0	556,95	-19,66	-36,77
B12	S2	3	12,0	832,22	-5,98	49,59
B13	S2	3	12,0	636,07	18,92	-38,65
B14	S3	3	12,0	780,34	-0,03	52,65
B15	S3	3	12,0	887,06	-36,00	-15,87
B16	S4	3	12,0	1250,58	0,00	8,95
B17	S2	3	13,0	977,04	-36,12	30,77
B18	S2	3	12,0	1091,51	0,89	-13,30
B19	S3	3	12,0	1363,53	-19,51	20,86
B20	S3	3	12,0	1174,74	-38,51	42,61
B21	S3	3	12,0	711,47	27,35	21,25
B22	S4	3	13,0	971,49	0,00	22,16
B23	S2	3	12,0	894,11	-34,87	0,00
B24	S3	3	12,0	884,07	35,66	0,00

4.3.2 Primeira série de comparações - Efeito arco

São apresentados os resultados das comparações efetuadas para avaliar se o efeito arco é adequadamente caracterizado no modelo de pórtico tridimensional. Foram comparados os esforços e deslocamentos em vigas de transição e reações dos pilares.

4.3.2.1 Esforços e deslocamentos nas vigas de transição

Foram escolhidas 5 vigas, dentre as 24 vigas de transição do edifício Niterói. A escolha foi feita pensando-se na análise de vigas com características diferentes entre si, seja com relação à quantidade de apoios (vigas biapoiadas e vigas contínuas) e à presença ou não de aberturas nas paredes que se apoiam sobre as vigas.

A escolha priorizou as vigas mais carregadas. Desta forma foram escolhidas as vigas VT- 3, VT- 5, VT- 6, VT-18 e VT- 24. Os valores do esforço cortante, do momento fletor e dos deslocamentos dos eixos das vigas de transição obtidos com o modelo de pórtico tridimensional foram comparados aos resultados obtidos com o modelo de referência que utiliza elementos finitos de casca.

Viga VT- 3

A viga VT- 3 é contínua, apoiada nos pilares P5, P6, P7 e P8 e possui 11,6 m de comprimento. A parede acima da viga (PH03) possui várias aberturas de janelas. Os valores máximos no diagrama de esforço cortante são maiores, em torno de 10%, no modelo de pórtico em comparação ao modelo de casca. Os valores máximos de momento fletor negativo sobre os apoios da viga são maiores no modelo de pórtico do que no modelo de casca, a diferença máxima entre os momentos negativos dos dois modelos ocorreu no pilar P5 e foi de 15%. Os valores de deslocamento vertical de pontos do eixo da viga são pequenos em relação ao seu comprimento e são semelhantes nos dois modelos, sendo que a maior diferença ocorreu no trecho de maior comprimento entre os pilares P5 e P6. No Apêndice C se encontra o detalhe da viga VT-03 com a parede PH03 no primeiro pavimento.

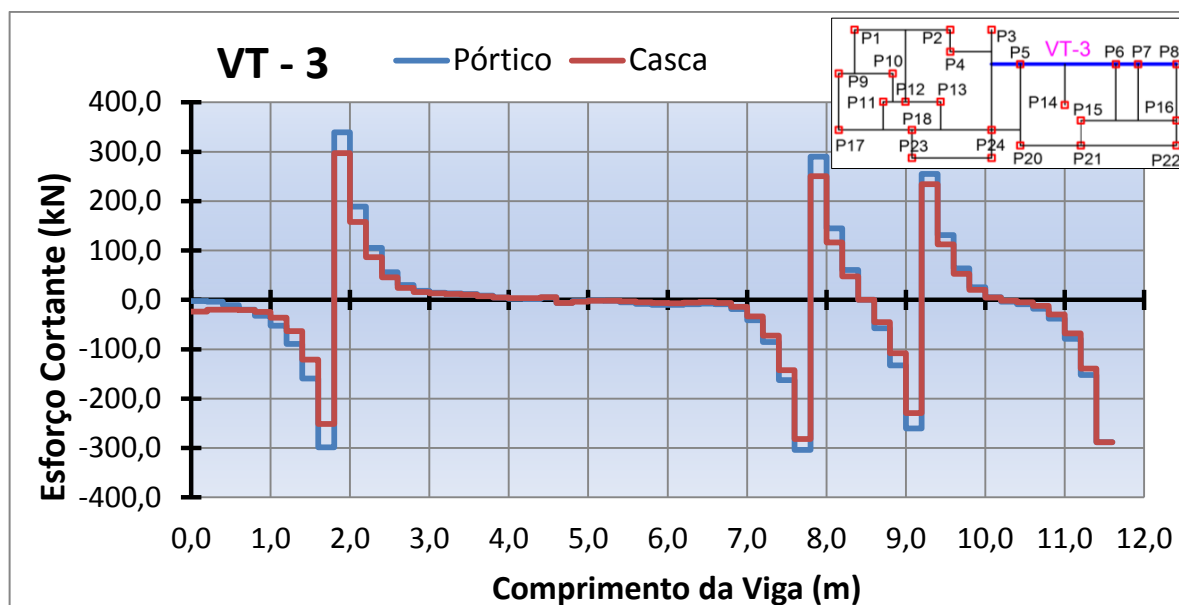


Figura 4.7: Esforço cortante na viga VT-3.

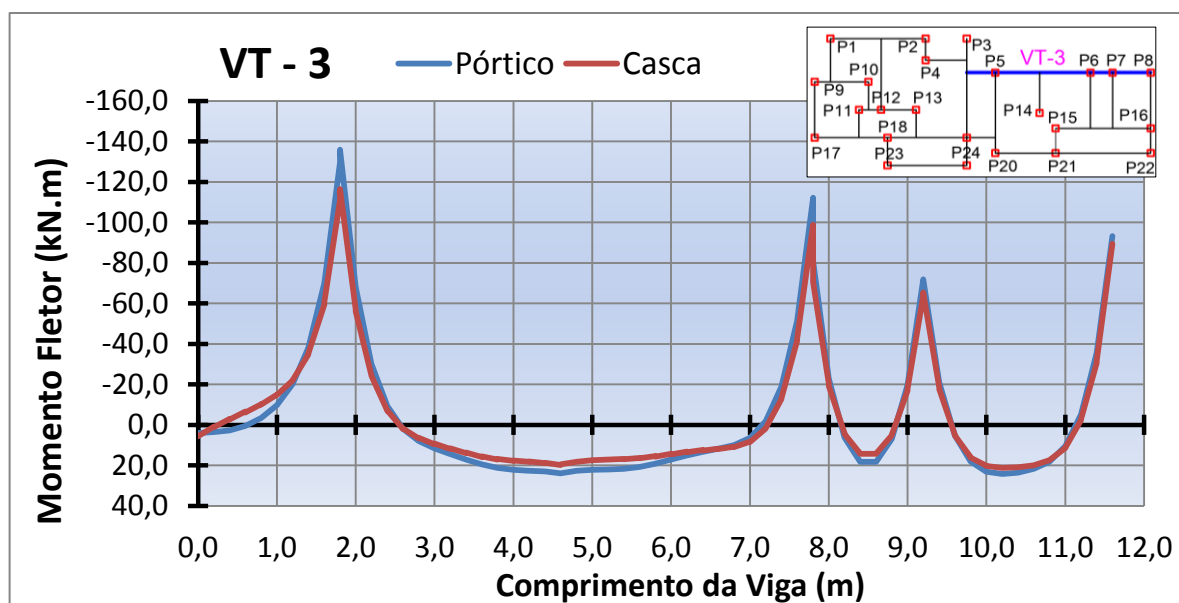


Figura 4.8: Momento Fletor na viga VT-3

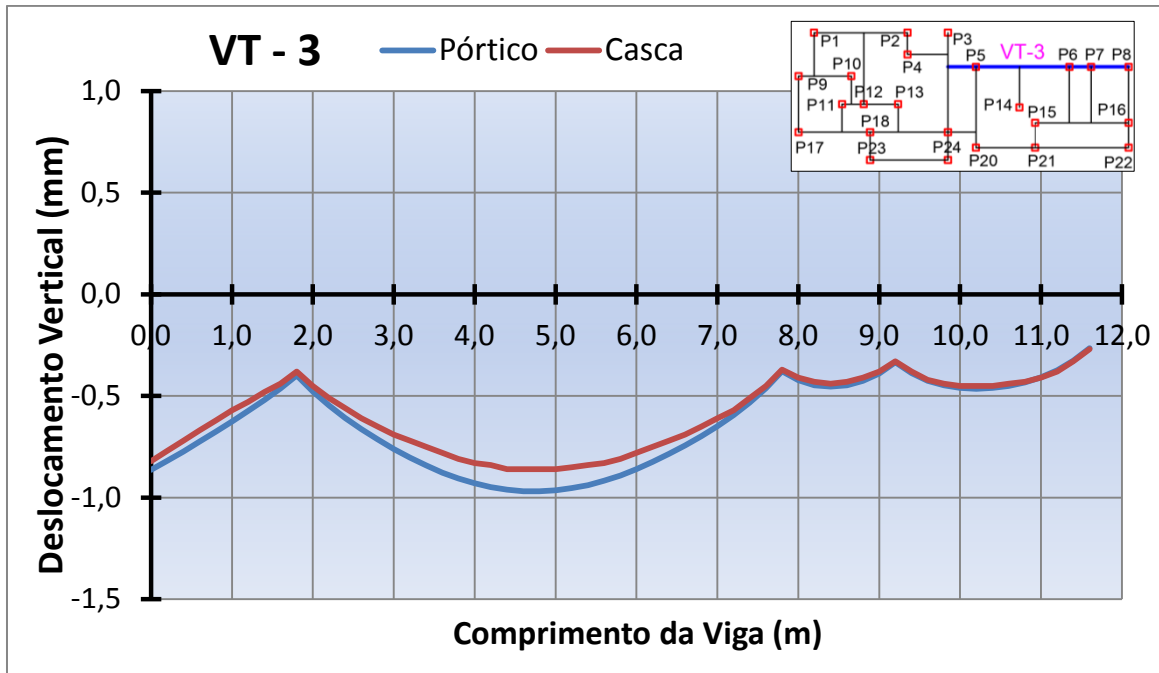


Figura 4.9: Deslocamentos na viga VT-3.

Viga VT-5

A viga VT-5 é contínua, apoiada nos pilares P11, P12 e P13 e possui 3,6 m de comprimento. Os valores de esforço cortante e momento fletor são praticamente iguais nos dois modelos com diferenças em torno de 4%. Os deslocamentos verticais da viga são praticamente iguais nos dois modelos.

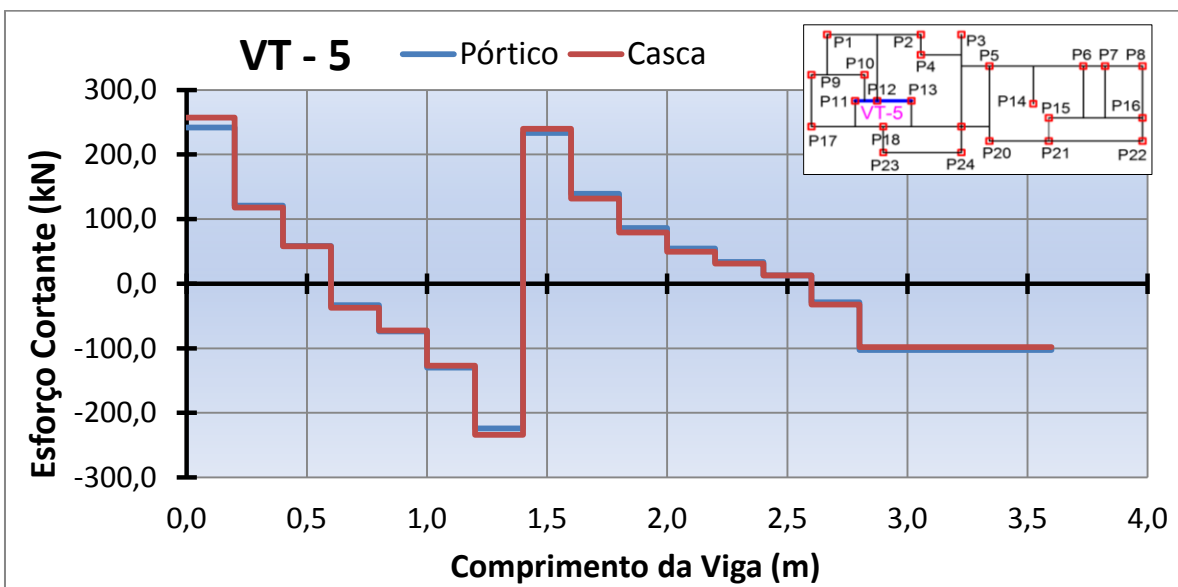


Figura 4.10: Esforço cortante na viga VT-5.

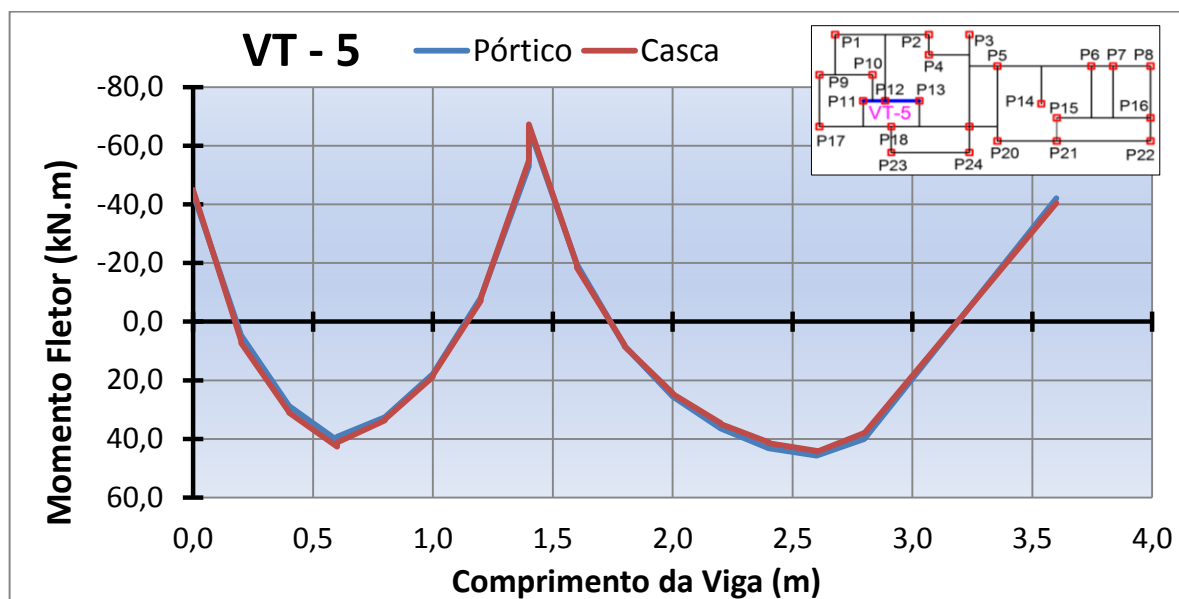


Figura 4.11: Momento fletor na viga VT-5.

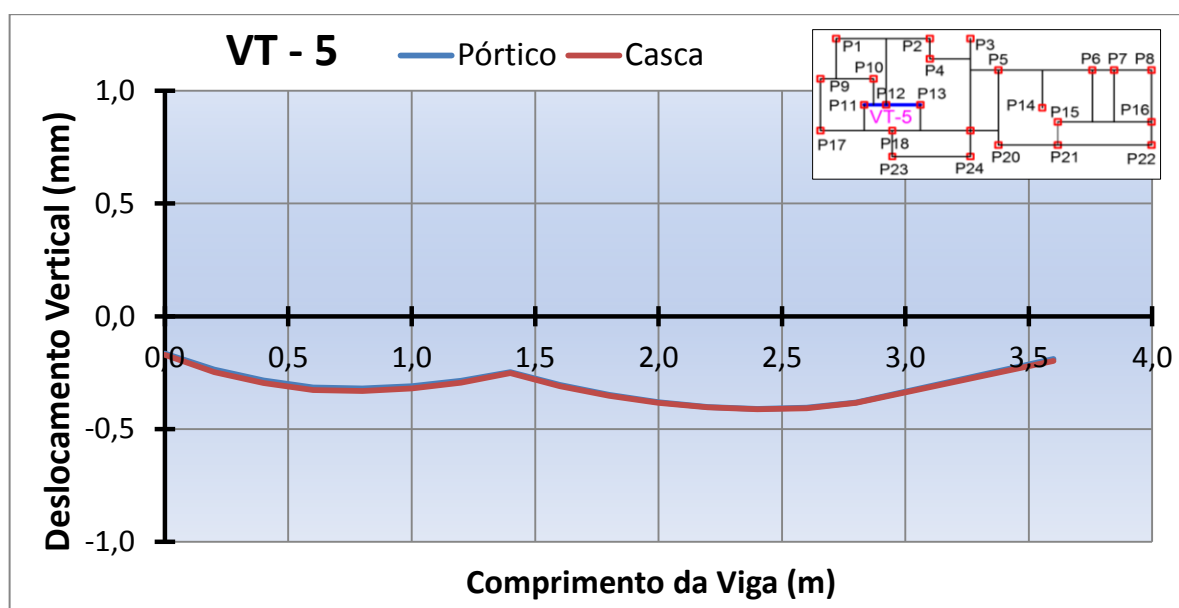


Figura 4.12: Deslocamentos na viga VT-5.

Viga VT-6

A viga VT-6 possui 6,0 m de comprimento e é apoiada nos pilares P15 e P16. A parede acima da viga não possui aberturas. Os valores do esforço cortante e do momento fletor do modelo

de pórtico são muito próximos aos valores obtidos com o modelo de casca. Há a diferença máxima de 10% no momento negativo sobre o pilar P16. Os deslocamentos são praticamente iguais nos dois modelos.

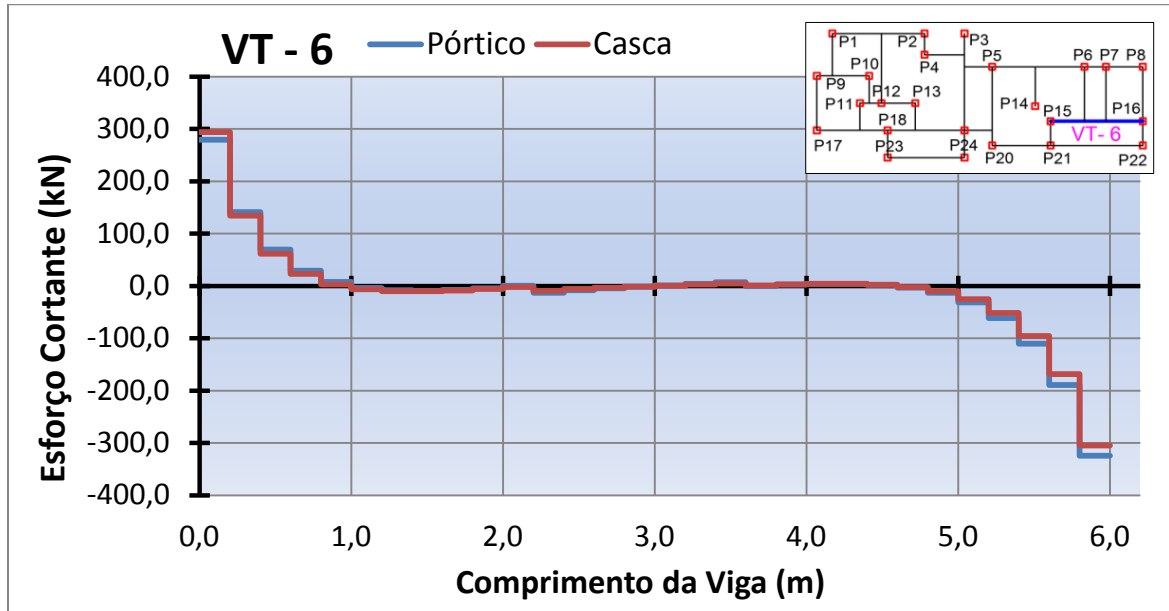


Figura 4.13: Esforço cortante da viga VT-6.

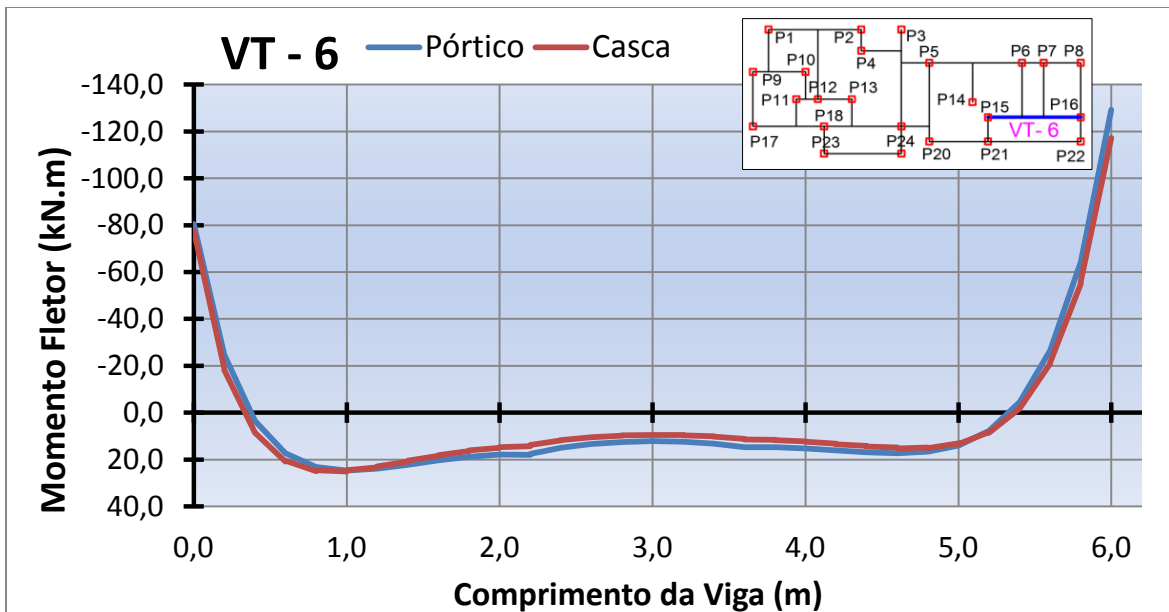


Figura 4.14: Momento fletor da viga VT-6.

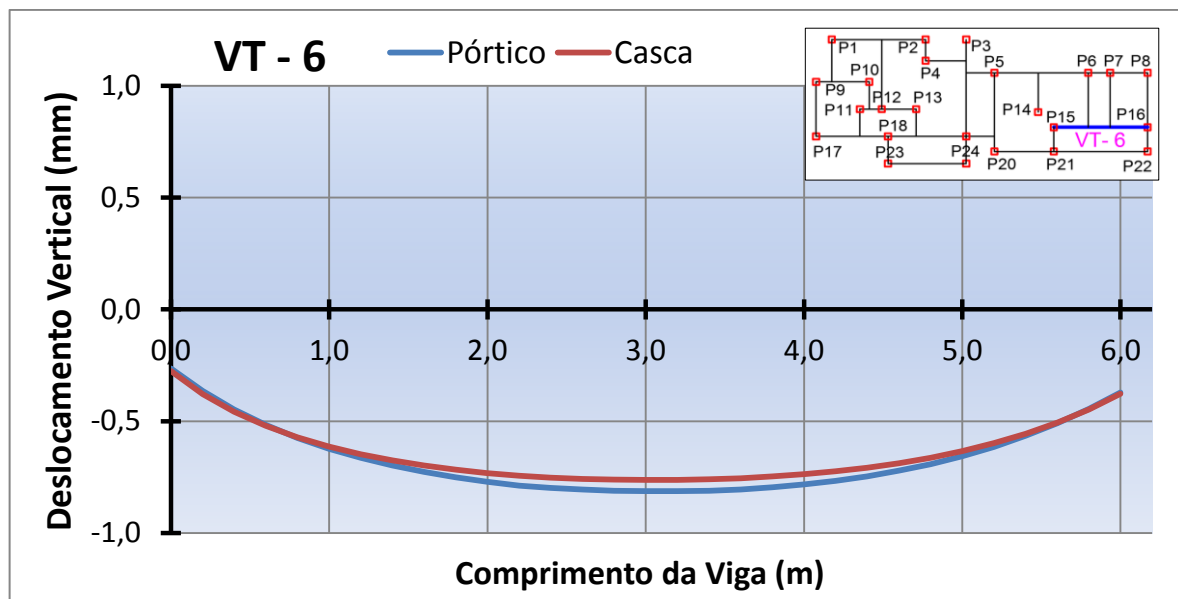


Figura 4.15: Deslocamentos na viga VT-6.

Viga VT-18

A viga VT-18 é contínua, apoiada nos pilares P24, P19 e P3 e possui 8,2 m de comprimento. A parede acima da viga possui uma abertura de porta no trecho entre os pilares P24 e P19. Os valores de esforço cortante e momento fletor do modelo de pórtico são bastante próximos aos resultados do modelo de casca. A maior diferença de esforço cortante é de 10% no P3. A maior diferença no momento fletor é de 8% no P19. Os deslocamentos da viga são semelhantes nos dois modelos.

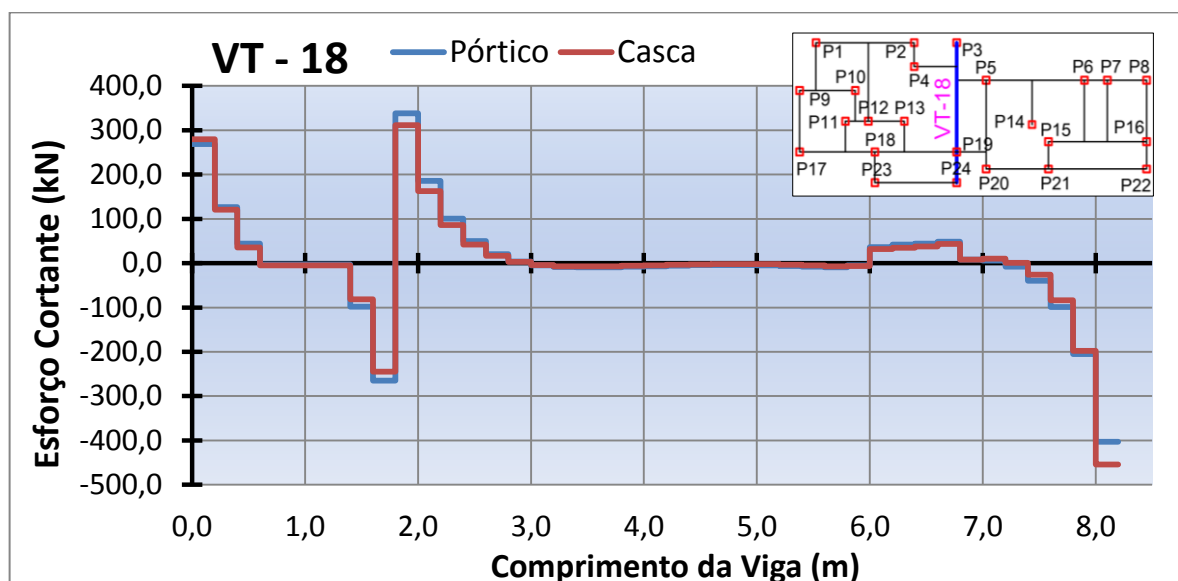


Figura 4.16: Esforço cortante na viga VT-18.

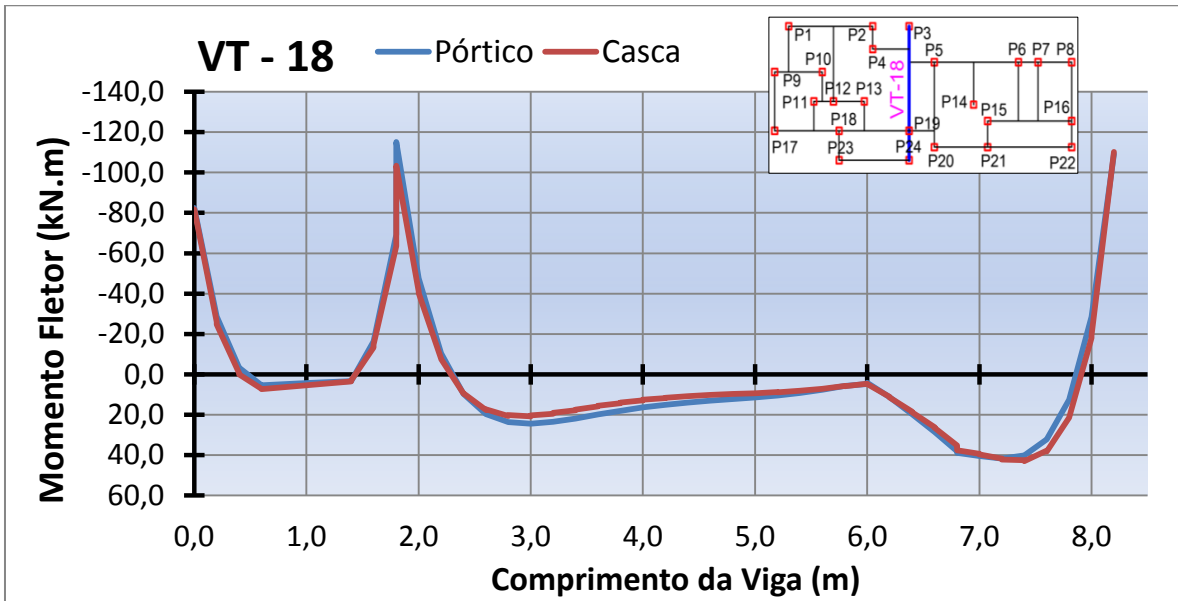


Figura 4.17: Momento fletor na viga VT-18.

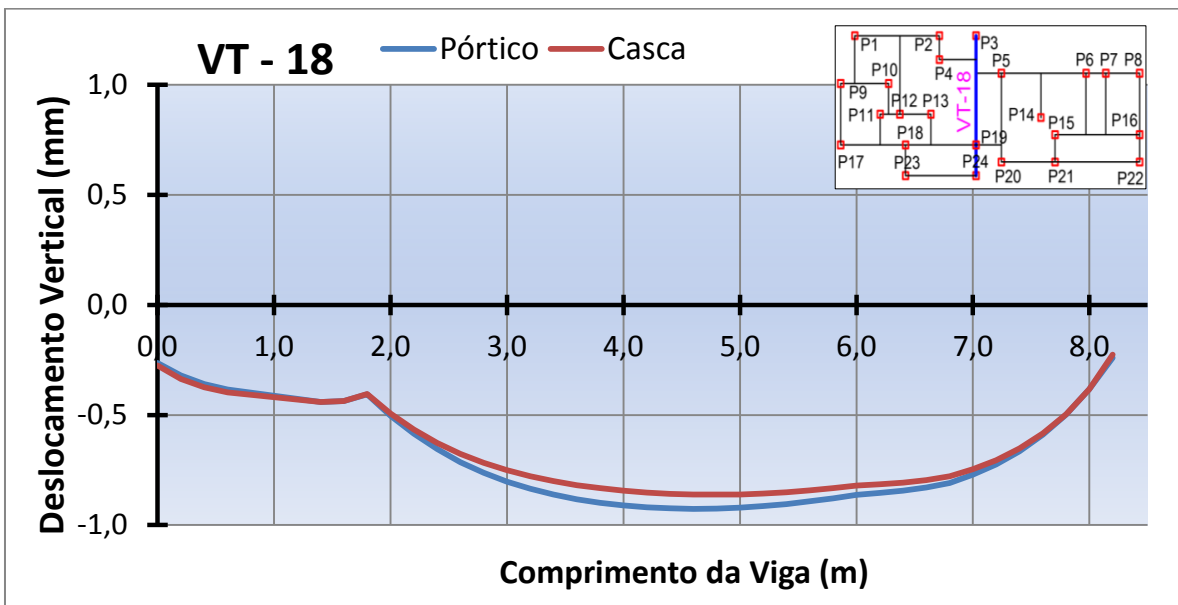


Figura 4.18: Deslocamentos na viga VT-18.

Viga VT-24

A viga VT-24 é contínua, apoiada nos pilares P22, P16 e P8 e possui 5,2 m de comprimento. A parede acima da viga não possui aberturas. Os valores dos esforços e dos deslocamentos

obtidos com o modelo de pórtico são muito próximos dos valores do modelo de casca. As maiores diferenças entre os esforços foram de 8% entre os esforços cortantes e de 12% entre os momentos fletores sobre o P16. Os deslocamentos são praticamente iguais ao longo de toda a viga.

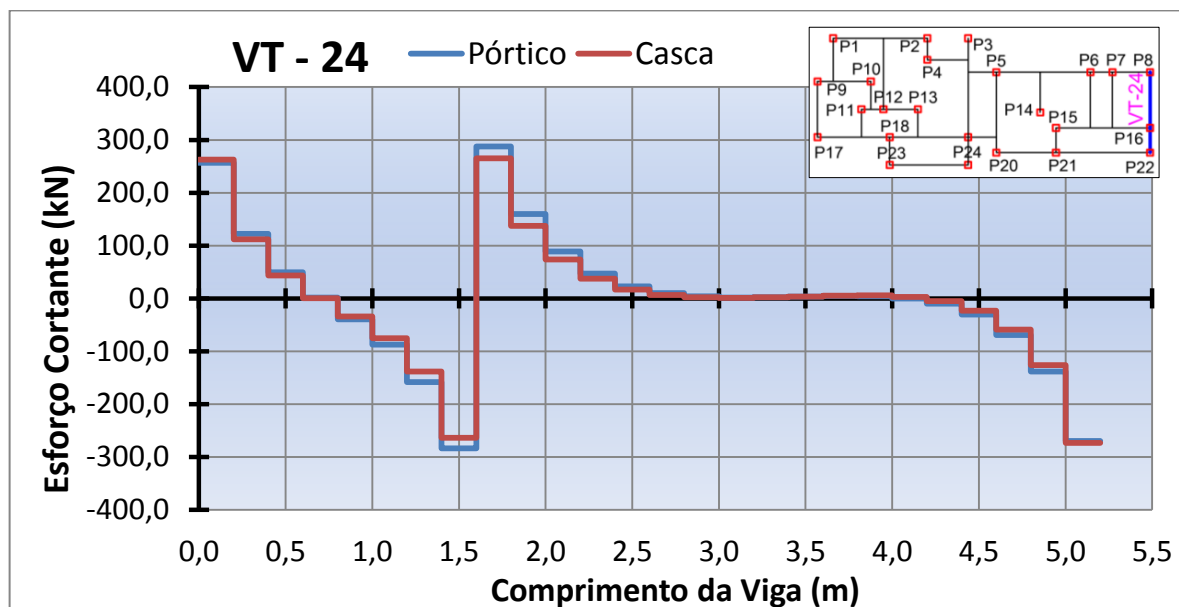


Figura 4.19: Esforço cortante na viga VT-24.

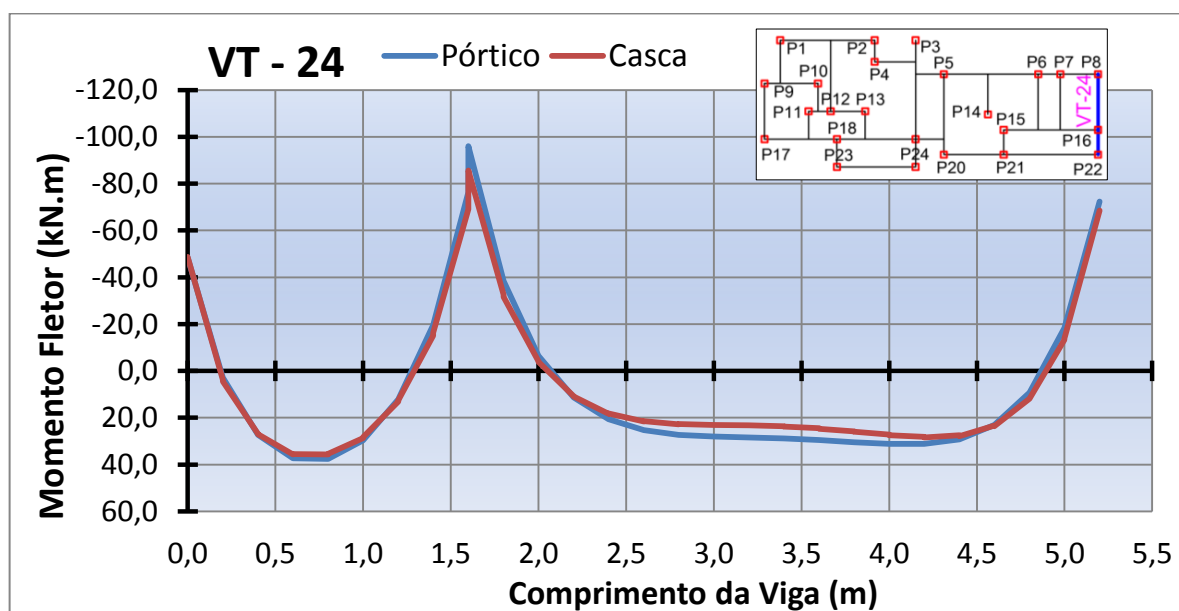


Figura 4.20: Momento fletor na viga VT-24.

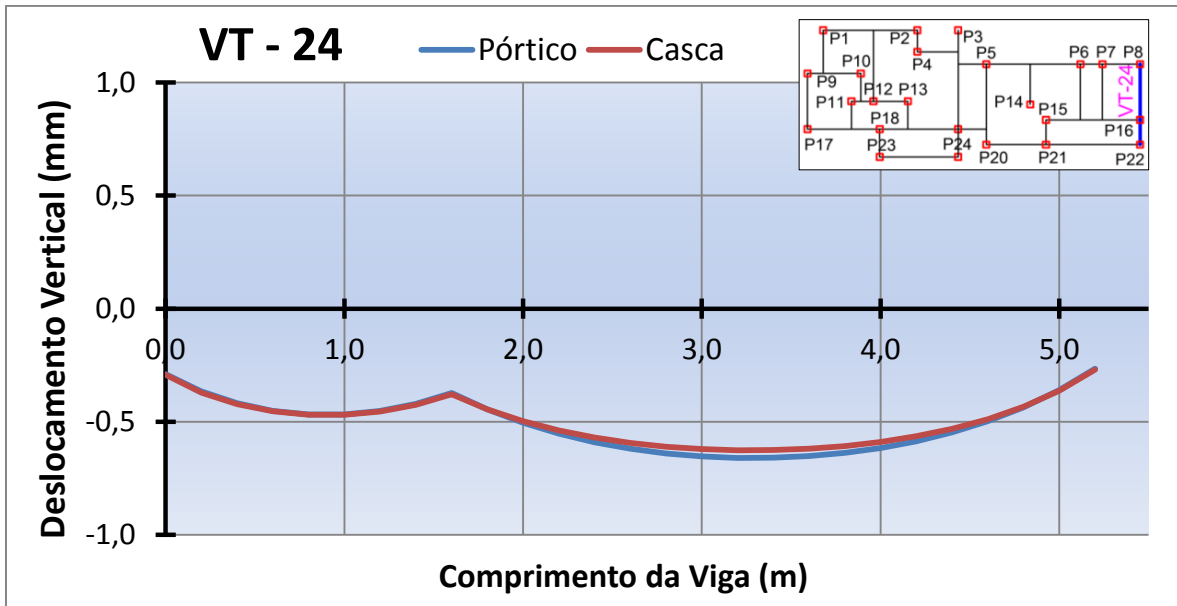


Figura 4.21: Deslocamentos na viga VT-24.

4.3.2.2 Reações na base dos pilares

As reações na base dos pilares do edifício obtidas com o modelo de pórtico tridimensional foram comparadas com as reações obtidas com o modelo de casca para descobrir se há alteração no fluxo das tensões. Foram comparados os valores dos momentos em torno dos dois eixos cartesianos e a reação vertical. A diferença é calculada com os resultados do pórtico em relação aos resultados do modelo de casca. A média dos resultados foi calculada tomando-se os módulos das diferenças. Os resultados são apresentados na Tabela 4.5.

Tabela 4.5 - Reações nos pilares do Edifício Niterói.

Pilar	Reação Vertical (kN)			Momento X (kN.m)			Momento Y (kN.m)		
	Casca	Pórtico	Difer. (%)	Casca	Pórtico	Difer. (%)	Casca	Pórtico	Difer. (%)
1	1032,36	1054,45	2,14	33,49	36,56	9,17	38,23	43,08	12,68
2	813,58	847,04	4,11	14,46	14,62	1,09	-36,47	-39,10	7,21
3	758,45	807,08	6,41	50,76	49,95	-1,59	0,26	0,22	-15,62
4	736,79	744,65	1,07	-16,91	-17,96	6,22	27,58	27,14	-1,61
5	1274,46	1338,52	5,03	30,66	36,79	19,99	2,11	2,92	38,36
6	1251,78	1272,64	1,67	29,63	35,75	20,66	-12,88	-14,14	9,76

7	1116,12	1124,46	0,75	28,44	33,72	18,55	0,60	0,01	-97,82	
8	904,48	889,64	-1,64	30,25	33,12	9,49	0,00	0,00	0,00	
9	1017,69	1043,08	2,49	29,35	30,55	4,07	34,31	37,05	8,00	
10	927,80	888,74	-4,21	23,01	20,69	-10,10	-32,46	-34,41	6,01	
11	572,08	556,95	-2,64	34,09	36,77	7,86	20,36	19,66	-3,45	
12	844,27	832,22	-1,43	-39,03	-49,59	27,06	5,34	5,98	12,02	
13	663,72	636,07	-4,17	38,18	38,65	1,24	-17,85	-18,92	6,02	
14	741,07	780,34	5,30	-50,12	-52,65	5,05	0,02	0,03	37,00	
15	927,00	887,06	-4,31	16,25	15,87	-2,35	34,05	36,00	5,74	
16	1269,96	1250,58	-1,53	-7,31	-8,95	22,40	0,00	0,00	0,00	
17	985,86	977,04	-0,89	-29,60	-30,77	3,96	33,37	36,12	8,25	
18	1140,24	1091,51	-4,27	12,42	13,30	7,05	-1,36	-0,89	-34,59	
19	1358,28	1363,53	0,39	-17,31	-20,86	20,49	16,30	19,51	19,68	
20	1140,70	1174,74	2,98	-38,78	-42,61	9,88	36,74	38,51	4,81	
21	703,37	711,47	1,15	-23,72	-21,25	-10,40	-26,65	-27,35	2,61	
22	981,72	971,49	-1,04	-21,32	-22,16	3,93	0,00	0,00	0,00	
23	934,68	894,11	-4,34	0,00	0,00	0,00	32,32	34,87	7,88	
24	925,04	884,07	-4,43	0,00	0,00	0,00	-33,15	-35,66	7,57	
			Média: 2,85				Média: 9,27	Média: 14,44		

A diferença máxima entre os valores de reação vertical ocorre no pilar P3 e é de 6,41%, já a diferença média é de 2,85%. Os momentos nos apoios apresentaram diferenças maiores, porém deve-se observar que os valores são muito pequenos, pois somente o carregamento vertical está sendo considerado.

4.3.2.3 Análise dos resultados da primeira série de comparações

Todas as vigas de transição analisadas com o uso do modelo de pórtico apresentaram valores de esforço cortante, momento fletor e de deslocamentos muito próximos aos valores obtidos com o modelo de referência. As diferenças relativamente maiores ocorreram na Viga VT-3. A Viga VT-3 suporta a parede PH03 que possui um número elevado de aberturas, prejudicando a formação do arco. Nas vigas que suportam paredes que possuem poucas aberturas, os resultados foram praticamente iguais nos dois modelos.

Na comparação das reações nos apoios, os resultados obtidos foram muito bons. Os valores das reações verticais foram muito próximos entre os dois modelos, apresentando uma diferença máxima de 6,41% no pilar P3 e uma média satisfatoriamente baixa de 2,85%.

4.3.3 Segunda série de comparações - ISE

São apresentados os resultados das comparações efetuadas entre o modelo de pórtico tridimensional com apoios indeslocáveis e o pórtico tridimensional com apoios flexíveis para avaliar o efeito da interação solo-estrutura. São comparados esforços em vigas de transição, reações dos pilares, esforço normal nas paredes do edifício e recalques nos blocos de estacas.

Foram necessárias 6 iterações para chegar à convergência. Para a verificação da convergência foram tomados os valores das forças axiais nas estacas em cada iteração.

4.3.3.1 Esforços nas vigas de transição

São feitas as comparações dos esforços cortantes e dos momentos fletores nas mesmas vigas escolhidas na primeira série de comparações. Foi utilizada a denominação “Pórtico Indesl.” para o modelo de pórtico com apoios indeslocáveis e “Pórtico ISE” para o modelo de pórtico sobre apoios flexíveis que leva em consideração a interação solo-estrutura.

Viga VT- 3

Os valores mais elevados de esforço cortante nos apoios da viga apresentam diminuição no Pórtico ISE, exceto no apoio da extremidade P8, onde ocorre um aumento de 51%. Os momentos negativos mais elevados nos apoios internos da viga apresentam diminuição, sendo

a mais alta de 15% no pilar P5. Os momentos positivos apresentam a tendência de aumentar. O momento máximo negativo na extremidade da viga (P8) é 73% maior no Pórtico ISE.

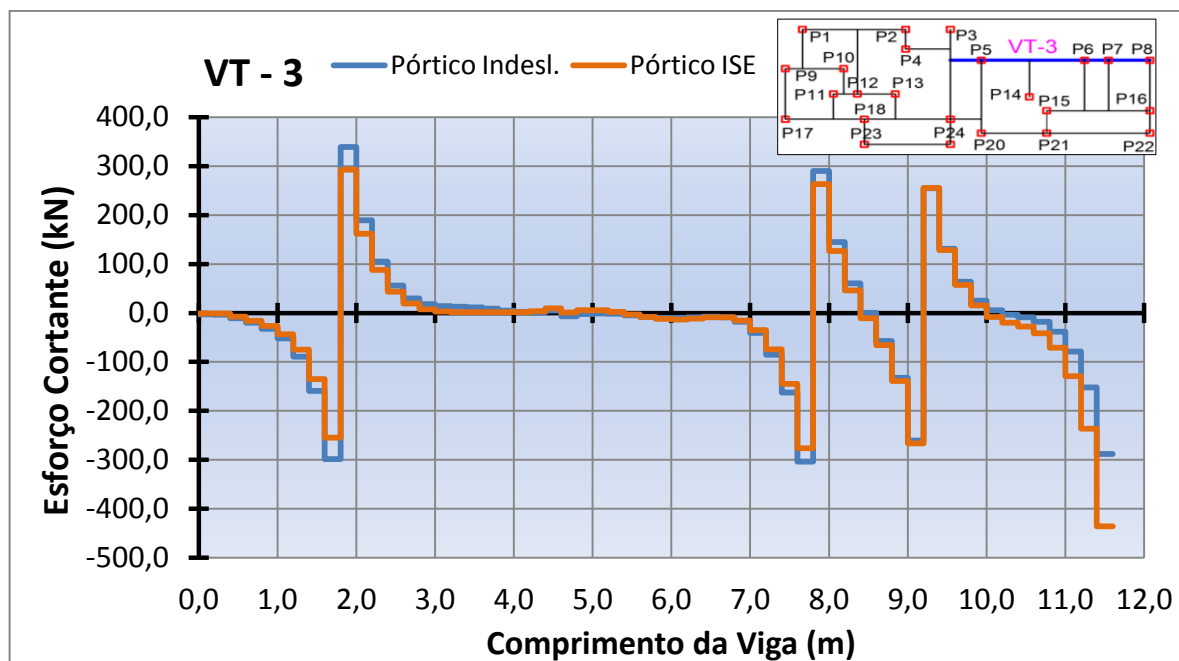


Figura 4.22: Esforço cortante na viga VT-3.

