

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA MARIA
CENTRO DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

Eraldo Otto Hoppen Júnior

**ANÁLISE COMPUTACIONAL DE EDIFÍCIOS DE PAREDES DE
CONCRETO CONSIDERANDO A INTERAÇÃO-SOLO ESTRUTURA E
O FASEAMENTO CONSTRUTIVO**

Santa Maria, RS
2019

Eraldo Otto Hoppen Júnior

**ANÁLISE COMPUTACIONAL DE EDIFÍCIOS DE PAREDES DE CONCRETO
CONSIDERANDO A INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA E O FASEAMENTO
CONSTRUTIVO**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Engenharia Civil, da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM, RS), como requisito parcial para a obtenção do grau de **Engenheiro Civil**.

Orientador: Prof. Dr. André Lübeck

Santa Maria, RS
2019

Eraldo Otto Hoppen Júnior

**ANÁLISE COMPUTACIONAL DE EDIFÍCIOS DE PAREDES DE CONCRETO
CONSIDERANDO A INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA E O FASEAMENTO
CONSTRUTIVO**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Engenharia Civil, da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM, RS), como requisito parcial para a obtenção do grau de **Engenheiro Civil**.

Aprovado em 05 de julho de 2019:

André Lübeck, Dr. (UFSM)
(Presidente/Orientador)

Almir Barros da Silva Santos Neto, Dr. (UFSM)

Magnos Baroni, Dr. (UFSM)

Santa Maria, RS
2019

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente aos meus pais Eraldo e Giuvânia por todo o suporte fornecido durante a graduação, pelo amparo nos momentos de dificuldades e angústias e por participarem de todas as minhas conquistas durante a vida.

Ao Prof. André Lübeck pela disponibilidade de orientação, pelos materiais fornecidos e pela paciência e compreensão durante o desenvolvimento deste trabalho.

Aos colegas de graduação Eduardo e Marcelo pela amizade e trabalhos desenvolvidos durante o curso.

Ao Eng. Rogério Pereira, pelo auxílio e conhecimento transmitido durante a realização do estágio, contribuindo de maneira significativa para o meu desenvolvimento pessoal e profissional.

Aos amigos Fabrício, Salau, Alexander e Palmeiro pela amizade e apoio emocional, que contribuíram para os momentos de descontração e amparo nos momentos difíceis.

.

RESUMO

ANÁLISE COMPUTACIONAL DE EDIFÍCIOS DE PAREDES DE CONCRETO CONSIDERANDO A INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA E O FASEAMENTO CONSTRUTIVO

AUTOR: Eraldo Otto Hoppen Júnior

ORIENTADOR: André Lübeck

O presente trabalho tem por objetivo realizar a análise de três edificações de paredes de concreto moldadas no local através do software de elementos finitos SAP2000 levando em consideração a influência do efeito da interação solo-estrutura e do faseamento construtivo. Dentre as edificações analisadas, foram utilizadas duas arquiteturas diferentes e em uma delas foram testadas duas alturas diferentes, com a finalidade de verificar como a diferença arquitetônica e do número de pavimentos pode afetar a distribuição das cargas nas paredes e fundações. As paredes e as lajes das edificações foram modeladas como elementos finitos de casca, sendo apenas as vigas de fundação modeladas como elemento de barra. Foram utilizados coeficientes de molas translacionais pontuais nos apoios das vigas de fundação para simular o efeito da interação solo-estrutura. As molas foram definidas através da determinação dos coeficientes de reação vertical (CRV) definidos em função dos recalques estimados para o solo conforme a teoria de Aoki (1979). O faseamento construtivo foi considerado com o auxílio do recurso “staged construction” disponibilizado no software SAP2000 V18. Após a análise, foi feita a comparação entre as tensões normais e reação nos apoios de três paredes em cada edificação, com intuito de avaliar como ocorre a redistribuição de cargas nos modelos. Verificou-se que a interação solo-estrutura resulta na migração dos carregamentos para paredes periféricas, resultando em diferenças percentuais para as reações de até 65,4% de um modelo indeslocável com relação a um modelo com interação solo-estrutura. Observou-se, também, que o faseamento construtivo não provocou alterações significativas na distribuição de cargas, sendo a maior diferença percentual encontrada de 7,1% para as reações de um modelo com carregamento simultâneo com relação a um modelo com carregamento faseado.

Palavras-chave: Paredes de concreto. Interação solo-estrutura. Faseamento construtivo.

ABSTRACT

COMPUTATIONAL ANALYSIS OF CONCRETE WALLS BUILDINGS CONSIDERING THE SOIL-STRUCTURE INTERACTION AND THE STAGED CONSTRUCTION

AUTHOR: Eraldo Otto Hoppen Júnior

ADVISOR: André Lübeck

The objective of the present work is to analyze three concrete walls buildings modeled on site using the finite element software SAP2000, taking into account the influence of the soil-structure interaction and the staged construction. Among the analyzed buildings, two different architectures were used and in one of them two different heights were tested, in order to verify how the architectural difference and the number of pavements can affect the distribution of the loads in the walls and foundations. The walls and slabs of the buildings were modeled as a shell finite elements, while only the foundation beams were modeled as a frame element. Point translation springs coefficients were used in the supports of the foundation beams to simulate the effect of soil-structure interaction. The springs were defined through the determination of the vertical reaction coefficients (CRV) defined as a function of the estimated soil settlements according to Aoki's (1979) theory. The staged construction was considered with the "staged construction" feature assistance available in SAP2000 V18 software. After the analysis, a comparison was made between the normal stresses and reaction in the supports of three walls in each building, in order to evaluate how the redistribution of loads occurs in the models. It was verified that the soil-structure interaction results in the migration of the loads to peripheral walls, resulting in percentage differences for the reactions of up to 65,4% of an indelocable model with respect to a model with soil-structure interaction. It was also observed that the staged construction didn't cause significant changes in the load distribution, with the largest percentage difference found of 7,1% for the reactions of a simultaneous loading model with respect to a staged loading model.

Keywords: Concrete walls. Soil-structure interaction. Staged construction.

SUMÁRIO

| | |
|---|-----------|
| 1 INTRODUÇÃO | 9 |
| 1.1 JUSTIFICATIVA | 10 |
| 1.2 OBJETIVOS | 10 |
| 1.2.1 Objetivo geral | 10 |
| 1.2.2 Objetivos específicos | 10 |
| 1.3 ESTRUTURA DO TRABALHO | 11 |
| 2 REVISÃO DA LITERATURA | 12 |
| 2.1 PAREDES DE CONCRETO MOLDADAS IN LOCO | 12 |
| 2.2 REDISTRIBUIÇÃO DAS AÇÕES VERTICAIS NAS PAREDES | 15 |
| 2.3 INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA | 21 |
| 2.3.1 Histórico | 24 |
| 2.3.2 Fatores que influenciam a interação solo-estrutura | 26 |
| 2.3.3 Determinação dos coeficientes de mola | 28 |
| 2.3.3.1 Modelo de ruptura estaca-solo | 28 |
| 2.3.3.2 Método Aoki-Velloso (1975)..... | 29 |
| 2.3.3.3 Modelos de transferência de carga em estacas..... | 32 |
| 2.3.3.4 Recalques em estacas | 34 |
| 2.3.3.5 Cálculo do encurtamento elástico | 35 |
| 2.3.3.6 Cálculo do recalque do solo..... | 37 |
| 2.3.3.7 Cálculo do coeficiente de reação vertical em estacas | 40 |
| 2.4 FASEAMENTO CONSTRUTIVO | 43 |
| 3 MODELAGEM E METODOLOGIA | 46 |
| 3.1 EDIFICAÇÕES ANALISADAS..... | 47 |
| 3.1.1 Arquiteturas das Edificações | 48 |
| 3.2 DISPOSIÇÃO E DIMENSIONAMENTO DAS FUNDAÇÕES..... | 49 |
| 3.2 PROPRIEDADES DOS MATERIAIS | 53 |
| 3.3 DISCRETIZAÇÃO | 53 |
| 3.5 CARREGAMENTOS E COMBINAÇÕES..... | 54 |
| 4 ANÁLISE DOS RESULTADOS E COMENTÁRIOS | 55 |
| 4.1 ANÁLISE 1 - TENSÕES | 55 |

| | |
|--|----|
| 4.1.1 Arquitetura 1 | 55 |
| 4.1.2 Arquitetura 2 | 58 |
| 4.2 ANÁLISE 2 – AVALIAÇÃO DAS REAÇÕES DE APOIO | 63 |
| 4.2.1 Arquitetura 1 | 63 |
| 4.2.2 Arquitetura 2 | 66 |
| 5 CONCLUSÃO..... | 69 |
| REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS | 70 |
| APÊNDICE A – DIMENSIONAMENTO DAS ESTACAS | 74 |
| APÊNDICE B – VALORES DAS REAÇÕES, RECALQUES E CRV DAS ESTACAS..... | 75 |