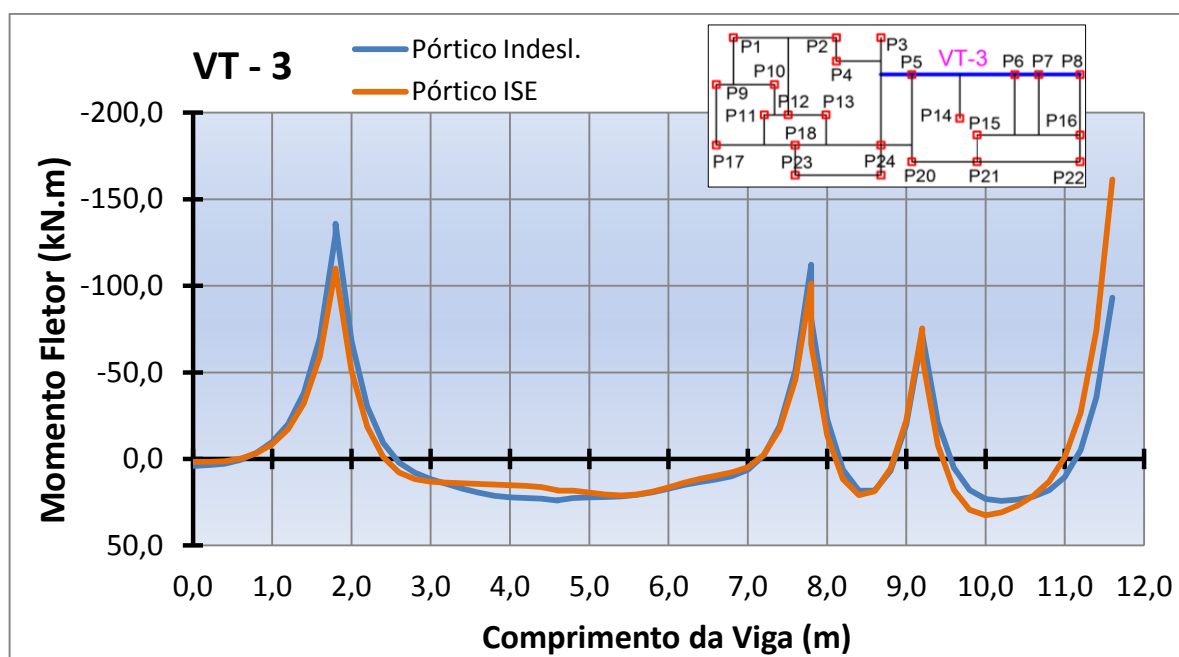


Figura 4.23: Momento fletor na viga VT-3.

Viga VT- 5

O esforço cortante no apoio interno da viga é 20% menor no Pórtico ISE, já nas extremidades os valores são cerca de 45% maiores em comparação ao Pórtico indeslocável. A respeito dos momentos fletores, no Pórtico ISE nota-se o aumento dos momentos positivos (39% e 36%), a diminuição do momento negativo no apoio P12 (42%) e o aumento dos momentos negativos nas extremidades da viga, sendo de 58% no P11 e de 50% no P13.

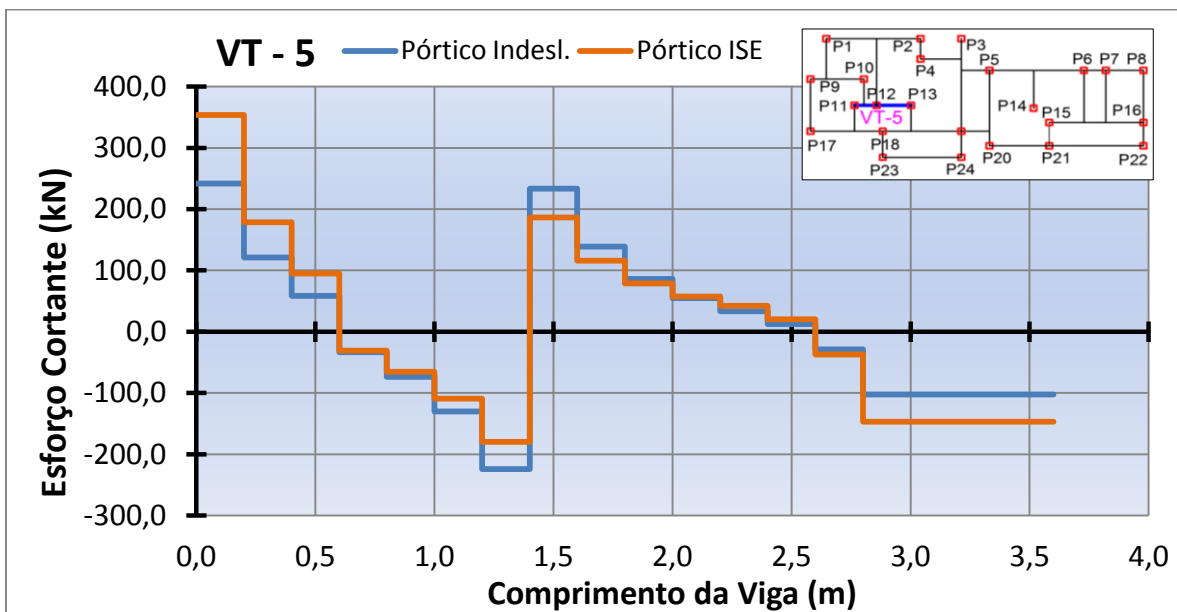


Figura 4.24: Esforço cortante na viga VT-5.

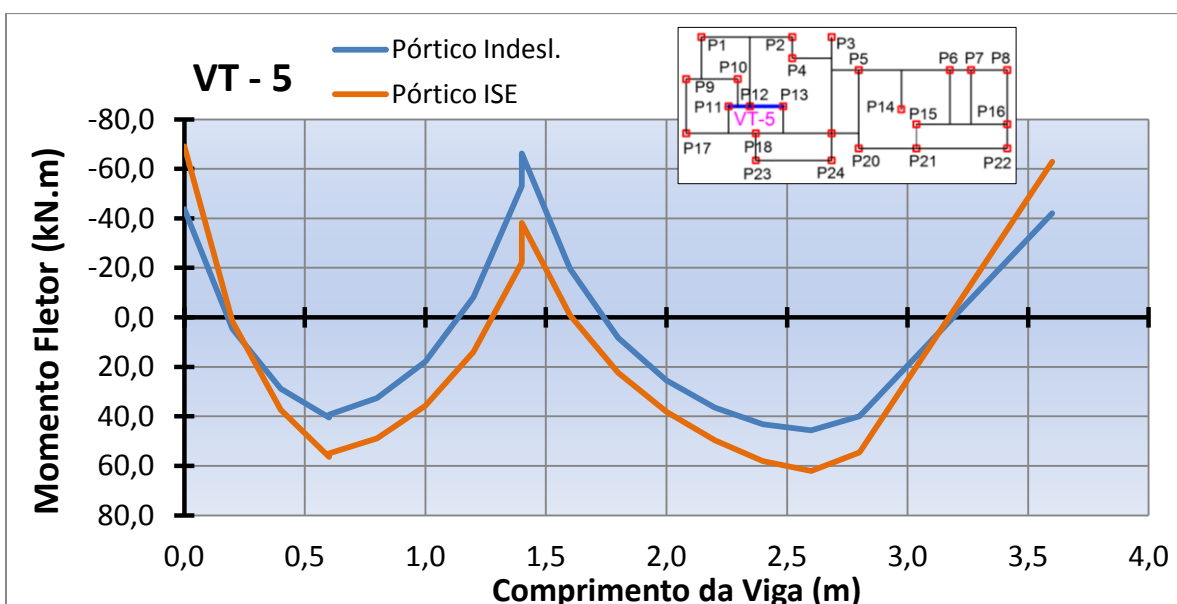


Figura 4.25: Momento fletor na viga VT-5.

Viga VT - 6

Os valores de esforço cortante e de momentos fletores são praticamente iguais nos dois modelos avaliados. Há uma pequena diminuição de 7% do momento fletor no apoio P15 no Pórtico ISE.

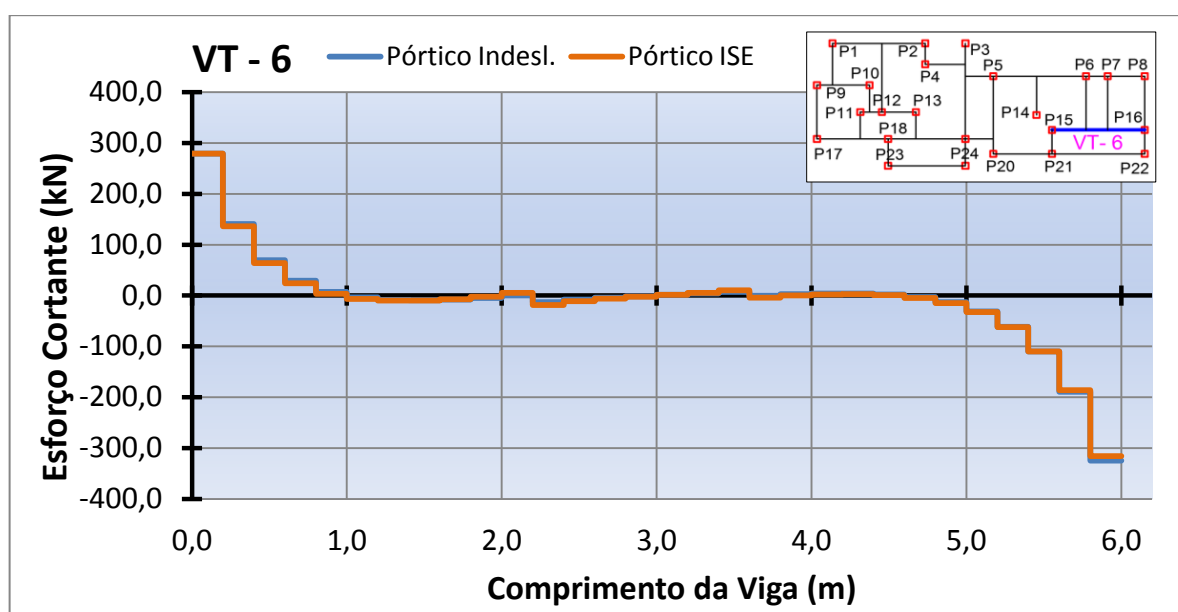


Figura 4.26: Esforço cortante na viga VT-6.

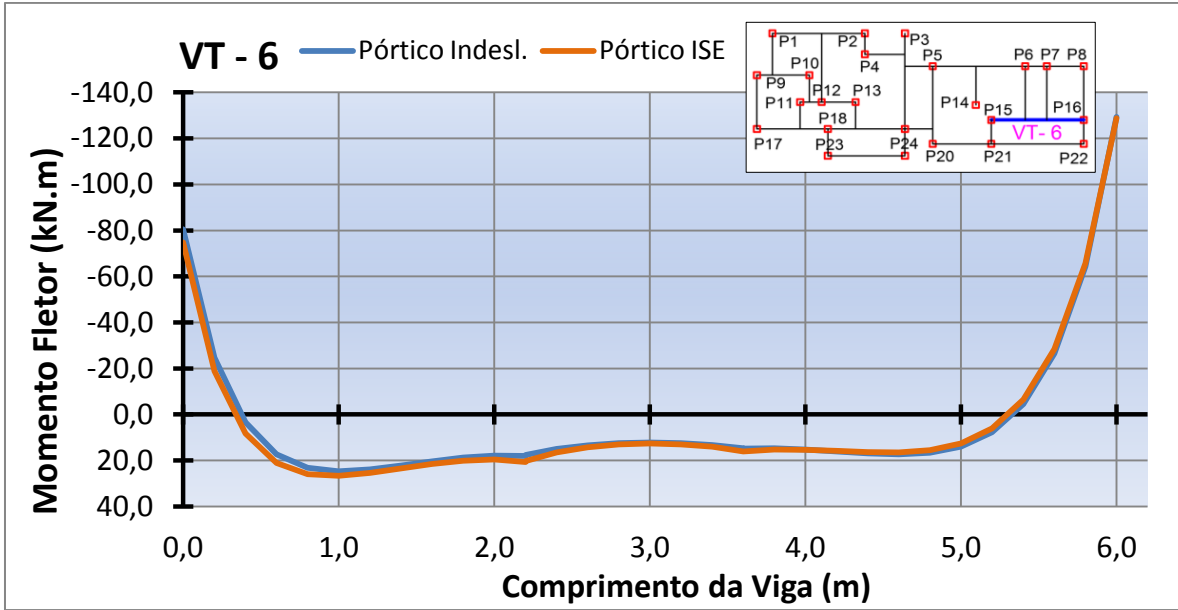


Figura 4.27: Momento fletor na viga VT-6.

Viga VT - 18

No Pórtico ISE o valor do esforço cortante é 27% menor no apoio interno P19 e 24% e 40% maior nos apoios P24 e P3 respectivamente. No Pórtico ISE também há o aumento do momento fletor positivo máximo (54%) e dos momentos negativos nos apoios de extremidade (39% no P24 e 32% no P3), e a diminuição do momento negativo no apoio P19 (34%).

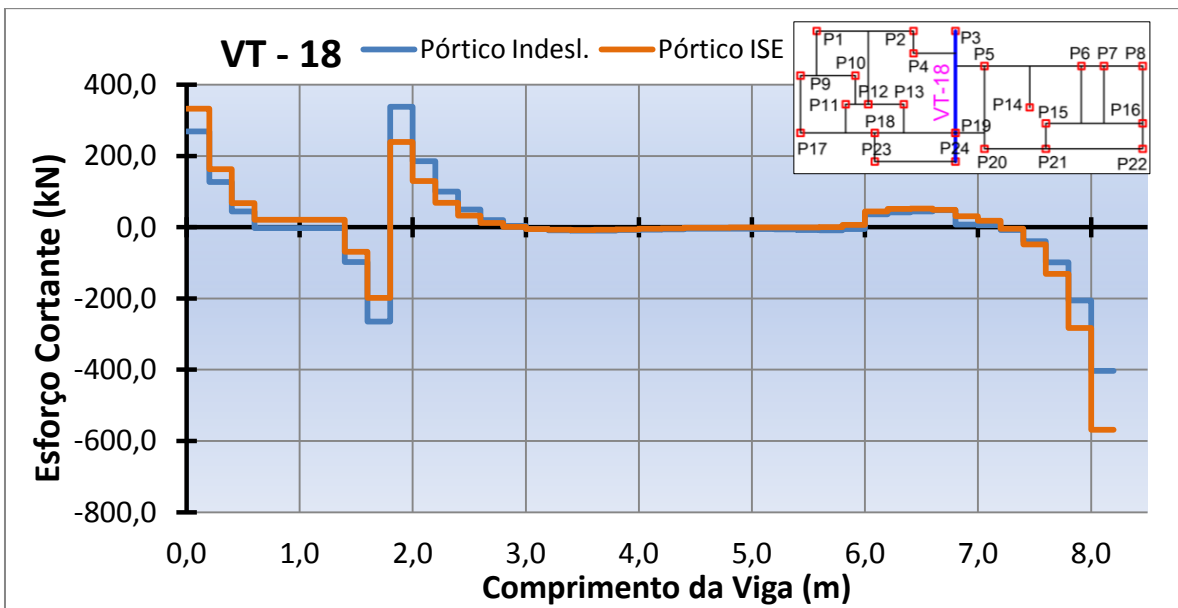


Figura 4.28: Esforço cortante na viga VT-18.

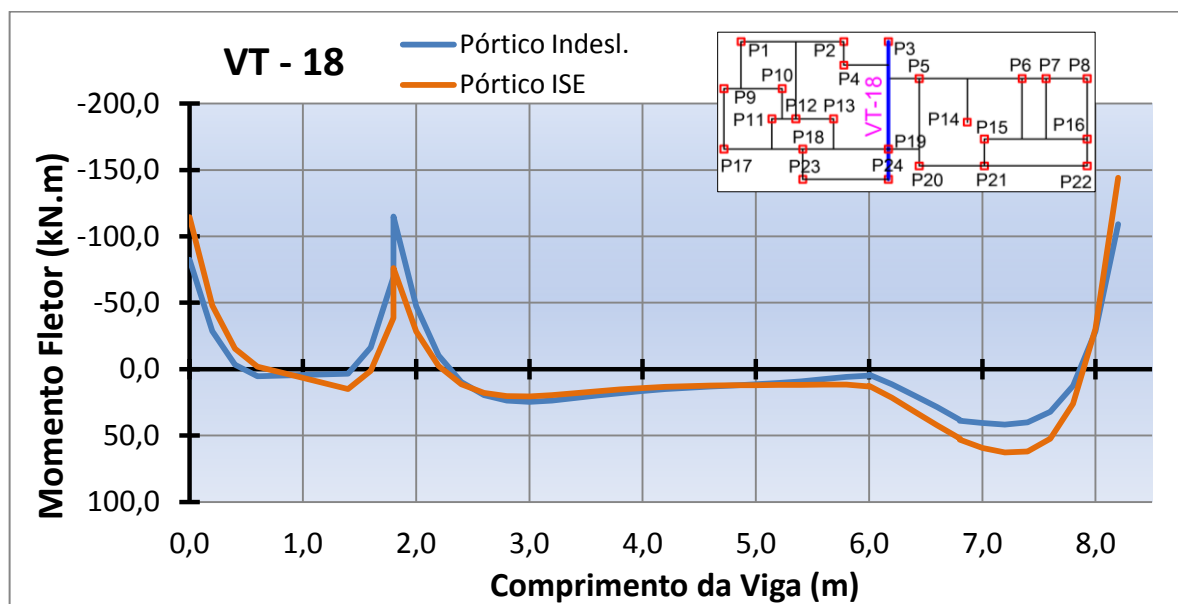


Figura 4.29: Momento fletor na viga VT-18.

Viga VT - 24

No Pórtico ISE há o aumento de 30% e 26% no valor de esforço cortante nos apoios P22 e P8, respectivamente e a diminuição de 7% no apoio P16. Em relação aos momentos fletores, no pórtico ISE há o aumento de até 40% dos momentos fletores positivos nos dois trechos da viga, a diminuição de 15% no momento negativo sobre o apoio P16 e o aumento de 36% e 26% no momento negativo sobre o apoio P22 e P8, respectivamente.

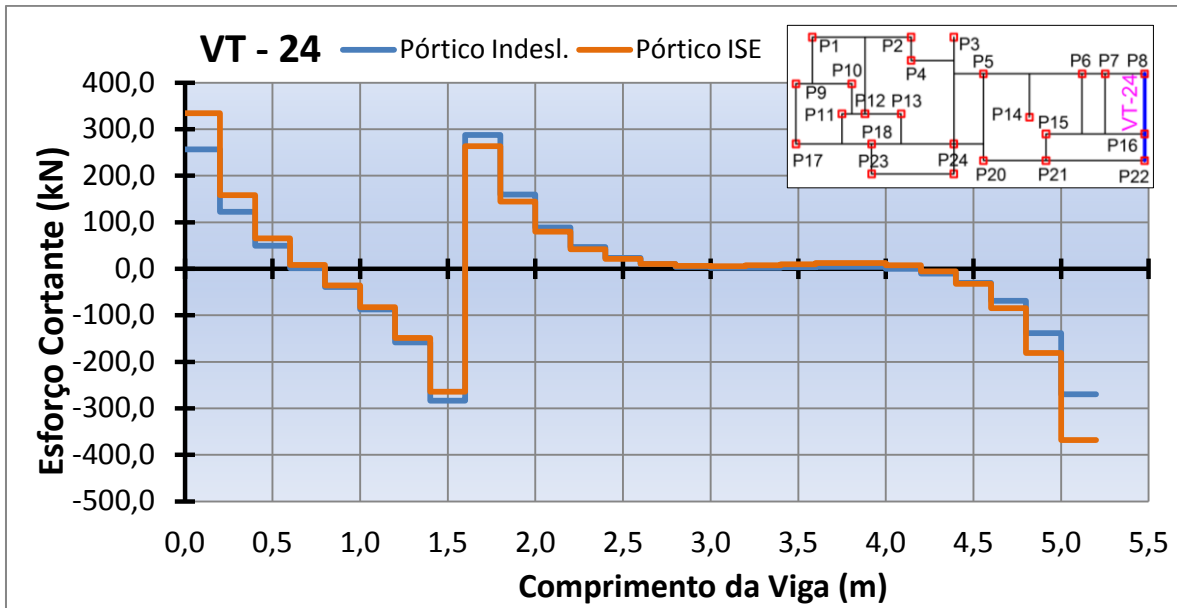


Figura 4.30: Esforço cortante na viga VT-24.

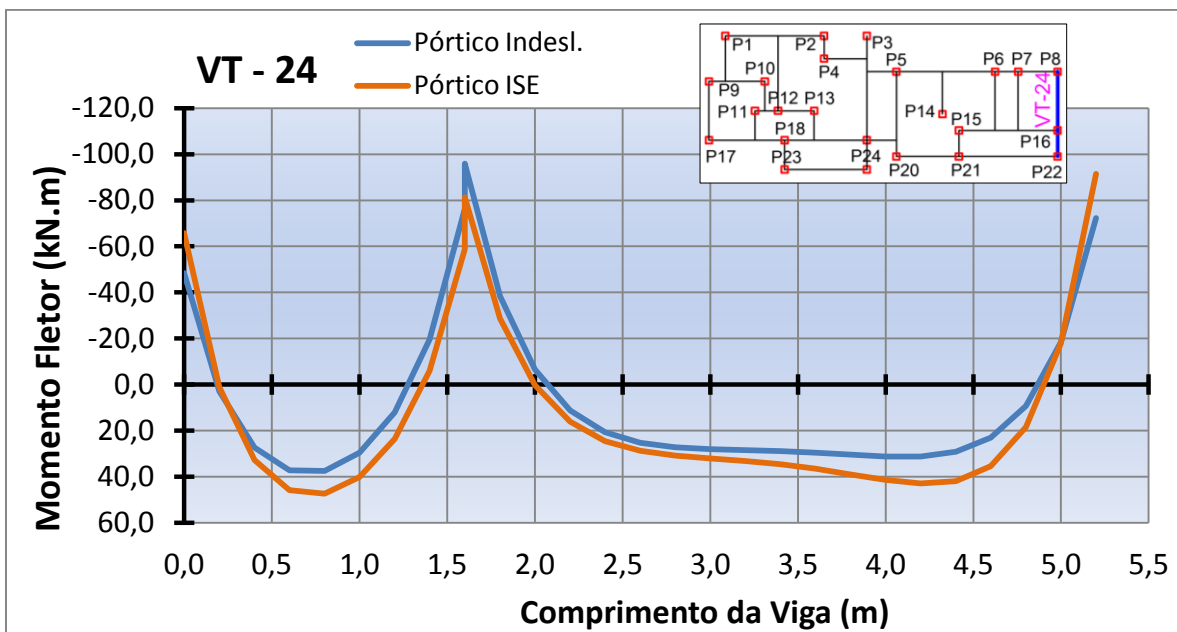


Figura 4.31: Momento fletor na viga VT-24.

4.3.3.2 Reação vertical nos pilares do edifício

As reações verticais nos pilares do edifício obtidas com o modelo de pórtico tridimensional com apoios indeslocáveis foram comparadas com as reações obtidas com o modelo de pórtico tridimensional sobre apoios flexíveis. A comparação dos valores é apresentada na Tabela 4.6.

Tabela 4.6 - Reação vertical nos pilares do Edifício Niterói.

Pilar	Reação Vertical (kN)		
	Pórt. Indesl.	Pórt. ISE	Diferença. (%)
1	1054,45	944,80	-10,40
2	847,04	672,08	-20,66
3	807,08	1165,59	44,42
4	744,65	531,18	-28,67
5	1338,52	1149,66	-14,11
6	1272,64	1169,38	-8,11
7	1124,46	1127,05	0,23
8	889,64	1285,75	44,52
9	1043,08	821,22	-21,27
10	888,74	536,38	-39,65
11	556,95	768,69	38,02
12	832,22	696,08	-16,36
13	636,07	781,77	22,91
14	780,34	980,02	25,59
15	887,06	924,62	4,23
16	1250,58	1175,48	-6,01
17	977,04	1157,36	18,46
18	1091,51	770,45	-29,41
19	1363,53	1009,54	-25,96
20	1174,74	1014,91	-13,61
21	711,47	1052,93	47,99
22	971,49	1269,25	30,65
23	894,11	968,68	8,34
24	884,07	1048,62	18,61
	Coef.Var: 23%	Coef.Var: 23%	Média: 22,42

A diferença máxima ocorre no pilar P21 sendo igual a 47,99%. A diferença média é igual a 22,42%. Os pilares que mais recebem carga devido à mudança no fluxo de tensões são os pilares P21, P8, P3 e P11. Os pilares mais aliviados foram os pilares P10, P18, P4 e P19. Não houve diferença significativa entre os valores do coeficiente de variação calculados para os conjuntos de reações verticais dos dois modelos.

4.3.3.3 Esforço normal nas paredes do edifício

Foram comparados os valores do esforço normal em todas as paredes do edifício a cada dois pavimentos. Do segundo ao décimo quinto pavimento foram coletados os valores do esforço normal nas barras verticais que representam as paredes. Os valores do esforço normal em cada parede para os dois modelos e as diferenças entre os valores são apresentados nas Tabelas 4.7, 4.8 e 4.9. Na apresentação dos valores de esforço normal, as paredes PH08 e PH09 foram divididas em dois trechos, pois as mesmas não são contínuas (Figura 4.3).

Tabela 4.7 - Esforço normal nas paredes do Edifício Niterói (pavimentos 15,13 e 11).

Parede	Esforço Normal (kN) - 15º pvto.			Esforço Normal (kN) - 13º pvto.			Esforço Normal (kN) - 11º pvto.		
	Pórt. Indesl.	Pórt. ISE	Difer. (%)	Pórt. Indesl.	Pórt. ISE	Difer. (%)	Pórt. Indesl.	Pórt. ISE	Difer. (%)
PH01	-68,78	-63,59	-7,54	-202,20	-179,07	-11,44	-335,44	-293,69	-12,45
PH02	-27,09	-26,46	-2,33	-80,29	-76,10	-5,22	-133,65	-126,44	-5,40
PH03	-207,47	-209,22	0,84	-432,06	-443,41	2,63	-663,09	-682,98	3,00
PH04	-57,63	-55,49	-3,72	-175,84	-162,29	-7,71	-294,97	-270,20	-8,40
PH06	-52,14	-50,99	-2,21	-152,00	-148,35	-2,40	-253,24	-246,80	-2,54
PH07	-184,78	-189,30	2,45	-400,64	-433,21	8,13	-606,49	-667,03	9,98
PH08(A-F)	-114,31	-112,87	-1,26	-367,78	-364,46	-0,90	-617,82	-612,50	-0,86
PH08(G)	-75,06	-76,96	2,52	-131,89	-131,78	-0,08	-191,39	-189,93	-0,76
PH09-A	-217,00	-211,68	-2,45	-305,22	-306,19	0,32	-385,96	-390,02	1,05
PH09-B	-105,75	-109,67	3,71	-179,65	-194,75	8,40	-254,06	-280,42	10,38
PH10	-96,61	-94,28	-2,41	-283,50	-279,45	-1,43	-465,02	-459,89	-1,10
PV01	-42,15	-40,92	-2,90	-135,74	-129,83	-4,36	-230,22	-219,71	-4,57
PV02	-48,88	-46,29	-5,31	-153,75	-138,03	-10,23	-258,65	-229,94	-11,10
PV03	-19,24	-19,57	1,72	-52,12	-51,46	-1,28	-87,24	-86,01	-1,40
PV04	-18,60	-17,24	-7,33	-52,48	-49,17	-6,32	-86,91	-80,72	-7,13
PV05	-58,82	-54,14	-7,96	-168,94	-151,80	-10,14	-275,07	-245,18	-10,87
PV06	-19,58	-18,81	-3,92	-61,87	-61,61	-0,41	-105,37	-104,50	-0,83
PV07	-33,88	-34,75	2,59	-99,80	-99,24	-0,55	-166,54	-165,61	-0,56
PV08	-27,57	-28,03	1,66	-87,51	-79,34	-9,33	-146,51	-131,43	-10,29
PV09	-164,08	-162,79	-0,79	-452,43	-447,65	-1,05	-729,44	-719,51	-1,36
PV10	-244,02	-243,86	-0,07	-358,15	-357,19	-0,27	-488,31	-485,92	-0,49
PV11	-121,79	-122,73	0,78	-200,92	-202,80	0,94	-281,67	-284,80	1,11
PV12	-122,52	-128,24	4,66	-159,05	-166,52	4,70	-201,66	-213,62	5,93
PV13	-49,81	-50,81	2,01	-153,49	-158,57	3,31	-253,16	-262,15	3,55
PV14	-47,38	-49,09	3,61	-147,47	-154,98	5,09	-247,64	-260,85	5,34

PV15	-146,49	-153,67	4,90	-327,18	-354,71	8,42	-513,01	-562,68	9,68
		Média:	3,14		Média:	4,43		Média:	5,00

Tabela 4.8 - Esforço normal nas paredes do Edifício Niterói (pavimentos 9,7 e 5).

Parede	Esforço Normal (kN) - 9ª pvto.			Esforço Normal (kN) - 7ª pvto.			Esforço Normal (kN) - 5ª pvto.		
	Pórt. Indesl.	Pórt. ISE	Difer. (%)	Pórt. Indesl.	Pórt. ISE	Difer. (%)	Pórt. Indesl.	Pórt. ISE	Difer. (%)
PH01	-467,20	-407,09	-12,87	-596,69	-519,60	-12,92	-721,57	-631,12	-12,54
PH02	-187,72	-176,96	-5,73	-244,08	-229,18	-6,10	-303,09	-283,93	-6,32
PH03	-895,96	-924,08	3,14	-1129,84	-1165,54	3,16	-1364,25	-1406,17	3,07
PH04	-417,13	-379,41	-9,04	-545,38	-490,82	-10,00	-682,34	-603,24	-11,59
PH06	-357,86	-348,68	-2,57	-469,35	-457,69	-2,48	-596,03	-583,01	-2,18
PH07	-809,47	-897,41	10,86	-1009,45	-1124,18	11,37	-1200,25	-1339,59	11,61
PH08(A-F)	-865,36	-859,00	-0,73	-1107,52	-1102,46	-0,46	-1338,73	-1338,81	0,01
PH08(G)	-251,42	-248,57	-1,13	-311,61	-306,42	-1,66	-372,90	-362,76	-2,72
PH09-A	-467,73	-473,94	1,33	-551,05	-558,87	1,42	-632,26	-640,48	1,30
PH09-B	-329,30	-366,85	11,40	-405,81	-454,29	11,95	-486,15	-545,65	12,24
PH10	-645,27	-638,99	-0,97	-824,67	-817,58	-0,86	-1003,51	-996,74	-0,67
PV01	-325,20	-310,06	-4,66	-421,12	-401,04	-4,77	-518,33	-492,80	-4,93
PV02	-364,96	-323,46	-11,37	-474,07	-419,86	-11,43	-591,33	-524,10	-11,37
PV03	-122,55	-120,93	-1,32	-158,12	-156,35	-1,12	-194,05	-192,55	-0,77
PV04	-122,23	-112,52	-7,95	-159,31	-145,01	-8,98	-199,81	-179,15	-10,34
PV05	-372,38	-330,43	-11,27	-452,48	-400,30	-11,53	-500,79	-442,20	-11,70
PV06	-148,96	-147,65	-0,88	-192,62	-190,93	-0,88	-236,87	-234,42	-1,04
PV07	-233,28	-232,35	-0,40	-299,12	-298,48	-0,21	-361,69	-361,77	0,02
PV08	-207,85	-184,67	-11,16	-274,59	-240,84	-12,29	-353,35	-304,50	-13,82
PV09	-996,65	-983,96	-1,27	-1255,77	-1244,56	-0,89	-1505,78	-1502,97	-0,19
PV10	-627,44	-621,88	-0,89	-772,97	-760,92	-1,56	-926,52	-902,59	-2,58
PV11	-364,51	-369,36	1,33	-448,76	-456,45	1,71	-533,35	-545,99	2,37
PV12	-246,01	-264,02	7,32	-291,59	-317,15	8,76	-341,89	-377,77	10,50
PV13	-350,17	-362,63	3,56	-445,28	-460,22	3,36	-538,91	-554,31	2,86
PV14	-347,01	-365,68	5,38	-445,97	-469,88	5,36	-545,72	-574,79	5,33
PV15	-699,45	-772,52	10,45	-886,42	-985,01	11,12	-1074,69	-1202,75	11,92
		Média:	5,35		Média:	5,63		Média:	5,92

Tabela 4.9 - Esforço normal nas paredes do Edifício Niterói (pavimentos 3,2 e 1).

Parede	Esforço Normal (kN) - 3º pvto.			Esforço Normal (kN) - 2º pvto.			Esforço Normal (kN) - 1º pvto.		
	Pórt. Indesl.	Pórt. ISE	Difer. (%)	Pórt. Indesl.	Pórt. ISE	Difer. (%)	Pórt. Indesl.	Pórt. ISE	Difer. (%)
PH01	-839,24	-740,54	-11,76	-941,49	-824,85	-12,39	-934,36	-793,90	-15,03
PH02	-363,81	-343,79	-5,50	-414,83	-398,46	-3,95	-383,65	-258,25	-32,69
PH03	-1608,02	-1655,33	2,94	-1799,22	-1853,44	3,01	-2771,19	-2814,16	1,55
PH04	-821,09	-708,36	-13,73	-891,56	-767,80	-13,88	-933,06	-649,37	-30,40
PH06	-757,41	-747,05	-1,37	-863,87	-860,51	-0,39	-1124,78	-1172,08	4,21
PH07	-1333,48	-1487,51	11,55	-1276,40	-1425,94	11,72	-912,26	-880,91	-3,44
PH08(A-F)	-1545,10	-1551,33	0,40	-1587,15	-1593,53	0,40	-1216,79	-1104,61	-9,22
PH08(G)	-446,78	-424,37	-5,02	-504,04	-461,29	-8,48	-555,12	-424,48	-23,53
PH09-A	-698,85	-704,01	0,74	-723,62	-736,22	1,74	-855,99	-946,37	10,56
PH09-B	-580,38	-654,23	12,73	-631,92	-718,42	13,69	-561,89	-735,65	30,92
PH10	-1166,54	-1163,78	-0,24	-1176,27	-1176,48	0,02	-914,78	-996,76	8,96
PV01	-627,66	-597,82	-4,75	-723,59	-697,41	-3,62	-960,31	-958,83	-0,16
PV02	-729,88	-647,84	-11,24	-749,78	-666,11	-11,16	-594,70	-531,79	-10,58
PV03	-222,30	-222,60	0,14	-219,69	-219,86	0,08	-254,92	-310,09	21,64
PV04	-251,54	-218,66	-13,07	-303,59	-248,53	-18,14	-493,77	-371,26	-24,81
PV05	-483,09	-426,85	-11,64	-415,74	-372,02	-10,52	-175,30	-176,64	0,76
PV06	-295,13	-289,62	-1,87	-381,14	-367,26	-3,64	-768,78	-711,40	-7,46
PV07	-413,31	-416,21	0,70	-441,85	-452,86	2,49	-500,59	-589,38	17,74
PV08	-462,43	-390,21	-15,62	-516,53	-442,01	-14,43	-823,57	-613,52	-25,50
PV09	-1743,30	-1757,78	0,83	-1874,41	-1889,97	0,83	-2043,58	-2298,04	12,45
PV10	-1090,90	-1044,50	-4,25	-1170,18	-1102,28	-5,80	-996,46	-877,55	-11,93
PV11	-617,08	-639,51	3,64	-680,77	-721,36	5,96	-864,06	-995,76	15,24
PV12	-426,80	-483,25	13,23	-549,45	-629,23	14,52	-816,74	-1004,61	23,00
PV13	-630,40	-642,14	1,86	-651,16	-655,86	0,72	-484,11	-468,49	-3,23
PV14	-646,75	-680,23	5,18	-671,18	-703,82	4,86	-431,05	-435,62	1,06
PV15	-1273,45	-1437,19	12,86	-1390,57	-1564,49	12,51	-1649,66	-1901,96	15,29
		Média:	6,42		Média:	6,88		Média:	13,90

As maiores diferenças entre os valores dos esforços normais nas paredes do edifício ocorrem, como esperado nos pavimentos inferiores, principalmente no primeiro pavimento. A maior diferença é o alívio de 32,69% na parede PH02. A diferença média (em valor absoluto) é de 13,90%. O maior alívio ocorreu nas paredes PH02, PH04, PV08 e PV04. As paredes que receberam mais carga devido à alteração do fluxo de tensões são as paredes PH09-B, PV12, PV03 e PV07. As maiores diferenças ocorreram nas paredes PH02, PH09-B, PH04, PV08 e PV04.

4.3.3.4 Recalques nos blocos de estacas

Apresentam-se os recalques verticais dos blocos de estacas estimados com o auxílio do programa ISE 1.0 para as cargas dos dois modelos de pórtico. O valor do recalque de cada bloco em cada um dos pórticos e a diferença entre os valores do Pórtico ISE em relação ao pórtico indeslocável são apresentados na Tabela 4.10. Informações complementares são apresentadas na Tabela 4.11. Os valores de recalque nos blocos no modelo de pórtico indeslocável são os recalques calculados na primeira iteração do programa ISE 1.0.

Tabela 4.10 - Recalques estimados dos blocos de estacas do Edifício Niterói.

Bloco	Recalque (mm)		
	Pórt. Indesl.	Pórt. ISE	Difer.(%)
1	30,97	27,15	-12,34
2	32,40	27,13	-16,26
3	19,46	26,09	34,07
4	33,63	27,27	-18,91
5	30,29	26,64	-12,06
6	28,00	26,29	-6,10
7	25,79	26,14	1,34
8	17,41	25,74	47,89
9	32,70	27,21	-16,78
10	37,82	27,56	-27,15
11	24,74	26,55	7,31
12	30,83	27,05	-12,26
13	25,38	26,62	4,91
14	23,02	26,12	13,46
15	24,23	26,09	7,70
16	26,34	26,10	-0,93
17	23,54	26,76	13,65
18	33,66	27,12	-19,43
19	33,60	26,80	-20,23
20	29,13	26,56	-8,82
21	18,80	25,85	37,51
22	19,58	25,81	31,79
23	26,36	26,67	1,20
24	24,48	26,51	8,28

Tabela 4.11- Informações complementares sobre os recalques dos blocos de estacas.

Informação complementar	Pórt. Ind.	Pórt. ISE	Difer. (%)
Recalque Máximo (mm)	37,82	27,56	-27,13
Recalque Diferencial Máximo (mm)	20,42	1,81	-91,14
Recalque Médio (mm)	27,17	26,58	-2,17
Coeficiente de Variação (%)	20,01	1,94	-90,30

4.3.3.5 Análise dos resultados da segunda série de comparações

Na comparação dos esforços nas vigas de transição houve diferenças importantes. Em relação aos esforços cortantes, houve a diminuição dos esforços nos apoios internos e o aumento nos apoios das extremidades nas vigas contínuas. Na viga biapoiada (VT-6) praticamente não houve diferença. Em relação aos momentos fletores, nas vigas contínuas analisadas, a consideração da interação solo-estrutura levou à diminuição dos momentos negativos nos apoios internos e ao aumento dos momentos positivos em geral e dos momentos negativos nos apoios nas extremidades das vigas. Na viga biapoiada (VT-6) praticamente não houve diferença nos valores de momento fletor ao se considerar a interação solo-estrutura.

Na comparação da reação vertical dos pilares do edifício, podem ser vistas diferenças importantes causadas pela interação solo-estrutura. O fluxo de tensões foi consideravelmente alterado, causando o incremento de carga de até 48% como ocorreu no pilar P21 e o alívio de até 40%, como no pilar P10. Nota-se que alguns dos maiores incrementos de carga ocorreram em alguns dos pilares originalmente menos carregados (P21, P11, P13 e P14) e em pilares com nível intermediário de carregamento (P8, P22, P3 e P24). Por outro lado, os maiores alívios de carga se deram em alguns dos pilares originalmente mais carregados (P19, P18 e P5) e em alguns pilares com nível intermediário de carregamento (P10, P9, P2 e P12). Porém, o pilar P4 se mostrou uma exceção a esta situação, sendo um dos pilares originalmente menos carregados e apresentando um alívio de carga de 29% no modelo Pórtico ISE.

A comparação do esforço normal nas paredes do edifício também levou a algumas informações importantes. Primeiramente pode-se notar que as diferenças médias entre os valores dos esforços normais dos dois primeiros pavimentos são muito maiores do que as diferenças médias nos pavimentos mais elevados. Esta situação indica que os primeiros

pavimentos são muito mais afetados pela interação solo-estrutura do que os pavimentos mais elevados, o que está dentro do esperado, por ser a região mais próxima das fundações. Em relação à importância das diferenças entre os valores de esforço normal dos dois modelos, no primeiro pavimento há a ocorrência de diferenças de mais de 30% em algumas paredes, sendo alívio em algumas paredes e incremento de carga em outras.

Na comparação dos recalques, o efeito da interação solo-estrutura que fica mais evidente é a grande homogeneização que ocorre no recalque vertical dos blocos de estacas, indicado pela grande diferença que existe entre os valores dos coeficientes de variação calculados para os dois modelos e pela diminuição de 91% do recalque diferencial máximo no modelo Pórtico ISE. Como pode ser visto na Tabela 4.11, o valor do coeficiente de variação dos recalques passou de 20% no pórtico indeslocável para apenas 2% no pórtico com interação solo-estrutura. Além disto, houve também a redução de 27% do recalque máximo calculado.

4.4 EDIFÍCIO COLUBANDÊ 1

O segundo caso avaliado é baseado no edifício Colubandê localizado na cidade de São Gonçalo no estado do Rio de Janeiro, projetado pela empresa OSMB Engenheiros Associados LTDA. Em seu projeto original, o edifício Colubandê possui 5 pavimentos e fundações em sapatas. Neste trabalho, o projeto do edifício foi modificado, dando origem a dois edifícios, denominados Colubandê 1 e Colubandê 2.

O edifício Colubandê 1 possui 15 pavimentos, sendo o primeiro um pavimento de transição. As fundações são em estacas de concreto pré-moldado de seção circular.

4.4.1 Informações sobre os modelos estruturais

A planta baixa do edifício possui dois eixos de simetria, por isso, somente foi necessário modelar um quarto da planta do edifício. Todas as paredes de concreto possuem 0,14 m de espessura. A estrutura dos pavimentos é composta por um total de 12 paredes, sendo 6 paredes na direção horizontal e 6 paredes na direção vertical. A disposição e a nomenclatura

adotada para as paredes são apresentadas na Figura 4.32 e na Figura 4.33 (as medidas são dadas em cm). Foram adotadas as siglas PH, e PV para as paredes na direção horizontal e vertical, respectivamente e LH e LV para os lintéis na direção horizontal e vertical, respectivamente. As janelas, portas e janelas 60 têm 1,20 m, 0,80m e 0,60m de comprimento respectivamente.

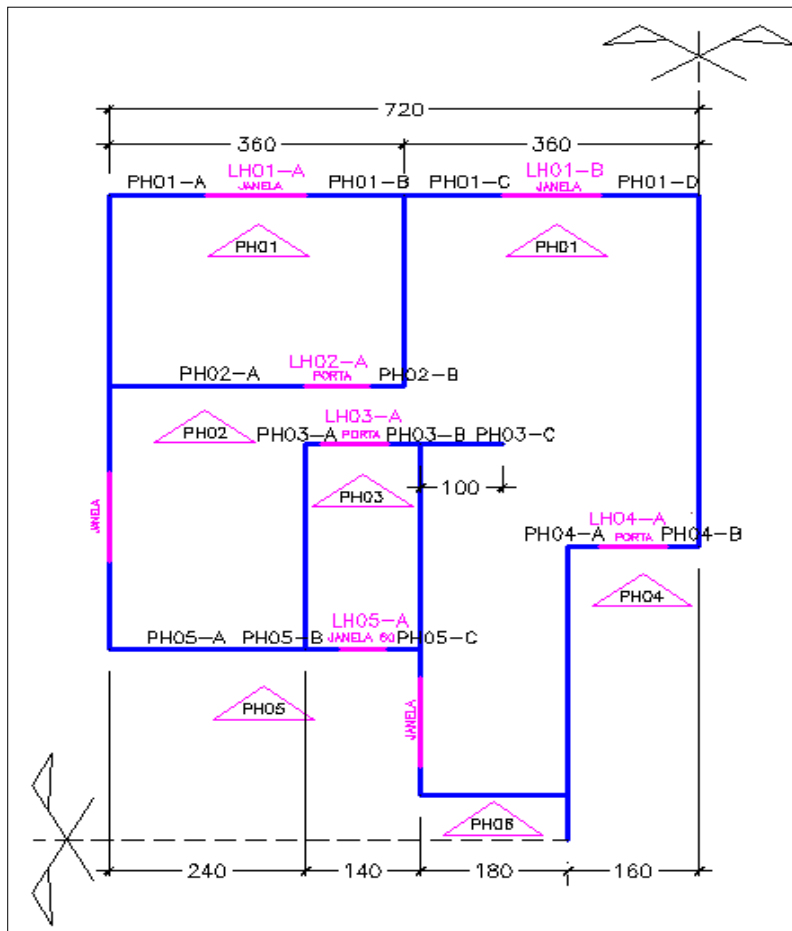


Figura 4.32: Planta baixa das paredes do edifício Colubandê 1 na direção horizontal.