1 INTRODUÇÃO

Durante muito tempo, o Brasil vem sofrendo com o problema de déficit habitacional. De acordo com um estudo recente da Fundação Getúlio Vargas, o Brasil apresentava, em 2015 um déficit habitacional de 7,7 milhões de moradias, conforme matéria do jornal ESTADÃO (2018). Além disto, a pesquisa apontava que a maior parte do déficit habitacional abrangia as parcelas mais pobres da população do país.

Durante os últimos anos tem havido o incentivo governamental para a construção de conjuntos habitacionais para alojar a população de mais baixa renda. Para promover a efetividade desses programas, parâmetros como tempo de construção e economia são determinantes na escolha dos materiais e do método construtivo utilizados, a fim de suprir a demanda de construções necessárias. No meio desse contexto, o sistema de paredes de concreto moldadas no local surge como uma alternativa viável para as construtoras.

O sistema de paredes de concreto moldadas no local é um método construtivo que está ganhando cada vez mais espaço no cenário da construção civil no Brasil. Características como racionalidade e economia tornam o sistema muito atrativo se comparado aos métodos tradicionais. Devido ao fato da utilização deste sistema em larga escala ser muito recente, existem dúvidas e questionamentos sobre a forma como as paredes de concreto moldadas no local se comportam estruturalmente frente a situações menos usuais a uma edificação.

O conhecimento mais preciso sobre o funcionamento deste método construtivo é de fundamental importância para garantir a segurança e o conforto dos usuários. A coleta de resultados e a discussão sobre tópicos específicos do assunto podem servir como referência para auxiliar os projetistas de estruturas na execução do seu trabalho com mais qualidade e segurança ou indicar a necessidade da realização de novos estudos mais aprofundados.

Neste trabalho, é abordado o estudo da distribuição das ações verticais numa estrutura de apoios flexíveis (interação solo-estrutura) em relação a consideração de apoios indeslocáveis e a influência do faseamento construtivo na distribuição destes esforços.

1.1 JUSTIFICATIVA

A escolha do tema está vinculada ao fato de haver poucos estudos a respeito do funcionamento estrutural do sistema de paredes concreto moldadas no local. Por ser um método recente, a primeira versão da norma brasileira ABNT NBR 16055 é do ano de 2012, restando ainda vários questionamentos a respeito do desempenho destas edificações.

Com a análise da redistribuição das ações, considerado a interação solo-estrutura (ISE) e o faseamento construtivo, se propõe uma tentativa de se obter a distribuição de esforços mais representativa do comportamento da edificação real, podendo aliar segurança e economia. Além disso, a norma NBR 16055 (2012) determina que seja considerada a interação solo-estrutura em edifícios com mais de cinco pavimentos.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo geral

Este trabalho tem como objetivo geral realizar a análise estrutural de três edificações com paredes de concreto moldados no local considerando os efeitos da interação solo-estrutura e o faseamento construtivo.

1.2.2 Objetivos específicos

- Realizar a análise estrutural de uma edificação de paredes de concreto considerando as fundações como apoios indeslocáveis com auxílio de um software de elementos finitos;
- A partir das reações de apoio obtidas na análise do modelo indeslocável, determinar os coeficientes de reação vertical para cada uma das fundações de maneira a considerar a interação solo-estrutura;
- Incorporar o faseamento construtivo no modelo com interação solo-estrutura de maneira a avaliar como o aumento paulatino dos carregamentos altera o coeficiente de reação das fundações e a distribuição das tensões das paredes.

1.3 ESTRUTURA DO TRABALHO

No capítulo 1, estão apresentadas a introdução, justificativa, objetivos geral e específicos e a estrutura do trabalho.

O capítulo 2 contempla uma revisão da literatura, na qual são abordadas as características do sistema de paredes concreto moldadas no local e as definições e métodos para avaliação da distribuição de ações, interação solo-estrutura (ISE) e faseamento construtivo. A revisão da interação solo-estrutura faz uma retrospectiva de estudos já realizados e características do fenômeno já sacramentadas pela comunidade técnica. Ainda, são apresentados os métodos considerados para o dimensionamento das fundações, estimativa de recalques e cálculo do coeficiente de reação vertical (CRV) para a análise do efeito da interação solo-estrutura. Para o efeito arco e faseamento construtivo, realizou-se um breve histórico sobre a influência destes na análise de edificações, sendo que ainda são fenômenos pouco estudados e considerados em projetos estruturais usuais.