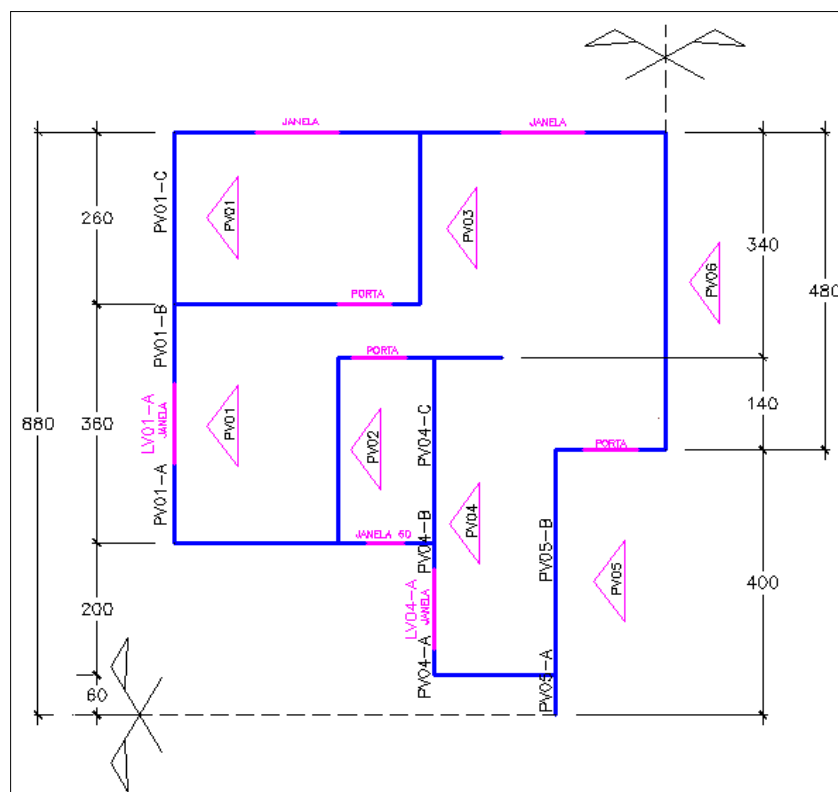


Figura 4.33: Planta baixa das paredes do edifício Colubandê 1 na direção vertical.

O material utilizado foi o concreto armado com resistência à compressão de 25 MPa, módulo de elasticidade longitudinal igual a 23,8 GPa e coeficiente de Poisson igual a 0,20. O carregamento vertical total aplicado em cada um dos trechos de cada parede, composto pelo peso próprio das paredes e pelas cargas das lajes é apresentado na Tabela 4.12. Como simplificação, considerou-se a carga aplicada no pavimento de cobertura igual à carga aplicada nos demais pavimentos.

Tabela 4.12 - Carregamento nas paredes do Edifício Colubandê 1.

Paredes		Carregamento Vertical (kN/m)	
Parede	Trecho	Pvto. Tipo	Cobertura
PH01	PH01-A	13,651	13,651
	LH01-A	9,451	9,451
	PH01-B	13,651	13,651
	PH01-C	14,408	14,408
	LH01-B	10,208	10,208
	PH01-D	14,408	14,408

PH02	PH02-A	16,776	16,776
	LH02-A	7,234	7,234
	PH02-B	14,934	14,934
PH03	PH03-A	13,208	13,208
	LH03-A	5,508	5,508
	PH03-B	13,208	13,208
	PH03-C	17,598	17,598
PH04	PH04-A	16,959	16,959
	LH04-A	9,259	9,259
	PH04-B	16,959	16,959
PH05	PH05-A	12,925	12,925
	PH05-B	11,925	11,925
	LH05-A	7,725	7,725
	PH05-C	11,925	11,925
PH06	PH07-A	12,990	12,990
PV01	PV01-A	13,786	13,786
	LV01-A	9,586	9,586
	PV01-B	13,786	13,786
	PV01-C	13,651	13,651
PV02	PV02	15,911	15,911
PV03	PV03	18,259	18,259
PV04	PV04-A	12,990	12,990
	LV04-A	8,790	8,790
	PV04-B	12,990	12,990
	PV04-C	15,115	15,115
PV05	PV05-A	17,255	17,255
	PV05-B	17,255	17,255
PV06	PV06	19,016	19,016

No edifício Colubandê 1, todas as paredes são apoiadas em vigas de transição de concreto armado de 0,80 m de altura e 0,14 m de espessura. As vigas de transição são suportadas por 10 pilares de concreto armado de 3,00 m de altura e seção transversal quadrada com 0,60 m de lado. A planta baixa simplificada das vigas de transição é apresentada na Figura 4.34.

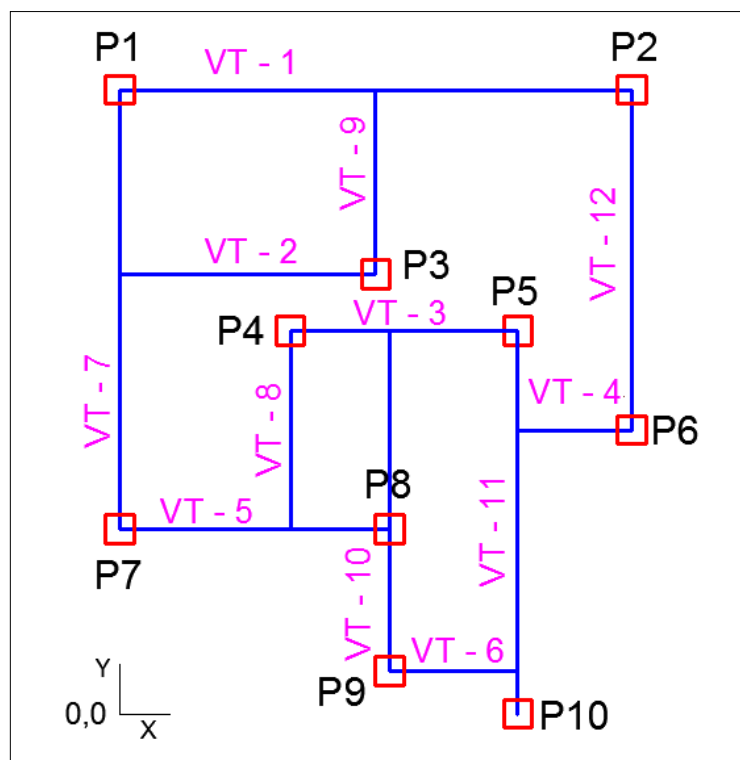


Figura 4.34: Planta baixa simplificada das vigas de transição do edifício Colubandê 1.

As fundações do edifício são constituídas por 10 blocos de estacas cravadas de concreto pré-moldado. Foi utilizado um total de 30 estacas de seção circular com diâmetros de 0,26 m e 0,33 m. Como valores de carga nominal das estacas, foram adotados 400 kN e 600 kN, para as estacas de 0,26 m e de 0,33 m de diâmetro respectivamente. Cada bloco de estacas recebe o carregamento de apenas um pilar. Os blocos de estacas foram posicionados de modo que seu centroide de estivesse na mesma vertical do centroide dos seus respectivos pilares. A planta de fundações com a disposição e a numeração usada para as estacas é apresentada na Figura 4.35. Uma cruz indica o centro geométrico dos blocos que coincide com a posição do centro de cada um dos pilares.

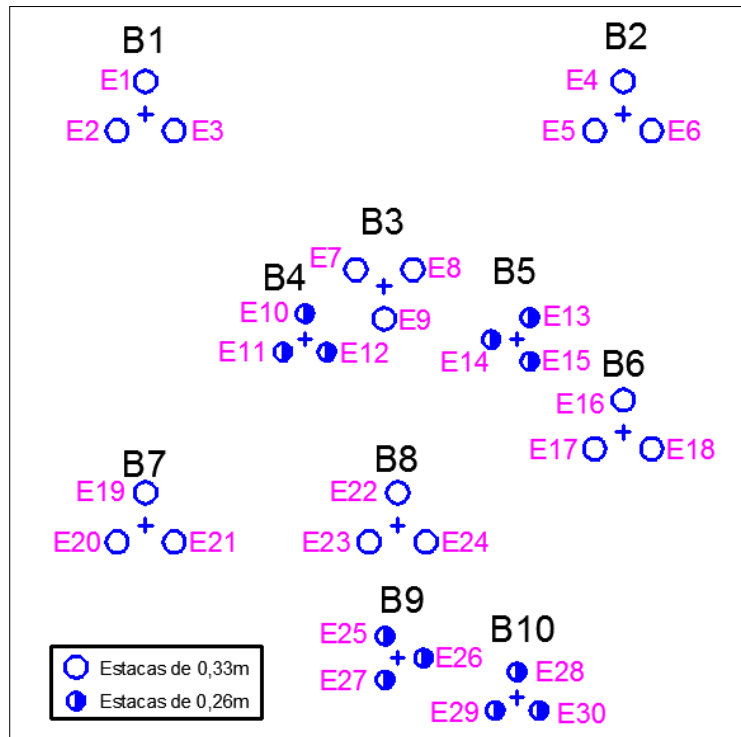


Figura 4.35: Estacas do Edifício Colubandê 1.

O solo de fundação foi caracterizado por três sondagens à percussão, identificadas pelas siglas S1, S2 e S3. A Tabela 4.13 contém as características dos blocos de estacas e o carregamento inicial aplicado nos blocos, considerando-se a indeslocabilidade dos apoios da estrutura.

Tabela 4.13: Características e carregamento dos blocos de estacas do edifício Colubandê 1.

Bloco	Perfis de Sondagem	Quantidade de Estacas	Diâmetro das estacas (m)	Comprimento das Estacas (m)	Carregamento dos Blocos		
					R _x (kN)	M _y (kN.m)	M _z (kN.m)
B1	S1	3	0,33	4,00	1333,02	-43,32	-49,71
B2	S1	3	0,33	4,00	1188,48	0,00	-39,07
B3	S1	3	0,33	4,00	1159,80	44,53	49,29
B4	S1	3	0,26	4,00	888,34	-36,05	-38,94
B5	S1	3	0,26	4,00	322,14	50,57	-35,12
B6	S2	3	0,33	5,00	995,27	0,00	40,08
B7	S2	3	0,33	5,00	1113,46	-38,36	41,74
B8	S2	3	0,33	5,00	1210,38	32,36	14,06
B9	S3	3	0,26	5,00	837,70	-31,37	20,21
B10	S3	3	0,26	5,00	822,66	0,02	0,00

As coordenadas locais das estacas em relação ao centro dos blocos de coroamento, as coordenadas globais em relação a um ponto escolhido no terreno, os relatórios das sondagens à percussão, as tabelas usadas no cálculo da capacidade de carga pelo método Aoki e Velloso, os valores do módulo de elasticidade de cada camada de solo e demais detalhes sobre o Edifício Colubandê se encontram no Apêndice D.

4.4.2 Primeira série de comparações - Efeito arco

São apresentados os resultados das comparações efetuadas para avaliar se o efeito arco é adequadamente caracterizado no modelo de pórtico tridimensional. Foram comparados os esforços e deslocamentos em vigas de transição e reações dos pilares.

4.4.2.1 Esforços e deslocamentos nas vigas de transição

Foram escolhidas 5 vigas, dentre as 12 vigas de transição do edifício Colubandê 1. As vigas escolhidas foram: VT-1, VT-7, VT-10, VT-11 e VT-12. As comparações dos resultados do modelo de pórtico tridimensional com os do modelo de casca são apresentadas a seguir.

Viga VT-1

A viga VT-1 é apoiada nos pilares P1 e P2 e possui 7,2 m de comprimento. A parede acima da viga possui duas aberturas de janelas. Os valores de esforço cortante, momento fletor e os deslocamentos da viga são praticamente iguais nos dois modelos. A maior diferença no diagrama de esforço cortante foi de 5% no apoio P1.

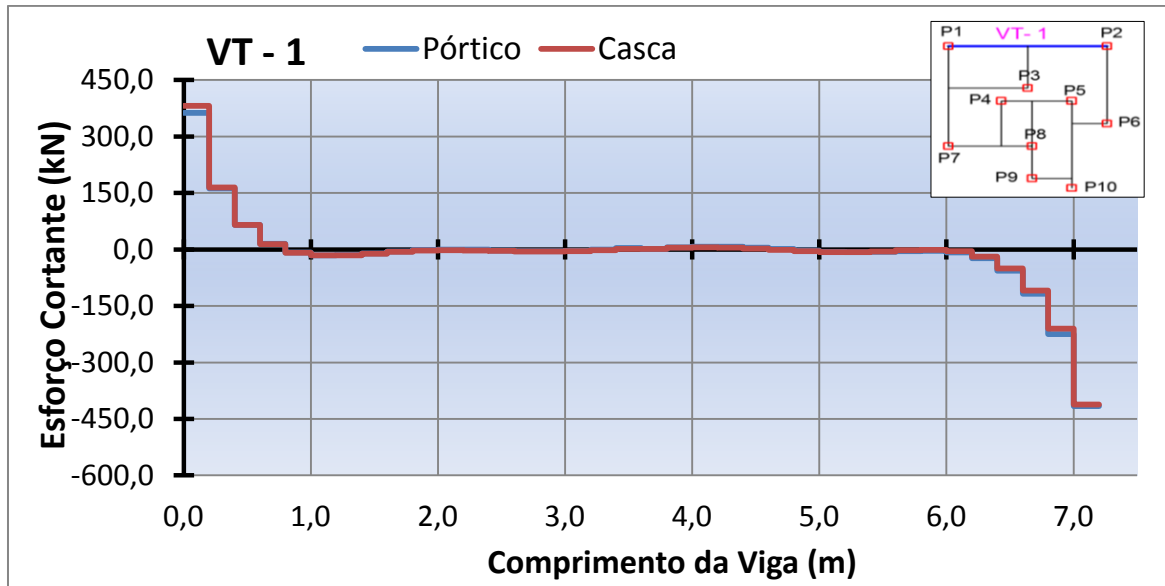


Figura 4.36: Esforço cortante na viga VT-1.

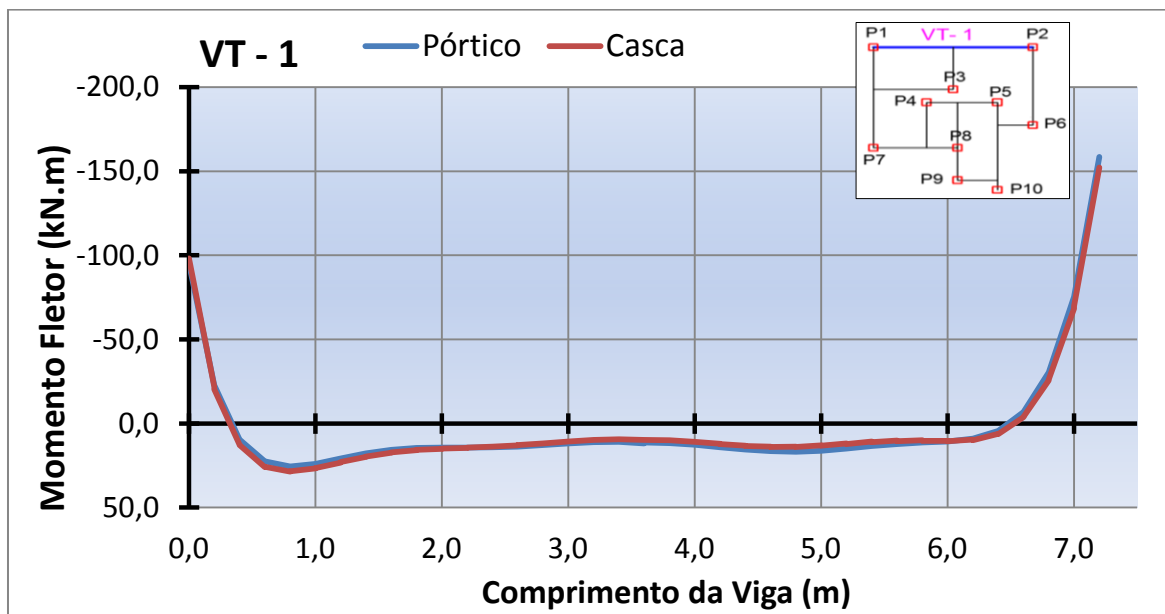


Figura 4.37: Momento fletor na viga VT-1.

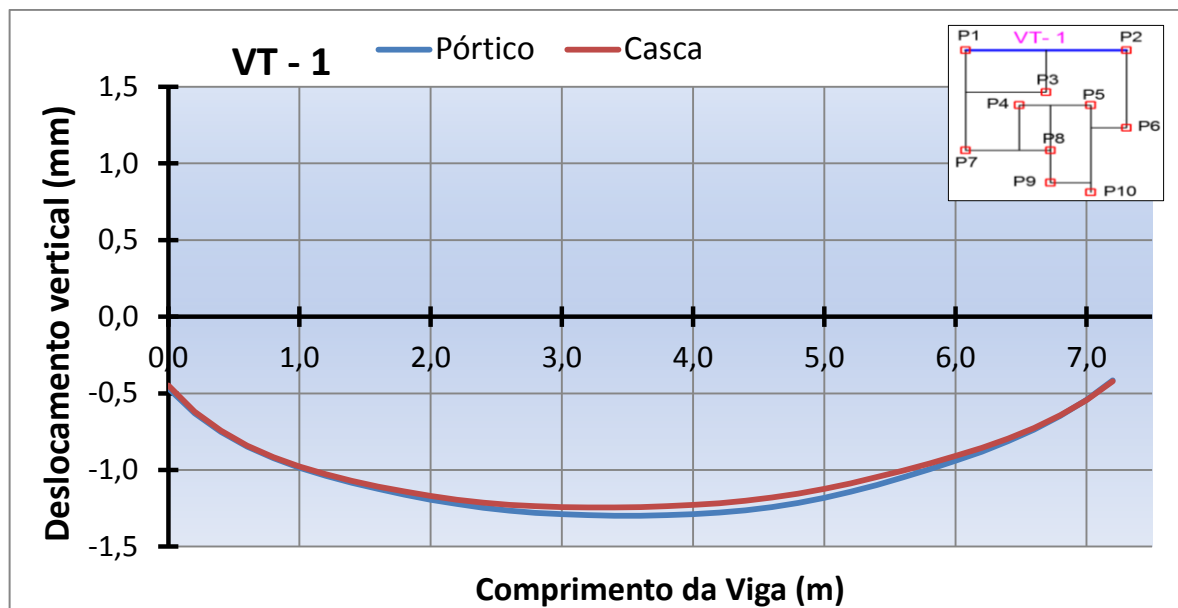


Figura 4.38: Deslocamentos na viga VT-1.

Viga VT-7

A viga VT-7 é apoiada nos pilares P7 e P1 e possui 6,2 m de comprimento. A parede acima da viga possui uma abertura de janela. Os diagramas de esforços e os deslocamentos são praticamente iguais entre os dois modelos. A maior diferença do esforço cortante foi de 7% no apoio P7 e em relação aos momentos fletores as diferenças entre maiores momentos são menores que 2%.

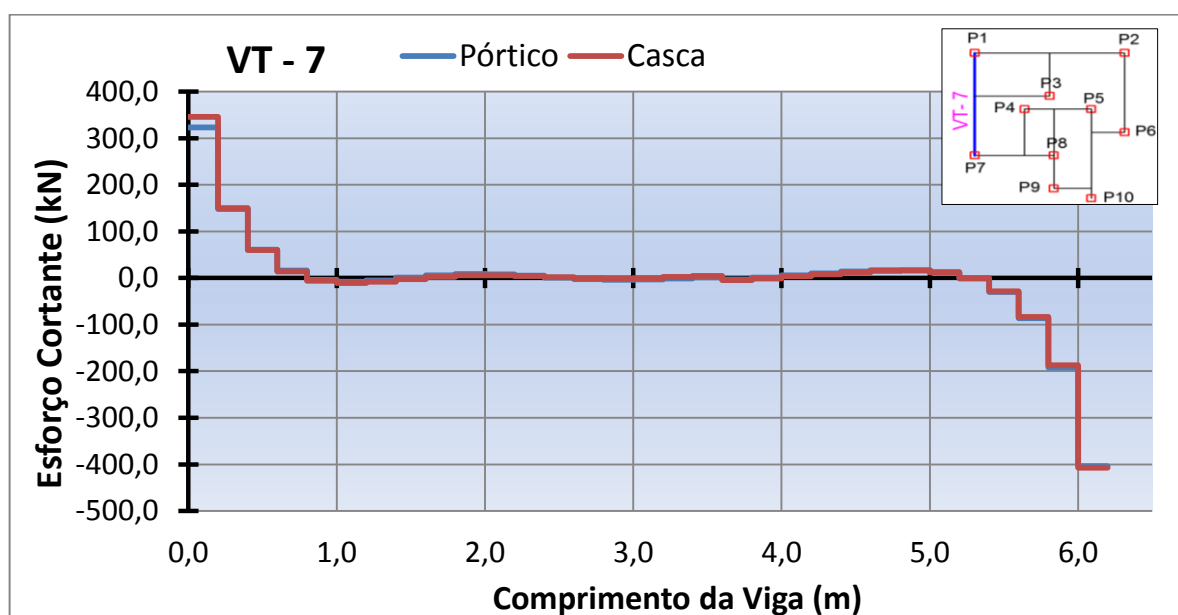


Figura 4.39: Esforço cortante na Viga VT-7.

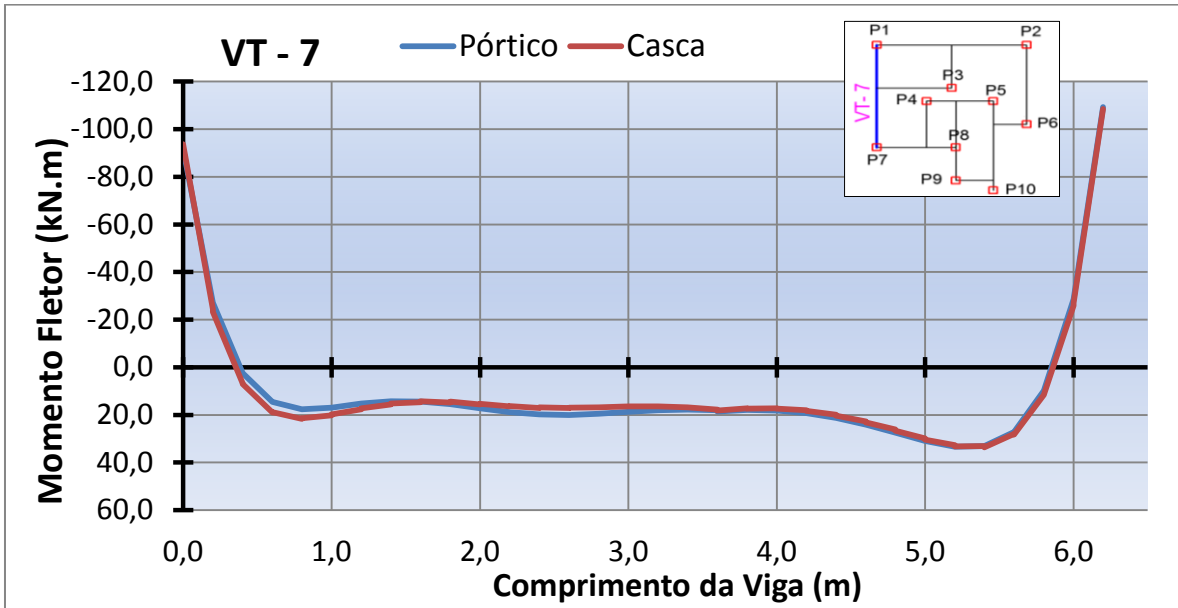


Figura 4.40: Momento fletor na viga VT-7.

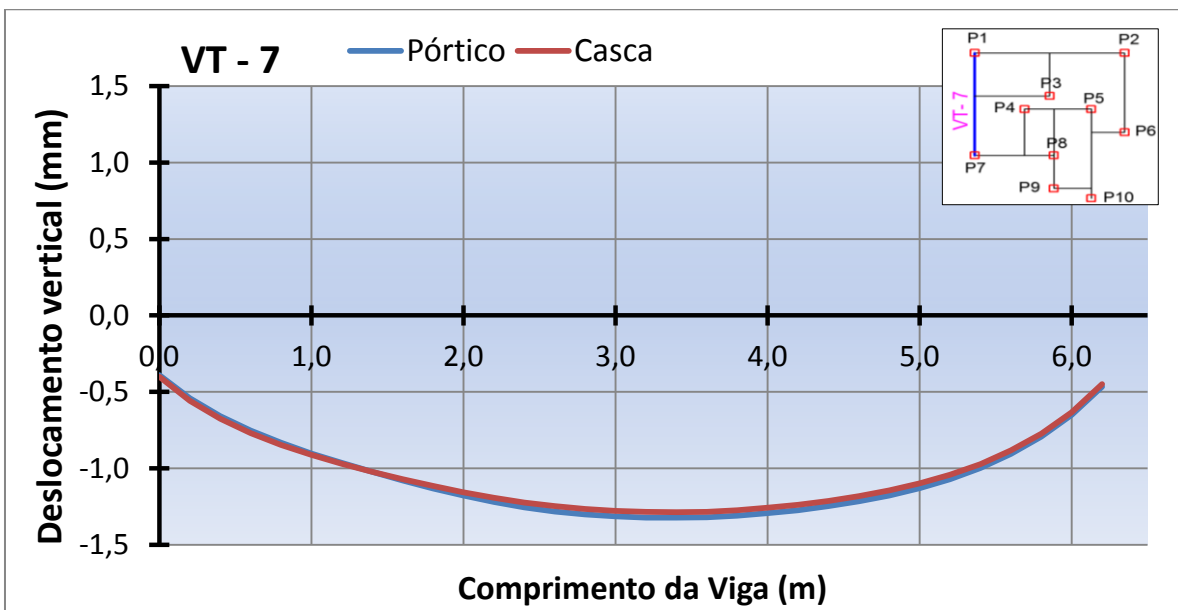


Figura 4.41: Deslocamentos na viga VT-7.

VT-10

A viga VT-10 é apoiada nos pilares P9 e P8 e possui 4,8 m de comprimento. A parede acima da viga possui uma abertura de janela. Todos os resultados são praticamente iguais nos dois modelos. A maior diferença encontrada é de 7,6% no valor do esforço cortante no apoio P9.

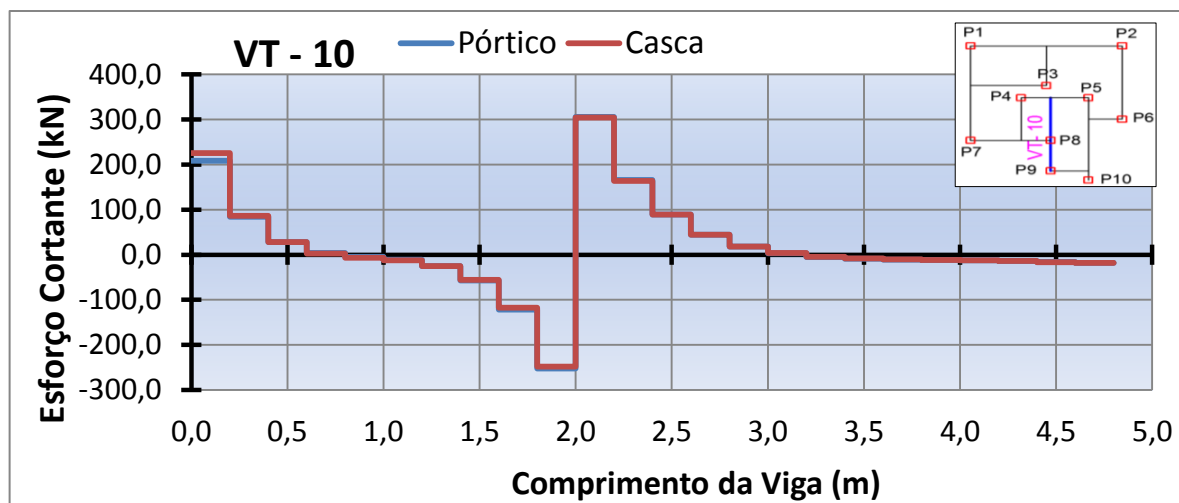


Figura 4.42: Esforço cortante na viga VT-10.

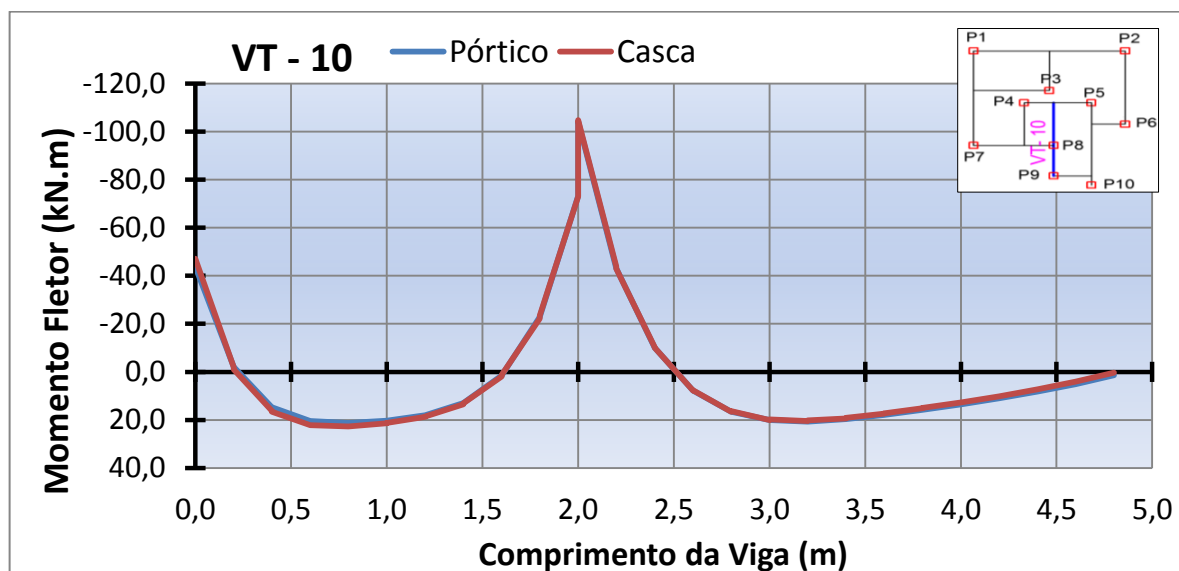


Figura 4.43: Esforço cortante na viga VT-10.

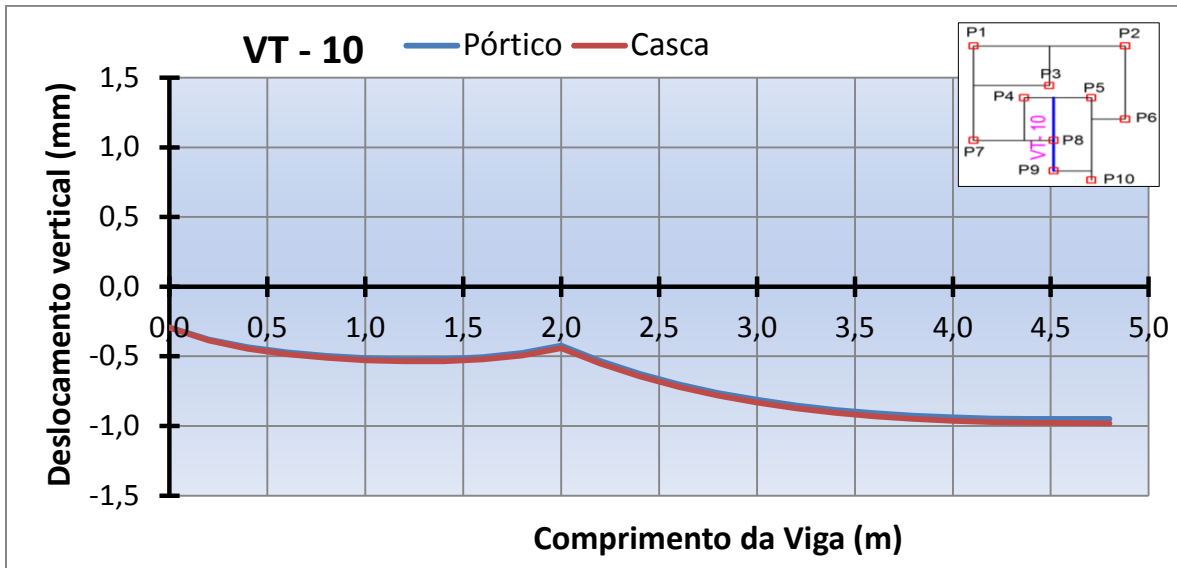


Figura 4.44: Deslocamentos na viga VT-10.

VT-11

A viga VT-11 é apoiada nos pilares P10 e P5 e possui 5,4 m de comprimento. A parede acima da viga não possui aberturas. A maior diferença encontrada foi de 12% no valor do esforço cortante no apoio P10. Os valores dos momentos fletores e dos deslocamentos da viga obtidos com o modelo de pórtico são muito próximos aos do modelo de casca.

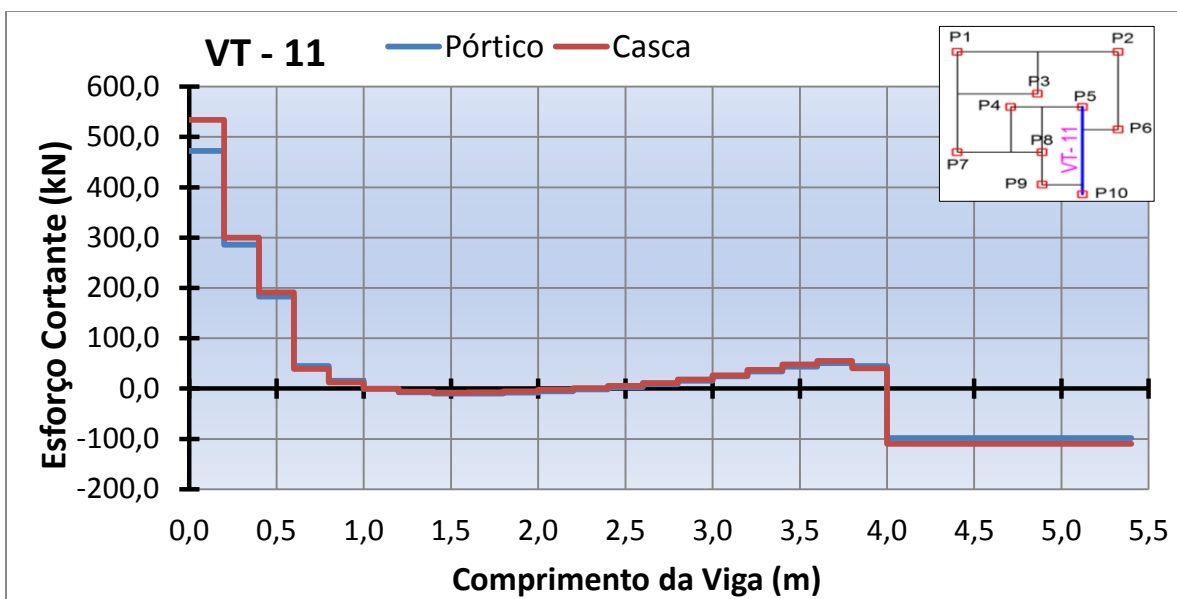


Figura 4.45: Esforço cortante na viga VT-11.

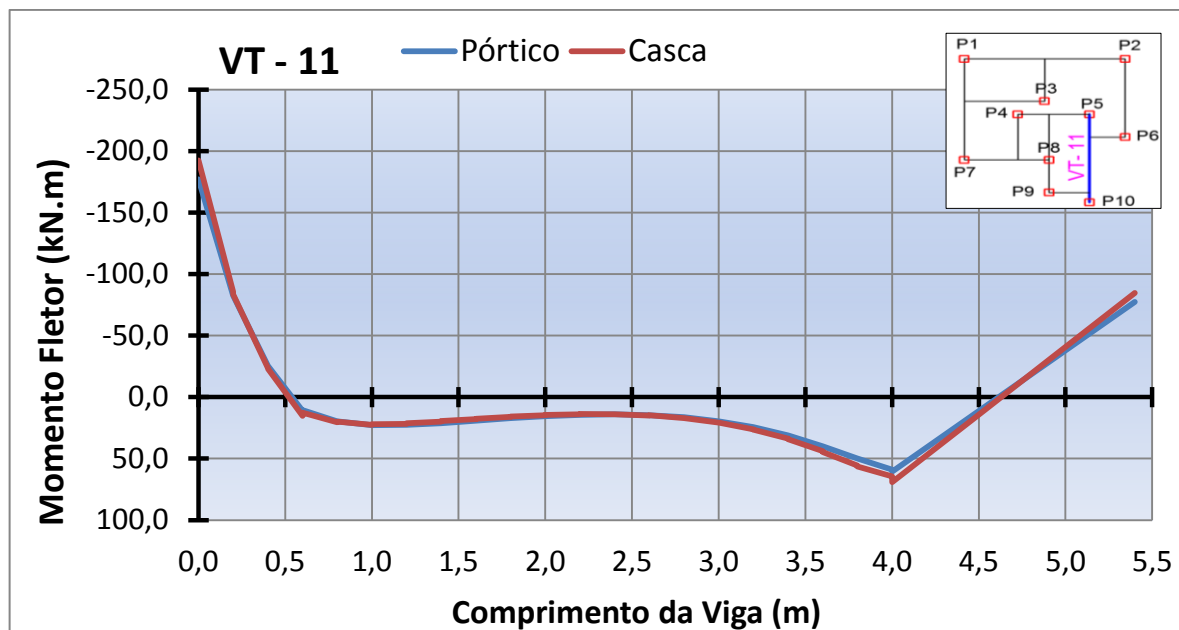


Figura 4.46: Momento fletor na viga VT-11.

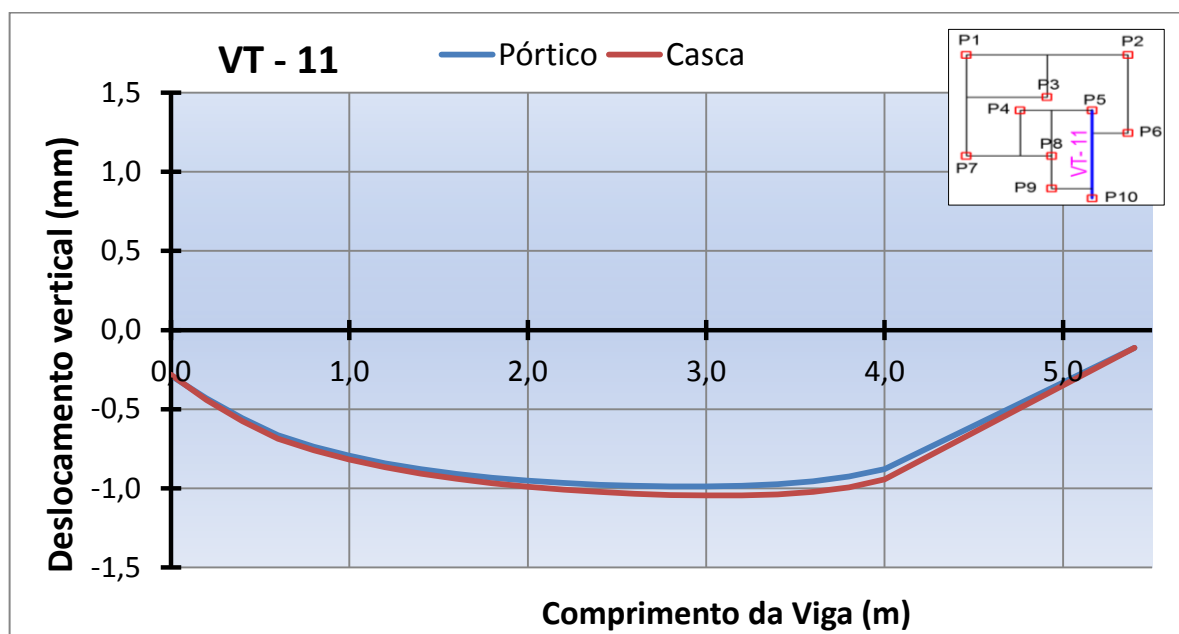


Figura 4.47: Deslocamentos na viga VT-11.

VT-12

A viga VT-12 é apoiada nos pilares P6 e P2 e possui 4,8 m de comprimento. A parede acima da viga não possui aberturas. Os valores de momento fletor e de deslocamentos obtidos com o

modelo de pórtico são praticamente iguais aos do modelo de casca. Em relação ao esforço cortante, há a diferença de 4% no apoio P6 e 6% no apoio P2.

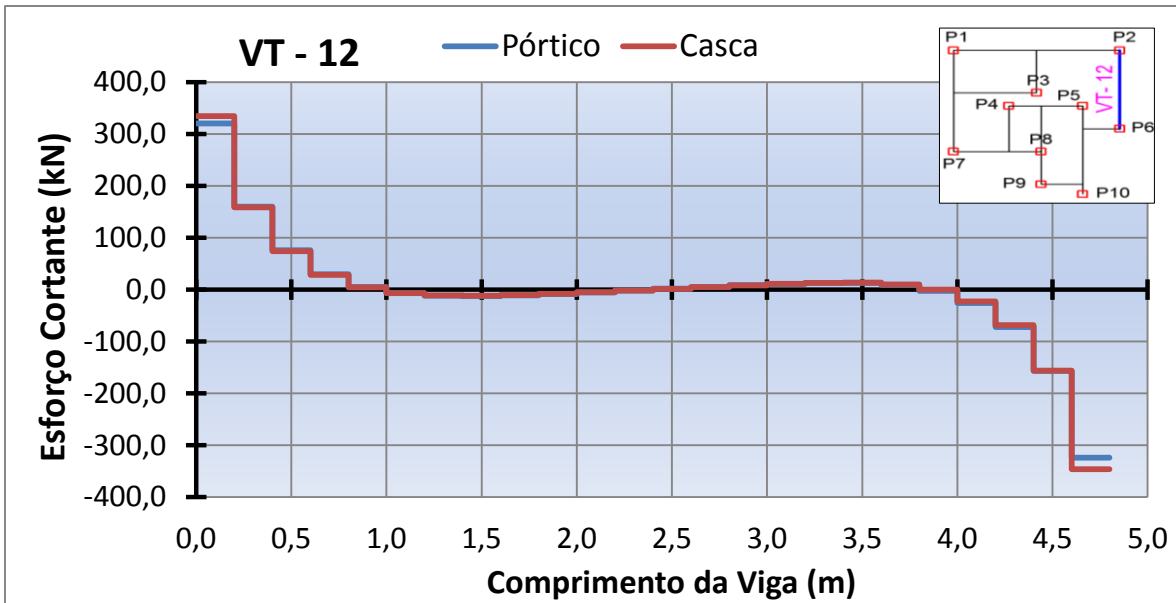


Figura 4.48: Esforço cortante na viga VT-12.

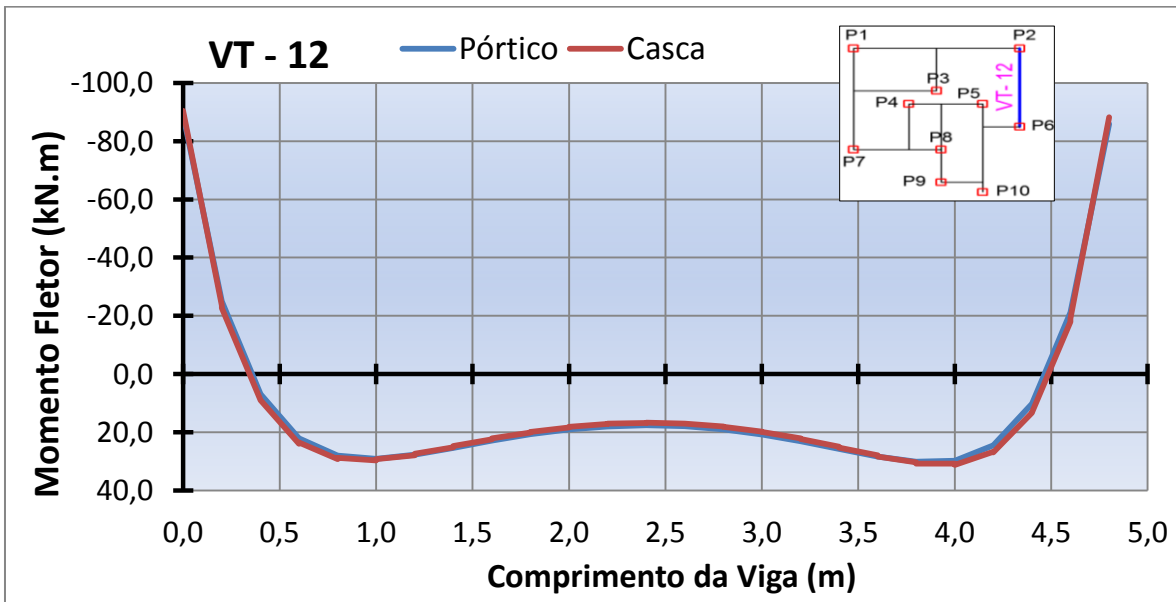


Figura 4.49: Momento fletor na viga VT-12.

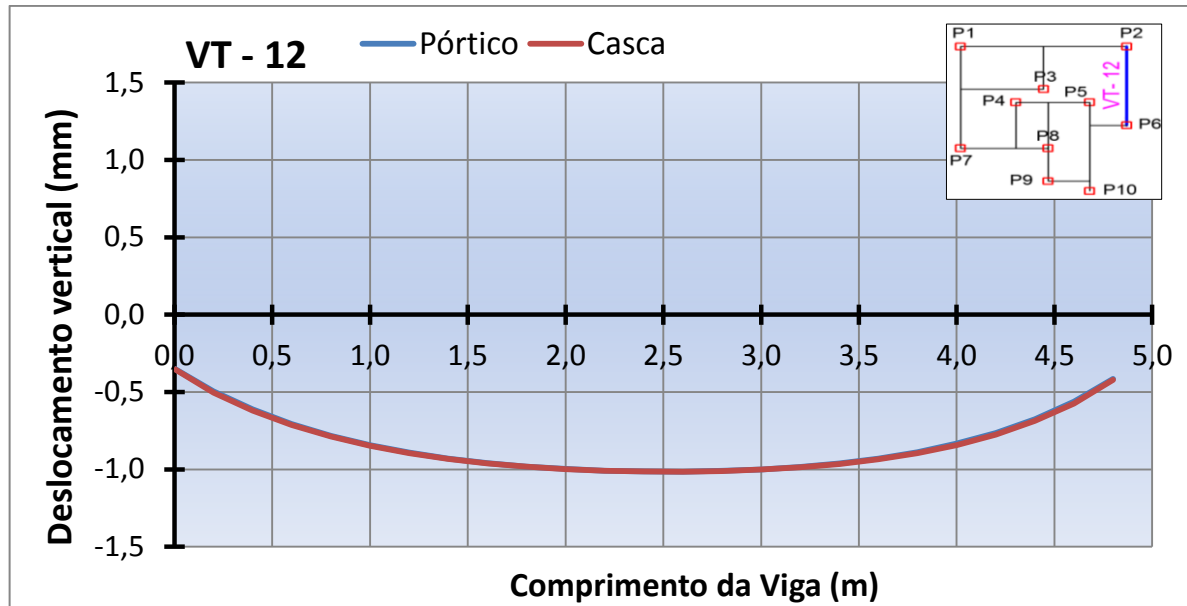


Figura 4.50: Deslocamentos na viga VT-12.

4.4.2.2 Reações na base dos pilares

Foram comparados os valores dos momentos em torno dos dois eixos e a reação vertical. A comparação dos resultados entre os dois modelos é apresentada na Tabela 4.14.