O capítulo 3 trata sobre a metodologia utilizada para a modelagem das edificações e os tipos de análise a serem realizadas no trabalho. São apresentadas as características dos edifícios, materiais utilizados e suas propriedades e considerações feitas a respeito das fundações.

No capítulo 4 apresentam-se e comparam-se os resultados oriundos da análise das edificações. São comparadas as reações nos apoios, tensões normais nas paredes e a intensidade da redistribuição das ações, levando em conta a influência da interação solo-estrutura e do faseamento construtivo.

No capítulo 5 apresentam-se as conclusões sobre o estudo. Como elementos pós-textuais, tem-se as referências bibliográficas.

2 REVISÃO DA LITERATURA

2.1 PAREDES DE CONCRETO MOLDADAS IN LOCO

O sistema construtivo em paredes de concreto é uma tecnologia recente, caracterizada pela racionalidade, produtividade e economia, que busca reduzir as atividades artesanais e improvisações no canteiro de obras. O sistema permite uma diminuição do número de operários e promove a qualificação da mão de obra, proporcionando maior produtividade.

As paredes de concreto moldadas in loco são indicadas para empreendimentos que tenham alta repetitividade, como conjuntos habitacionais, tanto horizontais quanto verticais, que possuem um projeto padrão e o parâmetro determinante é a velocidade de construção. Na Figura 1 ilustra-se um exemplo de edifícios semelhantes que contemplam este método construtivo. É um sistema altamente industrializado, que garante o cumprimento de prazos e maior controle de qualidade.



Figura 1 – Edifícios de paredes de concreto moldados in loco. Fonte: Téchne (2010).

De acordo com Testoni (2013), o sistema estrutural de paredes de concreto é utilizado em vários países. Os primeiros registros de sua utilização datam do início dos anos de 1950, onde havia uma demanda por habitações muito grande em países afetados pela destruição durante a Segunda Guerra Mundial.

Segundo Nunes (2011), a utilização do sistema de paredes de concreto trouxe experiências bem sucedidas em países latino-americanos, como Colômbia, Chile e México, apresentando vantagens em termos de prazos, custos e qualidade, além de se tratar de um sistema estrutural monolítico, característica importante em países que sofrem com abalos sísmicos.

O uso desse sistema no Brasil começou em torno da década de 1970, com a finalidade de atender a necessidade de entregas rápidas de empreendimentos incentivados pelo governo. A utilização do sistema passou por uma queda ao longo dos anos, mas foi retomado com maior força através do programa “Minha Casa, Minha Vida”, em 2009.

De acordo com Doh (2002), no passado, em projetos de edifícios que utilizavam paredes de concreto, estas não possuíam função estrutural, apenas vedação. Havia relutância por engenheiros projetistas no seu uso como elemento estrutural, pois a quantidade de pesquisas sobre o tema era escassa. Com o passar do tempo, o sistema foi recebendo uma aceitação maior, devido ao aumento dos estudos relacionados a este e também graças ao amparo de normas internacionais.

Algumas instituições brasileiras, como a Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP), a Associação Brasileira das Empresas de Serviço de Concretagem (ABESC) e o Instituto Brasileiro de Telas Soldadas (IBTS), reuniram-se para desenvolver e lançar conhecimento técnico a respeito do sistema, formando uma coletânea de ativos que possuem práticas recomendadas e um projeto de normalização contendo informações sobre a execução e a elaboração de projetos de edifícios com até cinco pavimentos e prédios altos.

Atualmente, dispõe-se de uma norma técnica brasileira de paredes de concreto, NBR 16055 (ABNT, 2012). A norma aborda práticas adequadas baseadas em normas estrangeiras e aproveita alguns conceitos oriundos da norma de desempenho de edificações, NBR 15575 (ABNT, 2004) e de projeto de estruturas de concreto NBR 6118 (ABNT, 2003).