Tabela 4.14: Reações na base dos pilares Edifício Colubandê 1.

Pilar	Reação Vertical (kN)			Momento X (kN.m)			Momento Y (kN.m)		
	Casca	Pórtico	Difer. (%)	Casca	Pórtico	Difer. (%)	Casca	Pórtico	Difer. (%)
1	1283,77	1333,02	3,84	49,17	49,71	1,10	44,85	43,32	-3,41
2	1201,24	1188,48	-1,06	39,93	39,07	-2,15	0,00	0,00	0,00
3	1107,62	1159,80	4,71	-48,19	-49,29	2,28	-48,00	-44,53	-7,23
4	902,43	888,34	-1,56	40,24	38,94	-3,23	39,40	36,05	-8,50
5	317,78	322,14	1,37	38,30	35,12	-8,30	-49,73	-50,57	1,69
6	1004,98	995,27	-0,97	-40,69	-40,08	-1,50	0,00	0,00	0,00
7	1142,84	1113,46	-2,57	-42,67	-41,74	-2,18	40,36	38,36	-4,96
8	1263,42	1210,38	-4,20	-14,19	-14,06	-0,92	-33,66	-32,36	-3,86
9	841,49	837,70	-0,45	-21,72	-20,21	-6,95	32,27	31,37	-2,79
10	805,70	822,66	2,11	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			Média: 2,28			Média: 2,86			Média: 3,24

A diferença máxima entre os valores de reação vertical ocorre no pilar P3 e é de 4,71%, já a diferença média é de 2,28%. Os momentos nos apoios também apresentaram diferenças pequenas.

4.4.2.3 Análise dos resultados da primeira série de comparações

Todas as vigas de transição analisadas com o uso do modelo de pórtico apresentaram valores de esforço cortante, momento fletor e de deslocamentos praticamente iguais aos valores obtidos com o modelo de referência.

Na comparação das reações nos apoios, os resultados obtidos foram excelentes. Os valores das reações verticais foram muito próximos entre os dois modelos, apresentando um valor máximo de 4,71% no pilar P3 e uma média de 2,28%. Os momentos nos apoios, mesmo apresentando valores bastante reduzidos, foram muito próximos dos momentos obtidos com o modelo de referência.

4.4.3 Segunda série de comparações - ISE

São apresentados os resultados das comparações efetuadas entre o modelo de pórtico tridimensional com apoios indeslocáveis e o pórtico tridimensional com apoios flexíveis para avaliar o efeito da interação solo-estrutura. São comparados esforços em vigas de transição, reações dos pilares, esforço normal nas paredes do edifício e recalques nos blocos de estacas.

Foram necessárias 5 iterações para chegar à convergência. Para a verificação da convergência foram tomados os valores das forças axiais nas estacas em cada iteração.

4.4.3.1 Esforços nas vigas de transição

As comparações dos esforços cortantes e dos momentos fletores foram feitas nas mesmas vigas escolhidas na primeira série de comparações.

Viga VT-1

Não há grandes diferenças entre os resultados dos dois modelos. Em relação ao esforço cortante, a maior diferença é de 6% no apoio P1. No que se refere ao momento fletor, no modelo Pórtico ISE há o aumento de 12% do momento negativo no apoio P1 e a diminuição de 6% no apoio P2.

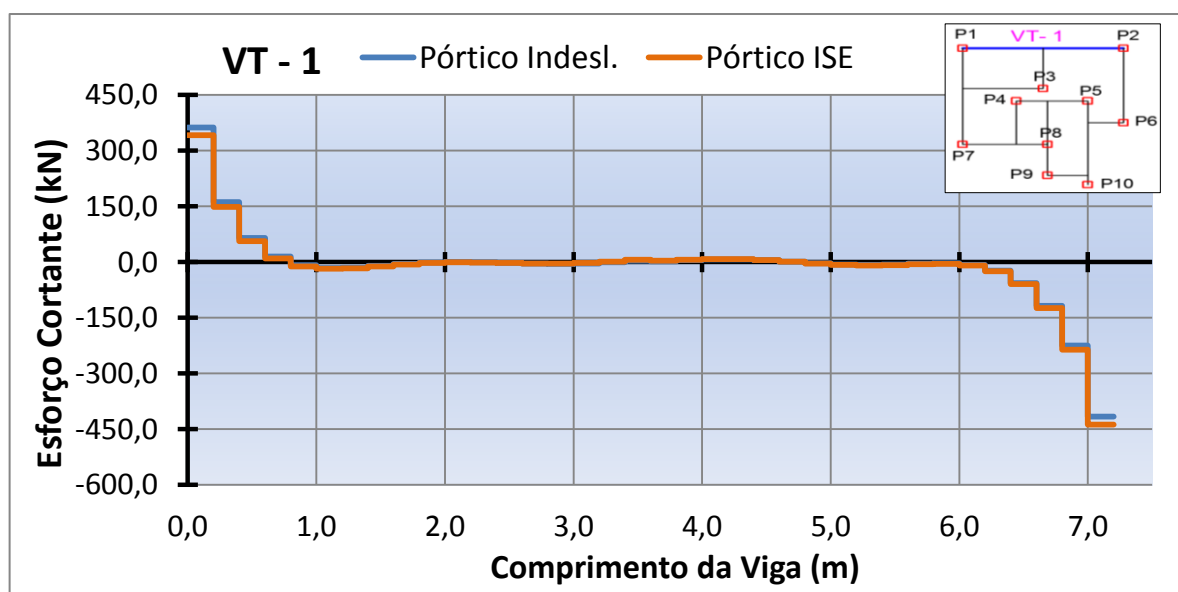


Figura 4.51: Esforço cortante na viga VT-1.

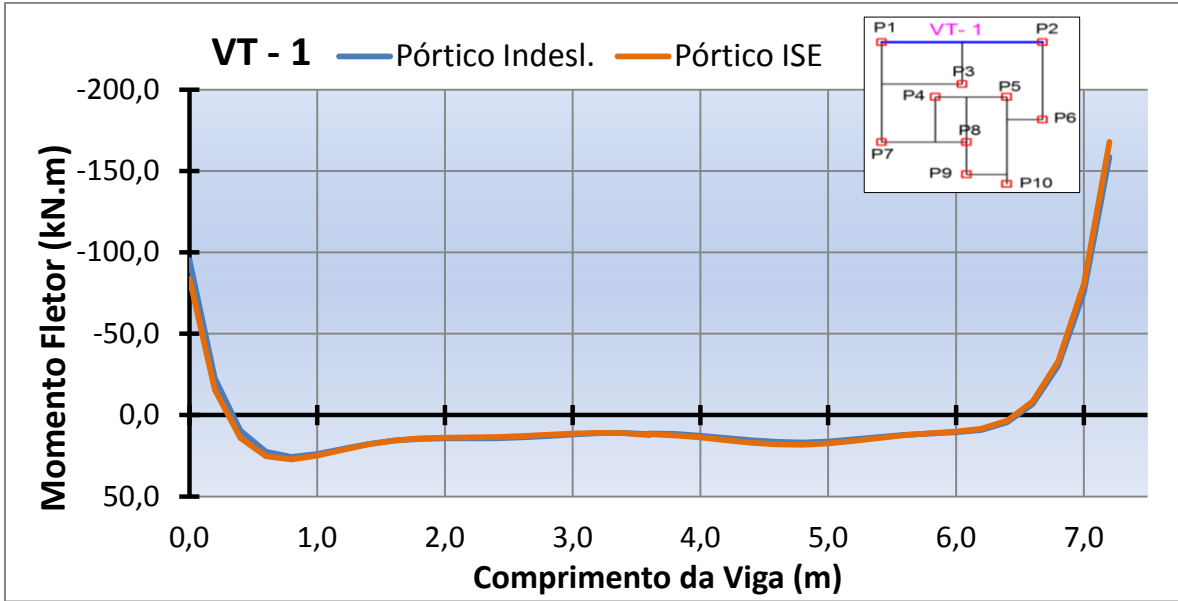


Figura 4.52: Momento fletor na viga VT-1.

Viga VT-7

Os resultados dos dois modelos são próximos entre si. A maior diferença nos valores do esforço cortante é de 6% no apoio P1. Em relação aos momentos fletores, no modelo Pórtico ISE há a diminuição de 4% no momento negativo no apoio P7 e o aumento de 12% no momento negativo no apoio P1, sendo que há pouca mudança nos momentos positivos.

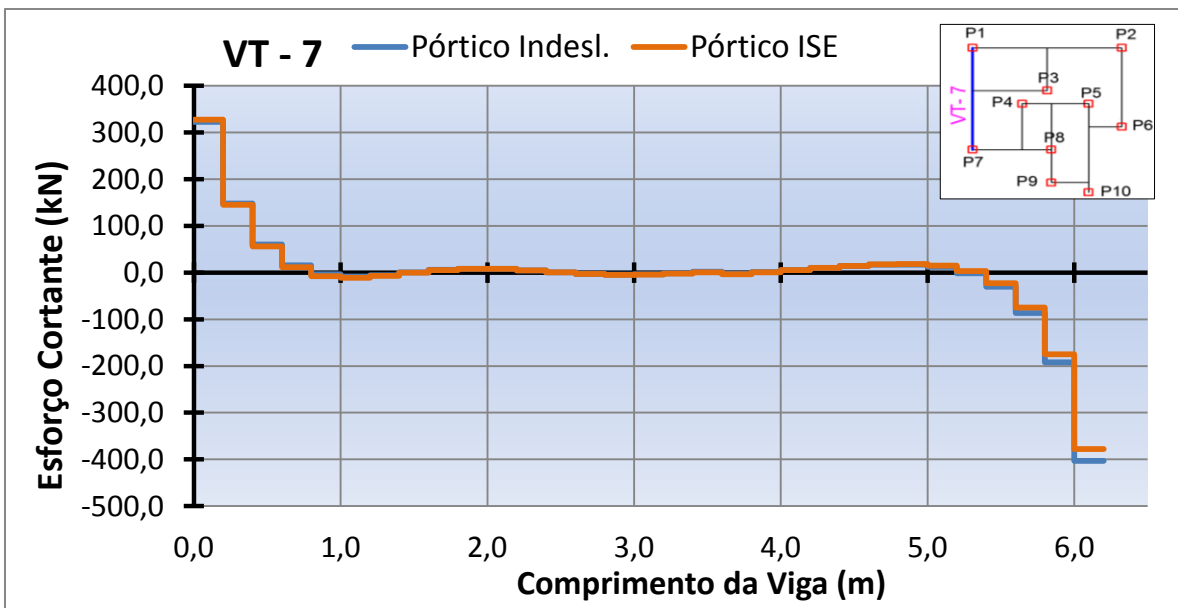


Figura 4.53: Esforço cortante na viga VT-7.

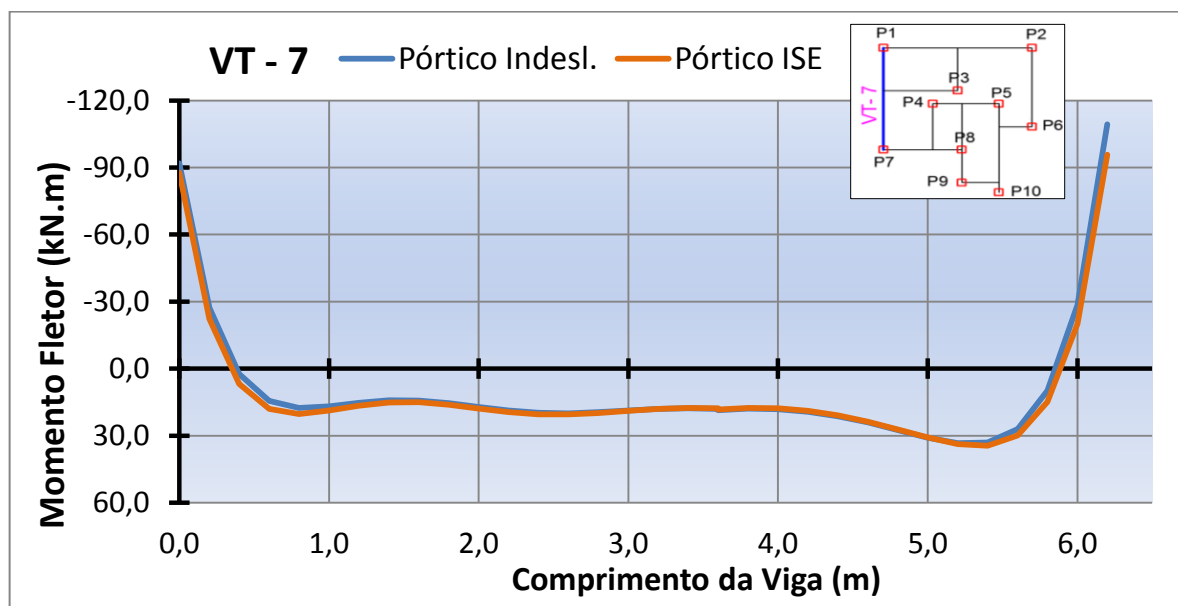


Figura 4.54: Momento fletor na viga VT-7.

VT-10

No Pórtico ISE há a diminuição de 21% e de 10% dos valores de esforço cortante nos apoios P9 e P8, respectivamente. Ao se considerar a interação solo-estrutura também houve as reduções de 36% no momento negativo no apoio P9 e 12% no apoio P8.

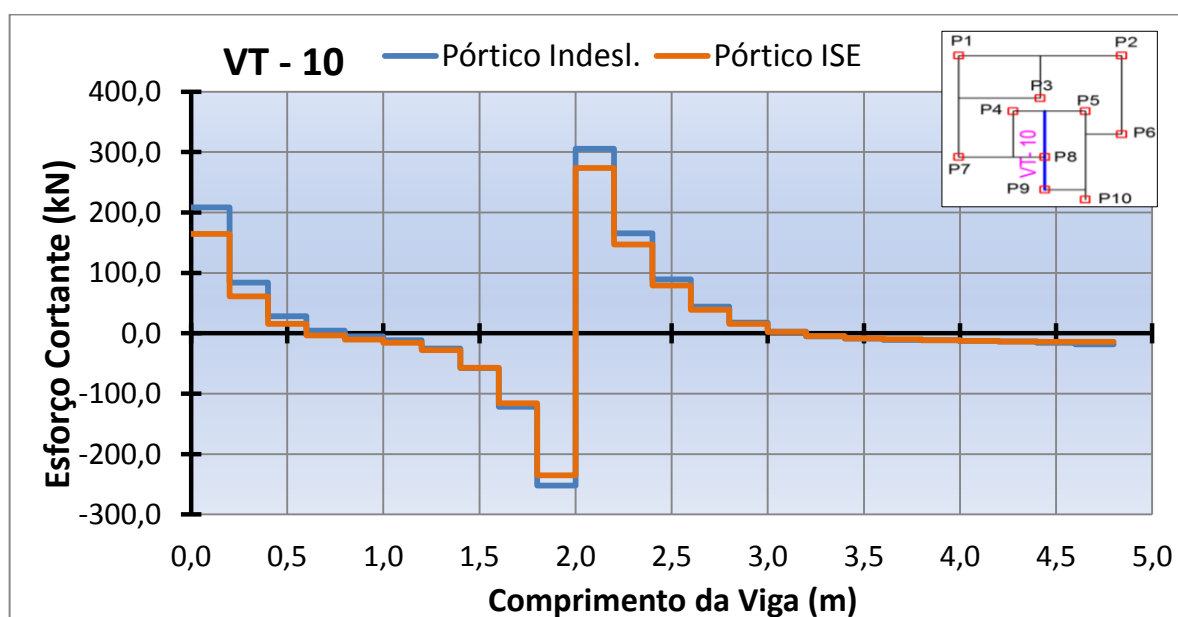


Figura 4.55: Esforço cortante na viga VT-10.

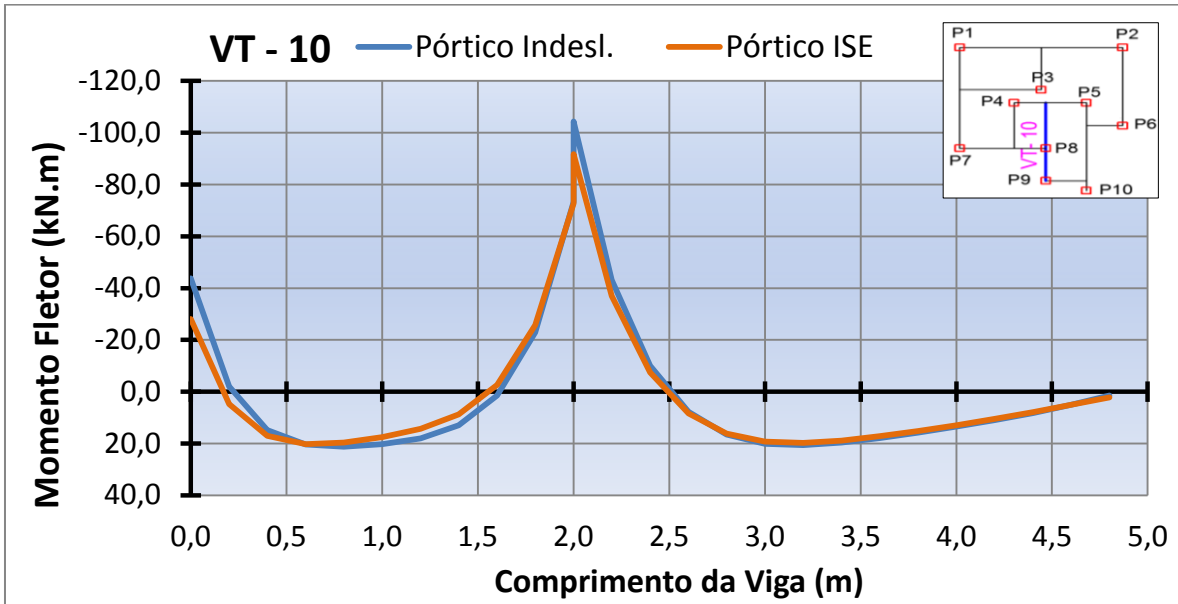


Figura 4.56: Momento fletor na viga VT-10.

VT-11

No modelo Pórtico ISE, há a diminuição de 14% e o aumento de 115% no esforço cortante do apoio P10 e do apoio P5, respectivamente. Há a diminuição do momento fletor negativo no apoio P10 (14%), o aumento de 122% do momento positivo no ponto onde a viga VT-11 apoia a viga VT-04 e o aumento de 108% no momento negativo no apoio P5.

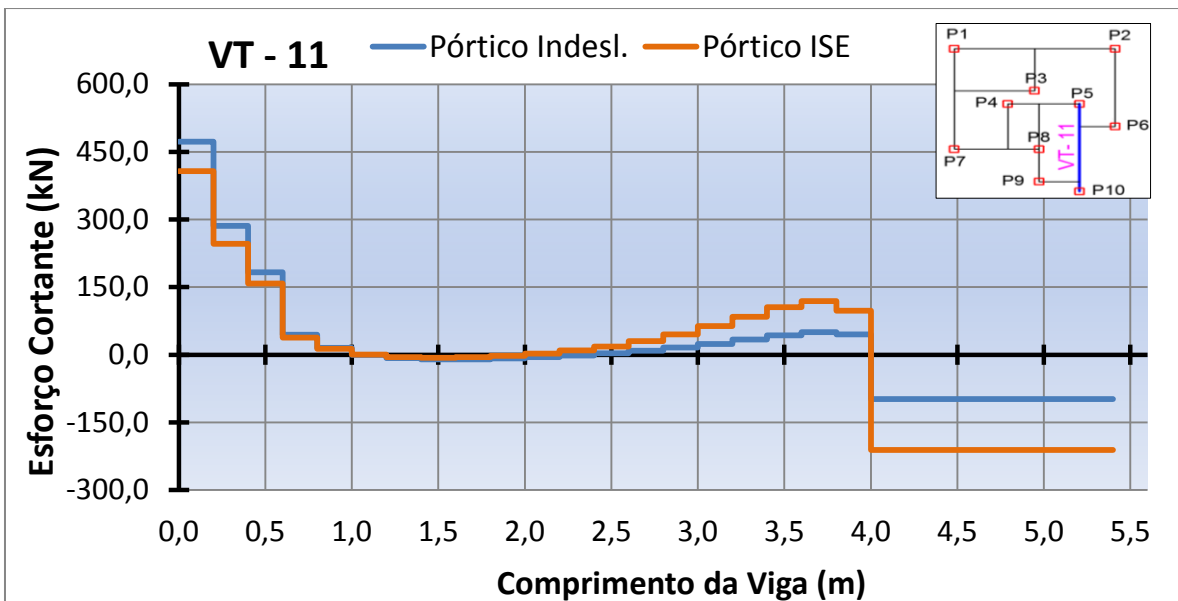


Figura 4.57: Esforço cortante na viga VT-11.

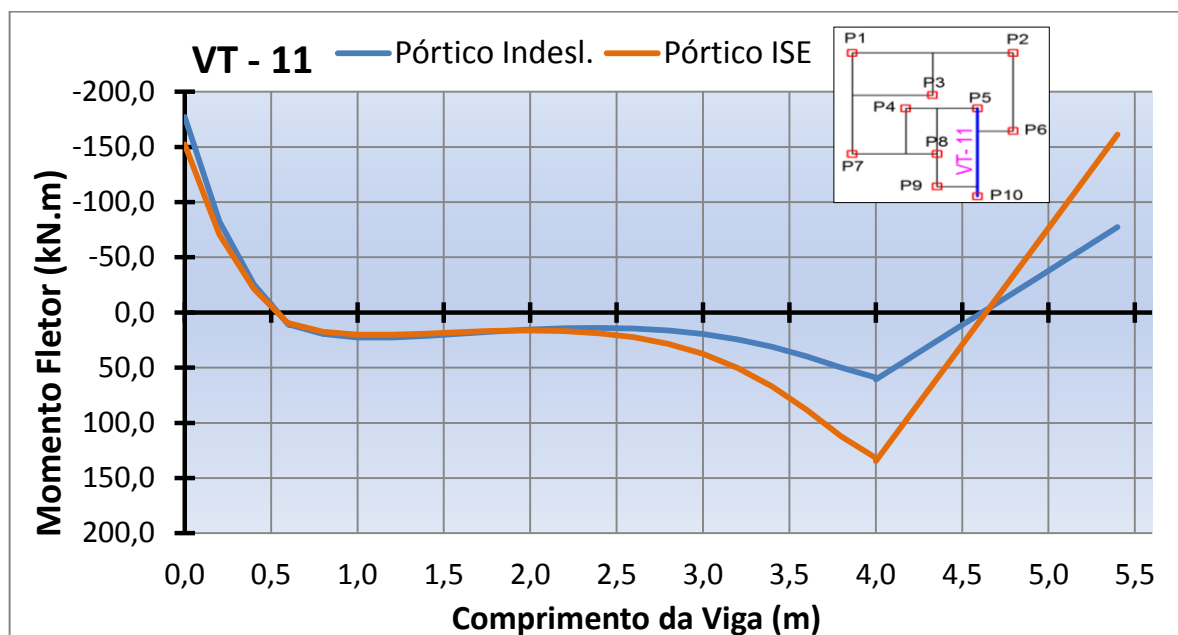


Figura 4.58: Momento fletor na viga VT-11.

VT-12

Os valores dos esforços dos dois modelos foram muito parecidos. No Pórtico ISE a diferença máxima entre os valores de esforço cortante é um aumento de 7% no apoio P6 e a diferença máxima entre os valores de momentos fletores é um aumento de 13% no momento positivo máximo.

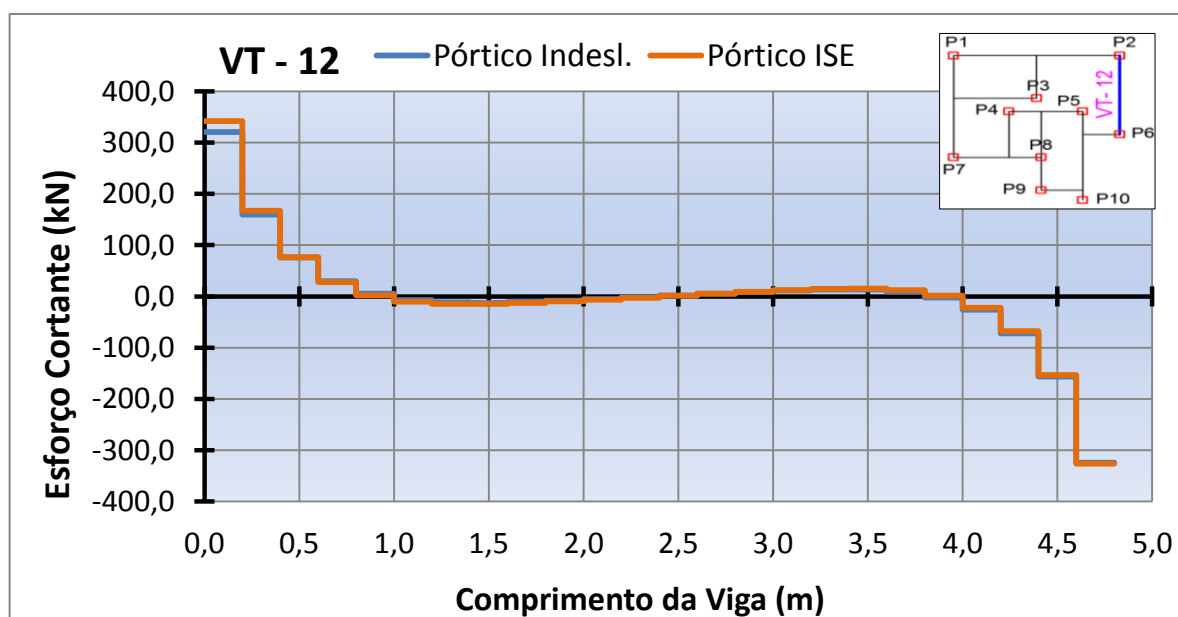


Figura 4.59: Esforço cortante na viga VT-12.

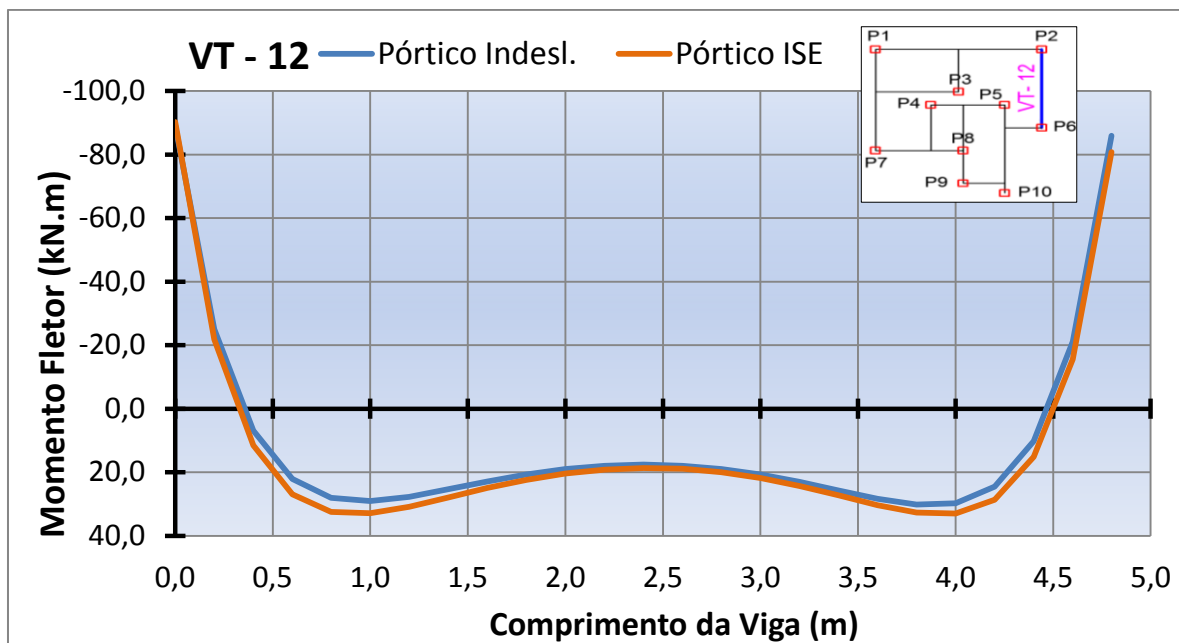


Figura 4.60: Momento fletor na viga VT-12.

4.4.3.2 Reação vertical nos pilares do edifício

São comparadas as reações verticais nos pilares do edifício dos dois modelos de pórtico tridimensional. A comparação dos valores é apresentada na Tabela 4.15.

Tabela 4.15 - Reação vertical nos pilares do Edifício Colubandê 1.

Pilar	Reação Vertical (kN)		
	Pórt. Indesl.	Pórt. ISE	Diferença. (%)
1	1333,02	1274,84	-4,36
2	1188,48	1233,91	3,82
3	1159,80	1122,98	-3,17
4	888,34	840,94	-5,34
5	322,14	660,57	105,06
6	995,27	1091,48	9,67
7	1113,46	1150,15	3,29
8	1210,38	1096,62	-9,40
9	837,70	688,81	-17,77
10	822,66	710,96	-13,58
	Coef.Var: 29 %	Coef.Var: 24 %	Média: 17,55

A diferença máxima ocorre no pilar P5 sendo igual a 105,06%. A diferença média é igual a 17,55%. Os pilares que mais recebem carga devido à mudança no fluxo de tensões são os pilares P5, P6 e P2. Os pilares mais aliviados foram os pilares P9, P10, e P8. Houve uma pequena diferença entre os valores do coeficiente de variação calculados para os conjuntos de reações verticais dos dois modelos, indicando que a consideração da interação solo-estrutura tornou a distribuição de cargas nos pilares mais homogênea.

4.4.3.3 Esforço normal nas paredes do edifício

Foram comparados os valores do esforço normal em todas as paredes do edifício. Nos pavimentos mais elevados a comparação foi feita a cada dois pavimentos. Os valores do esforço normal em cada parede para os dois modelos e as diferenças entre os valores são apresentados nas Tabelas 4.16, 4.17 e 4.18.

Tabela 4.16 - Esforço normal nas paredes do edifício Colubandê 1 (pavimentos 15, 13 e 11).

Parede	Esforço Normal (kN) - 15º pvto.			Esforço Normal (kN) - 13º pvto.			Esforço Normal (kN) - 11º pvto.		
	Pórt. Indesl.	Pórt. ISE	Difer. (%)	Pórt. Indesl.	Pórt. ISE	Difer. (%)	Pórt. Indesl.	Pórt. ISE	Difer. (%)
PH01	-85,58	-85,63	0,06	-247,41	-247,89	0,19	-409,81	-410,61	0,20
PH02	-49,62	-49,37	-0,52	-140,07	-139,44	-0,45	-231,96	-230,67	-0,55
PH03	-27,24	-27,26	0,06	-84,08	-84,38	0,36	-140,80	-141,56	0,54
PH04	-14,77	-14,79	0,15	-43,54	-43,65	0,25	-72,72	-72,92	0,27
PH05	-53,72	-53,74	0,02	-166,03	-165,92	-0,07	-277,90	-277,78	-0,05
PH06	-31,41	-31,21	-0,63	-96,54	-95,83	-0,74	-161,73	-160,29	-0,89
PV01	-80,17	-80,04	-0,16	-249,66	-248,43	-0,50	-414,72	-412,20	-0,61
PV02	-47,37	-47,40	0,06	-146,01	-146,05	0,03	-244,63	-244,81	0,07
PV03	-44,94	-45,03	0,20	-133,00	-133,05	0,04	-219,97	-219,97	0,00
PV04	-62,66	-62,71	0,08	-190,00	-190,17	0,09	-318,21	-318,79	0,18
PV05	-70,36	-70,04	-0,46	-215,14	-213,35	-0,83	-360,33	-356,68	-1,01
PV06	-90,26	-90,90	0,71	-262,83	-266,15	1,26	-437,74	-444,24	1,48
	Média: 0,26			Média: 0,40			Média: 0,49		

Tabela 4.17 - Esforço normal nas paredes do edifício Colubandê 1 (pavimentos 9, 7 e 5).

Parede	Esforço Normal (kN) - 9º pvto.			Esforço Normal (kN) - 7º pvto.			Esforço Normal (kN) - 5º pvto.		
	Pórt. Indesl.	Pórt. ISE	Difer. (%)	Pórt. Indesl.	Pórt. ISE	Difer. (%)	Pórt. Indesl.	Pórt. ISE	Difer. (%)
PH01	-570,92	-571,90	0,17	-729,81	-730,65	0,11	-885,73	-885,61	-0,01
PH02	-321,96	-319,66	-0,71	-408,36	-404,50	-0,95	-486,36	-480,17	-1,27
PH03	-197,68	-199,39	0,86	-254,45	-258,15	1,45	-309,27	-317,59	2,69
PH04	-102,36	-102,66	0,29	-132,70	-133,13	0,32	-163,93	-164,62	0,42
PH05	-390,29	-390,26	-0,01	-504,24	-504,42	0,03	-623,36	-623,58	0,04
PH06	-227,30	-224,78	-1,11	-293,51	-289,21	-1,46	-361,64	-353,88	-2,15
PV01	-576,55	-572,18	-0,76	-733,53	-726,37	-0,98	-883,33	-872,25	-1,25
PV02	-343,89	-344,40	0,15	-444,94	-445,95	0,23	-550,72	-551,64	0,17
PV03	-305,84	-305,59	-0,08	-389,69	-388,74	-0,25	-470,49	-467,82	-0,57
PV04	-447,01	-448,59	0,35	-576,48	-580,29	0,66	-706,86	-714,95	1,14
PV05	-506,33	-499,91	-1,27	-653,18	-642,38	-1,65	-799,01	-781,72	-2,16
PV06	-616,59	-627,40	1,75	-802,02	-819,15	2,14	-998,45	-1025,30	2,69
	Média:	0,63		Média:	0,85		Média:	1,21	

Tabela 4.18 - Esforço normal nas paredes do edifício Colubandê 1 (pavimentos 3, 2 e 1).

Parede	Esforço Normal (kN) - 3º pvto.			Esforço Normal (kN) - 2º pvto.			Esforço Normal (kN) - 1º pvto.		
	Pórt. Indesl.	Pórt. ISE	Difer. (%)	Pórt. Indesl.	Pórt. ISE	Difer. (%)	Pórt. Indesl.	Pórt. ISE	Difer. (%)
PH01	-1037,65	-1034,92	-0,26	-1149,89	-1149,67	-0,02	-1267,19	-1271,54	0,34
PH02	-530,90	-521,53	-1,76	-516,20	-504,86	-2,20	-509,09	-493,74	-3,02
PH03	-353,06	-375,11	6,24	-366,91	-406,58	10,81	-552,85	-767,15	38,76
PH04	-194,17	-196,46	1,18	-210,03	-220,09	4,79	-556,47	-709,05	27,42
PH05	-762,47	-760,88	-0,21	-814,45	-805,37	-1,12	-961,85	-938,89	-2,39
PH06	-446,39	-427,40	-4,25	-526,23	-489,33	-7,01	-579,55	-484,26	-16,44
PV01	-1024,39	-1009,90	-1,41	-1110,36	-1099,47	-0,98	-1230,39	-1217,17	-1,07
PV02	-665,74	-662,16	-0,54	-723,08	-713,23	-1,36	-564,60	-529,60	-6,20
PV03	-555,78	-548,92	-1,23	-613,63	-602,29	-1,85	-664,27	-642,24	-3,32
PV04	-845,27	-857,43	1,44	-937,14	-944,15	0,75	-1180,11	-1038,68	-11,98
PV05	-923,99	-903,22	-2,25	-939,01	-929,08	-1,06	-708,52	-623,80	-11,96
PV06	-1215,53	-1257,41	3,45	-1306,51	-1349,31	3,28	-1096,38	-1155,16	5,36
	Média:	2,02		Média:	2,93		Média:	10,69	

As maiores diferenças entre os valores dos esforços normais nas paredes do edifício ocorrem nos pavimentos inferiores, principalmente no primeiro. A maior diferença é o incremento de carga de 38,76% na parede PH03. A diferença média (em valor absoluto) é de 10,69%. Os maiores alívios de carga ocorreram nas paredes PH06, PV04, e PV05. As paredes que receberam mais carga devido à alteração do fluxo de tensões são as paredes PH03, PH04, e PV06. As paredes que apresentaram as maiores diferenças são as paredes PH03, PH04, PH06, PV04.

4.4.3.4 Recalques nos blocos de estacas

Apresentam-se os recalques verticais dos blocos de estacas estimados com o auxílio do programa ISE 1.0 para o carregamento obtido com a análise estrutural dos dois modelos de pórtico. O valor do recalque de cada bloco em cada um dos pórticos e a diferença entre os valores do Pórtico ISE em relação ao pórtico indeslocável são apresentados na Tabela 4.19. Informações complementares são apresentadas na Tabela 4.20. Os valores de recalque nos blocos no modelo de pórtico indeslocável são os recalques calculados na primeira iteração do programa ISE 1.0.

Tabela 4.19 - Recalques estimados nos blocos de estacas do Edifício Colubandê 1.

Bloco	Recalque (mm)		
	Pórt. Indesl.	Pórt. ISE	Difer(%)
1	6,36	6,07	-4,68
2	5,65	5,90	4,44
3	6,18	6,04	-2,25
4	6,37	6,07	-4,73
5	2,69	4,75	76,72
6	5,28	5,84	10,59
7	5,77	5,95	3,14
8	6,68	6,08	-8,97
9	7,76	6,22	-19,86
10	7,30	6,16	-15,68

Tabela 4.20 - Informações complementares sobre os recalques dos blocos de estacas.

Informações complementares	Pórt. Indesl.	Pórt. ISE	Difer. (%)
Recalque Máximo (mm)	7,76	6,22	-19,85
Recalque Diferencial Máximo (mm):	5,02	1,47	-70,72
Recalque Médio (mm)	6,00	5,91	-1,50
Coefficiente de Variação (%)	23,03	7,14	-69,00

4.4.3.5 Análise dos resultados da segunda série de comparações

Na comparação dos esforços nas vigas de transição ocorreram mudanças significativas nos valores máximos de esforço cortante. As maiores diferenças aconteceram na viga VT-11 em função do incremento de carga ocorrido na parede PH04 e, conseqüentemente da reação de apoio da viga VT-04. Em relação aos momentos fletores, as diferenças foram pequenas, exceto na viga VT-11. De um modo geral houve uma pequena diminuição dos momentos negativos e o aumento também pequeno dos momentos positivos.

Na comparação da reação vertical dos pilares do edifício, pode-se notar que o fluxo de tensões foi consideravelmente alterado, causando o incremento de carga de até 105% como ocorreu no pilar P5 e o alívio de até 18%, como no pilar P9. A comparação entre os valores do coeficiente de variação dos conjuntos de reações dos dois modelos evidencia a maior homogeneidade dos valores das reações no modelo que leva em consideração a interação solo-estrutura. O pilar menos carregado (P5) foi o que teve o maior incremento de carga causado pela interação solo-estrutura. As maiores diferenças ocorreram nos pilares originalmente menos carregados (P5, P9 e P10), porém destes, somente o P5 sofreu um incremento de carga. Na maioria dos pilares, as mudanças foram pequenas, sendo inferiores a 10%. Dos pilares que apresentaram os maiores alívios de carga, somente o pilar P8 é um dos pilares originalmente mais carregados.

Na comparação do esforço normal nas paredes do edifício pode-se notar que as diferenças médias entre os valores dos esforços normais dos dois primeiros pavimentos são muito maiores do que as diferenças médias dos pavimentos mais elevados. Esta situação indica que os primeiros pavimentos são muito mais afetados pela interação solo-estrutura do que os pavimentos mais elevados como esperado. No primeiro pavimento há diferenças importantes nos valores de esforço normal em algumas paredes. As maiores diferenças ocorreram nas

paredes PH03, PH04, PH06 e PV04. A parede PH03 apresentou o aumento de carga de quase 40%.

Na comparação dos recalques, fica clara a grande homogeneização que ocorre no recalque vertical dos blocos de estacas, indicada pela grande diferença existente entre os valores dos coeficientes de variação calculados para os dois modelos e pela diminuição de 71% do recalque diferencial máximo no modelo Pórtico ISE. Além disto, houve também a redução de 20% do recalque máximo calculado.

4.5 EDIFÍCIO COLUBANDÊ 2

O último caso estudado também é baseado no edifício Colubandê localizado em São Gonçalo. O edifício Colubandê 2 possui a mesma planta baixa utilizada no edifício Colubandê 1. Foram mantidas a mesma disposição das paredes e a mesma nomenclatura apresentadas na Figura 4.32 e na Figura 4.33. As diferenças entre os dois exemplos estão no número de pavimentos, na ausência de um pavimento de pilotis e nas características das fundações utilizadas.

O edifício Colubandê 2 possui 10 pavimentos e fundações em vigas baldrame apoiadas em blocos de estacas cravadas de concreto pré-moldado de pequeno diâmetro. As paredes do edifício são contínuas desde o nível das fundações até a cobertura, não existindo um pavimento de pilotis, diferentemente dos outros dois edifícios avaliados anteriormente, em que existem vigas de transição.

4.5.1 Informações sobre os modelos estruturais

A planta baixa do edifício é a mesma do edifício Colubandê 1. O material usado na estrutura foi o concreto armado de resistência à compressão de 25 MPa, módulo de elasticidade longitudinal igual a 23,8 GPa e coeficiente de Poisson igual a 0,20. O carregamento vertical total aplicado em cada um dos trechos de parede em cada pavimento é o mesmo do edifício Colubandê 1, apresentado na Tabela 4.12. Considerou-se a carga da cobertura igual à carga do pavimento tipo.

No edifício Colubandê 2 as paredes do primeiro pavimento são apoiadas em vigas baldrame de concreto armado de 0,50 m de altura e 0,20 m de espessura. As vigas baldrame são apoiadas em 12 pilaretes de concreto com seção quadrada de 0,30 m de lado e 0,30 m de comprimento. Os pilaretes estão localizados no centro geométrico dos blocos de estacas. A planta de fundações com as vigas baldrame é apresentada na Figura 4.61.

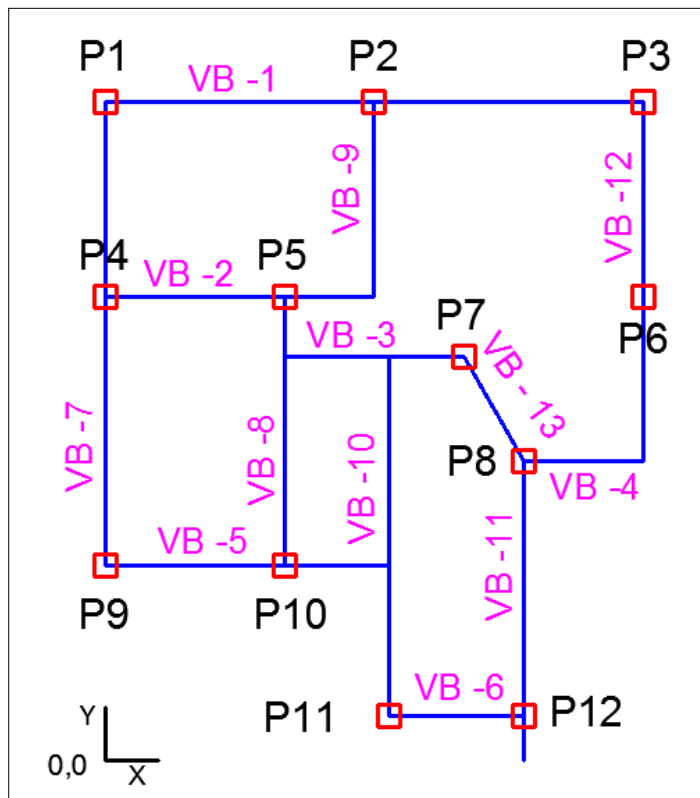


Figura 4.61: Planta baixa das fundações do edifício Colubandê 2.

As fundações são compostas por 13 vigas baldrame e 12 blocos de estacas cravadas de concreto pré-moldado. Foram utilizadas 36 estacas de concreto com seção circular de diâmetro igual a 0,23 m. Cada bloco possui 3 estacas. Foi adotado o valor de 300 kN para a carga nominal das estacas. Os blocos de estacas foram posicionados de modo que o seu centro geométrico se projetasse verticalmente com o centroide dos pilaretes. Na Figura 4.62 é apresentada a planta baixa com a localização e a numeração das estacas.

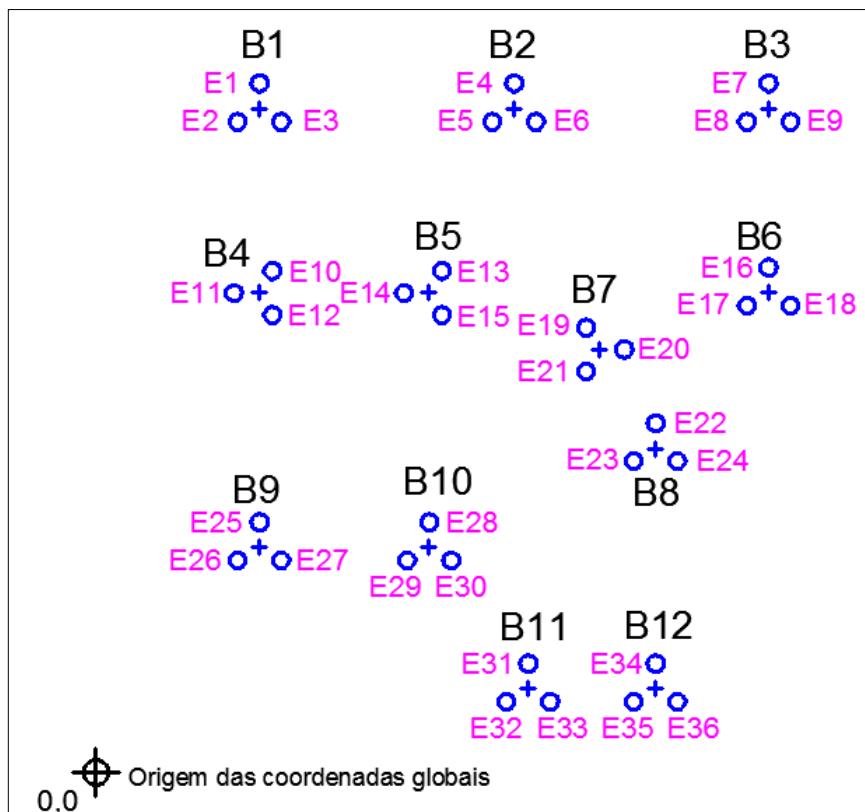


Figura 4.62: Estacas do edifício Colubandê 2.

O solo de fundação foi caracterizado por três sondagens à percussão, identificadas pelas siglas S1, S2 e S3. As características dos blocos de estacas e o carregamento inicial aplicado nos blocos são apresentados na Tabela 4.21.

Tabela 4.21 - Características e carregamento dos blocos de estacas do Edifício Colubandê 2.