A construção das paredes usualmente é feita com formas modulares metálicas, que exigem um investimento inicial elevado, mas que é amortizado pelo reaproveitamento em escala. Existe como opção a utilização de formas moduladas plásticas ou de madeira, com menor custo inicial, viabilizando o sistema em empreendimentos com pequeno número de repetições. O uso de formas industrializadas que podem ser reutilizadas torna o processo

construtivo mais sustentável, economizando com materiais que seriam utilizados para formas tradicionais de madeira, diminuindo a geração de entulho e otimizando o espaço na obra.

A utilização de um número menor de operários neste sistema está relacionada à necessidade menor de diferentes especialidades se comparado a uma obra tradicional. Numa obra de paredes de concreto moldadas in loco, o operário desempenha quase todas as funções necessárias, atuando como um montador do sistema, executando as instalações, armação, montagem das formas, concretagem e desforma. Enquanto numa obra tradicional, se faz necessário, por exemplo, a presença de carpinteiros, armadores, eletricitas, encanadores e pedreiros. Embora haja a necessidade de mão de obra qualificada para o sistema de paredes de concreto, o treinamento dos operários direcionado ao sistema potencializa a produtividade da mão de obra.

A característica de industrialização do sistema e da utilização de formas metálicas garante um acabamento de significativa qualidade. As paredes apresentam textura regular, além da garantia de prumo e nível. Com isso, pode-se obter uma grande redução da espessura da camada de revestimento em comparação com uma parede de vedação comum, proporcionando um ganho de área útil.

Após a desforma, a edificação já está pronta para receber o devido revestimento, que pode ser, por exemplo, massa corrida, gesso, revestimentos cerâmicos ou até mesmo pintura diretamente sobre o concreto das paredes. Em caso de imperfeições no acabamento final do concreto, é feita a estucagem, que é a correção de falhas e emendas do concreto.

De acordo com a norma técnica ABNT NBR 16055 (2012), a espessura das paredes de concreto deve ser maior ou igual a 10 cm. Para edifícios de até dois pavimentos, podem ser utilizadas paredes com espessura de até 8 cm.

Nas paredes, a armação adotada, normalmente, é de telas soldadas posicionadas verticalmente na superfície média das paredes ou junto às duas faces. Nas bordas, vãos de janelas e portas, utilizam-se reforços de telas ou armadura convencional. Deve-se considerar a armação para o controle dos efeitos da temperatura e da retração do concreto.

Durante a armação e a montagem das formas, são posicionados os caixilhos de janelas e portas, tubulações elétricas e hidráulicas, elementos de fixação da cobertura e outros detalhes, conforme se pode observar na Figura 2. Todas as paredes e lajes de um pavimento podem ser moldadas em uma única concretagem. Se existir a necessidade de utilização de

tubulações de grande diâmetro, estas não são embutidas nas paredes, e sim, alojadas em shafts.



Figura 2 – Execução do sistema de paredes de concreto. Fonte: ABCP (2016).

A Associação Brasileira de Cimento Portland (2008) recomenda a utilização de quatro tipos de concreto para o sistema paredes de concreto moldadas no local:

- Concreto celular (tipo L1);
- Concreto com elevado teor de ar incorporado – até 9% (tipo M);
- Concreto com agregados leves ou com baixa massa específica (tipo L2);
- Concreto convencional ou concreto autoadensável (tipo N).

As classes L1 e M só devem ser utilizadas para paredes de concreto em construções de até dois pavimentos. Também é recomendado o uso de concreto com fibras ou outros materiais que diminuam os efeitos da retração. Após a concretagem, é de extrema importância o controle da cura do concreto das paredes, com a finalidade de evitar o aparecimento de fissuras que podem comprometer a qualidade destas peças.

2.2 REDISTRIBUIÇÃO DAS AÇÕES VERTICAIS NAS PAREDES

No projeto de edifícios de paredes de concreto, assim como os de alvenaria estrutural, as paredes podem estar assentadas sobre bases contínuas, como as sapatas corridas, ou apoios discretos, como estacas, sapatas e, até mesmo, estruturas de transição sobre pilotis.

Segundo Paes (2008), uma parede estrutural apoiada sobre uma viga em concreto armado comporta-se como um arco atirantado. 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. Quanto mais flexível a viga, mais as cargas tendem a se encaminhar para as regiões mais rígidas (apoios), ocasionando uma elevada concentração de tensões nestes pontos e aliviando o trecho central do vão da viga. Na Figura 3 representa-se esta alteração no fluxo de tensões, chamado de efeito arco.