Bloco	Perfis de Sondagem	Quantidade de Estacas	Diâmetro das estacas (m)	Comprimento das Estacas (m)	Carregamento dos Blocos		
					RX (kN)	MY (kN.m)	MZ (kN.m)
B1	1	3	0,23	4,00	472,45	2,52	2,51
B2	1	3	0,23	4,00	758,91	0,05	2,84
B3	1	3	0,23	4,00	530,92	0,00	2,63
B4	1	3	0,23	4,00	667,82	2,18	0,04
B5	1	3	0,23	4,00	430,19	-0,04	3,07
B6	2	3	0,23	5,00	614,12	0,00	0,17
B7	1	3	0,23	4,00	421,10	-3,67	0,38
B8	2	3	0,23	5,00	420,91	1,85	1,85
B9	2	3	0,23	5,00	487,94	2,68	-2,58

B10	2	3	0,23	5,00	787,40	0,23	-2,90
B11	3	3	0,23	5,00	391,04	2,09	-2,47
B12	3	3	0,23	5,00	597,96	-1,78	-0,51

As coordenadas locais das estacas em relação ao centro dos blocos de coroamento, as coordenadas globais em relação a um ponto escolhido no terreno, os relatórios das sondagens à percussão, as tabelas usadas no cálculo da capacidade de carga pelo método Aoki e Velloso, os valores do módulo de elasticidade de cada camada de solo e os recalques calculados por meio do programa ISE 1.0 se encontram no Apêndice E.

4.5.2 Primeira série de comparações - Efeito arco

São apresentados os resultados das comparações efetuadas para avaliar se o efeito arco é adequadamente caracterizado no modelo de pórtico tridimensional.

4.5.2.1 Esforços e deslocamentos nas vigas baldrame

Foram escolhidas 5 vigas, dentre as 13 vigas baldrame do edifício Colubandê 2. As vigas escolhidas foram: VB-1, VB-2, VB-7, VB-11 e VB-12. As comparações feitas com os resultados dos esforços e deslocamentos obtidos com modelos de pórtico tridimensional e com o modelo de casca são apresentadas a seguir.

Viga VB-1

A viga VB-1 é contínua, apoiada nos pilares P1, P2 e P3 e possui 7,2 m de comprimento. A parede acima da viga possui duas aberturas de janelas. A maior diferença entre os valores de esforço cortante dos dois modelos é de 11% no apoio P1. Em relação aos momentos fletores, os resultados do modelo de pórtico são muito próximos aos dos do modelo de casca, existindo uma diferença máxima de 10,15% no momento negativo no apoio P1, porém no apoio P3

onde ocorre o momento negativo máximo a diferença é menor que 1%. Os valores de deslocamento são praticamente iguais nos dois modelos.

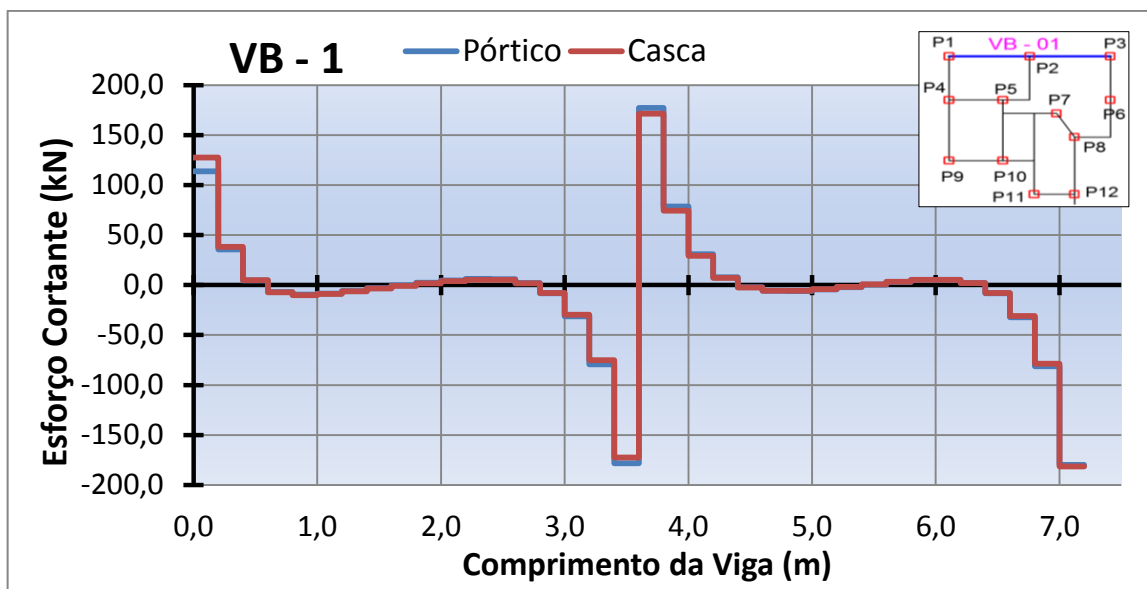


Figura 4.63: Esforço cortante na viga VB-1.

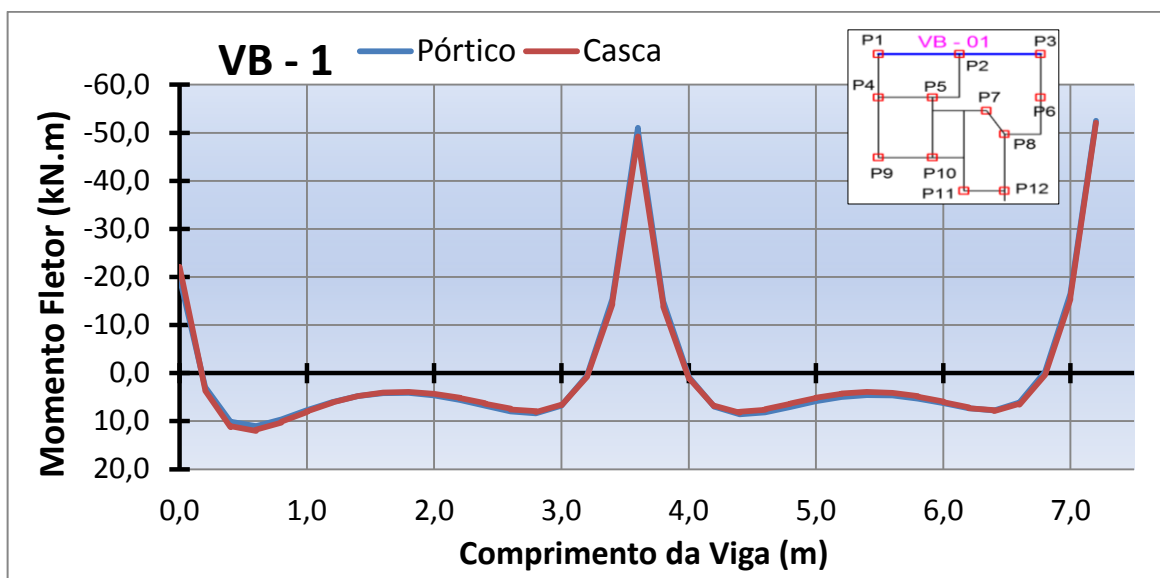


Figura 4.64: Momento fletor na viga VB-1.

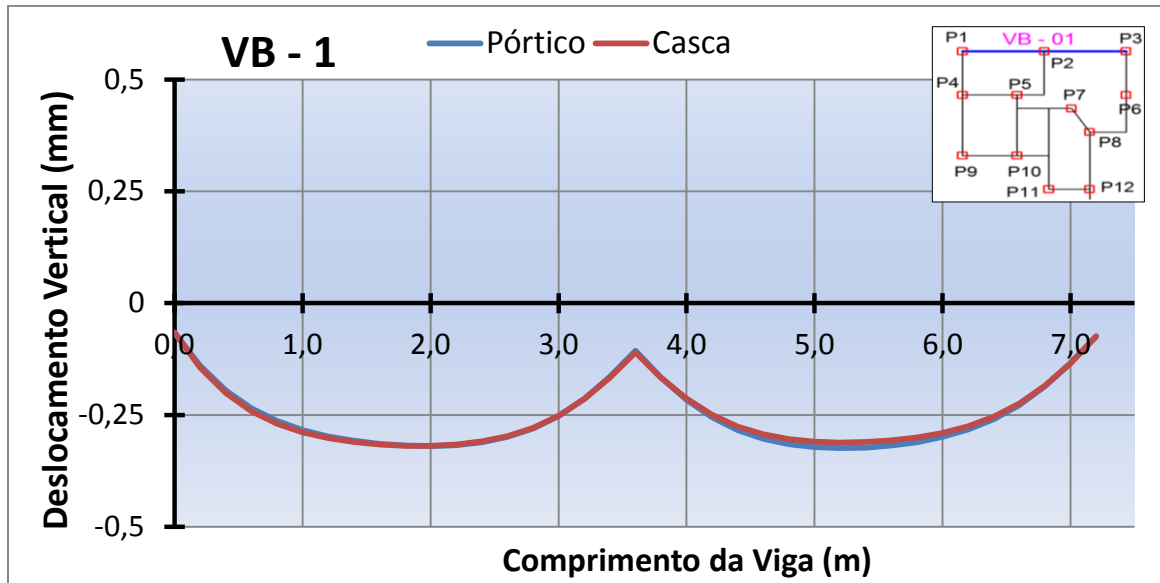


Figura 4.65: Deslocamentos na viga VB-1.

Viga VB-2

A viga VB-2 é apoiada nos pilares P4 e P5 e possui 3,6 m de comprimento. A parede acima da viga possui uma abertura de porta. Há uma pequena diferença de 5% no valor do esforço cortante no apoio P4 e uma diferença maior de 23% no último trecho da viga, provavelmente influenciada pela abertura de porta que constitui boa parte do último trecho da parede PH02 acima da viga VB-02. Os valores de momento fletor nos dois modelos são bastante próximos, exceto no último trecho da viga onde há a abertura de porta e os valores de momento positivos são baixos. Observa-se que, de modo semelhante ao que ocorreu nos esforços cortantes, os momentos fletores têm magnitude pequena. Os deslocamentos verticais da viga nos dois modelos são praticamente iguais. No Apêndice E se encontra o detalhe da viga VB-02 com a parede PH02 no primeiro pavimento.

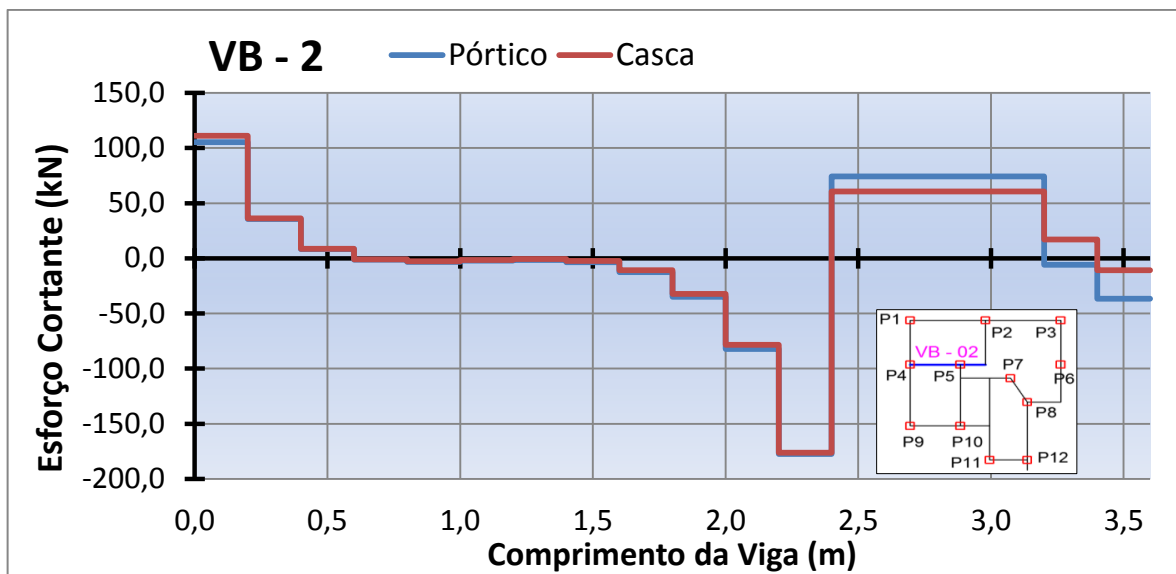


Figura 4.66: Esforço cortante na viga VB-2.

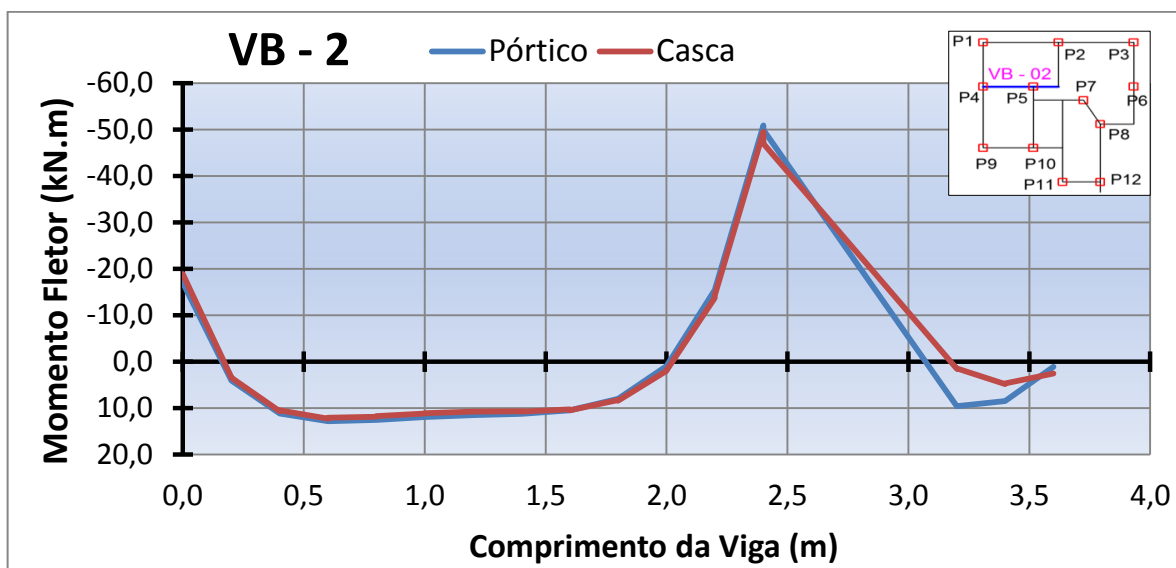


Figura 4.67: Momento fletor na viga VB-2.

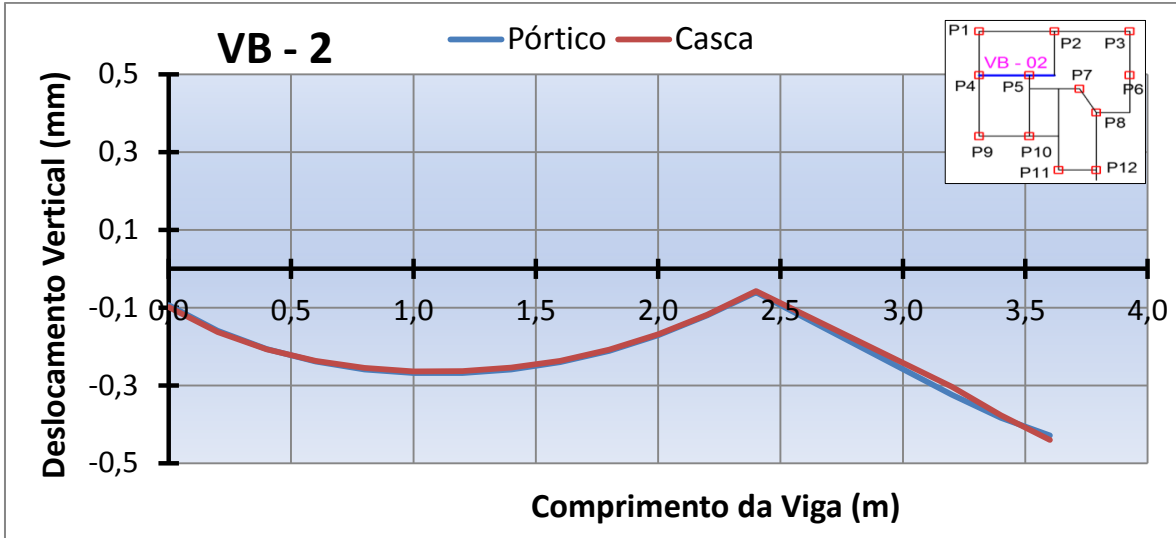


Figura 4.68: Deslocamentos na viga VB-2.

Viga VB-7

A viga VB-7 é contínua, apoiada nos pilaretes P9, P4 e P1 e possui 6,2 m de comprimento. A parede acima da viga possui uma abertura de janela. No apoio P4, onde há o maior valor de esforço cortante da viga, a diferença entre os modelos é de 1%, nos outros dois apoios a diferença foi um pouco maior, porém abaixo de 10%. Os valores de momento fletor e de deslocamento foram praticamente iguais nos dois modelos.

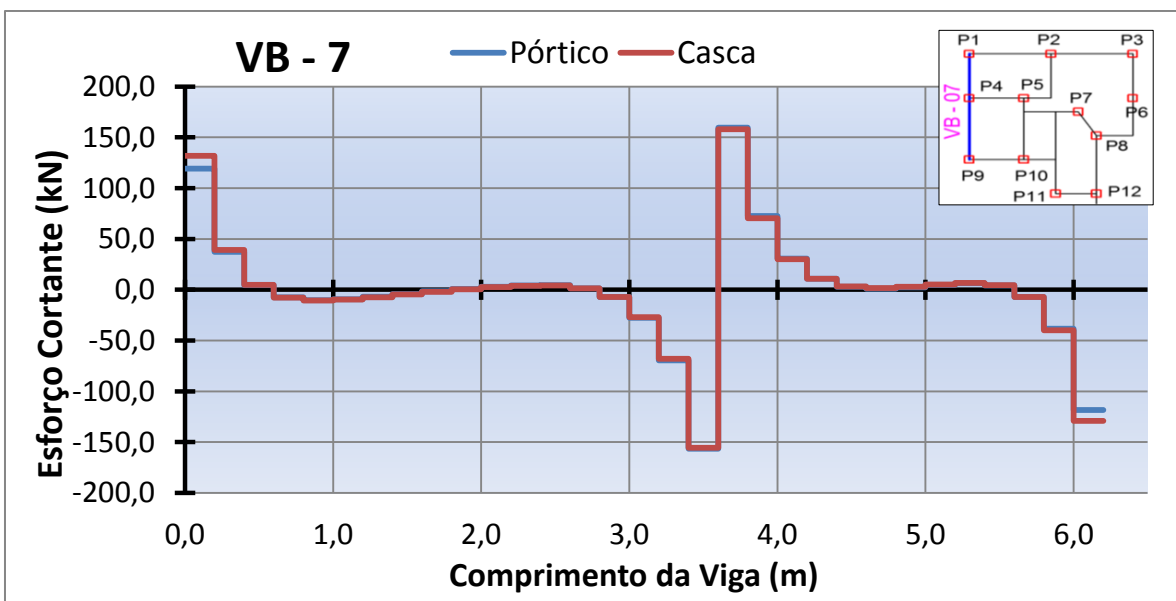


Figura 4.69: Esforço cortante na viga VB-7.

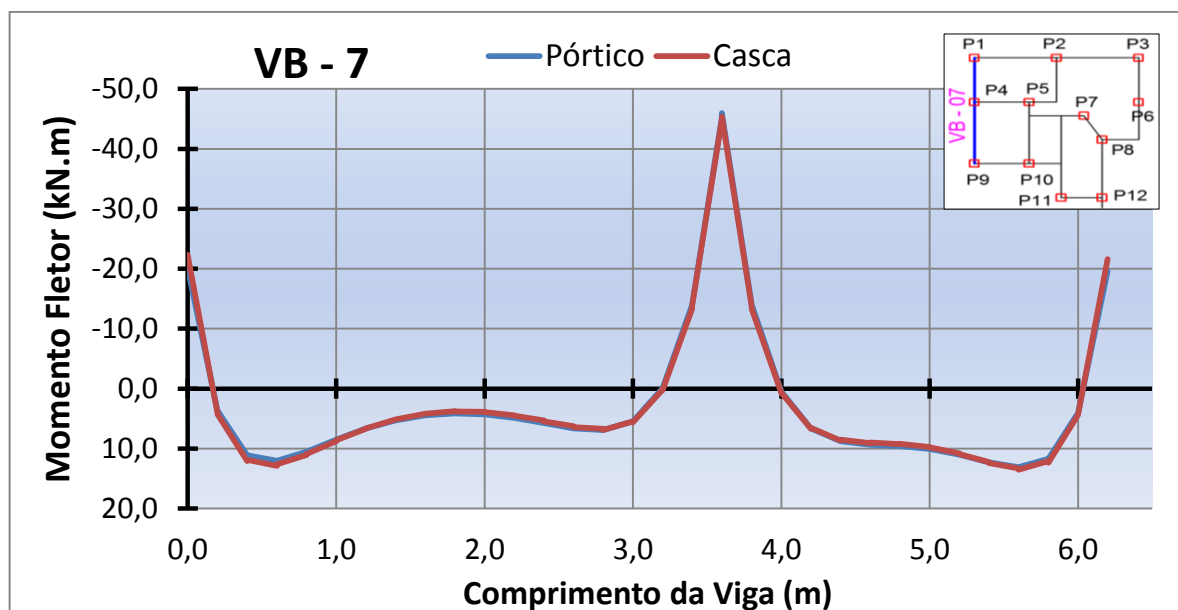


Figura 4.70: Momento fletor na viga VB-7.

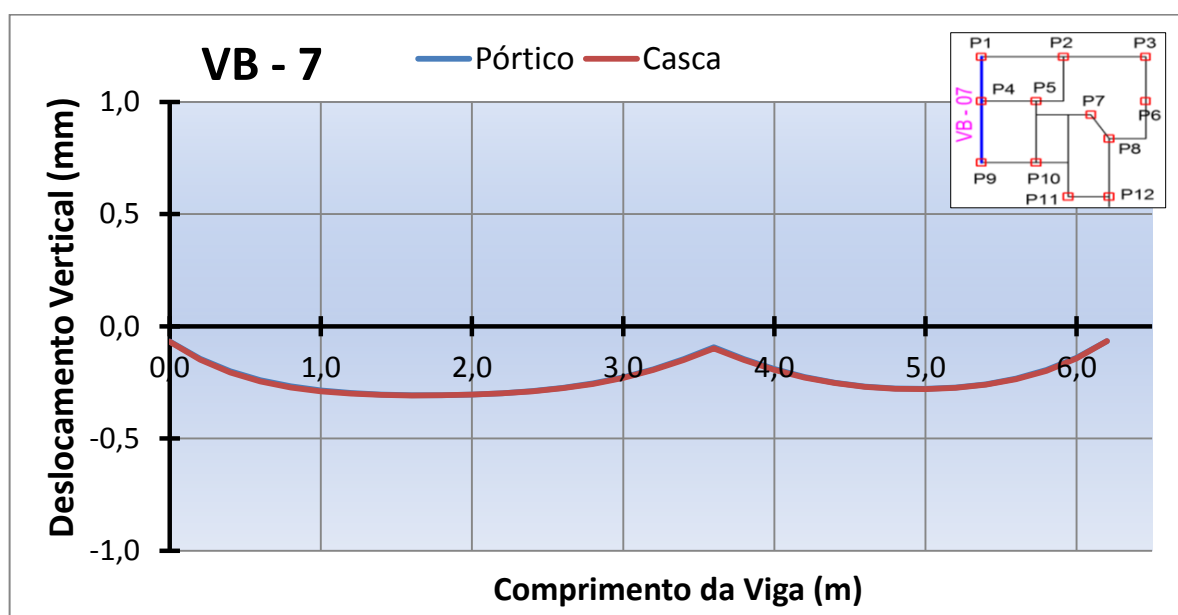


Figura 4.71: Deslocamentos na viga VB-7.

Viga VB-11

A viga VB-11 é apoiada nos pilares P12 e P8 e possui 4,0 m de comprimento. A parede acima da viga não possui aberturas. Os valores de esforço cortante do modelo de pórtico apresentaram boa concordância com os do modelo de casca, sendo que a maior diferença

entre os valores mais elevados de esforço cortante ocorre no apoio P12 sendo igual a 6%. Entre os valores de momento fletor mais elevados, a maior diferença, igual a 5%, se dá no apoio P8.

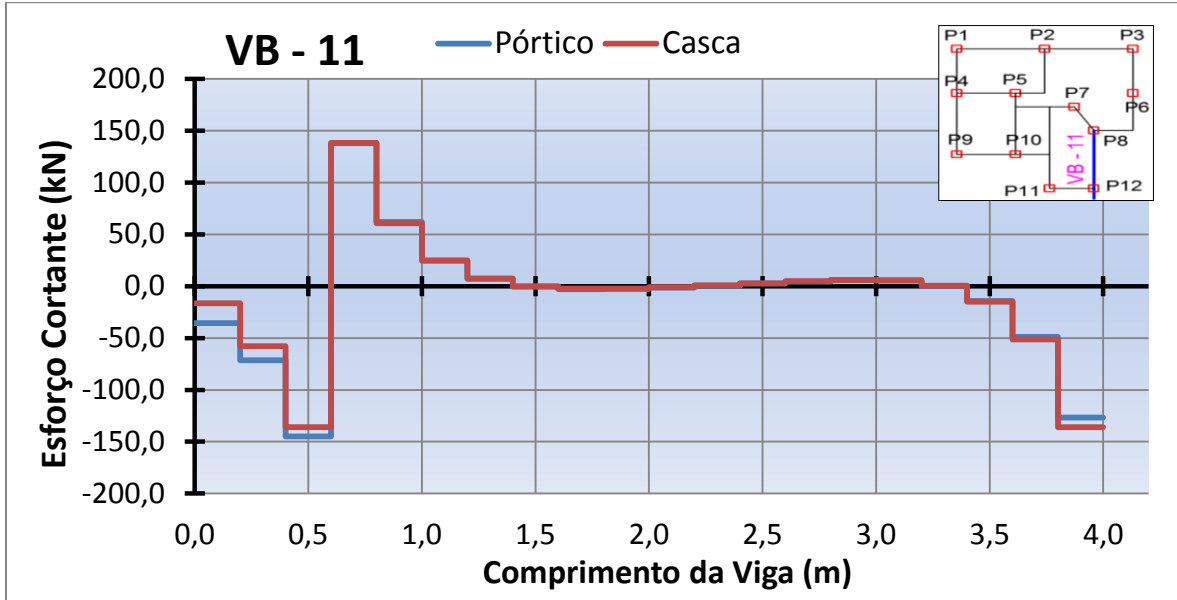


Figura 4.72: Esforço cortante na viga VB-11.

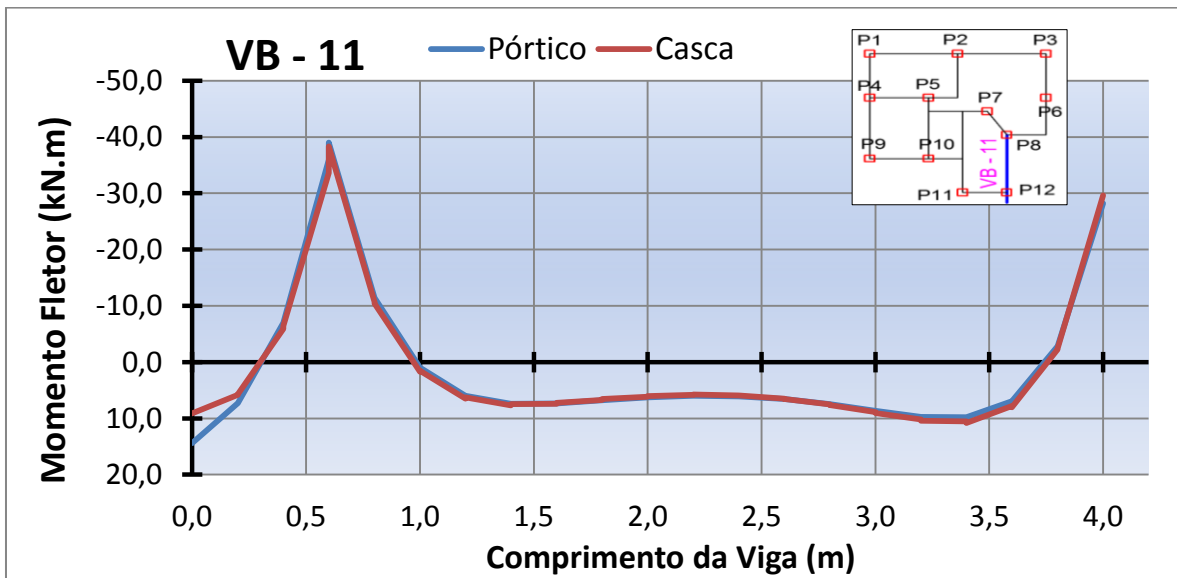


Figura 4.73: Momento fletor na viga VB-11.

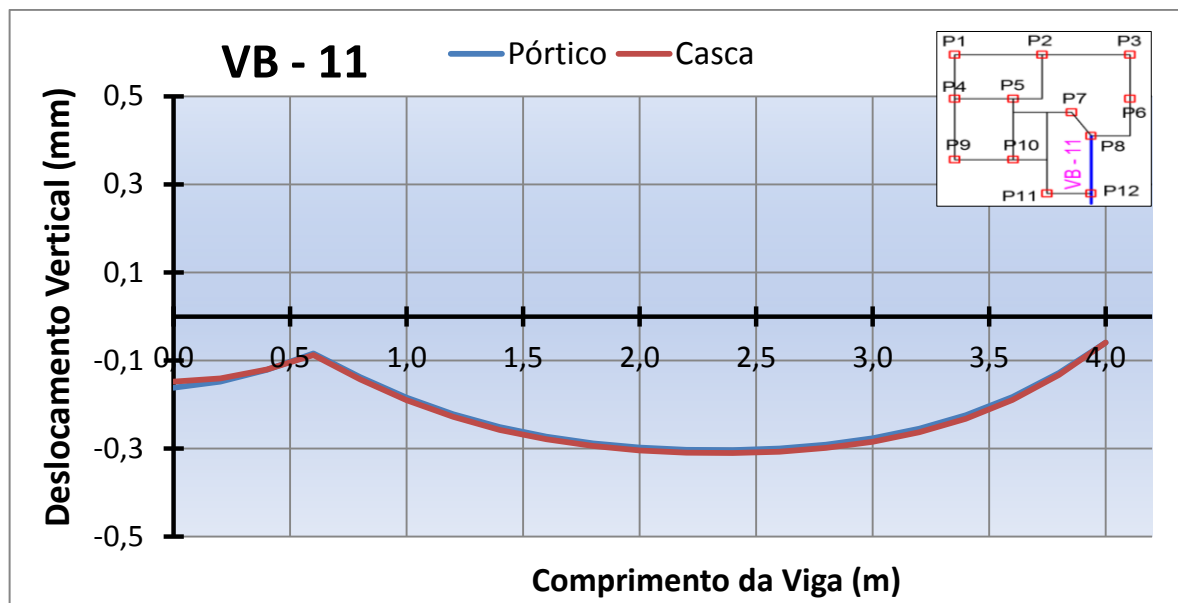


Figura 4.74: Deslocamentos na viga VB-11.

Viga VB-12

A viga VB-12 é apoiada nos pilares P6 e P3 e possui 4,8 m de comprimento. A parede acima da viga não possui aberturas. Os valores de esforço cortante, momento fletor e dos deslocamentos são praticamente iguais nos dois modelos. As diferenças entre os dois modelos nos pontos onde ocorrem os esforços máximos são inferiores a 1% tanto no caso dos esforços cortantes quanto no caso dos momentos fletores.

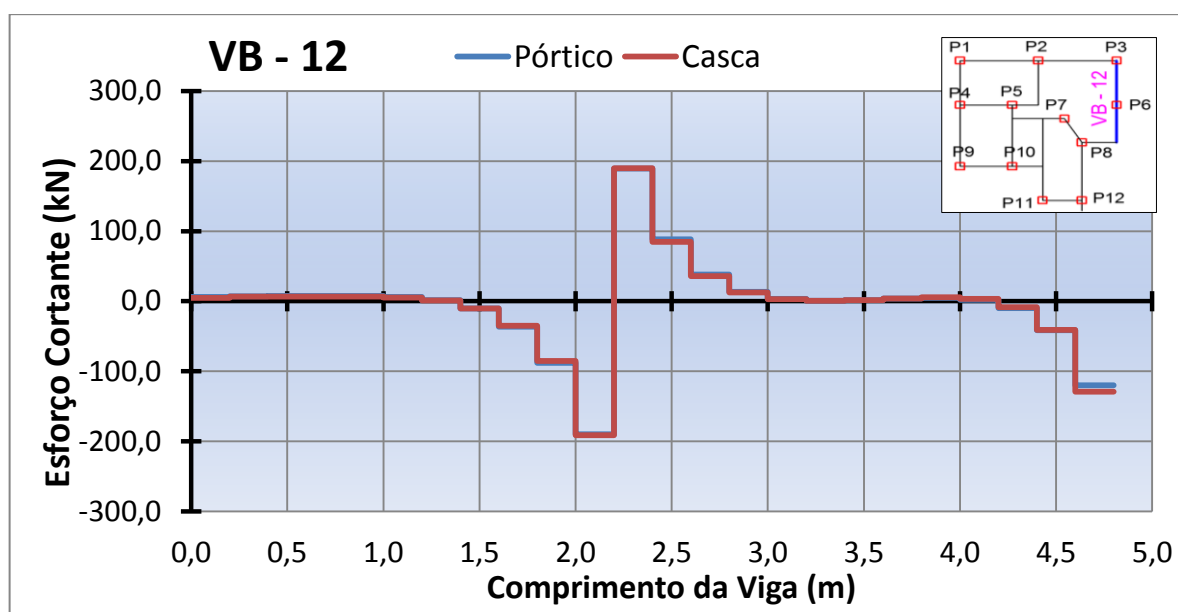


Figura 4.75: Esforço cortante na viga VB-12.

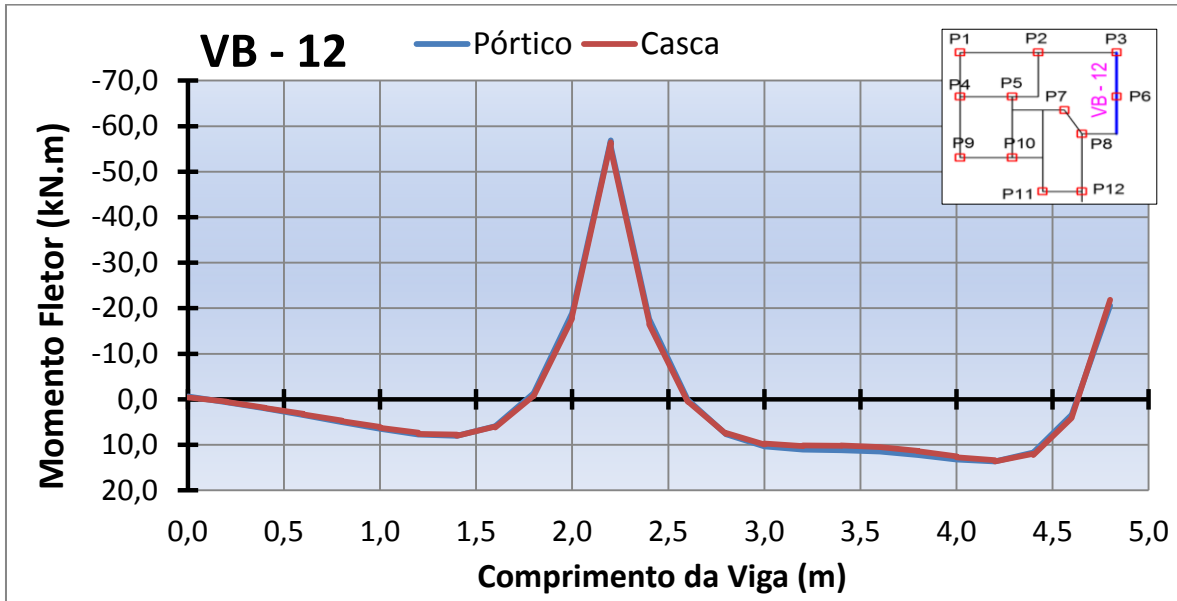


Figura 4.76: Momento fletor na viga VB-12.

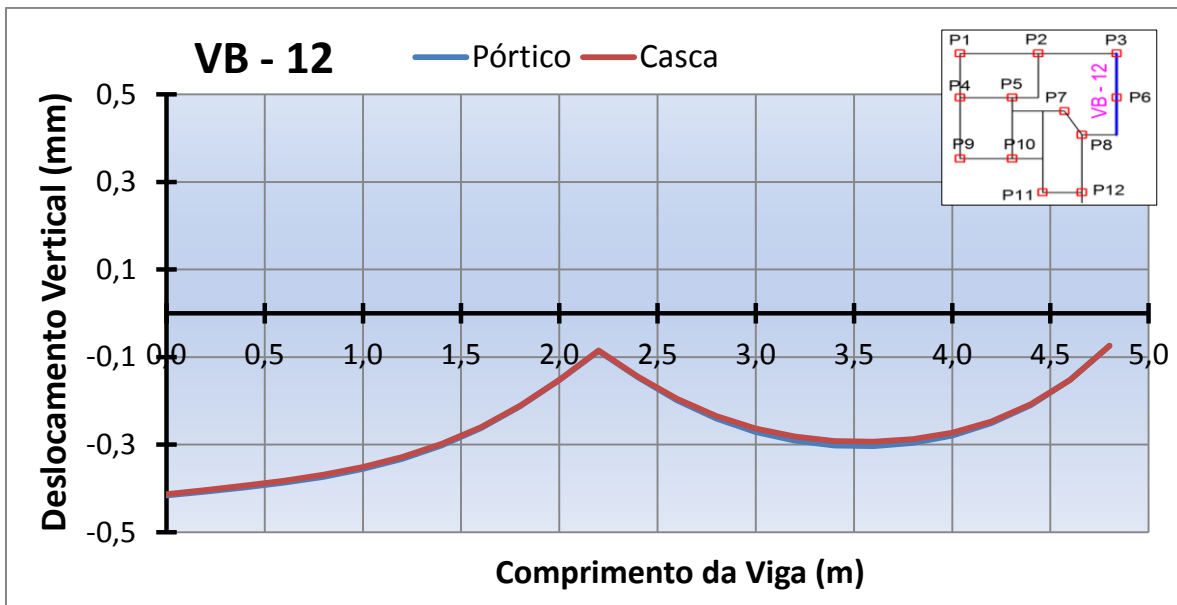


Figura 4.77: Deslocamentos na viga VB-12.

4.5.2.2 Reações na base dos pilaretes

Os valores dos momentos e da reação vertical na base dos pilaretes dos dois modelos foram comparados. A comparação é apresentada na Tabela 4.22.

Tabela 4.22: Reações na base dos pilaretes do Edifício Colubandê 2.

Pilar	Reação Vertical (kN)			Momento X (kN.m)			Momento Y (kN.m)		
	Casca	Pórtico	Difer. (%)	Casca	Pórtico	Difer. (%)	Casca	Pórtico	Difer. (%)
1	470,60	472,45	0,39	-2,49	-2,51	0,80	-2,56	-2,52	-1,56
2	783,54	758,91	-3,14	-2,60	-2,84	9,23	0,00	-0,05	0,00
3	528,49	530,92	0,46	-2,52	-2,63	4,37	0,00	0,00	0,00
4	704,49	667,82	-5,21	-0,03	-0,04	33,33	-1,94	-2,18	12,37
5	407,07	430,19	5,68	-3,03	-3,07	1,32	0,17	0,04	-76,47
6	608,23	614,12	0,97	-0,20	-0,17	-15,00	0,00	0,00	0,00
7	388,54	421,10	8,38	-0,46	-0,38	-17,39	4,26	3,67	-13,85
8	391,15	420,91	7,61	-1,95	-1,85	-5,13	-2,14	-1,85	-13,55
9	489,06	487,94	-0,23	2,61	2,58	-1,15	-2,58	-2,68	3,88
10	796,47	787,40	-1,14	2,69	2,90	7,81	-0,32	-0,23	-28,13
11	389,59	391,04	0,37	2,65	2,47	-6,79	-2,06	-2,09	1,46
12	623,53	597,96	-4,10	0,62	0,51	-17,74	1,62	1,78	9,88
	Média:		3,14	Média:		10,01	Média:		13,43

A diferença máxima entre os valores de reação vertical ocorre no pilar P7 e é de 8,38%, já a diferença média é de 3,14%. Os momentos nos apoios apresentaram diferenças maiores, porém deve-se observar que os valores são muito pequenos, pois somente o carregamento vertical está sendo considerado.

4.5.2.3 Análise dos resultados da primeira série de comparações

As vigas baldrame analisadas com o uso do modelo de pórtico apresentaram valores de esforço cortante, momento fletor e de deslocamentos muito próximos aos valores obtidos com o modelo de casca. Diferenças relativamente grandes ocorreram somente no segundo trecho da viga VB-2. Acima da viga VB-2 há a parede PH02 que possui uma porta localizada

próximo ao canto da parede (Figura 4.32), afetando a formação do arco. Além disso, a localização do apoio P5, no início da abertura de porta, também é desfavorável sob o ponto de vista da concentração de tensões causada pelo efeito arco. Neste trecho houve o aumento do momento fletor positivo no modelo de pórtico, em comparação ao modelo de referência, embora os valores sejam muito pequenos e, portanto, pouco significativos. Nas vigas que suportam paredes com aberturas de janelas separadas por um trecho de parede de comprimento razoável, os resultados do modelo de pórtico foram praticamente iguais aos do modelo de casca.

Na comparação das reações nos apoios, os resultados obtidos foram satisfatórios. Os valores das reações verticais foram muito próximos entre os dois modelos, apresentando uma diferença máxima de 8,38% no pilar P7 e média de 3,14%. Os momentos nos apoios apresentaram diferenças maiores, porém seus valores são muito baixos, sendo desprezíveis sob o ponto de vista prático.

4.5.3 Segunda série de comparações - ISE

São apresentados os resultados das comparações relativas ao estudo do efeito da interação solo estrutura. São comparados esforços nas vigas baldrame, reações verticais nos pilaretes, esforços normais nas paredes do edifício e os recalques nos blocos de estacas.

Foram necessárias 3 iterações para chegar à convergência. Para a verificação da convergência foram tomados os valores das forças axiais nas estacas em cada iteração.

4.5.3.1 Esforços nas vigas baldrame

Foram realizadas comparações entre os esforços nas vigas baldrame obtidos com os dois modelos de pórtico tridimensional. As vigas baldrame analisadas são as mesmas utilizadas na primeira série de comparações.

Viga VB-1

No Pórtico ISE há a diminuição de 20% do esforço cortante máximo no apoio P2 e o aumento de 24% no apoio P1 e 15% no apoio P3. O momento negativo no apoio intermediário P2 diminuiu 22% e o momento negativo máximo, no apoio P3 aumentou 17%.

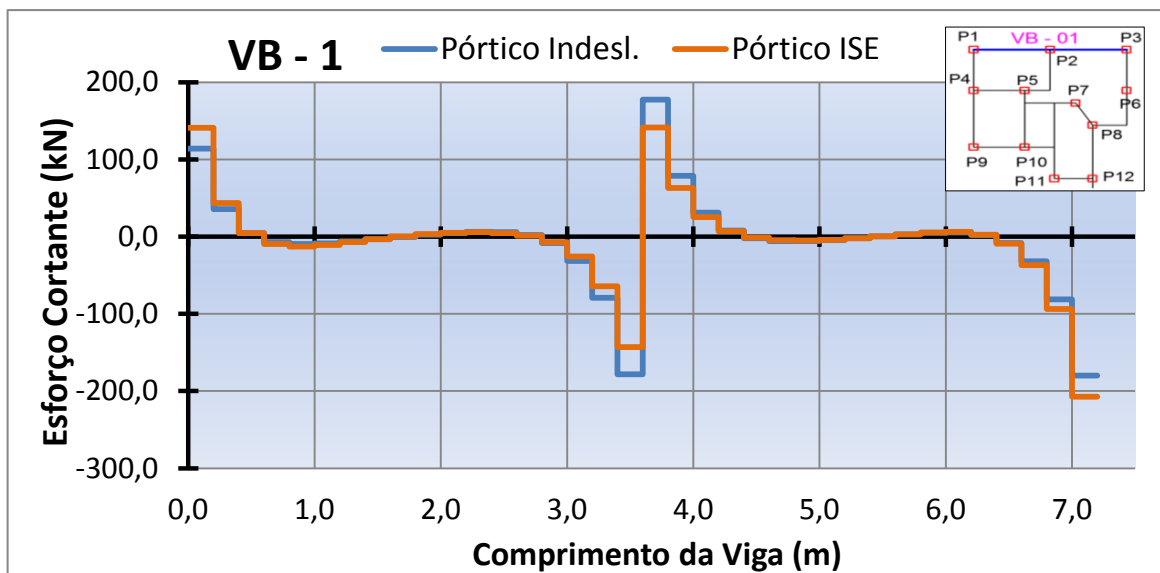


Figura 4.78: Esforço cortante na viga VB-1.

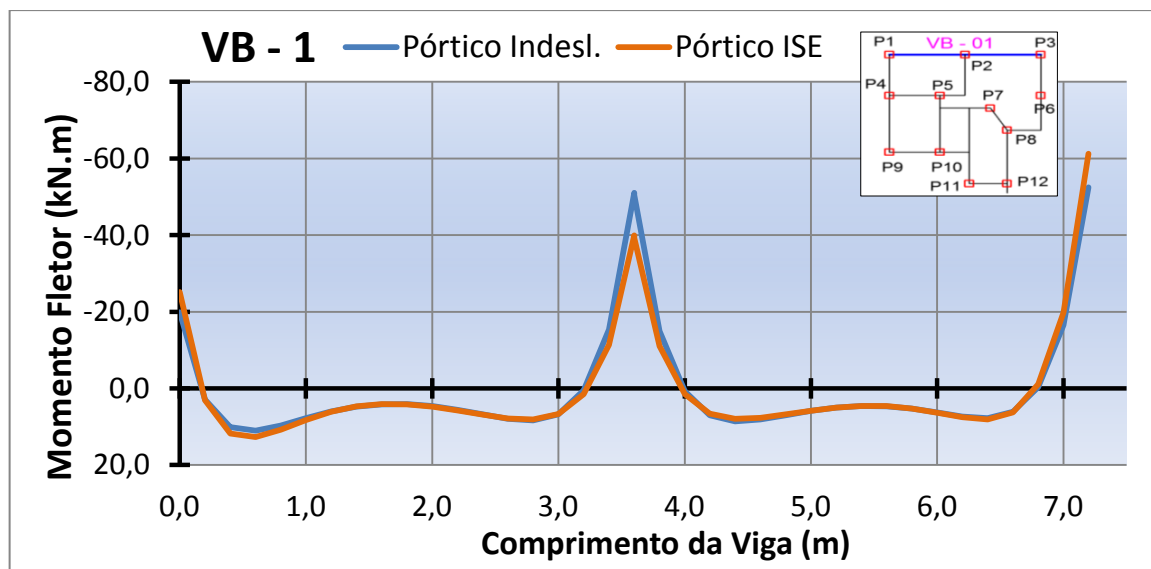


Figura 4.79: Momento fletor na viga VB-2.

Viga VB-2

A consideração da interação solo-estrutura causou o aumento de 28% no valor do esforço cortante máximo da viga, no apoio P5. Em relação ao momento fletor, no Pórtico ISE há o aumento de 27% no valor do momento negativo máximo da viga em comparação com o pórtico indeslocável. O recalque no P2 causou o aumento da carga aplicada na extremidade do balanço da VB-2, aumentando o momento negativo máximo.

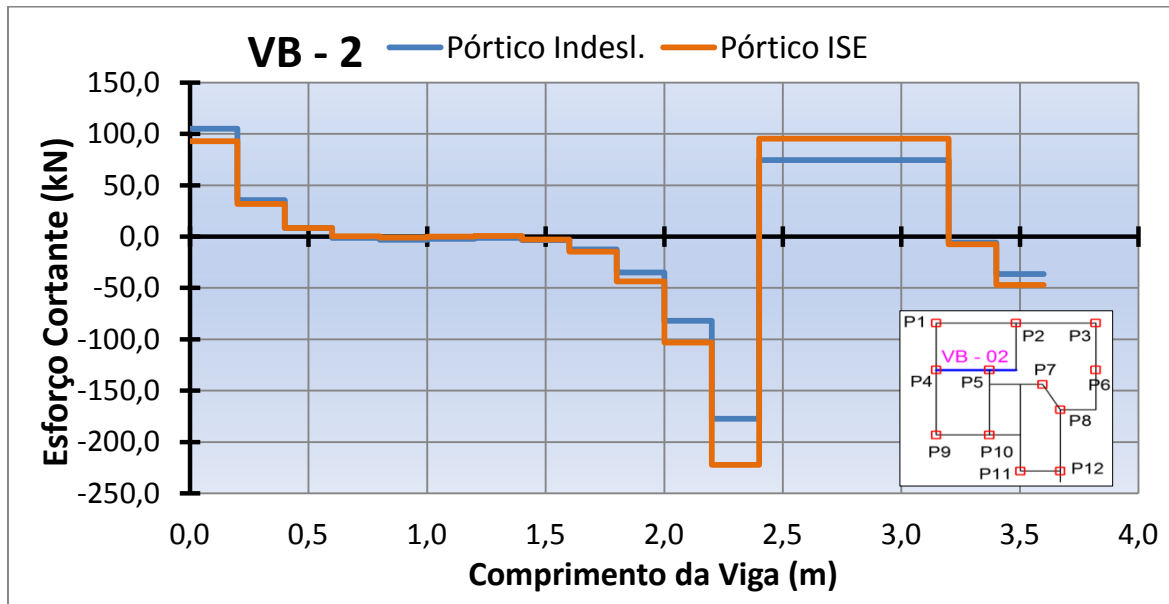


Figura 4.80: Esforço cortante na viga VB-2.

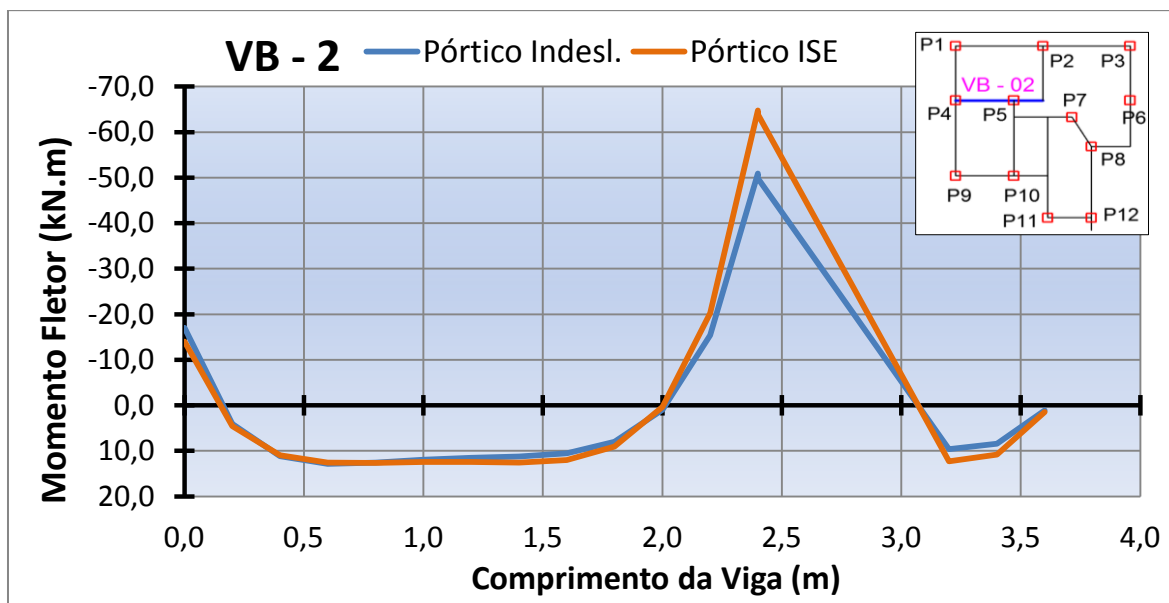


Figura 4.81: Momento fletor na viga VB-2.

Viga VB-7

No Pórtico ISE há a diminuição de 12% do esforço cortante máximo no apoio P4 e os aumentos de 11% e de 26% nos apoios P9 e P1, respectivamente. No Pórtico ISE também há a diminuição de 12% do momento negativo máximo no apoio P4, o aumento de 29% do momento positivo máximo e o aumento de 29% do momento negativo no apoio P1.

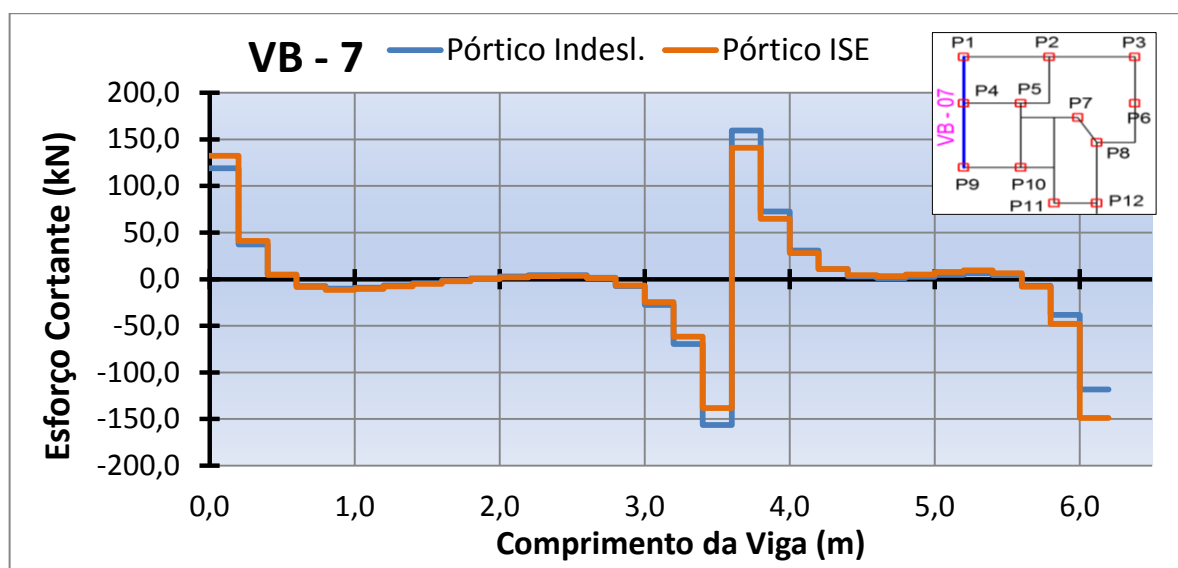


Figura 4.82: Esforço cortante na viga VB-7.

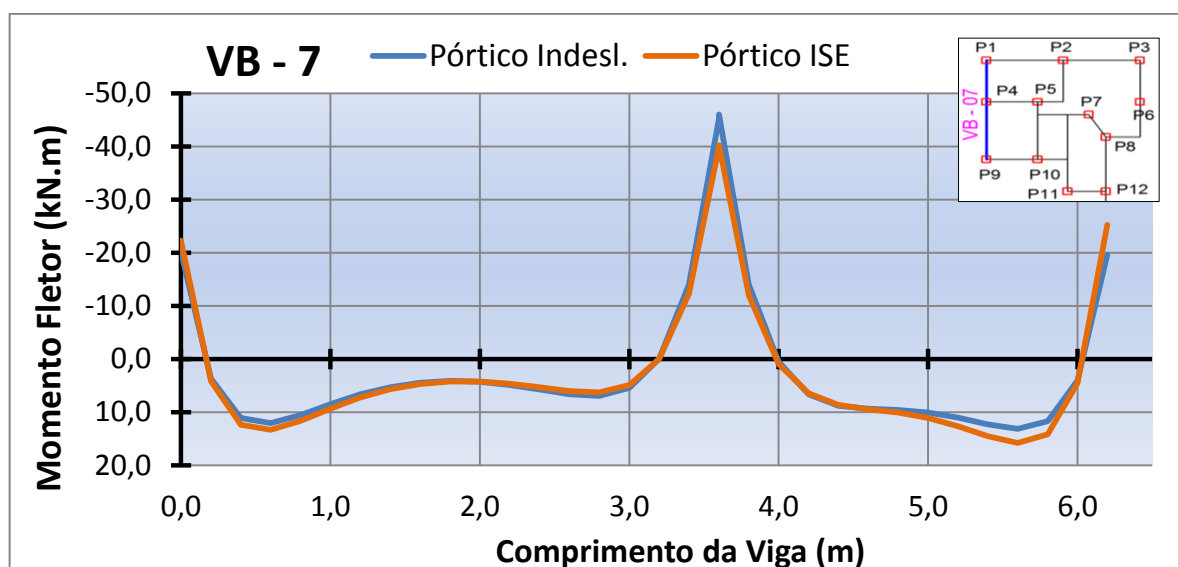


Figura 4.83: Momento fletor na viga VB-7.

Viga VB-11

No Pórtico ISE há a diminuição de 18% do esforço cortante máximo no apoio P12 e o aumento de 21% no apoio P8. Em relação aos momentos fletores, há o aumento de 25% do momento positivo máximo e de 17% no momento negativo no apoio P8, além da diminuição de 19% do momento negativo no apoio P12.

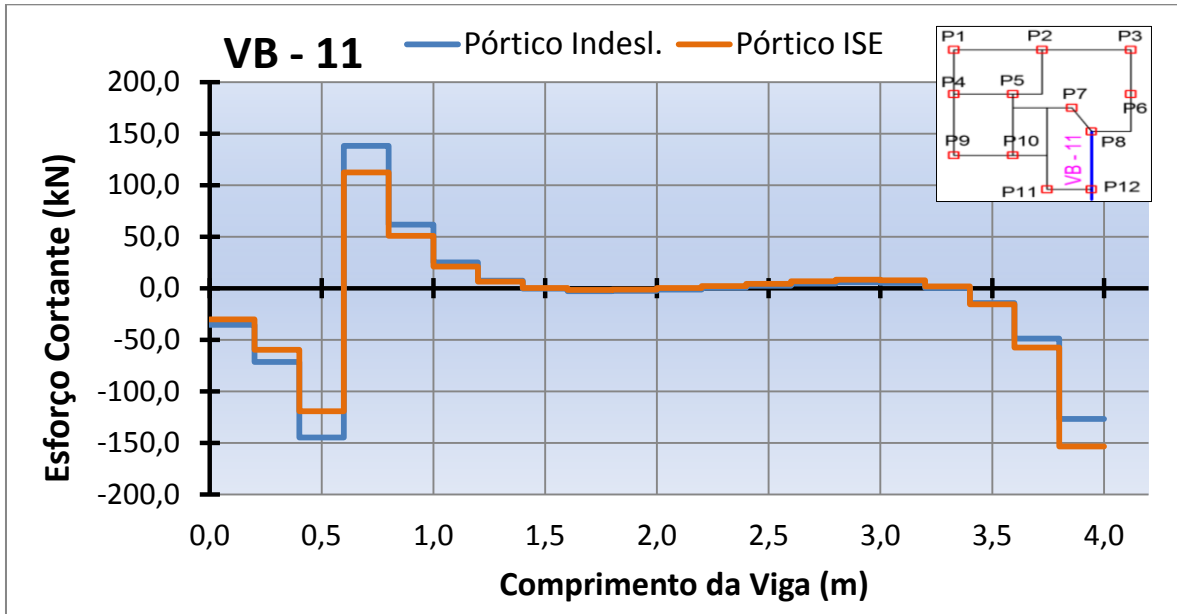


Figura 4.84: Esforço cortante na viga VB-11.

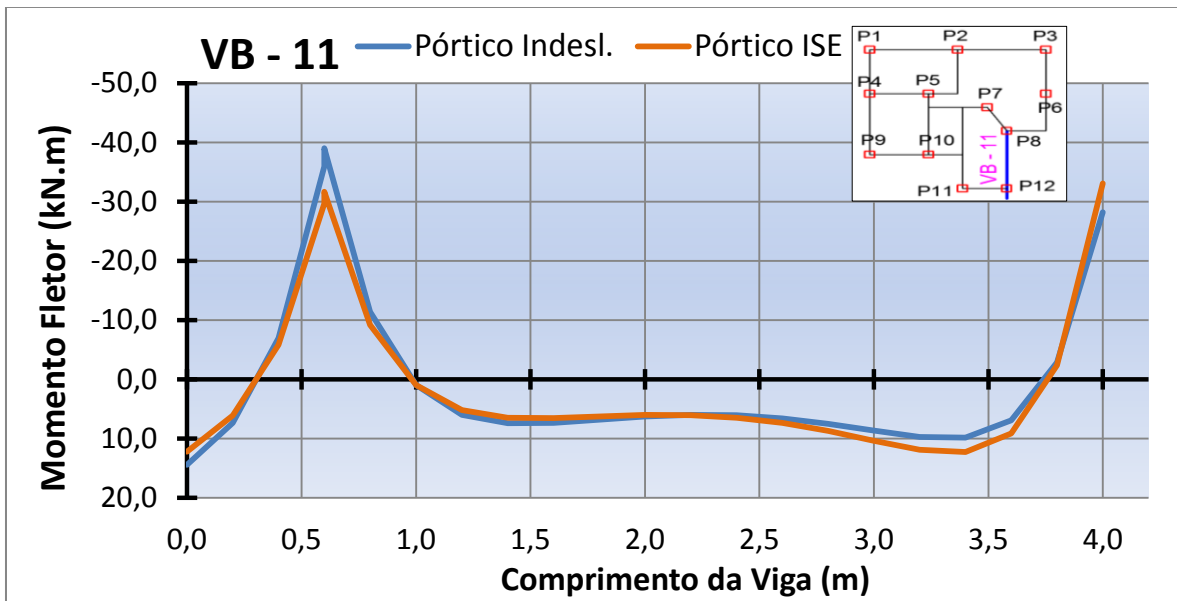


Figura 4.85: Momento fletor na viga VB-11.

VB-12

O esforço cortante máximo é 11% menor no Pórtico ISE do que no pórtico indeslocável. Em relação aos momentos fletores, no Pórtico ISE há a diminuição de 12% do momento negativo máximo no apoio P6 e o aumento de 16% no momento negativo no apoio P3.

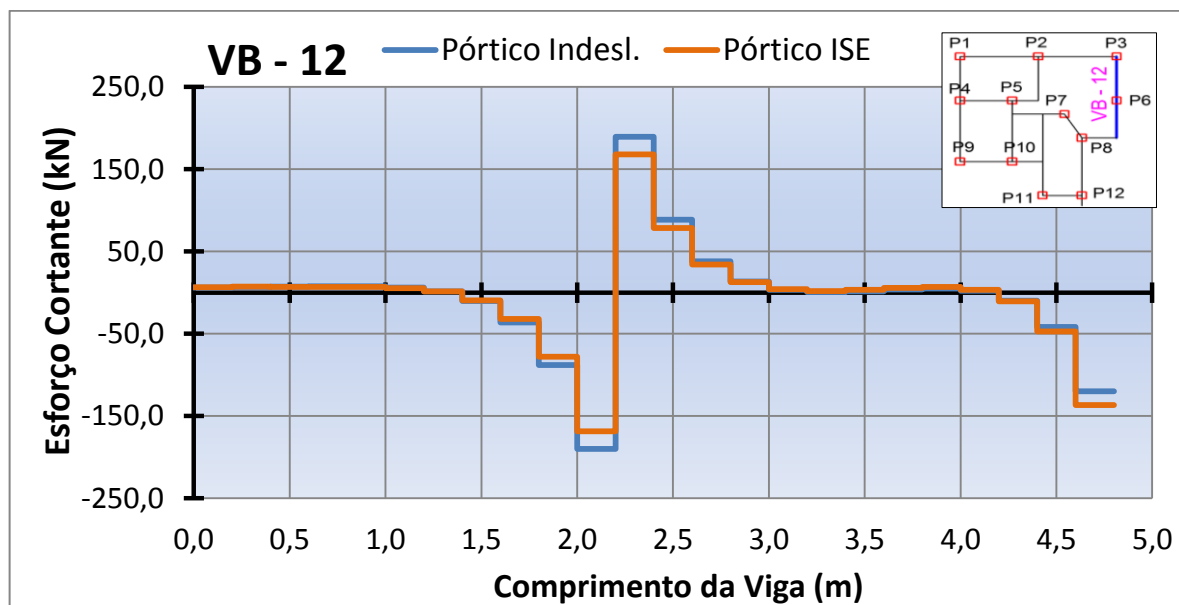


Figura 4.86: Esforço cortante na viga VB-12.

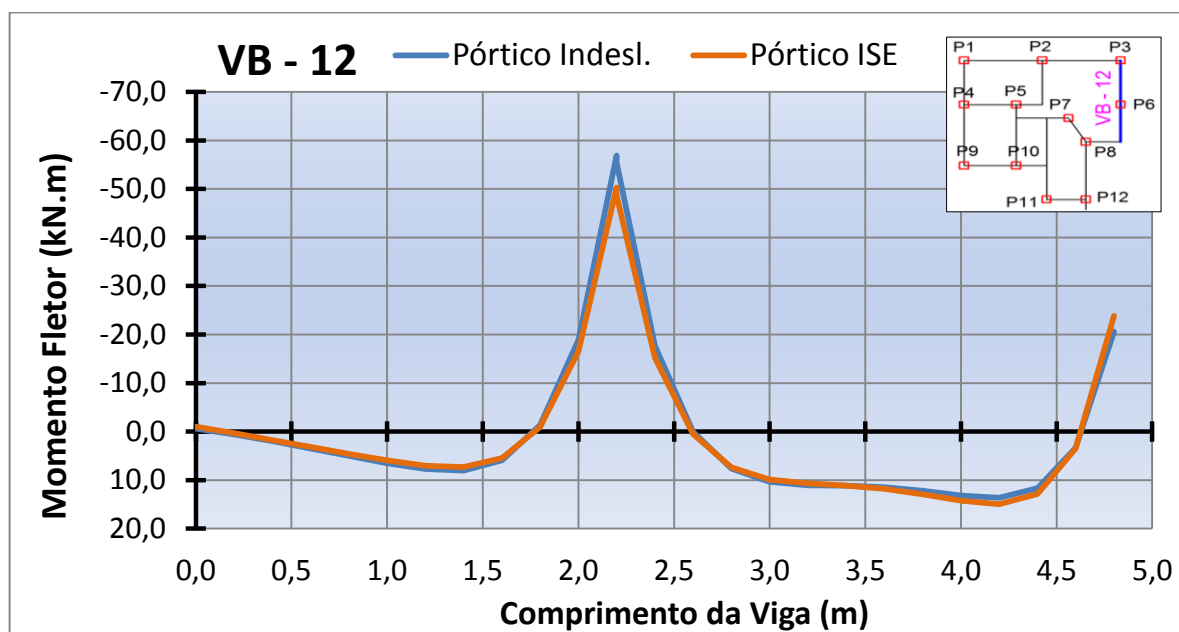


Figura 4.87: Momento fletor na viga VB-12.

4.5.3.2 Reação vertical nos pilaretes do edifício

São comparadas as reações verticais nos pilaretes dos dois modelos de pórtico tridimensional. A comparação é apresentada na Tabela 4.23.

Tabela 4.23 - Reação vertical nos pilaretes do edifício Colubandê 2.

Pilar	Reação Vertical (kN)		
	Pórt. Indesl.	Pórt. ISE	Diferença. (%)
1	472,45	590,56	25,00
2	758,91	604,84	-20,30
3	530,92	607,60	14,44
4	667,82	588,85	-11,83
5	430,19	537,17	24,87
6	614,12	544,29	-11,37
7	421,10	554,95	31,79
8	420,91	511,83	21,60
9	487,94	542,59	11,20
10	787,40	542,63	-31,09
11	391,04	468,74	19,87
12	597,96	486,70	-18,61
	Coef.Var.: 25%	Coef.Var.: 8%	Média: 20,16

A diferença máxima ocorre no pilarete P7 sendo igual a 31,79%. A diferença média é igual a 20,16%. Os pilaretes que mais recebem carga devida à mudança no fluxo de tensões são os pilaretes P7, P1, P5 e P8. Os pilaretes mais aliviados foram P10, P2, P12 e P4. A grande diferença entre os valores do coeficiente de variação calculados para os conjuntos de reações verticais dos dois modelos indica que a interação solo-estrutura tornou a distribuição de cargas nos pilares mais homogênea.

4.5.3.3 Esforço normal nas paredes do edifício

Foram comparados os valores do esforço normal em todas as paredes do edifício. A comparação foi feita nos pavimentos 10, 7, 5, 3, 2 e 1. Os valores do esforço normal de cada parede nos dois modelos de pórtico são apresentados nas Tabelas 4.24 e 4.25.

Tabela 4.24 - Esforço normal nas paredes do Edifício Colubandê 2 (pavimentos 10, 7 e 5).

Parede	Esforço Normal (kN) - 10º pvto.			Esforço Normal (kN) - 7º pvto.			Esforço Normal (kN) - 5º pvto.		
	Pórt. Indesl.	Pórt. ISE	Difer. (%)	Pórt. Indesl.	Pórt. ISE	Difer. (%)	Pórt. Indesl.	Pórt. ISE	Difer. (%)
PH01	-87,27	-87,04	-0,26	-344,88	-342,75	-0,62	-517,07	-512,62	-0,86
PH02	-51,44	-51,57	0,24	-198,51	-198,90	0,20	-299,49	-301,21	0,58
PH03	-25,88	-26,04	0,63	-100,17	-101,45	1,28	-146,62	-150,24	2,46
PH04	-14,78	-14,79	0,09	-58,06	-58,22	0,29	-87,32	-87,71	0,44
PH05	-51,90	-51,73	-0,32	-212,54	-211,11	-0,67	-319,00	-314,26	-1,49
PH06	-31,27	-31,50	0,73	-127,24	-128,31	0,84	-192,91	-194,70	0,93
PV01	-83,00	-83,02	0,03	-351,45	-352,46	0,29	-533,49	-537,05	0,67
PV02	-46,38	-46,18	-0,42	-183,12	-181,96	-0,63	-271,13	-266,81	-1,59
PV03	-46,73	-46,40	-0,71	-185,13	-182,99	-1,16	-274,51	-269,01	-2,01
PV04	-58,95	-59,26	0,53	-232,46	-234,67	0,95	-343,03	-348,26	1,52
PV05	-69,96	-70,30	0,48	-285,96	-288,64	0,94	-434,05	-438,91	1,12
PV06	-90,55	-90,27	-0,30	-352,90	-350,94	-0,55	-529,98	-527,83	-0,41
	Média:		0,40	Média:		0,70	Média:		1,17

Tabela 4.25 - Esforço normal nas paredes do Edifício Colubandê 2 (pavimentos 3, 2 e 1).

Parede	Esforço Normal (kN) - 3º pvto.			Esforço Normal (kN) - 2º pvto.			Esforço Normal (kN) - 1º pvto.		
	Pórt. Indesl.	Pórt. ISE	Difer. (%)	Pórt. Indesl.	Pórt. ISE	Difer. (%)	Pórt. Indesl.	Pórt. ISE	Difer. (%)
PH01	-696,81	-686,85	-1,43	-815,26	-805,77	-1,16	-1038,08	-1034,90	-0,31
PH02	-402,32	-409,17	1,70	-456,71	-471,10	3,15	-585,07	-655,28	12,00
PH03	-191,27	-203,21	6,24	-225,75	-250,52	10,97	-460,22	-596,89	29,70
PH04	-114,95	-115,35	0,35	-128,35	-129,05	0,54	-172,68	-213,16	23,44
PH05	-428,49	-412,82	-3,66	-489,31	-454,85	-7,04	-780,89	-644,78	-17,43

PH06	-266,51	-269,78	1,23	-318,46	-324,86	2,01	-398,23	-401,15	0,73
PV01	-728,32	-740,46	1,67	-823,84	-842,15	2,22	-931,48	-964,93	3,59
PV02	-347,34	-332,08	-4,39	-372,96	-344,65	-7,59	-271,62	-198,02	-27,10
PV03	-352,12	-337,83	-4,06	-375,37	-354,91	-5,45	-236,14	-181,92	-22,96
PV04	-441,80	-453,73	2,70	-474,21	-493,14	3,99	-207,53	-247,04	19,04
PV05	-585,77	-594,06	1,41	-649,33	-657,24	1,22	-638,08	-616,87	-3,32
PV06	-709,11	-709,48	0,05	-793,37	-794,69	0,17	-860,72	-825,83	-4,05
		Média:	2,41		Média:	3,79		Média:	13,64

As maiores diferenças entre os valores dos esforços normais nas paredes do edifício ocorrem nos pavimentos inferiores, principalmente no primeiro pavimento. Nele, a maior diferença é o incremento de carga de 29,70% na parede PH03 e a diferença média (em valor absoluto) é de 13,64%. Os maiores alívios de carga ocorreram nas paredes PV02, PV03, e PH05 e os maiores incrementos de carga ocorreram nas paredes PH03, PH04 e PV04. As paredes que apresentaram as maiores diferenças são as paredes PH03, PV02, PH04 e PV03.

4.5.3.4 Recalques nos blocos de estacas

Apresentam-se os recalques verticais dos blocos de estacas estimados com o auxílio do programa ISE 1.0 para o carregamento obtido com a análise estrutural dos dois modelos de pórtico. O valor do recalque para cada bloco em cada um dos modelos e a diferença entre os valores do Pórtico ISE em relação ao pórtico indeslocável são apresentados na Tabela 4.26. Informações complementares são mostradas na Tabela 4.27. Os valores de recalque nos blocos no modelo de pórtico indeslocável são os recalques calculados na primeira iteração do programa ISE 1.0.

Tabela 4.26 - Recalques nos blocos de estacas do Edifício Colubandê 2

Bloco	Recalque (mm)		
	Pórt. Indesl.	Pórt. ISE	Difer. (%)
1	3,27	4,19	28,26
2	5,58	4,40	-21,16
3	3,67	4,27	16,30
4	4,91	4,32	-11,96

5	3,33	4,21	26,37
6	4,92	4,37	-11,35
7	3,10	4,12	33,02
8	3,44	4,21	22,46
9	3,85	4,28	11,25
10	6,47	4,45	-31,31
11	3,42	4,25	24,30
12	5,62	4,36	-22,43

Tabela 4.27 - Informações complementares sobre os recalques dos blocos.

Informações complementares	Pórt. Indesl.	Pórt. ISE	Difer. (%)
Recalque Máximo (mm)	6,47	4,45	-31,22
Recalque Diferencial Máximo (mm):	3,37	0,32	-90,50
Recalque Médio (mm)	4,30	4,28	-0,47
Coefficiente de Variação (%)	26,65	2,24	-91,59

4.5.3.5 Análise dos resultados da segunda série de comparações

Na comparação dos esforços nas vigas baldrame ocorreram mudanças significativas nos valores máximos de esforço cortante e de momento fletor. Nas vigas contínuas, a interação solo-estrutura causou o aumento do valor dos esforços cortantes nos apoios de extremidade e a diminuição no apoio intermediário. Nessas vigas observou-se também um pequeno aumento dos momentos positivos máximos, a diminuição do momento negativo no apoio intermediário e o aumento considerável dos momentos negativos nos apoios de extremidade.

Na comparação das reações verticais nos apoios do edifício, pode-se notar que o fluxo de tensões foi consideravelmente alterado, causando o incremento de carga de até 32% como ocorreu no apoio P7 e o alívio de até 31%, como no apoio P10. A diferença existente entre os valores do coeficiente de variação dos conjuntos de reações verticais dos dois modelos sugere que a interação solo-estrutura promoveu o aumento da homogeneidade dos valores das reações verticais dos apoios. Todos os apoios originalmente mais carregados (P10, P2, P4 e P6) apresentaram alívios de carga causados pela interação solo-estrutura. Todos os apoios

originalmente menos carregados (P11, P8, P7 e P5) apresentaram incrementos de carga no modelo de pórtico com interação solo-estrutura.

Na comparação do esforço normal nas paredes do edifício, as diferenças médias entre os valores dos esforços normais dos dois primeiros pavimentos são muito maiores do que nos pavimentos mais elevados. Esta situação indica que os primeiros pavimentos são muito mais afetados pela interação solo-estrutura do que os pavimentos mais elevados, como esperado. No primeiro pavimento há diferenças consideráveis nos valores de esforço normal em algumas paredes. As maiores diferenças, maiores que 20%, ocorreram nas paredes PH03, PV02, PH04 e PV03. Ao se considerar a interação solo-estrutura, a parede PH03 apresentou o aumento de carga de quase 30% em relação às cargas calculadas com o pórtico indeslocável.

Os resultados da comparação dos recalques indicam a grande homogeneização que ocorre com os valores de recalque vertical nos blocos de estacas. No Pórtico ISE, o valor do coeficiente de variação dos recalques dos blocos de estacas é 92% menor do que o do pórtico indeslocável e há a diminuição de 90% do recalque diferencial máximo. Além disto, no modelo com interação solo-estrutura, há a redução de 31% do recalque máximo estimado.

4.6 ANÁLISE GERAL DOS RESULTADOS

Para determinar se as diferenças encontradas entre os modelos nas duas séries de comparações são significativas do ponto de vista de projeto, utilizou-se a NBR 8681 (ABNT, 2004). A norma traz a seguinte recomendação em seu item 4.2.3.1:

Quando se consideram estados limites últimos, os coeficientes γ_f de ponderação das ações podem ser considerados como o produto de dois outros, γ_{f1} e γ_{f3} (o coeficiente de combinação ψ_0 faz o papel do terceiro coeficiente, que seria indicado por γ_{f2}). O coeficiente parcial γ_{f1} leva em conta a variabilidade das ações e o coeficiente γ_{f3} considera os possíveis erros de avaliação dos efeitos das ações, seja por problemas construtivos, seja por deficiência do método de cálculo empregado. (ABNT, 2004)

Seguindo a indicação da norma e considerando o coeficiente de ponderação $\gamma_f = 1,4$ para as combinações normais, podem-se desdobrar os coeficientes γ_{f1} e γ_{f3} no produto de dois valores

iguais à raiz quadrada de $1,4 = 1,18$. Assim, uma variação de até 18% seria algo coberto pelo $\gamma_{f3} = 1,18$ que corresponderia a erros do modelo de cálculo. Desta forma, na análise dos resultados da primeira série de comparações, consideraram-se como satisfatórias somente as diferenças menores a 18%. Em relação à segunda série de comparações são consideradas importantes as diferenças maiores do que 18% entre os resultados do modelo de pórtico com apoios indeslocáveis e o pórtico com interação solo-estrutura.

4.6.1 Primeira série de comparações - Efeito arco

O modelo de pórtico tridimensional proposto neste trabalho forneceu resultados muito bons no cálculo dos esforços cortantes e dos momentos fletores nas vigas de transição e nas vigas baldrame em todos os três casos de edifícios estudados. As diferenças entre os esforços calculados com o modelo de pórtico em comparação com o modelo de referência foram, em sua grande maioria, inferiores a 10%, mesmo nas vigas que suportam paredes com aberturas. Diferenças maiores que 10% ocorreram somente na viga VT-3 do edifício Niterói, cuja parede acima da viga possui um número muito grande de janelas pouco espaçadas, prejudicando o efeito arco (detalhe no Apêndice C) e em um pequeno trecho da viga VB-2 do edifício Colubandê 2, onde há uma porta localizada muito próxima ao canto da parede (detalhe no Apêndice E).

Os resultados do cálculo dos deslocamentos obtidos com o modelo de pórtico tridimensional foram praticamente iguais aos resultados do modelo de referência em todas as vigas avaliadas de todos os três edifícios estudados.

O modelo de pórtico tridimensional proposto foi capaz de descrever de maneira adequada o caminho percorrido pelas tensões nos edifícios até as fundações. As diferenças máximas encontradas na comparação dos esforços verticais nos apoios entre o modelo de pórtico e o de referência são inferiores a 9%, sendo que as diferenças médias são inferiores a 4% em todos os três edifícios estudados. Foram encontradas diferenças relativamente maiores no cálculo dos momentos fletores, porém os valores dos momentos comparados são muito reduzidos, sendo praticamente desprezíveis.

4.6.2 Segunda série de comparações - ISE

A consideração da interação solo-estrutura no modelo de pórtico tridimensional gerou mudanças consideráveis nos esforços das vigas de transição e vigas baldrame dos edifícios avaliados. Em várias das vigas analisadas as mudanças nos valores de esforços excederam o valor de 30%. As mudanças mais importantes nos valores de esforço cortante e de momento fletor ocorreram nas vigas contínuas. Nas vigas biapoiadas o efeito da interação solo-estrutura foi pouco perceptível, como esperado. Nas vigas contínuas, em relação ao esforço cortante, houve a diminuição nos apoios internos e o aumento nos apoios das extremidades das vigas. A respeito dos momentos fletores, houve a diminuição do momento fletor negativo nos apoios internos, o aumento dos momentos positivos entre os apoios e o aumento dos momentos negativos nos apoios das extremidades das vigas.

O fluxo de tensões nos edifícios estudados foi sensivelmente afetado pela interação solo-estrutura. As reações nos apoios dos pórticos com interação solo-estrutura apresentaram diferenças importantes em relação às reações nos apoios dos pórticos indeslocáveis, de modo que alguns apoios receberam um grande incremento de carga e outros foram aliviados.

Foi observada a tendência de homogeneização das cargas dos apoios, ou seja, a diminuição nos apoios mais carregados e o incremento nos apoios menos carregados. Embora esta tendência tenha sido observada em vários dos apoios dos três edifícios estudados, foi somente no edifício Colubandê 2 que todos os apoios mais carregados foram aliviados e todos os apoios menos carregados receberam mais carga. Nos outros dois edifícios houve exceções à tendência de homogeneização das cargas dos apoios.

Em nenhum dos edifícios avaliados foi observada relação direta entre a posição do pilar em planta com a mudança ocorrida em seu carregamento ao se considerar a interação solo-estrutura.

A comparação dos esforços normais nas paredes ao longo da altura dos edifícios indicou que as paredes dos primeiros pavimentos são muito mais afetadas pela interação solo-estrutura do que as paredes dos pavimentos mais elevados.

Em todos os edifícios avaliados ocorreram consideráveis alterações de esforço normal nas paredes do primeiro pavimento causadas pela interação solo-estrutura. Todos os edifícios possuem ao menos uma parede cujo incremento de esforço normal causado pela interação solo-estrutura é maior que 30%.

Em nenhum dos edifícios avaliados foi evidenciada relação entre a posição das paredes em planta com o grau de alteração do esforço normal ao se considerar a interação solo-estrutura.

Além dos efeitos causados nas paredes e nos elementos de transição, a interação solo-estrutura provocou alterações importantes nos valores estimados dos recalques dos edifícios. Os edifícios estudados apresentaram homogeneização dos valores de recalque nos apoios, com a grande redução dos recalques máximos, principalmente dos recalques diferenciais em que as alterações foram superiores a 70%. Entretanto, é importante indicar que a grande homogeneização dos valores de recalques nos apoios somente foi possível devido aos valores de resistência dos solos obtidos pelas sondagens à percussão serem bastante próximos entre si ao longo da área dos edifícios avaliados. Desta forma, não deve-se esperar que a homogeneização dos recalques ocorra de maneira tão significativa em edifícios onde os perfis de sondagem indicarem diferenças grandes na resistência do solo em pontos pertencentes às mesmas fundações.

5 CONCLUSÃO

5.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O efeito arco é caracterizado de maneira adequada no modelo de pórtico tridimensional ao se discretizar as paredes do primeiro pavimento com os elementos de treliça utilizados neste trabalho.

O modelo de pórtico tridimensional proposto se mostrou adequado à obtenção dos esforços e deslocamentos nas vigas de transição e vigas baldrame, e das reações nos apoios dos edifícios de paredes de concreto moldadas no local com carregamento vertical estudados neste trabalho. Porém deve-se dar maior atenção aos resultados dos esforços em vigas de transição que apoiam paredes que possuam muitas aberturas.

A interação solo-estrutura causa alteração importante do fluxo de tensões dos edifícios de paredes de concreto e, portanto, não deve ser desprezada no projeto estrutural.

As paredes dos primeiros pavimentos são muito mais afetadas pela interação solo-estrutura do que as paredes dos pavimentos mais elevados. Diferenças superiores à 18% só ocorrem no primeiro pavimento de todos os edifícios analisados.

A alteração do fluxo de tensões causada pela interação solo-estrutura gera mudanças consideravelmente altas do esforço normal das paredes dos primeiros pavimentos e das reações verticais dos apoios dos edifícios de paredes de concreto. As diferenças são elevadas do ponto de vista de projeto e, por isso, não devem ser desprezadas no dimensionamento dos elementos estruturais.

A consideração da interação solo-estrutura causa a homogeneização dos valores estimados para os recalques dos apoios nos edifícios de paredes de concreto, com a diminuição dos recalques máximos e principalmente dos recalques diferenciais.

5.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

A principal sugestão para um trabalho que venha a continuar a presente linha de pesquisa é de que se avalie o modelo de pórtico tridimensional frente às ações horizontais que são muito importantes em edifícios de grande altura.

No que se refere à interação solo-estrutura em edifícios de paredes de concreto, uma opção interessante seria identificar quais são os fatores que exercem maior influência no fenômeno. Isto poderia ser feito por meio de uma análise paramétrica, envolvendo o estudo de edifícios de variadas alturas, vários tipos de solo, plantas baixas diversificadas e tipos de fundações distintas.

Além das fundações por estacas, abordadas neste trabalho, seria importante avaliar os efeitos globais da interação solo-estrutura para o caso de edifícios de paredes de concreto sobre fundações diretas, tendo em vista que esta é uma alternativa comum em edifícios de menor altura.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS¹

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (ACI). **ACI-318**: Building code requirements for reinforced concrete. Detroit, USA, 1998.

AOKI, N. Considerações sobre o projeto e execução de fundações profundas. Seminário de fundações. Sociedade Mineira de Engenharia, Belo Horizonte, 1979.

AOKI, N. Modelo simples de transferência de carga de estaca vertical sujeita a carga axial de compressão. In: CICLO DE PALESTRAS SOBRE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 3., 1987, Recife. **Anais...** ABMS/NR, 1987.

AOKI, N.; LOPES, F. R. Estimating stresses and settlements due to deep foundations by the theory of elasticity. In: 5th PAN AMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 1975, Buenos Aires. **Proceedings,,** Buenos Aires, Tomo. I, p. 377-386.

AOKI, N.; VELLOSO, D. A. An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. In: 5th PAN AMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 1975, Buenos Aires. **Proceedings,,** Tomo. I, p. 367-376.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND (ABCP). **Parede de Concreto**: Coletânea de ativos. São Paulo, 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6118**: Projeto e execução de obras de concreto armado. Rio de Janeiro, 2007.

_____. **NBR 6120**: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 1980.

_____. **NBR 8681**: Ações e segurança nas estruturas - Procedimento. Rio de Janeiro, 2004.

_____. **NBR 15575**: Desempenho de edifícios habitacionais de até cinco pavimentos. Rio de Janeiro, 2004.

_____. **NBR 16055**: Parede de concreto moldada no local para a construção de edificações – Requisitos e procedimentos. Rio de Janeiro, 2012.

AUSTRALIAN STRANDARD (AS). **AS3600**: Concrete Structures. North Sydney, NSW, Australia, 2001.

¹ De acordo com a Associação Brasileira de Normas Técnicas NBR 6023.

BARBOSA, P. C. **Interação entre paredes de alvenaria estrutural e vigas de concreto armado**. 2000. 106 f. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000.

BRAGUIM, T. C. **Utilização de modelos de cálculo para projeto de edifícios de paredes de concreto moldadas no local**. 2013. 186 f. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2013.

BRASIL. Ministério das Cidades. Secretaria Nacional de Habitação. Fundação João Pinheiro, Centro de Estatística e Informações. **Déficit habitacional no Brasil 2008**. Brasília, 2011. Ministério das Cidades. Disponível em: <http://www.cidades.gov.br/images/stories/ArquivosSNH/ArquivosPDF/DHB_2008_Final_2011.pdf> Acesso em: jan. 2012.

BRAUNE, G. A. et al. Comparação entre recalques medidos e previstos em edificação com fundação em estacas. In: CONGRESSO NACIONAL DE GEOTECNIA, 11. 2008. Coimbra. **Anais...** v. 4, p. 11-18.

BRITISH STANDARDS INSTITUTION (BSI). **BS 8110: Structural Use of Concrete, Part 1 – Code of practice for Design and Construction**. Londres, 1997.

BROWN, P.; YU, S. K. R. Loads sequence and structure – foundation interaction. **Journal of Structural Engineering**, Michigan v.112, n.3, p. 481-488, mar. 1986.

BURHOUSE, P. Composite action between brick panel walls and their supporting beams. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers**, v.43, p.175-194, jun 1969.

CAPUZZO NETO, V. **Estudo teórico e experimental da interação de paredes de alvenaria estrutural submetidas a ações verticais**. 2000. 144 f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000.

CHAMECKI, S. Structural rigidity in calculating settlements. **Journal of Soil Mechanics and Foundation Division**, ASCE, v.82, n.SM-1, p.1-19, 1956.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. **Fundações por estacas: projeto geotécnico**. São Paulo: Editora Oficina de textos, 2010. 95 p.

COLARES, G. M. **Programa para análise da interação solo-estrutura no projeto de edifícios**. 2006. 82 f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.

CORELHANO, A. G. B. **Análise não linear geométrica e física de núcleos rígidos de edifícios altos em concreto armado**. 2010. 187 f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2010.

CORRÊA, M. R. S. **Aperfeiçoamento de modelos usualmente empregados no projeto de sistemas estruturais de edifícios.** 1991. 342 f. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1991.

CORRÊA, M. R. S.; RAMALHO, M. A. **Projeto de edifícios de alvenaria estrutural.** São Paulo: Editora PINI, 2003. 174 p.

COSTA, J. L. **Núcleos estruturais sobre fundações flexíveis.** 1982. 171 f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1982.

CRESPO, V. A. S. **Estudo da sensibilidade de edificações em relação ao solo.** 2004. 108 f. Dissertação (Mestrado) – Centro de Ciência e Tecnologia, Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, Campo dos Goytacazes, 2004.

DAVIES, S.R.; AHMED, A.E. An approximate method for analysing composite walls/beams. In: **International Symposium On Load-Bearing Brickwork**, British Ceramic Society, London. p.305-320. 1977.

DOH, J.H. **Experimental and theoretical studies of normal and high strength concrete wall panels.** 2002. 334 p. Thesis (Doctor of Philosophy) - Griffith University Gold Coast Campus, Australia, 2002.

FÉDÉRATION NATIONALE DU BÂTIMENT (FNB). **Documents Techniques Unifiés 23.1: Murs en Béton Banché.** França: CSTB, 1993.

FONTE, A. O. C.; PONTES FILHO, I.; JUCÁ, J. F. T. Interação solo-estrutura em edifícios altos. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 10. 1994, Foz do Iguaçu. **Anais...** v.1. p. 239-246.

GUSMÃO, A. D. Aspectos relevantes da interação solo-estrutura em edificações. **Solos e Rochas**, v. 17, n.1, p. 47-55, 1994.

HRENNIKOFF, A. Solution of problems of elasticity by the framework method. **Journal of Applied Mechanics**, Hong Kong, v.8, p.169-175, dec. 1941.

IWAMOTO, R. K. **Alguns aspectos dos efeitos da interação solo-estrutura em edifícios de múltiplos andares com fundação profunda.** 2000. 140 f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000.

KOTRONIS, P.; MAZARS, J.; DAVENNE, L. The equivalent reinforced concrete model for simulating the behaviour of walls under dynamic shear loading. **Engineering Fracture Mechanics**, v.70, p.1085-1097, 2003.

LIU, Y. P. et al. Second-order analysis and design of wall-framed structures allowing for imperfections. **Advances in Structural Engineering**, Hong Kong, v.13, n. 3, p.513-524, jun. 2010.

LOBO, A. S.; FERREIRA, C. V.; ALBIERO, J. H. Redistribuição de carga entre pilares de edifícios durante a construção. In: JORNADAS SUL AMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL, 28., 1997, São Carlos. **Anais...** São Carlos, p.1545-1554.

MEYERHOF, G. G. Some recent foundation research and its application to design. **Structural Engineering**, London, v. 31, p. 151-167, 1953.

MINDLIN, R. D. Force at a point in the interior of a semi-infinite solid. **Physics**, v.7, p.195-202, 1936.

MOURA, A. R. L. U. **Interação solo-estrutura em edifícios**. 1995. Dissertação (Mestrado). Centro de Tecnologia e Geociências, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 1995.

NAGARAJAN, P.; JAYADEEP, U. B.; PILLAI, T. M. M. Application of micro truss and strut and tie model for analysis and design of reinforced concrete structural elements. **Songklanakarín Journal of Science and Technology**, v.31, n.6, p.647-653, dec. 2009.

NASCIMENTO NETO, J. A. **Investigação das solicitações de cisalhamento em edifícios de alvenaria estrutural submetidos a ações horizontais**. 1999. 144 f. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1999.

NAVARATNARAJAH, V. Composite action of brick walls supported on beams. In: INTERNATIONAL SEMINAR/WORKSHOP ON PLANNING, DESIGN, CONSTRUCTION OF LOAD-BEARING BRICK BUILDINGS FOR DEVELOPING COUNTRIES, 1981, New Delhi. **Proceedings...** University of Edinburgh. p. 204-225.

NUNES, V. Q. G. **Análise estrutural de edifícios de paredes de concreto armado**. 2011. 150 f. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2011.

OLIVEIRA, L. M. F. **Cisalhamento nas interfaces verticais de paredes de edifícios de alvenaria estrutural**. 2009. 270 f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2009.

PAES, M. S. **Interação entre edifício de alvenaria estrutural e pavimento em concreto armado considerando-se o efeito arco com a atuação de cargas verticais e ações horizontais**. 2008. 163 f. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2008.

PEREIRA, A. C. O. **Estudo da influência da modelagem estrutural do núcleo nos painéis de contraventamento de edifícios altos**. 2000. 148 f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000.

PEREIRA, G. S. **Contribuições à análise de estruturas de contraventamento de edifícios em concreto armado**. 1997. 96 f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1997.

POULOS, H. G. Settlements analysis of structural foundation systems. In: SOUTH-EAST ASIAN CONFERENCE ON SOIL ENGINEERING, 4, 1975, Kuala Lumpur. **Proceedings...** v. 4, p. 52-62.

RAMALHO, M. A. **Sistema para Análise de Estruturas Considerando Interação com o Meio Elástico**. 1990. 389p. Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1990.

REIS, J. H. C. **Interação solo-estrutura de grupo de edifícios com fundações superficiais em argila mole**. 2000. 155 f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000.

RIDDINGTON, J. R.; SMITH, B. S. Composite method of design for heavily loaded wall-beam structures. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers**, Part 1, v.64, p.137-151, feb 1978.

ROSENHAUPT, S. Experimental study of masonry walls on beams. **Journal of the Structural Divison**, ASCE, v.88, n.ST3, p.137-166, jun 1962.

SALEM, H. M. The micro truss model: An innovative rational design approach for reinforced concrete. **Journal of Advanced Concrete Technology**, Tokyo, v.2, n.1, p.77-87, feb. 2004.

SANTANA, C. M. de. **Comparação entre metodologias de análise de efeito de grupo de estacas**. 2008. 167 f. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2008.

SAW, C. B. Linear elastic finite element analysis of masonry walls on beams. **Building Science**, v.9, n.4, p. 299-307, dez 1974.

SCHIEL, F. **Estática de estaqueamentos**. 2 ed. São Carlos: EESC-USP, 1957. 142 p. Publicação n. 10 (Apostila S332e).

SILVA, R. C. da; GIONGO, J. S. **Modelos de bielas e tirantes aplicados a estruturas de concreto armado**. São Carlos: EESC-USP, 2000. 202 p.

SILVA, T. F. T. **Estudo da interação entre edifícios de alvenaria estrutural e pavimentos em concreto armado**. 2005. 104 f. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005.

SOARES, W. C. **Análise de recalques de edifícios em solos melhorados com estacas de compactação**. 2005. 132 f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005.

SMITH, B. S.; KHAN, M. A .H.; WICKENS, H. G. Tests on wall-beam structures. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON LOAD-BEARING BRICKWORK, 1977, London. **Proceedings...** London: British Ceramic Society, p. 289-303.

SMITH, B. S.; RIDDINGTON, J. R. The composite behavior of elastic wall-beam systems. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers**, Part 2, v.63, p. 377-391, jun. 1977.

STEINBRENNER, W. Tafeln zur Setzungsberechnung. **Die Strasse**, v.1, p.121, 1934.

TOMAZELA, C. A. **Ação conjunta parede-viga na alvenaria estrutural**. 1995. 249p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1995.

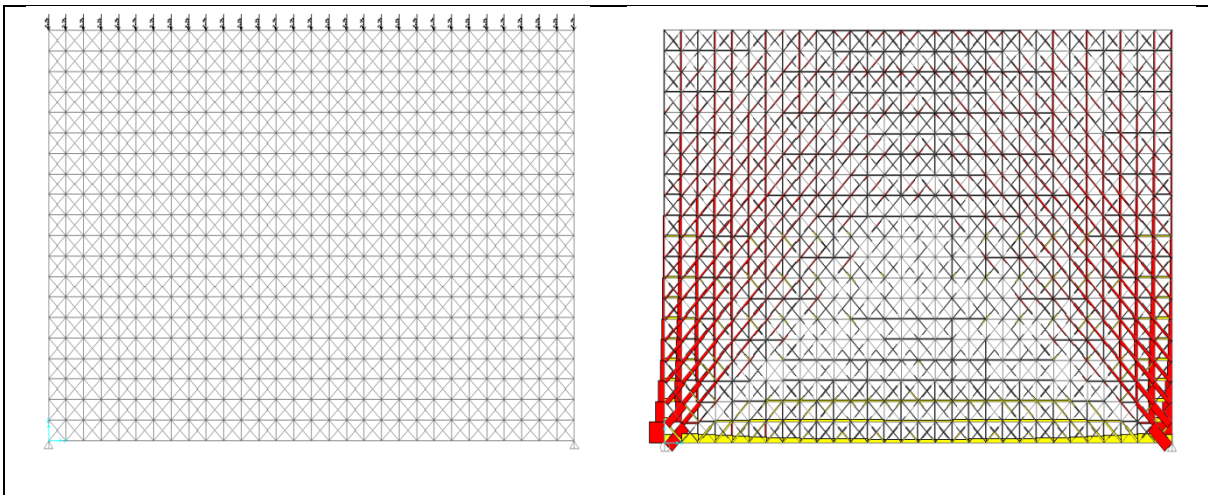
VULCANO, A.; BERTERO, V.V., COLOTTI, V. Analytical modeling of R/C structural walls. In: WORLD CONFERENCE ON EARTHQUAKE ENGINEERING, 9., 1998, Tokyo-Kyoto. **Proceedings...** Tokyo-Kyoto: WCEE, 1988. p. 41 - 46.

YAGUI, T. **Estruturas constituídas de paredes delgadas com diafragmas transversais**. 1971. 138 f. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1971.

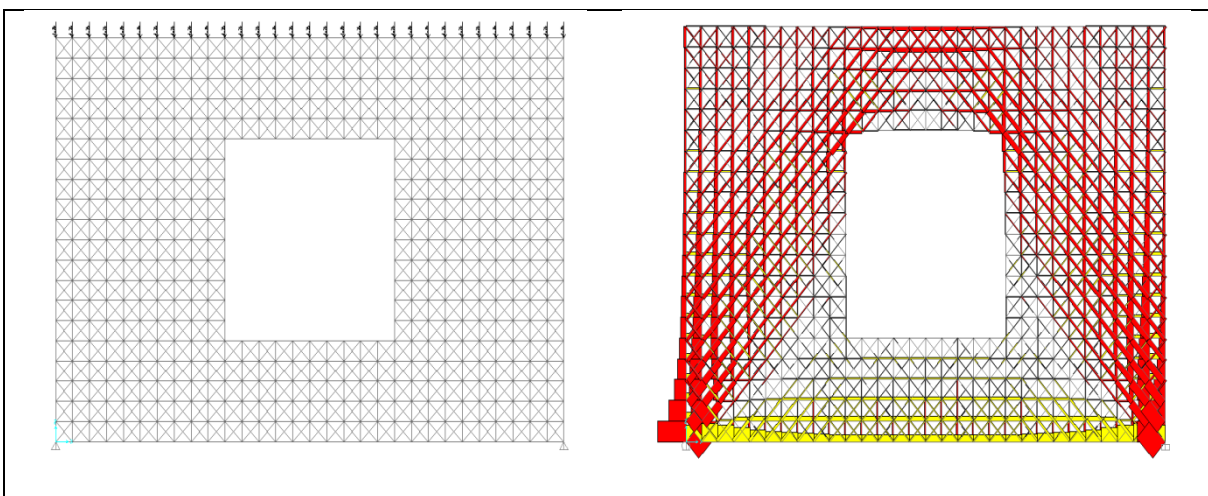
YAGUI, T. **Análise de estruturas de edifícios constituídas de núcleo de concreto armado e pilares ou pendurais de aço (carregamento crítico de instabilidade)**. 1978. Tese (livre-docência) - Universidade Estadual de Campinas, 1978.

APÊNDICE A - PAREDES SIMPLES COM O MODELO DE TRELIÇA

As paredes ilustradas nas figuras abaixo são modelos simples de paredes de concreto discretizadas pelo modelo de treliça de Hrennikoff (1941). Os elementos de treliça são quadrados e possuem 0,2 m de comprimento, as barras têm 0,2 m de espessura. A carga vertical de 600 kN foi aplicada uniformemente ao longo do comprimento da parede por meio de um conjunto de cargas concentradas aplicadas nos nós dos elementos da primeira. A última linha de barras na base das paredes tem as propriedades de uma viga de transição de concreto armado ($E = 23,8$ GPa) com 0,2 m de espessura e 0,8m de altura. As paredes têm 0,2 m de espessura e possuem 4 m de altura por 6 m de comprimento. O modelo é biapoiado (isostático). A abertura do Modelo 2 está localizada no centro da parede e possui 2 m de comprimento por 2 m de altura. Nas figuras da esquerda estão demonstradas as forma de aplicação dos carregamentos nas paredes. Nas figuras da direita são demonstradas as forças axiais de compressão (em vermelho) tração (em amarelo) nas barras dos modelos.

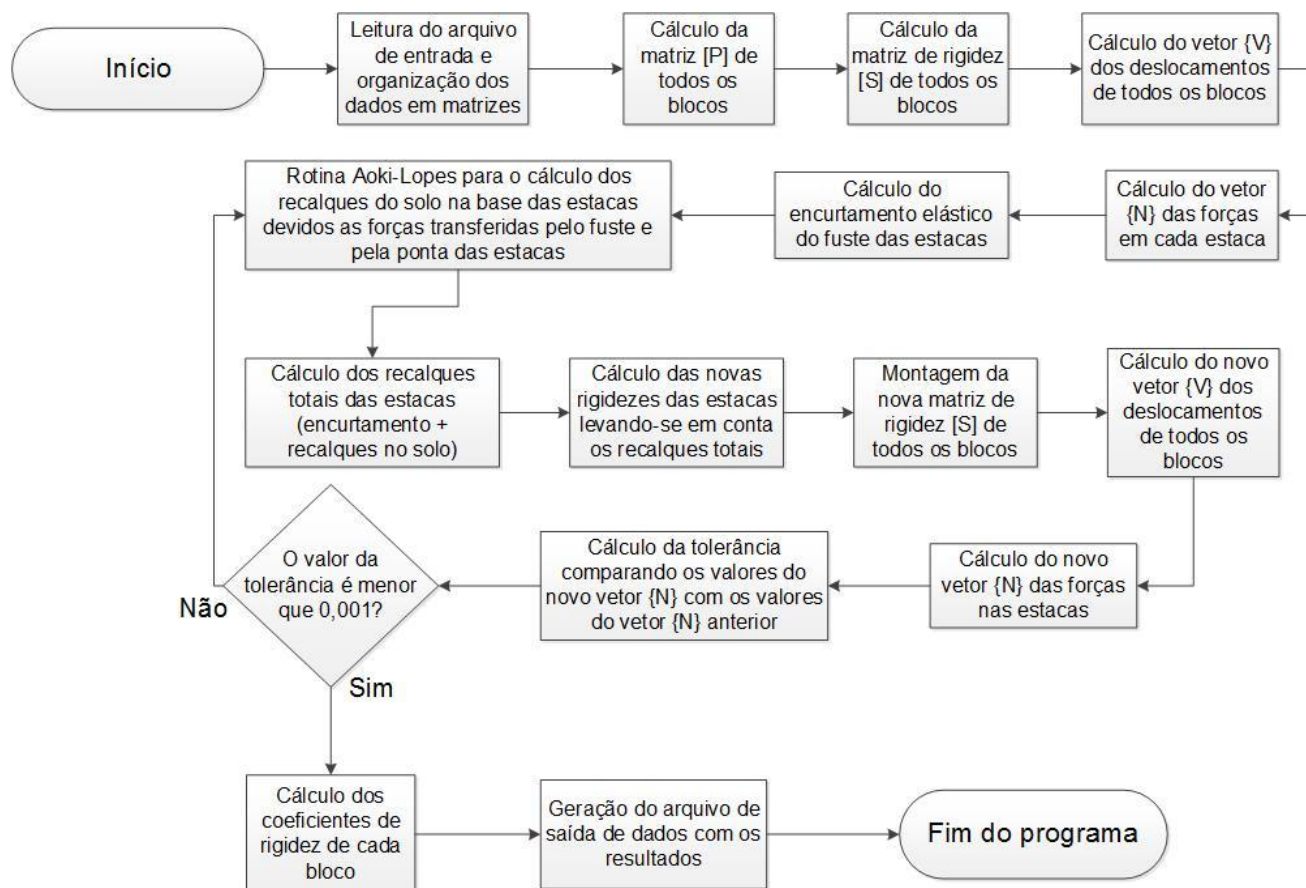


Modelo 1 - Parede sem aberturas.



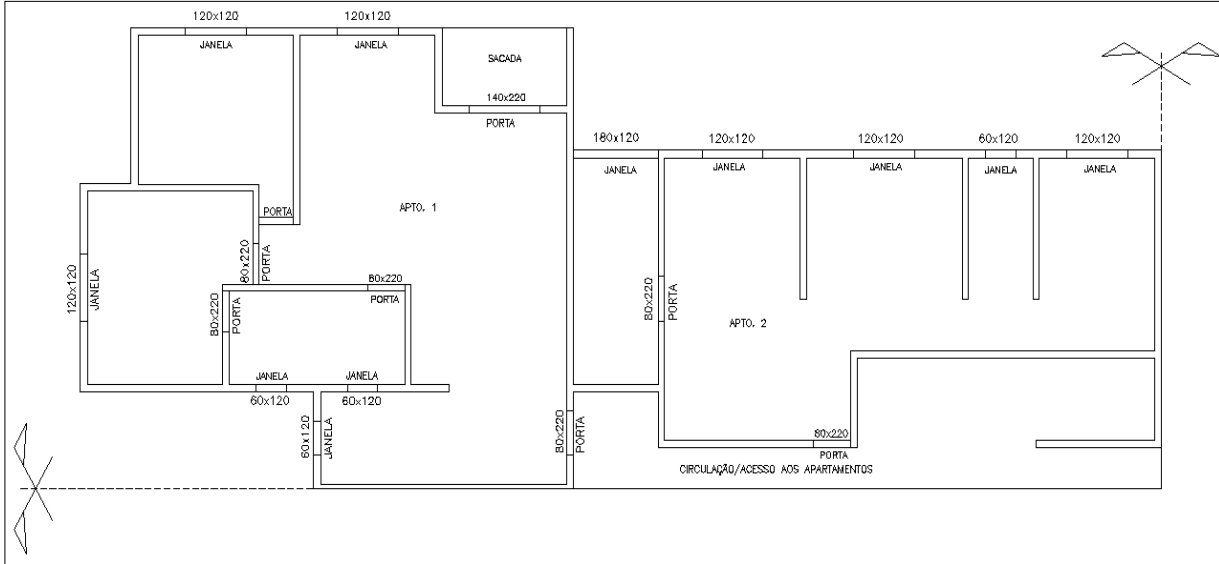
Modelo 2 - Parede com abertura.

APÊNDICE B - FLUXOGRAMA GERAL DO PROGRAMA ISE 1.0

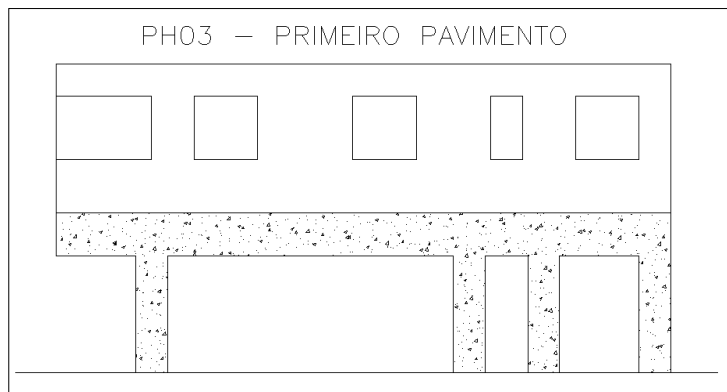


APÊNDICE C - EDIFÍCIO NITERÓI

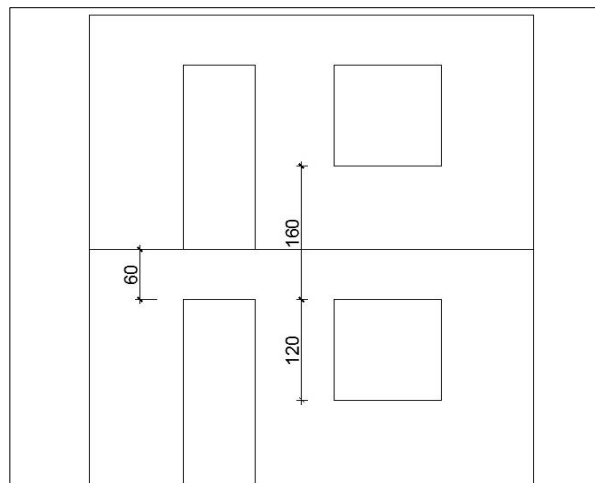
Planta baixa do Edifício Niterói



Parede PH03 sobre a viga VT-03 no primeiro pavimento



Corte genérico das aberturas do Edifício Niterói (portas e janelas)



Coordenadas locais das estacas (centros das estacas em relação aos centros dos blocos).

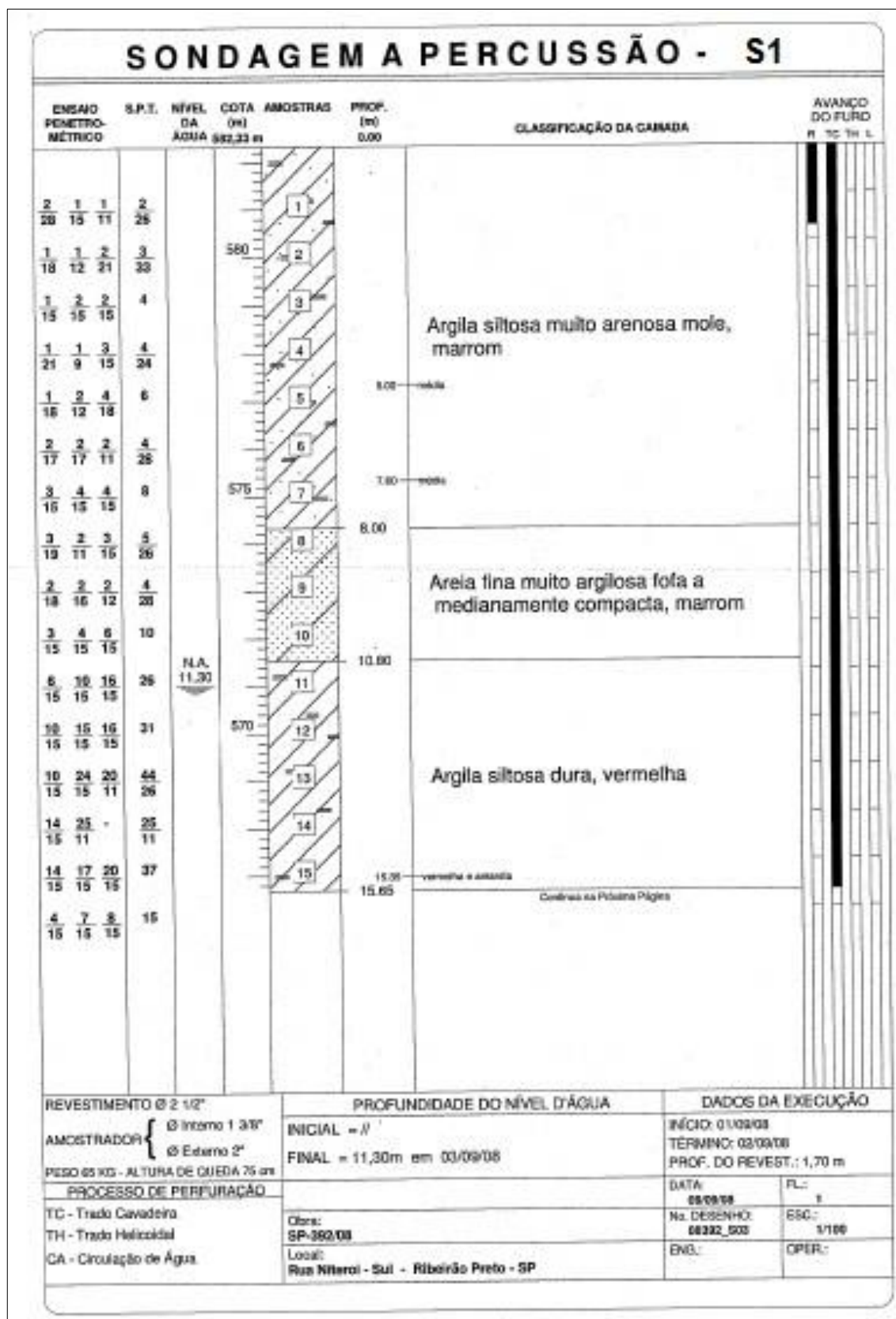
BLOCO	ESTACA	X	Y	Z
B1	E1	1	0,70	0,00
	E2	1	-0,35	-0,60
	E3	1	-0,35	0,60
B2	E4	1	0,70	0,00
	E5	1	-0,35	-0,60
	E6	1	-0,35	0,60
B3	E7	1	0,60	-0,35
	E8	1	0,00	0,70
	E9	1	-0,60	-0,35
B4	E10	1	0,35	-0,60
	E11	1	0,35	0,60
	E12	1	-0,70	0,00
B5	E13	1	0,35	-0,60
	E14	1	0,35	0,60
	E15	1	-0,70	0,00
B6	E16	1	0,60	0,35
	E17	1	0,00	-0,70
	E18	1	-0,60	0,35
B7	E19	1	0,60	-0,35
	E20	1	0,00	0,70
	E21	1	-0,60	-0,35
B8	E22	1	0,60	-0,35
	E23	1	0,00	0,70
	E24	1	-0,60	-0,35
B9	E25	1	0,70	0,00
	E26	1	-0,35	-0,60
	E27	1	-0,35	0,60
B10	E28	1	0,70	0,00
	E29	1	-0,35	-0,60
	E30	1	-0,35	0,60
B11	E31	1	0,60	0,35
	E32	1	0,00	-0,70
	E33	1	-0,60	0,35
B12	E34	1	0,60	-0,35
	E35	1	0,00	0,70
	E36	1	-0,60	-0,35
B13	E37	1	0,60	-0,35
	E38	1	0,00	0,70
	E39	1	-0,60	-0,35

BLOCO	ESTACA	X	Y	Z
B14	E40	1	0,35	-0,60
	E41	1	0,35	0,60
	E42	1	-0,70	0,00
B15	E43	1	0,70	0,00
	E44	1	-0,35	-0,60
	E45	1	-0,35	0,60
B16	E46	1	0,70	0,00
	E47	1	-0,35	-0,60
	E48	1	-0,35	0,60
B17	E49	1	0,35	-0,60
	E50	1	0,35	0,60
	E51	1	-0,70	0,00
B18	E52	1	0,70	0,00
	E53	1	-0,35	-0,60
	E54	1	-0,35	0,60
B19	E55	1	0,70	0,00
	E56	1	-0,35	-0,60
	E57	1	-0,35	0,60
B20	E58	1	0,60	-0,35
	E59	1	0,00	0,70
	E60	1	-0,60	-0,35
B21	E61	1	0,35	-0,60
	E62	1	0,35	0,60
	E63	1	-0,70	0,00
B22	E64	1	0,35	-0,60
	E65	1	0,35	0,60
	E66	1	-0,70	0,00
B23	E67	1	0,35	-0,60
	E68	1	0,35	0,60
	E69	1	-0,70	0,00
B24	E70	1	0,35	-0,60
	E71	1	0,35	0,60
	E72	1	-0,70	0,00

Coordenadas globais das estacas (centros das estacas em relação a um ponto arbitrário no terreno).

BLOCO	ESTACA	X	Y	Z
B1	E1	3,10	11,10	13,00
	E2	2,50	10,05	13,00
	E3	3,70	10,05	13,00
B2	E4	9,10	11,10	13,00
	E5	8,50	10,05	13,00
	E6	9,70	10,05	13,00
B3	E7	11,35	11,00	12,00
	E8	12,40	10,40	12,00
	E9	11,35	9,80	12,00
B4	E10	8,50	9,35	13,00
	E11	9,70	9,35	13,00
	E12	9,10	8,30	13,00
B5	E13	12,90	8,55	12,00
	E14	14,10	8,55	12,00
	E15	13,50	7,50	12,00
B6	E16	19,85	8,80	13,00
	E17	18,80	8,20	13,00
	E18	19,85	7,60	13,00
B7	E19	20,55	8,80	13,00
	E20	21,60	8,20	13,00
	E21	20,55	7,60	13,00
B8	E22	22,95	8,80	13,00
	E23	24,00	8,20	13,00
	E24	22,95	7,60	13,00
B9	E25	2,10	8,30	13,00
	E26	1,50	7,25	13,00
	E27	2,70	7,25	13,00
B10	E28	5,50	8,30	13,00
	E29	4,90	7,25	13,00
	E30	6,10	7,25	13,00
B11	E31	5,25	6,40	12,00
	E32	4,20	5,80	12,00
	E33	5,25	5,20	12,00
B12	E34	5,95	6,40	12,00
	E35	7,00	5,80	12,00
	E36	5,95	5,20	12,00
B13	E37	8,15	6,40	12,00
	E38	9,20	5,80	12,00
	E39	8,15	5,20	12,00

BLOCO	ESTACA	X	Y	Z
B14	E40	15,70	5,95	12,00
	E41	16,90	5,95	12,00
	E42	16,30	4,90	12,00
B15	E43	17,30	5,30	12,00
	E44	16,70	4,25	12,00
	E45	17,90	4,25	12,00
B16	E46	23,30	5,30	12,00
	E47	22,70	4,25	12,00
	E48	23,90	4,25	12,00
B17	E49	1,50	4,35	13,00
	E50	2,70	4,35	13,00
	E51	2,10	3,30	13,00
B18	E52	6,70	4,70	12,00
	E53	6,10	3,65	12,00
	E54	7,30	3,65	12,00
B19	E55	11,70	4,70	12,00
	E56	11,10	3,65	12,00
	E57	12,30	3,65	12,00
B20	E58	13,15	3,60	12,00
	E59	14,20	3,00	12,00
	E60	13,15	2,40	12,00
B21	E61	16,70	3,35	12,00
	E62	17,90	3,35	12,00
	E63	17,30	2,30	12,00
B22	E64	22,70	3,35	13,00
	E65	23,90	3,35	13,00
	E66	23,30	2,30	13,00
B23	E67	6,10	2,55	12,00
	E68	7,30	2,55	12,00
	E69	6,70	1,50	12,00
B24	E70	11,10	2,55	12,00
	E71	12,30	2,55	12,00
	E72	11,70	1,50	12,00

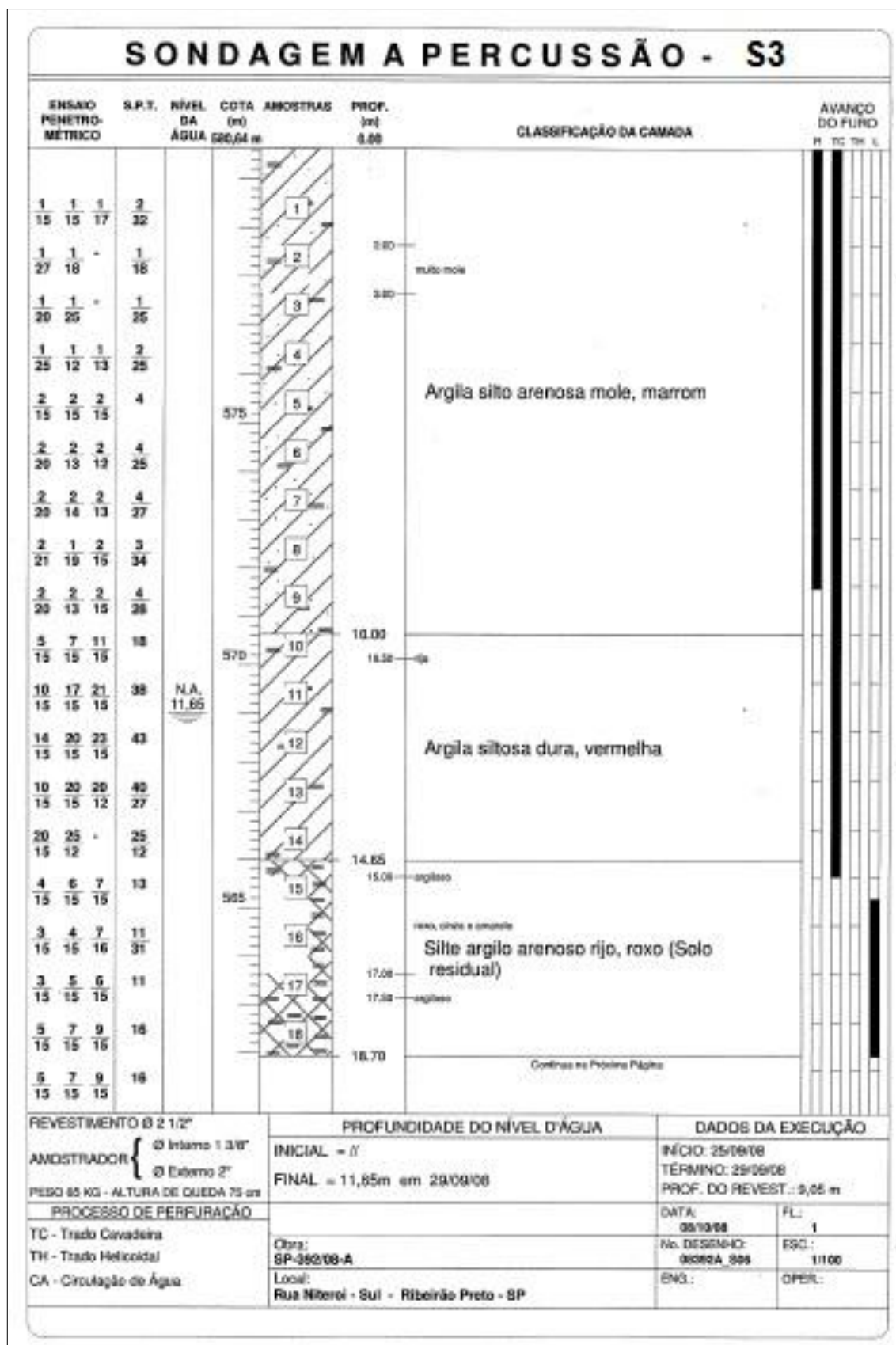


SONDAGEM A PERCUSSÃO - S1												
ENSAIO PENETRÔMETRICO			S.P.T.	NÍVEL DA ÁGUA	COTA (m)	AMOSTRAS	PROF. (m)	CLASSIFICAÇÃO DA CAMADA	AVANÇO DO FURO			
4	7	8	15		582,33 m		0,00		R	SC	SA	L
15	15	15				16		Silte argiloso médio a rijo, vermelho e amarelo (Solo residual)				
3	4	5	10			17						
17	13	15	28			18						
3	5	4	9			19						
15	18	12				20						
4	5	5	10				20-45					
15	17	13										
3	4	7	11									
15	15	15			580							

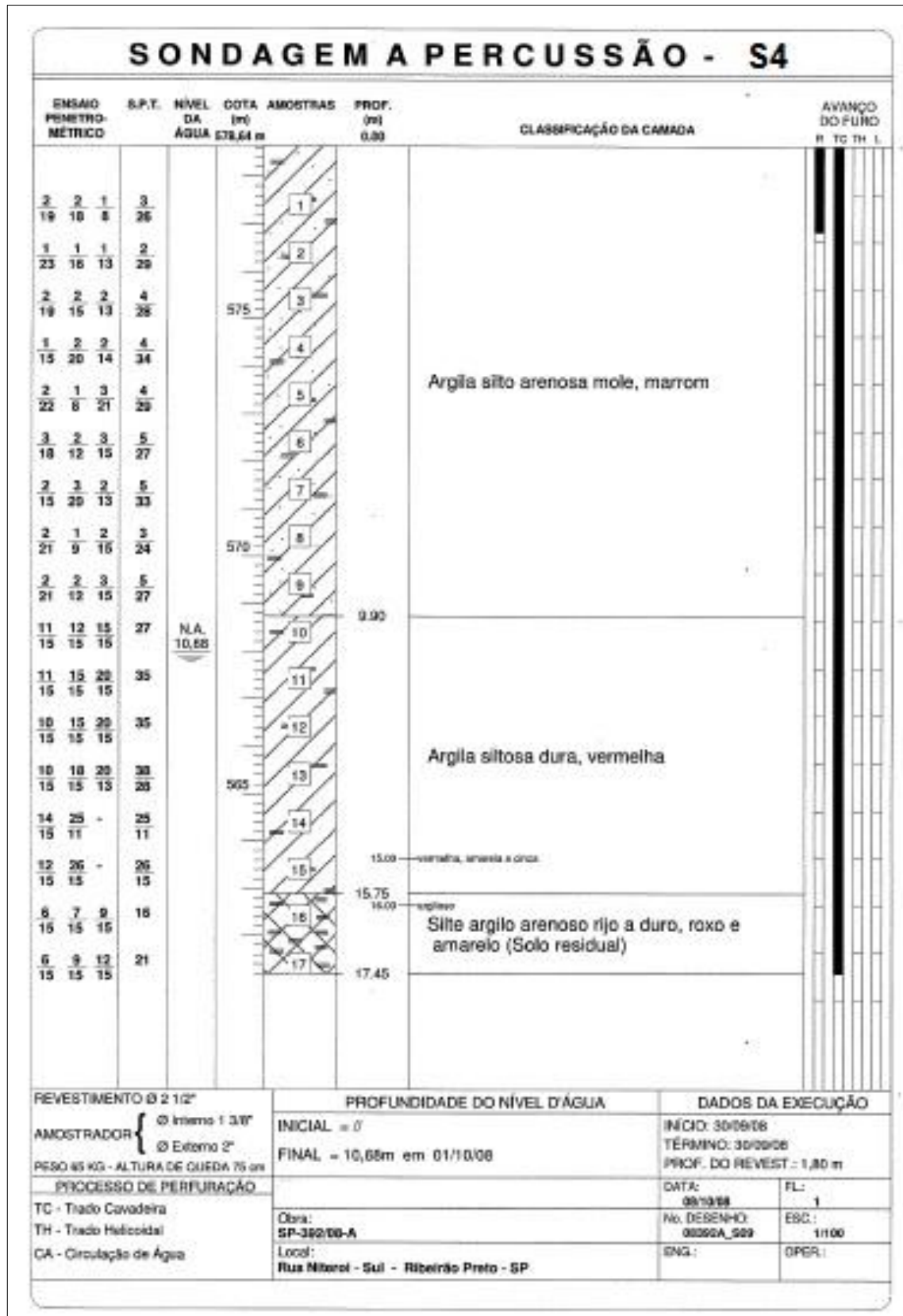
REVESTIMENTO Ø 2 1/2"	PROFUNDIDADE DO NÍVEL D'ÁGUA	DADOS DA EXECUÇÃO	
AMOSTRADOR { Ø Interno 1 3/8" Ø Externo 2"	INICIAL = //	INÍCIO: 01/09/08	
PESO 65 KG - ALTURA DE QUEDA 75 cm	FINAL = 11,30m em 03/09/08	TÉRMINO: 02/09/08	
PROCESSO DE PERFURAÇÃO		PROF. DO REVEST.: 1,70 m	
TC - Trado Cavadeira		DATA: 03/09/08	FL.: 2
TH - Trado Helicoidal	Obra: SP-362/08	No. DESENHO: 06322_593	ESC.: 1/100
CA - Circulação de Água	Local: Rua Nitroel - Sul - Ribeirão Preto - SP	ENQ.:	OPER.:

SONDAGEM A PERCUSSÃO - S02										
ENSAIO PENETRIMÉTRICO	S.P.T. DA ÁGUA	NÍVEL (m)	COTA (m)	AMOSTRAS	PROF. (m)	CLASSIFICAÇÃO DA CAMADA	AVANÇO DO FURO			
			983,50 m		0,00		B	TO	TH	L
1 15	1 15	1 15		1						
1 21	1 14	1 13		2						
1 15	2 22	1 8	560	3						
1 15	2 20	1 19		4						
3 18	3 12	4 17		5		Argila silto arenosa mole, marrom				
2 15	3 15	4 15		6	6,80	méda				
2 15	2 15	3 21		7						
2 18	2 18	1 11	575	8						
3 18	3 13	4 16		9	9,80	méda				
2 15	5 15	10 15		10	10,30					
10 15	10 15	19 13		11						
13 15	17 15	20 12	N.A. 13,10	12		Argila silteosa dura, vermelha				
12 15	20 15	20 13	570	13						
8 15	18 15	20 12		14						
10 15	13 15	16 13		15						
4 15	7 15	7 15		14	15,75	Continua na Próxima Página				
REVESTIMENTO Ø 2 1/2"				PROFUNDIDADE DO NÍVEL D'ÁGUA			DADOS DA EXECUÇÃO			
AMOSTRADOR { Ø Interno 1 3/8" Ø Externo 2"				INICIAL = 0'			INÍCIO: 23/09/08			
PESO 65 KG - ALTURA DE QUEDA 75 cm				FINAL = 13,10m em 25/09/08			TÉRMINO: 24/09/08			
PROCESSO DE PERFURAÇÃO							PROF. DO REVEST.: 1,80 m			
TC - Troço Cavadeira							DATA: 08/09/08		FL.: 1	
TH - Troço Helicoidal				Obra: SP-382/08-A			No. DESENHO: 00200A_S02		ESC.: 1/100	
CA - Circulação de Água				Local: Rua Nitroli - Sul - Ribeirão Preto - SP			ENG.:		OPER.:	

SONDAGEM A PERCUSSÃO - S02									
ENSAIO PENETRO- MÉTRICO	S.P.T.	NÍVEL DA ÁGUA	COTA (m)	AMOSTRAS	PROF. (m)	CLASSIFICAÇÃO DA CAMADA	AVANÇO DO FURO		
							R	TC	TH
4 15	7 15	7 15	14	565	16.80	argila			
3 15	6 15	7 15	13		17.80				
4 18	5 15	7 15	12		Silte argilo arenoso rijo, roxo e amarelo (Solo residual)				
4 15	6 15	9 15	15			19.90			
6 15	13 15	20 13	22		20	20.40			
REVESTIMENTO Ø 2 1/2"		PROFUNDIDADE DO NÍVEL D'ÁGUA			DADOS DA EXECUÇÃO				
AMOSTRADOR { Ø Interno 1 3/8" Ø Externo 2"		INICIAL = 0'			INÍCIO: 23/09/08				
PESO 65 KG - ALTURA DE QUEDA 75 cm		FINAL = 13,10m em 25/09/08			TÉRMINO: 24/09/08				
PROCESSO DE PERFURAÇÃO					PROF. DO REVEST.: 1,80 m				
TC - Trado Cavadeira		DATA: 09/10/08			PL.: 2				
TH - Trado Helicoidal		Obra: SP-382/08-A			No. DESENHO: 08382A_S02				
CA - Circulação de Água		Local: Rua Milenei - Sul - Ribeirão Preto - SP			ESC.: 1/100				
		ENQ.:			OPER.:				



SONDAGEM A PERCUSSÃO - S3												
ENSAIO PENETROMÉTRICO			S.P.T.	NÍVEL DA ÁGUA	COTA (m)	AMOSTRAS	PROF. (m)	CLASSIFICAÇÃO DA CAMADA	AVANÇO DO FURO			
					980,64 m		0,00		R	Tc	Te	L
5	7	9	16			19		Silte argilo arenoso rijo, roxo (Solo residual)				
15	15	15										
6	10	13	23			20	20,20					
15	15	15					20,45					
REVESTIMENTO Ø 2 1/2"			PROFUNDIDADE DO NÍVEL D'ÁGUA				DADOS DA EXECUÇÃO					
AMOSTRADOR { Ø Interno 1 3/8" Ø Externo 2"			INICIAL = 0'				INÍCIO: 25/09/08					
PESO 65 KG - ALTURA DE QUEDA 75 cm			FINAL = 11,65m em 29/09/08				TÉRMINO: 29/09/08					
PROCESSO DE PERFURAÇÃO							PROF. DO REVEST.: 9,65 m					
TC - Trado Cavadeira							DATA: 09/10/08		FL.: 2			
TH - Trado Helicoidal			Obra: SP-392/08-A				No. DESENHO: 08392A_506		ESC.: 1/100			
CA - Circulação de Água			Local: Rua Niterói - Sul - Ribeirão Preto - SP				ENG.:		OPER.:			



Tabelas de capacidade de carga.

Capacidade de carga - Método Aoki-Velloso - Perfil de Sondagem S1							
d = 0,35m F1 = 2,5 F2 = 5,0							
Profundidade (m)	K(kPa)	α	Rp na camada (kN)	RL por metro (kN)	RL acumulada (kN)	R total do solo (kN)	Padm (kN) F.S = 2,0
1	330	0,03	51,84	4,35	4,35	56,19	28,10
2	330	0,03	77,75	6,53	10,88	88,63	44,32
3	330	0,03	103,67	8,71	19,59	123,26	61,63
4	330	0,03	103,67	8,71	28,30	131,97	65,99
5	330	0,03	155,51	13,06	41,36	196,87	98,44
6	330	0,03	103,67	8,71	50,07	153,74	76,87
7	330	0,03	207,35	17,42	67,49	274,84	137,42
8	600	0,03	235,62	19,79	87,28	322,90	161,45
9	600	0,03	188,50	15,83	103,11	291,61	145,81
10	600	0,03	471,24	39,58	142,69	613,93	306,97
11	220	0,04	449,25	50,32	193,01	642,26	321,13
12	220	0,04	535,64	59,99	253,00	788,64	394,32
13	220	0,04	760,27	85,15	338,15	1098,42	549,21
14	220	0,04	431,97	48,38	386,53	818,50	409,25
15	220	0,04	639,32	71,60	458,13	1097,45	548,73
16	220	0,04	259,18	29,03	487,16	746,34	373,17

Capacidade de carga - Método Aoki-Velloso - Perfil de Sondagem S2							
d = 0,35m F1 = 2,5 F2 = 5,0							
Profundidade (m)	K(kPa)	α	Rp na camada (kN)	RL por metro (kN)	RL acumulada (kN)	R total do solo (kN)	Padm (kN) F.S = 2,0
1	330	0,03	51,84	4,35	4,35	56,19	28,10
2	330	0,03	51,84	4,35	8,70	60,54	30,27
3	330	0,03	77,75	6,53	15,23	92,98	46,49
4	330	0,03	77,75	6,53	21,76	99,51	49,76
5	330	0,03	181,43	15,24	37,00	218,43	109,22
6	330	0,03	181,43	15,24	52,24	233,67	116,84
7	330	0,03	129,59	10,89	63,13	192,72	96,36
8	330	0,03	77,75	6,53	69,66	147,41	73,71
9	330	0,03	181,43	15,24	84,90	266,33	133,17
10	330	0,03	388,77	32,66	117,56	506,33	253,17
11	220	0,04	501,08	53,12	170,68	671,76	335,88
12	220	0,04	639,32	71,6	242,28	881,60	440,80
13	220	0,04	691,15	77,41	319,69	1010,84	505,42
14	220	0,04	622,04	69,67	389,36	1011,40	505,70
15	220	0,04	501,08	56,12	445,48	946,56	473,28
16	250	0,03	274,89	23,09	468,57	743,46	371,73

Capacidade de carga - Método Aoki-Velloso - Perfil de Sondagem S3							
d = 0,35m F1 = 2,5 F2 = 5,0							
Profundidade (m)	K(kPa)	α	Rp na camada (kN)	RL por metro (kN)	RL acumulada (kN)	R total do solo (kN)	Padm (kN) - F.S = 2,0
1	330	0,03	51,84	4,35	4,35	56,19	28,10
2	330	0,03	25,92	2,18	6,53	32,45	16,23
3	330	0,03	25,92	2,18	8,71	34,63	17,32
4	330	0,03	51,84	4,35	13,06	64,90	32,45
5	330	0,03	103,67	8,71	21,77	125,44	62,72
6	330	0,03	103,67	8,71	30,48	134,15	67,08
7	330	0,03	103,67	8,71	39,19	142,86	71,43
8	330	0,03	77,75	5,63	44,82	122,57	61,29
9	330	0,03	103,67	8,71	53,53	157,20	78,60
10	330	0,03	466,53	39,19	92,72	559,25	279,63
11	220	0,04	656,59	73,54	166,26	822,85	411,43
12	220	0,04	742,99	83,21	249,47	992,46	496,23
13	220	0,04	691,15	77,41	326,88	1018,03	509,02
14	220	0,04	431,97	48,38	375,26	807,23	403,62
15	220	0,04	224,62	25,16	400,42	625,04	312,52

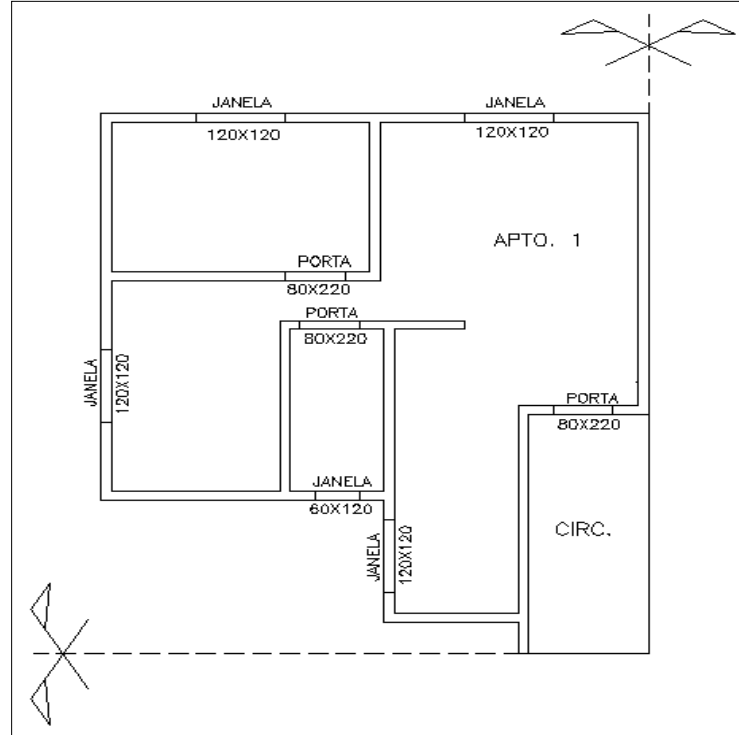
Capacidade de carga - Método Aoki-Velloso - Perfil de Sondagem S4							
d = 0,35m F1 = 2,5 F2 = 5,0							
Profundidade (m)	K(kPa)	α	Rp na camada (kN)	RL por metro (kN)	RL acumulada (kN)	R total do solo (kN)	Padm (kN) - F.S = 2,0
1	330	0,03	77,75	6,53	6,53	84,28	42,14
2	330	0,03	51,84	4,35	10,88	62,72	31,36
3	330	0,03	103,67	8,71	19,59	123,26	61,63
4	330	0,03	103,67	8,71	28,30	131,97	65,99
5	330	0,03	103,67	8,71	37,01	140,68	70,34
6	330	0,03	129,59	10,89	47,90	177,49	88,75
7	330	0,03	129,59	10,89	58,79	188,38	94,19
8	330	0,03	77,75	6,53	65,32	143,07	71,54
9	330	0,03	129,59	10,89	76,21	205,80	102,90
10	220	0,04	466,53	52,25	128,46	594,99	297,50
11	220	0,04	604,76	67,73	196,19	800,95	400,48
12	220	0,04	604,76	67,73	263,92	868,68	434,34
13	220	0,04	656,59	73,54	337,46	994,05	497,03
14	220	0,04	431,97	48,38	385,84	817,81	408,91
15	220	0,04	449,25	50,32	436,16	885,41	442,71

Valores do módulo de elasticidade de cada camada de solo em cada uma das sondagens.

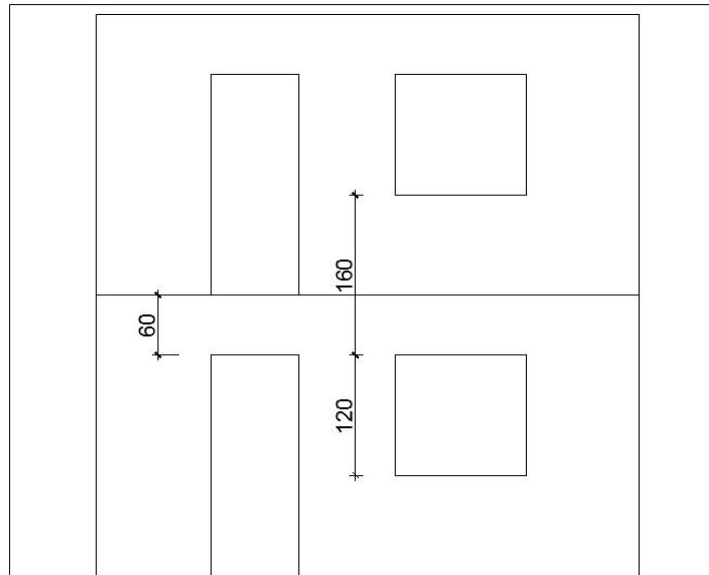
Sondagem	Método Aoki-Lopes		
	Prof. Inicial (m)	Prof. Final (m)	S1 E (MPa)
S1	0,00	7,00	4,46
	7,00	10,00	11,34
	10,00	15,00	21,52
	15,00	20,00	7,60
S2	0,00	7,00	4,16
	7,00	10,00	8,22
	10,00	15,00	22,57
	15,00	20,00	13,05
S3	0,00	7,00	2,57
	7,00	10,00	8,22
	10,00	15,00	21,00
	15,00	20,00	25,41
S4	0,00	7,00	3,82
	7,00	9,00	3,96
	9,00	15,00	20,46
	15,00	18,00	15,75

APÊNDICE D - EDIFÍCIO COLUBANDÊ 1

Planta baixa do Edifício Colubandê (1 e 2)



Corte genérico das aberturas do Edifício Colubandê (portas e janelas)

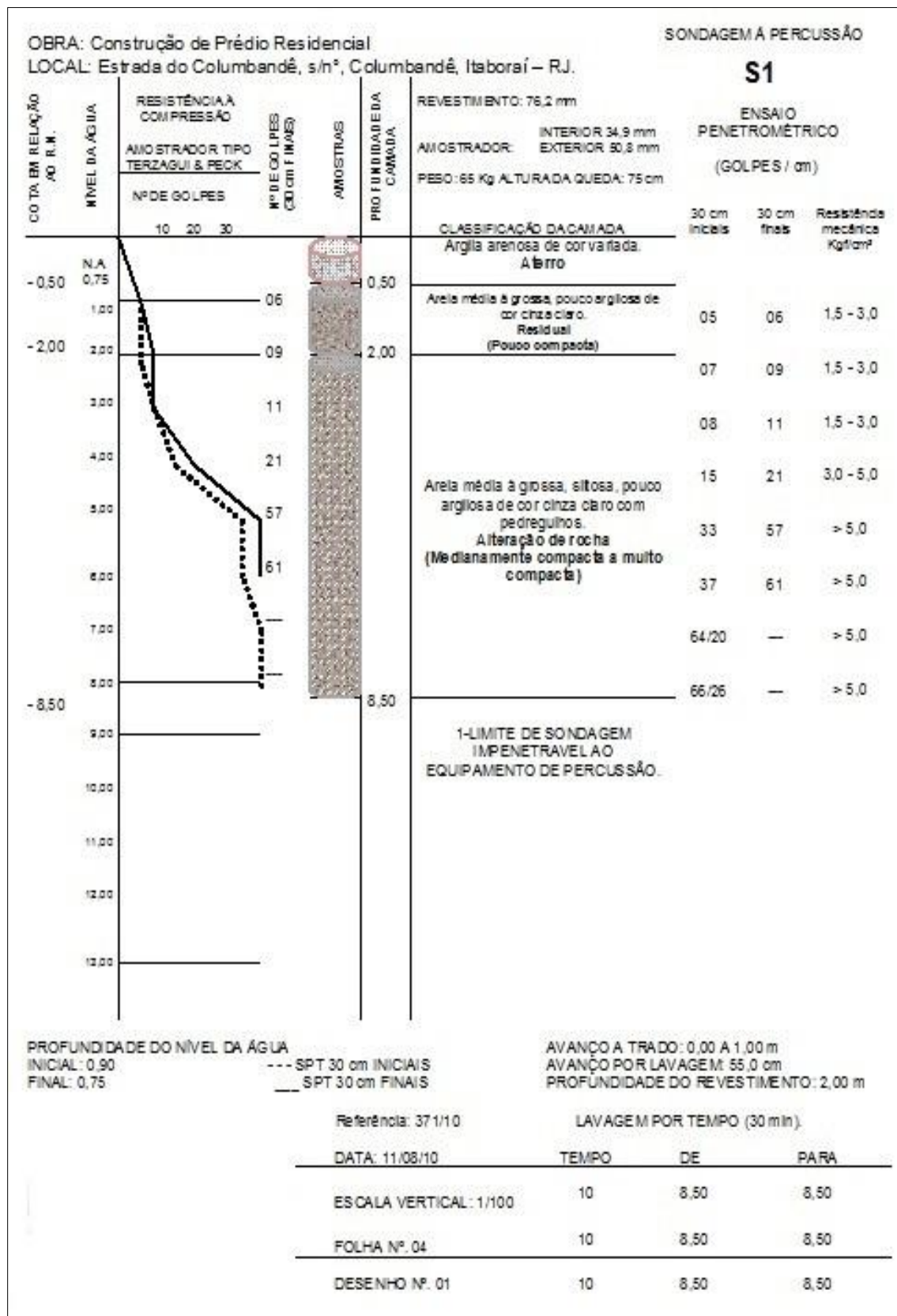


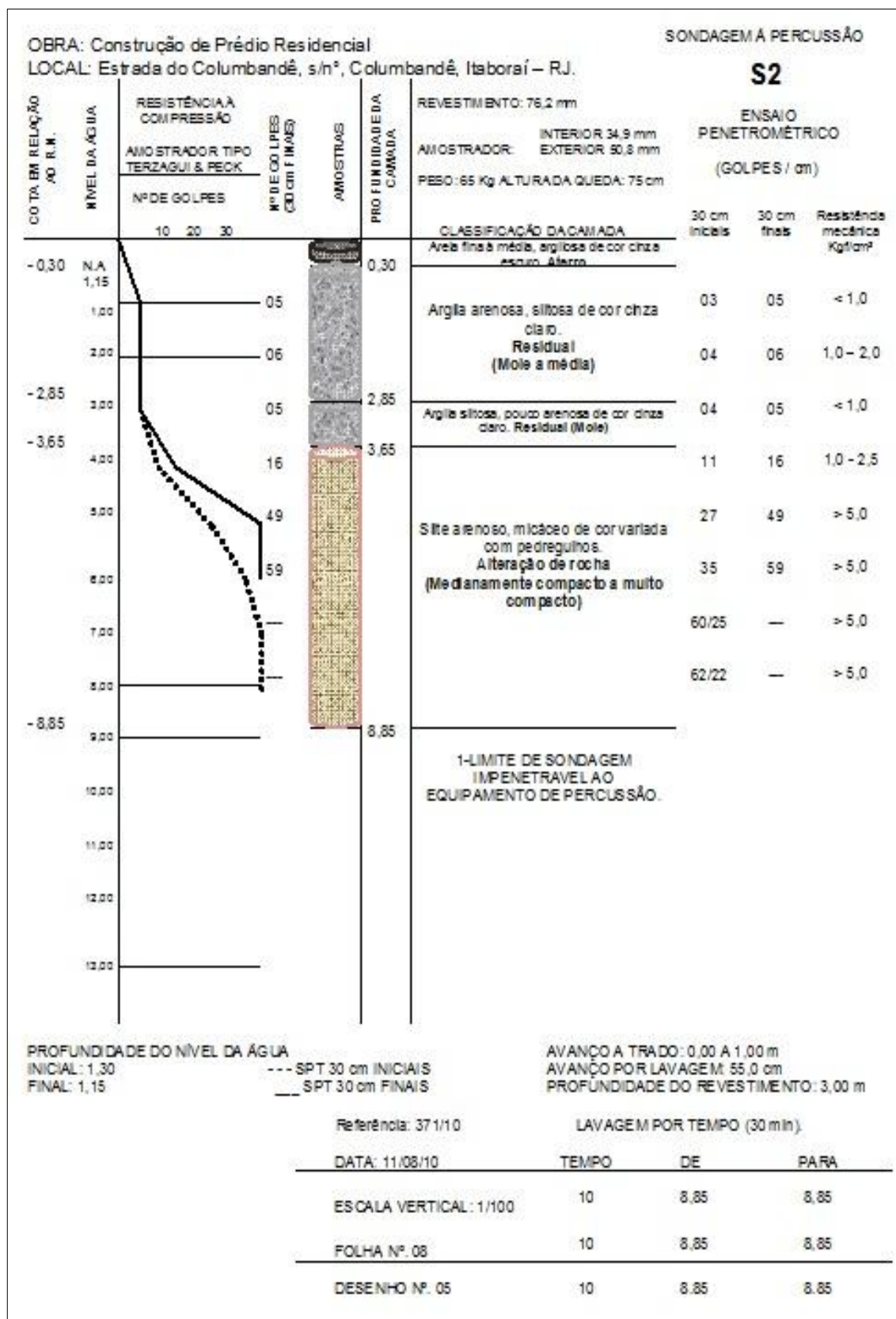
Coordenadas locais das estacas (centros das estacas em relação aos centros dos blocos).

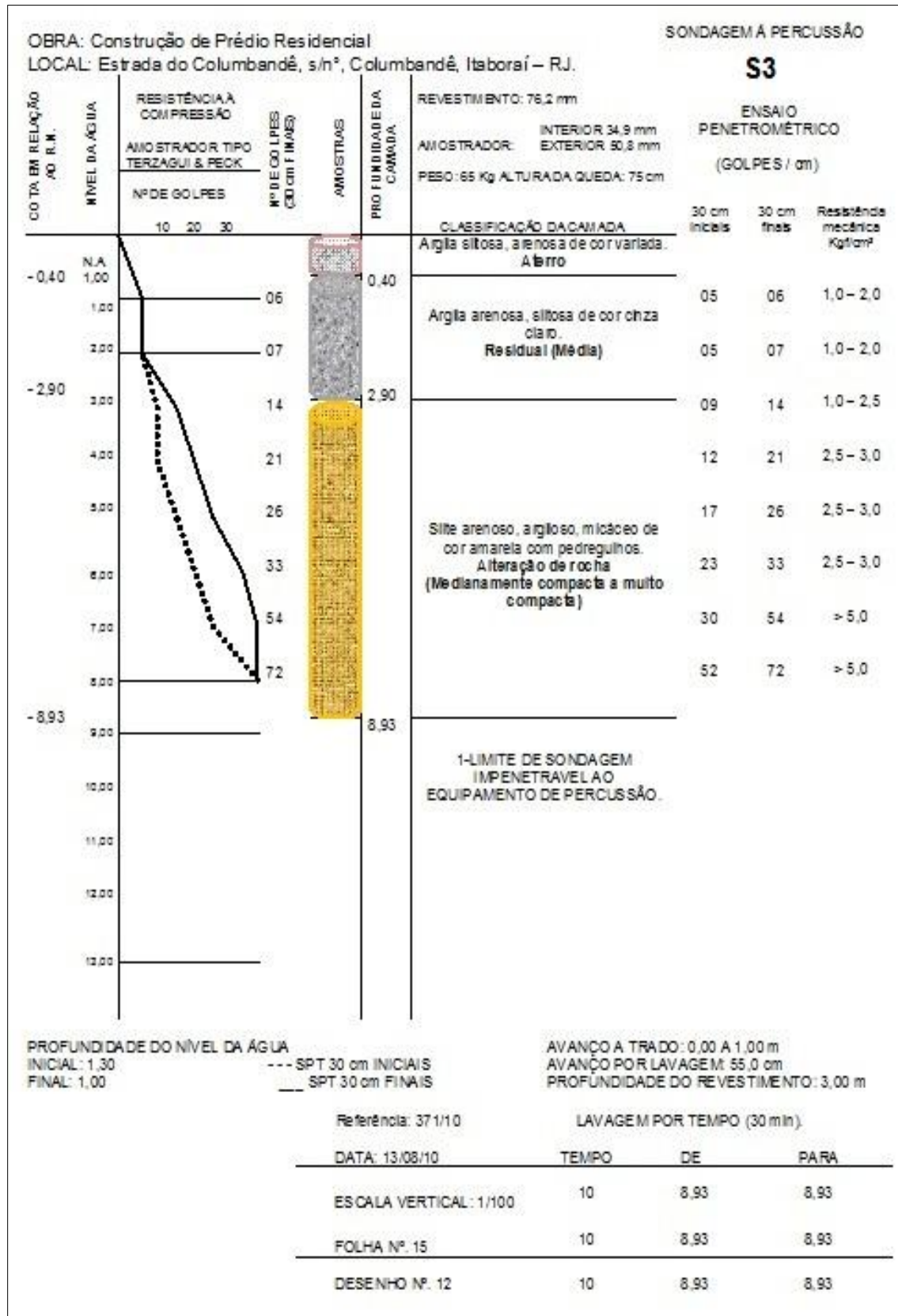
BLOCO	ESTACA	X	Y	Z
B1	E1	1	0,49	0,00
	E2	1	-0,25	-0,43
	E3	1	-0,25	0,43
B2	E4	1	0,49	0,00
	E5	1	-0,25	-0,43
	E6	1	-0,25	0,43
B3	E7	1	0,25	-0,43
	E8	1	0,25	0,43
	E9	1	-0,49	0,00
B4	E10	1	0,39	0,00
	E11	1	-0,19	-0,33
	E12	1	-0,19	0,33
B5	E13	1	0,33	0,19
	E14	1	0,00	-0,39
	E15	1	-0,33	0,19
B6	E16	1	0,49	0,00
	E17	1	-0,25	-0,43
	E18	1	-0,25	0,43
B7	E19	1	0,49	0,00
	E20	1	-0,25	-0,43
	E21	1	-0,25	0,43
B8	E22	1	0,49	0,00
	E23	1	-0,25	-0,43
	E24	1	-0,25	0,43
B9	E25	1	0,33	-0,19
	E26	1	0,00	0,39
	E27	1	-0,33	-0,19
B10	E28	1	0,39	0,00
	E29	1	-0,19	-0,33
	E30	1	-0,19	0,33

Coordenadas globais das estacas (centros das estacas em relação a um ponto arbitrário no terreno).

BLOCO	ESTACA	X	Y	Z
B1	E1	3,00	11,19	4,00
	E2	2,57	10,45	4,00
	E3	3,43	10,45	4,00
B2	E4	10,20	11,19	4,00
	E5	9,77	10,45	4,00
	E6	10,63	10,45	4,00
B3	E7	6,17	8,35	4,00
	E8	7,03	8,35	4,00
	E9	6,60	7,61	4,00
B4	E10	5,40	7,69	4,00
	E11	5,07	7,11	4,00
	E12	5,73	7,11	4,00
B5	E13	8,79	7,63	4,00
	E14	8,21	7,30	4,00
	E15	8,79	6,97	4,00
B6	E16	10,20	6,39	5,00
	E17	9,77	5,65	5,00
	E18	10,63	5,65	5,00
B7	E19	3,00	4,99	5,00
	E20	2,57	4,25	5,00
	E21	3,43	4,25	5,00
B8	E22	6,80	4,99	5,00
	E23	6,37	4,25	5,00
	E24	7,23	4,25	5,00
B9	E25	6,61	2,83	5,00
	E26	7,19	2,50	5,00
	E27	6,61	2,17	5,00
B10	E28	8,60	2,29	5,00
	E29	8,27	1,71	5,00
	E30	8,93	1,71	5,00







Tabelas de capacidade de carga.

Capacidade de carga - Método Aoki-Velloso - Perfil de Sondagem S1							
d = 0,33m F1 = 1,4125 F2 = 2,8250							
Profundidade (m)	K(kPa)	α	Rp na camada (kN)	RL por metro (kN)	RL acumulada (kN)	R total do solo (kN)	Padm (kN) - F.S = 2,0
1	350	0,024	127,16	18,50	18,50	145,66	72,83
2	600	0,030	326,98	59,45	77,95	404,93	202,47
3	800	0,020	532,86	64,59	142,54	675,40	337,70
4	800	0,020	1017,28	123,31	265,85	1283,13	641,57
5	800	0,020	2761,18	334,69	600,54	3361,72	1680,86
6	800	0,020	2954,94	358,17	958,71	3913,65	1956,83
7	800	0,020	2954,94	358,17	1316,88	4271,82	2135,91
8	800	0,020	2954,94	358,17	1675,05	4629,99	2315,00

Capacidade de carga - Método Aoki-Velloso - Perfil de Sondagem S1							
d = 0,26m F1 = 1,325 F2 = 2,650							
Profundidade (m)	K(kPa)	α	Rp na camada (kN)	RL por metro (kN)	RL acumulada (kN)	R total do solo (kN)	Padm (kN) - F.S = 2,0
1	330	0,03	84,15	15,53	15,53	99,68	49,84
2	330	0,03	216,38	49,93	65,46	281,84	140,92
3	330	0,03	352,62	54,25	119,71	472,33	236,17
4	330	0,03	673,18	103,57	223,28	896,46	448,23
5	330	0,03	1827,2	281,11	504,39	2331,59	1165,80
6	330	0,03	1955,42	300,83	805,22	2760,64	1380,32
7	330	0,03	1955,42	300,83	1106,05	3061,47	1530,74
8	330	0,03	1955,42	300,83	1406,88	3362,30	1681,15

Capacidade de carga - Método Aoki-Velloso - Perfil de Sondagem S2							
d = 0,33m F1 = 1,4125 F2 = 2,8250							
Profundidade (m)	K(kPa)	α	Rp na camada (kN)	RL por metro (kN)	RL acumulada (kN)	R total do solo (kN)	Padm (kN) - F.S = 2,0
1	350	0,024	105,97	15,41	15,41	121,38	60,69
2	350	0,024	127,16	18,5	33,91	161,07	80,54
3	350	0,024	105,97	15,41	49,32	155,29	77,65
4	220	0,040	213,14	51,67	100,99	314,13	157,07
5	550	0,022	1631,88	217,58	318,57	1950,45	975,23
6	550	0,022	1964,92	261,99	580,56	2545,48	1272,74
7	550	0,022	1964,92	261,99	842,55	2807,47	1403,74
8	550	0,022	1964,92	261,99	1104,54	3069,46	1534,73

Capacidade de carga - Método Aoki-Velloso - Perfil de Sondagem S3							
d = 0,26m F1 = 1,325 F2 = 2,650							
Profundidade (m)	K(kPa)	α	Rp na camada (kN)	RL por metro (kN)	RL acumulada (kN)	R total do solo (kN)	Padm (kN) - F.S = 2,0
1	330	0,030	79,34	18,31	18,31	97,65	48,83
2	300	0,028	84,15	18,12	36,43	120,58	60,29
3	300	0,028	168,29	36,25	72,68	240,97	120,49
4	450	0,028	378,66	81,56	154,24	532,90	266,45
5	450	0,028	468,82	100,98	255,22	724,04	362,02
6	450	0,028	595,04	128,16	383,38	978,42	489,21
7	450	0,028	973,70	209,72	593,10	1566,80	783,40
8	450	0,028	1298,27	279,63	872,73	2171,00	1085,50
9	450	0,028	1298,27	279,63	1152,36	2450,63	1225,32

Valores do módulo de elasticidade de cada camada de solo em cada uma das sondagens.

Sondagem	Método Aoki e Lopes		
	Prof. Inicial (m)	Prof. Final (m)	E (MPa)
S1	0,00	1,00	12,60
	1,00	3,00	32,40
	3,00	7,00	142,40
	7,00	10,00	292,80
S2	0,00	3,00	11,20
	3,00	4,00	21,12
	4,00	6,00	136,40
	6,00	10,00	194,70
S3	0,00	1,00	11,88
	1,00	3,00	28,36
	3,00	7,00	90,44
	7,00	10,00	194,40

APÊNDICE E - EDIFÍCIO COLUBANDÊ 2

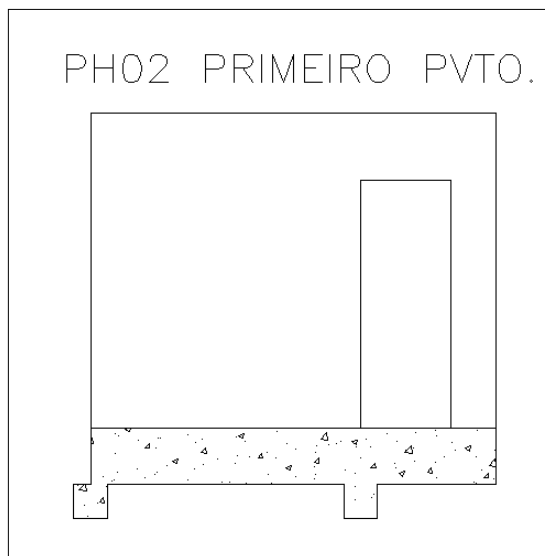
Coordenadas locais das estacas (centros das estacas em relação aos centros dos blocos).

BLOCO	ESTACA	X	Y	Z
B1	E1	1	0,36	0,00
	E2	1	-0,18	-0,31
	E3	1	-0,18	0,31
B2	E4	1	0,36	0,00
	E5	1	-0,18	-0,31
	E6	1	-0,18	0,31
B3	E7	1	0,36	0,00
	E8	1	-0,18	-0,31
	E9	1	-0,18	0,31
B4	E10	1	0,31	0,18
	E11	1	0,00	-0,36
	E12	1	-0,31	0,18
B5	E13	1	0,31	0,18
	E14	1	0,00	-0,36
	E15	1	-0,31	0,18
B6	E16	1	0,36	0,00
	E17	1	-0,18	-0,31
	E18	1	-0,18	0,31
B7	E19	1	0,31	-0,18
	E20	1	0,00	0,36
	E21	1	-0,31	-0,18
B8	E22	1	0,36	0,00
	E23	1	-0,18	-0,31
	E24	1	-0,18	0,31
B9	E25	1	0,36	0,00
	E26	1	-0,18	-0,31
	E27	1	-0,18	0,31
B10	E28	1	0,36	0,00
	E29	1	-0,18	-0,31
	E30	1	-0,18	0,31
B11	E31	1	0,36	0,00
	E32	1	-0,18	-0,31
	E33	1	-0,18	0,31
B12	E34	1	0,36	0,00
	E35	1	-0,18	-0,31
	E36	1	-0,18	0,31

Coordenadas globais das estacas (centros das estacas em relação a um ponto arbitrário no terreno).

BLOCO	ESTACA	X	Y	Z
B1	E1	2,31	9,74	4,00
	E2	2,00	9,20	4,00
	E3	2,62	9,20	4,00
B2	E4	5,91	9,74	4,00
	E5	5,60	9,20	4,00
	E6	6,22	9,20	4,00
B3	E7	9,51	9,74	4,00
	E8	9,20	9,20	4,00
	E9	9,82	9,20	4,00
B4	E10	2,49	7,09	4,00
	E11	1,95	6,78	4,00
	E12	2,49	6,47	4,00
B5	E13	4,89	7,09	4,00
	E14	4,35	6,78	4,00
	E15	4,89	6,47	4,00
B6	E16	9,51	7,14	5,00
	E17	9,20	6,60	5,00
	E18	9,82	6,60	5,00
B7	E19	6,93	6,29	4,00
	E20	4,74	5,98	4,00
	E21	6,93	5,67	4,00
B8	E22	7,91	4,94	5,00
	E23	7,60	4,40	5,00
	E24	8,22	4,40	5,00
B9	E25	2,31	3,54	5,00
	E26	2,00	3,00	5,00
	E27	2,62	3,00	5,00
B10	E28	4,71	3,54	5,00
	E29	4,40	3,00	5,00
	E30	5,02	3,00	5,00
B11	E31	6,11	1,54	5,00
	E32	5,80	1,00	5,00
	E33	6,42	1,00	5,00
B12	E34	7,91	1,54	5,00
	E35	7,60	1,00	5,00
	E36	8,22	1,00	5,00

Parede PH02 sobre a viga VB-02 no primeiro pavimento.



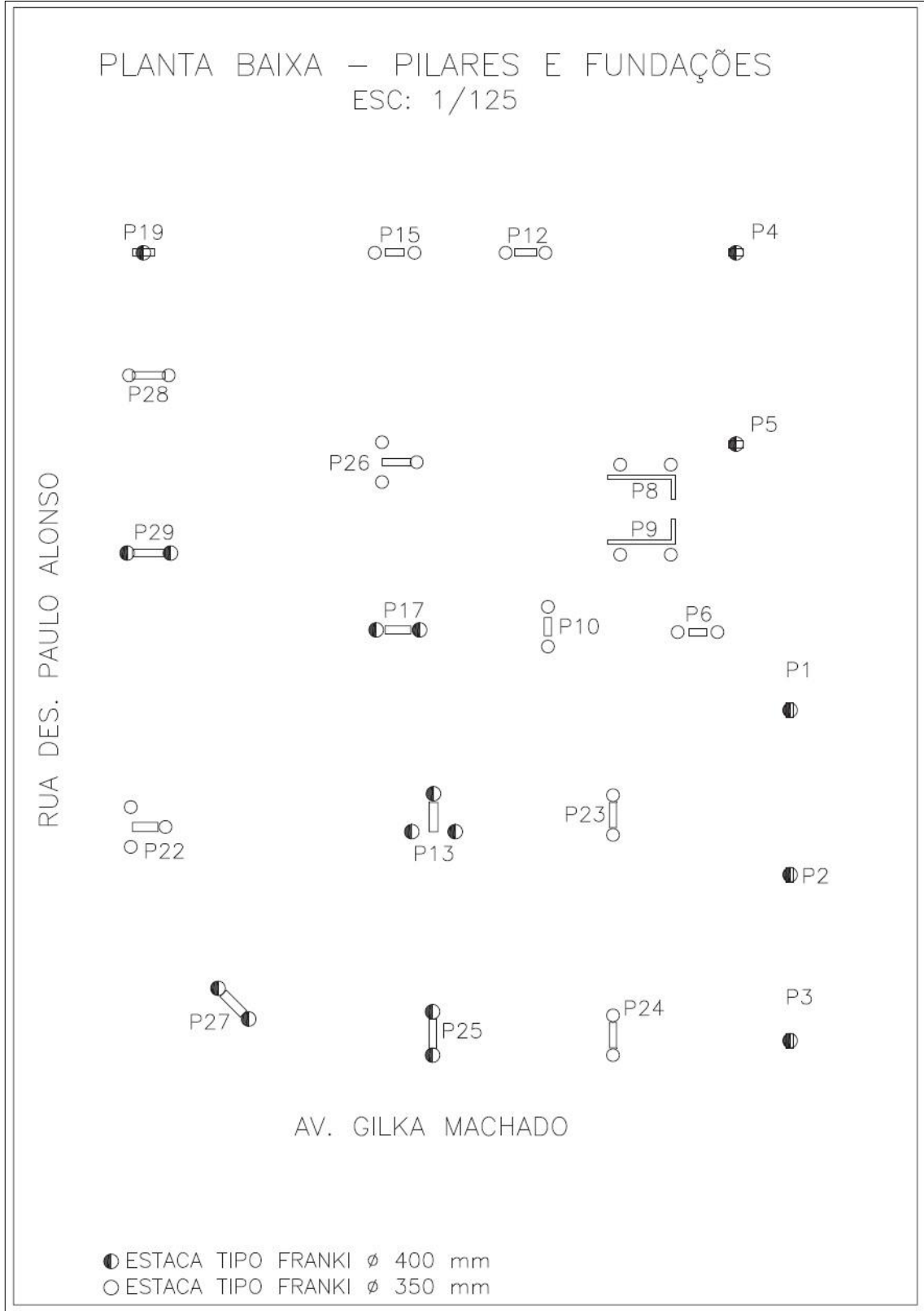
Tabelas de capacidade de carga.

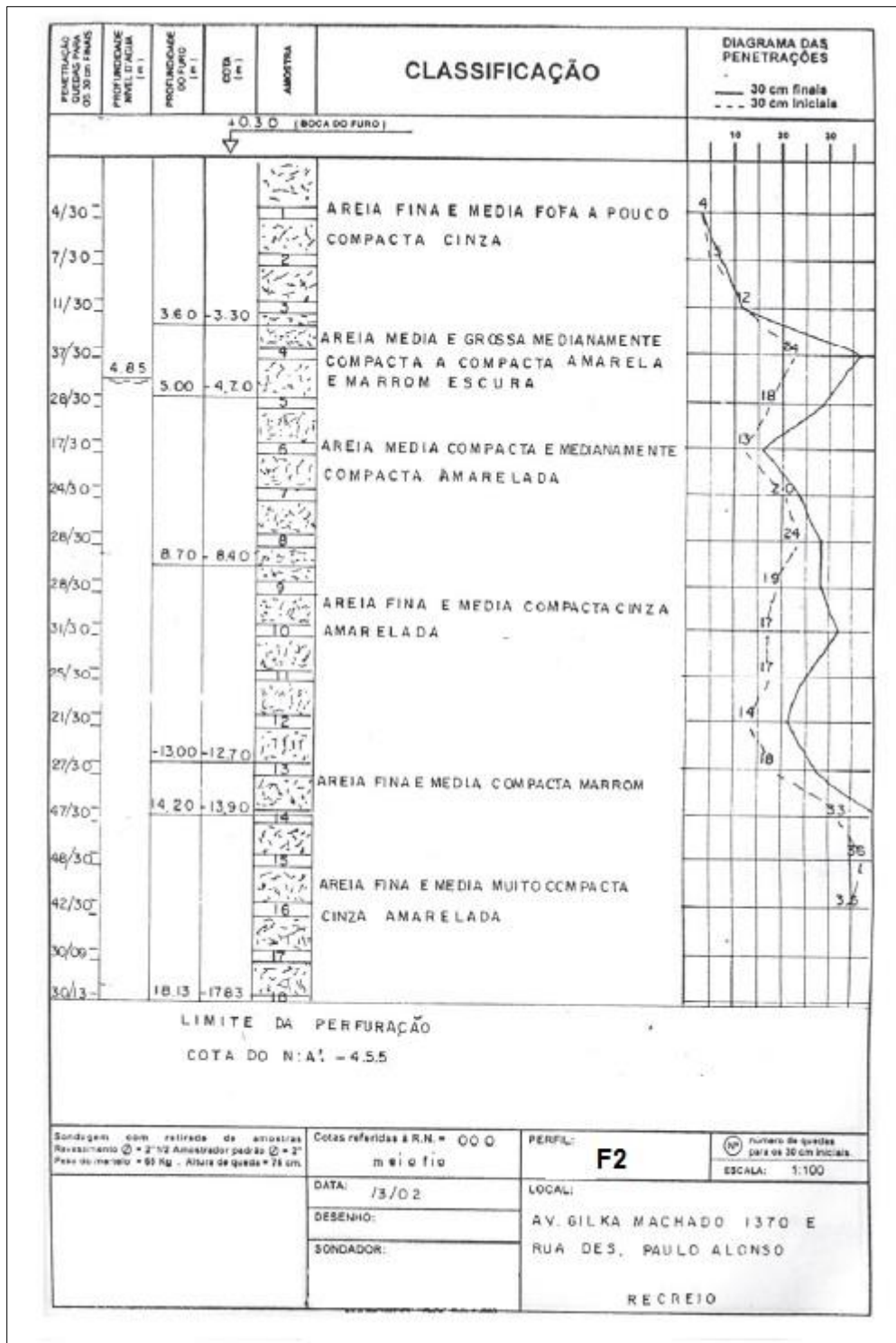
Capacidade de carga - Método Aoki-Velloso - Perfil de Sondagem S1							
d = 0,23m F1 = 1,2875 F2 = 2,5750							
Profundidade (m)	K(kPa)	α	Rp na camada (kN)	RL por metro (kN)	RL acumulada (kN)	R total do solo (kN)	Padm (kN) - F.S = 2,0
1	350	0,024	67,77	14,14	14,14	81,91	40,96
2	600	0,030	174,26	45,46	59,60	233,86	116,93
3	800	0,020	283,98	49,39	108,99	392,97	196,49
4	800	0,020	542,14	94,28	203,27	745,41	372,71
5	800	0,020	1471,51	255,91	459,18	1930,69	965,35
6	800	0,020	1574,77	273,87	733,05	2307,82	1153,91
7	800	0,020	1574,77	273,87	1006,92	2581,69	1290,85
8	800	0,020	1574,77	273,87	1280,79	2855,56	1427,78

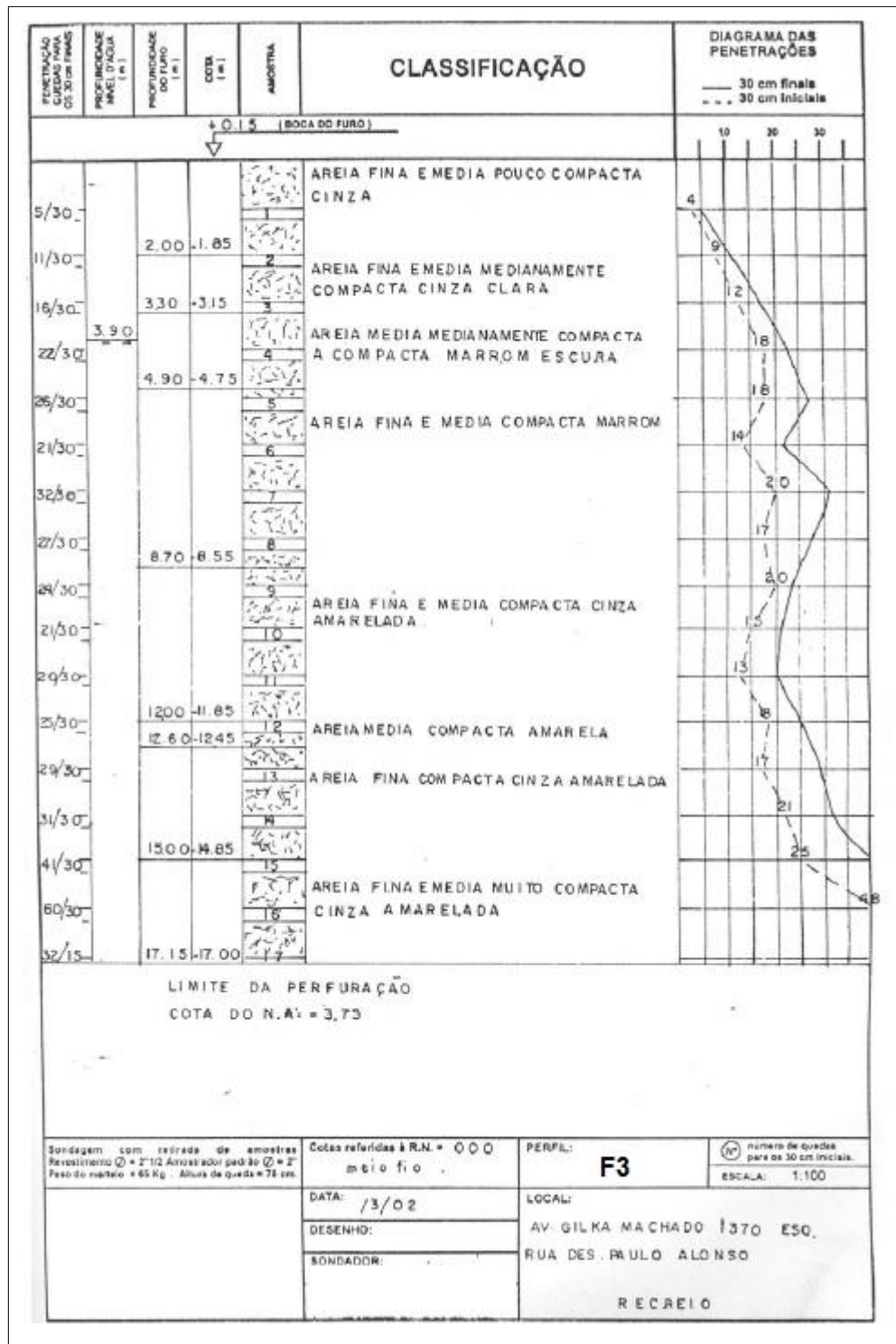
Capacidade de carga - Método Aoki-Velloso - Perfil de Sondagem S2							
d = 0,23m F1 = 1,2875 F2 = 2,5750							
Profundidade (m)	K(kPa)	α	Rp na camada (kN)	RL por metro (kN)	RL acumulada (kN)	R total do solo (kN)	Padm (kN) - F.S = 2,0
1	350	0,024	56,47	11,79	11,79	68,26	34,13
2	350	0,024	67,77	14,14	25,93	93,70	46,85
3	350	0,024	56,47	11,79	37,72	94,19	47,10
4	220	0,04	113,59	39,51	77,23	190,82	95,41
5	550	0,022	869,68	166,37	243,60	1113,28	556,64
6	550	0,022	1047,16	200,33	443,93	1491,09	745,55
7	550	0,022	1047,16	200,33	644,26	1691,42	845,71
8	550	0,022	1047,16	200,33	844,59	1891,75	945,88

Capacidade de carga - Método Aoki-Veloso - Perfil de Sondagem S3							
d = 0,23m F1 = 1,2875 F2 = 2,5750							
Profundidade (m)	K(kPa)	α	Rp na camada (kN)	RL por metro (kN)	RL acumulada (kN)	R total do solo (kN)	Padm (kN) - F.S = 2,0
1	330	0,03	63,89	16,67	16,67	80,56	40,28
2	300	0,028	67,77	16,5	33,17	100,94	50,47
3	300	0,028	135,53	33	66,17	201,70	100,85
4	450	0,028	304,95	74,25	140,42	445,37	222,69
5	450	0,028	377,56	91,93	232,35	609,91	304,96
6	450	0,028	479,21	116,68	349,03	828,24	414,12
7	450	0,028	784,16	190,93	539,96	1324,12	662,06
8	450	0,028	1045,55	254,57	794,53	1840,08	920,04
9	450	0,028	1045,55	254,77	1049,30	2094,85	1047,43

ANEXO A - INFORMAÇÕES DO EDIFÍCIO ESTUDADO POR BRAUNE et al.







CAPACIDADE DE CARGA - METODO AOKI-VELLOSO - PERFIL F2									
d = 0.35 m		U = 1.10		A = 0.196		F1 = 2.5		F2 = 5.0	
Prof. Final	Prof. Final	Esp	NSPT	k	α	Qp.ult (KN)	Ql.unit (KN)	Ql.ult (KN)	Quit (KN)
0.00	1.00	1.00	4	600	1.4%	188.5	7.4	7.4	195.9
1.00	2.00	1.00	7	600	1.4%	329.9	12.9	20.3	350.2
2.00	3.00	1.00	11	600	1.4%	518.4	20.3	40.6	559.0
3.00	4.00	1.00	37	600	1.4%	1743.6	68.3	109.0	1852.6
4.00	5.00	1.00	28	600	1.4%	1319.5	51.7	160.7	1480.2
5.00	6.00	1.00	17	600	1.4%	801.1	31.4	192.1	993.2
6.00	7.00	1.00	24	600	1.4%	1131.0	44.3	236.4	1367.4
7.00	8.00	1.00	28	600	1.4%	1319.5	51.7	288.2	1607.6
8.00	9.00	1.00	28	600	1.4%	1319.5	51.7	339.9	1659.4
9.00	10.00	1.00	31	600	1.4%	1460.8	57.3	397.2	1858.0
10.00	11.00	1.00	25	600	1.4%	1178.1	46.2	443.3	1621.4
11.00	12.00	1.00	21	600	1.4%	989.6	38.8	482.1	1471.7
12.00	13.00	1.00	27	600	1.4%	1272.3	49.9	532.0	1804.4
13.00	14.00	1.00	47	600	1.4%	2214.8	86.8	618.8	2833.7
14.00	15.00	1.00	48	600	1.4%	2261.9	88.7	707.5	2969.4
15.00	16.00	1.00	42	600	1.4%	1979.2	77.6	785.1	2764.3
CAPACIDADE DE CARGA - METODO AOKI-VELLOSO - PERFIL F2									
d = 0.40 m		U = 1.26		A = 0.283		F1 = 2.5		F2 = 5.0	
Prof. Final	Prof. Final	Esp	NSPT	k	α	Qp.ult (KN)	Ql.unit (KN)	Ql.ult (KN)	Quit (KN)
0.00	1.00	1.00	4	600	1.4%	271.4	8.4	8.4	279.9
1.00	2.00	1.00	7	600	1.4%	475.0	14.8	23.2	498.2
2.00	3.00	1.00	11	600	1.4%	746.4	23.2	46.4	792.9
3.00	4.00	1.00	37	600	1.4%	2510.8	78.1	124.6	2635.3
4.00	5.00	1.00	28	600	1.4%	1900.0	59.1	183.7	2083.7
5.00	6.00	1.00	17	600	1.4%	1153.6	35.9	219.6	1373.2
6.00	7.00	1.00	24	600	1.4%	1628.6	50.7	270.2	1898.8
7.00	8.00	1.00	28	600	1.4%	1900.0	59.1	329.3	2229.4
8.00	9.00	1.00	28	600	1.4%	1900.0	59.1	388.5	2288.5
9.00	10.00	1.00	31	600	1.4%	2103.6	65.4	453.9	2557.5
10.00	11.00	1.00	25	600	1.4%	1696.5	52.8	506.7	2203.1
11.00	12.00	1.00	21	600	1.4%	1425.0	44.3	551.0	1976.0
12.00	13.00	1.00	27	600	1.4%	1832.2	57.0	608.0	2440.2
13.00	14.00	1.00	47	600	1.4%	3189.3	99.2	707.2	3896.6
14.00	15.00	1.00	48	600	1.4%	3257.2	101.3	808.6	4065.8
15.00	16.00	1.00	42	600	1.4%	2850.1	88.7	897.2	3747.3

CAPACIDADE DE CARGA - METODO AOKI-VELLOSO - PERFIL F3									
d = 0.35 m		U = 1.10		A = 0.196		F1 = 2.5		F2 = 5.0	
Prof. Final	Prof. Final	Esp	NSPT	k	α	Qp.ult (KN)	Ql.unit (KN)	Ql.ult (KN)	Qult (KN)
0.00	1.00	1.00	5	600	1.4%	235.6	9.2	9.2	244.9
1.00	2.00	1.00	11	600	1.4%	518.4	20.3	29.6	547.9
2.00	3.00	1.00	16	600	1.4%	754.0	29.6	59.1	813.1
3.00	4.00	1.00	22	600	1.4%	1036.7	40.6	99.8	1136.5
4.00	5.00	1.00	26	600	1.4%	1225.2	48.0	147.8	1373.0
5.00	6.00	1.00	21	600	1.4%	989.6	38.8	186.6	1176.2
6.00	7.00	1.00	32	600	1.4%	1508.0	59.1	245.7	1753.6
7.00	8.00	1.00	27	600	1.4%	1272.3	49.9	295.6	1567.9
8.00	9.00	1.00	24	600	1.4%	1131.0	44.3	339.9	1470.9
9.00	10.00	1.00	21	600	1.4%	989.6	38.8	378.7	1368.3
10.00	11.00	1.00	20	600	1.4%	942.5	36.9	415.6	1358.1
11.00	12.00	1.00	25	600	1.4%	1178.1	46.2	461.8	1639.9
12.00	13.00	1.00	29	600	1.4%	1366.6	53.6	515.4	1882.0
13.00	14.00	1.00	31	600	1.4%	1460.8	57.3	572.6	2033.5
14.00	15.00	1.00	31	600	1.4%	1460.8	57.3	629.9	2090.8
15.00	16.00	1.00	41	600	1.4%	1932.1	75.7	705.7	2637.7
CAPACIDADE DE CARGA - METODO AOKI-VELLOSO - PERFIL F3									
d = 0.40 m		U = 1.26		A = 0.283		F1 = 2.5		F2 = 5.0	
Prof. Final	Prof. Final	Esp	NSPT	k	α	Qp.ult (KN)	Ql.unit (KN)	Ql.ult (KN)	Qult (KN)
0.00	1.00	1.00	5	600	1.4%	339.3	10.6	10.6	349.8
1.00	2.00	1.00	11	600	1.4%	746.4	23.2	33.8	780.2
2.00	3.00	1.00	16	600	1.4%	1085.7	33.8	67.6	1153.3
3.00	4.00	1.00	22	600	1.4%	1492.9	46.4	114.0	1606.9
4.00	5.00	1.00	26	600	1.4%	1764.3	54.9	168.9	1933.2
5.00	6.00	1.00	21	600	1.4%	1425.0	44.3	213.2	1638.3
6.00	7.00	1.00	32	600	1.4%	2171.5	67.6	280.8	2452.3
7.00	8.00	1.00	27	600	1.4%	1832.2	57.0	337.8	2170.0
8.00	9.00	1.00	24	600	1.4%	1628.6	50.7	388.5	2017.1
9.00	10.00	1.00	21	600	1.4%	1425.0	44.3	432.8	1857.8
10.00	11.00	1.00	20	600	1.4%	1357.2	42.2	475.0	1832.2
11.00	12.00	1.00	25	600	1.4%	1696.5	52.8	527.8	2224.2
12.00	13.00	1.00	29	600	1.4%	1967.9	61.2	589.0	2556.9
13.00	14.00	1.00	31	600	1.4%	2103.6	65.4	654.5	2758.1
14.00	15.00	1.00	31	600	1.4%	2103.6	65.4	719.9	2823.5
15.00	16.00	1.00	41	600	1.4%	2782.2	86.6	806.5	3588.7