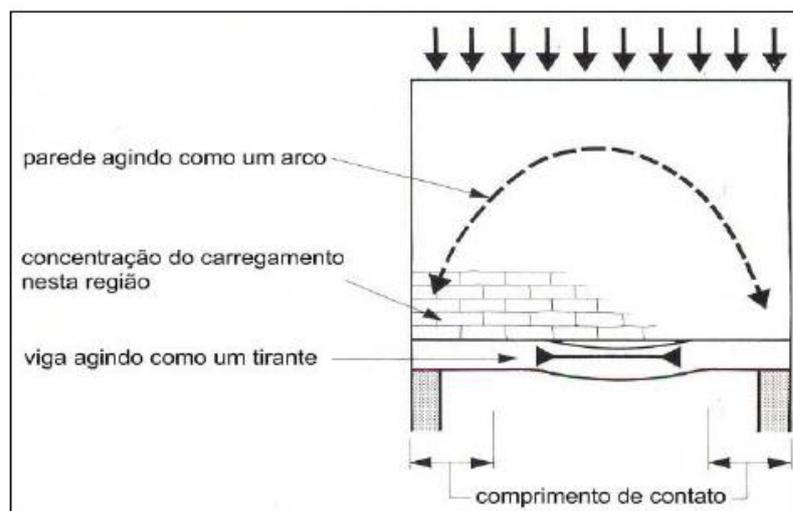


Figura 3 - Efeito arco entre e parede e viga. Fonte:Haseltine e Moore (1981).

De acordo com Barbosa (2000), a transferência de carga para os apoios gera concentração de tensões de compressão verticais e cisalhantes horizontais na parede, conforme apresentado na Figura 4a. A tendência natural é que tanto as tensões verticais quanto as tensões cisalhantes sejam crescentes em direção aos apoios e nulas na região central da viga. As tensões se distribuem de forma a compor uma região de tração e outra de compressão, similar ao comportando de uma viga alta, conforme ilustrado na Figura 4b.

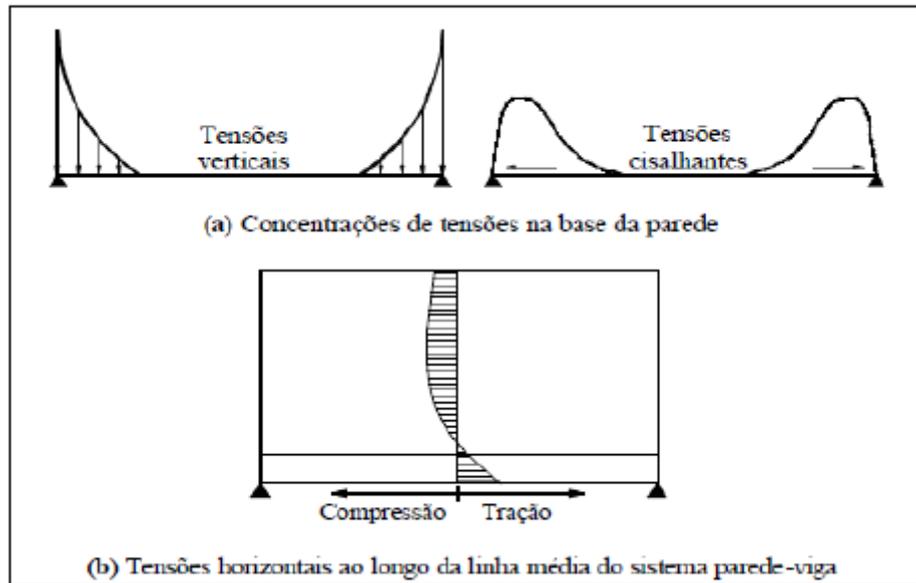


Figura 4 - Distribuição de tensões na viga. Fonte: Barbosa (2000).

Em uma viga biapoiada, como as tensões atuantes são modificadas devido ao efeito arco, ocorre uma grande diminuição do momento fletor máximo se comparada à hipótese da carga ser uniformemente distribuída ao longo da viga. Para Tomazela (1995), isto acontece devido ao efeito das tensões cisalhantes na interface parede-viga, que produzem momento fletor em sentido contrário ao do carregamento vertical. Além disso, o momento fletor máximo não ocorre no centro do vão da viga e ainda ocorre tração axial neste elemento, conforme exemplificado na Figura 5.

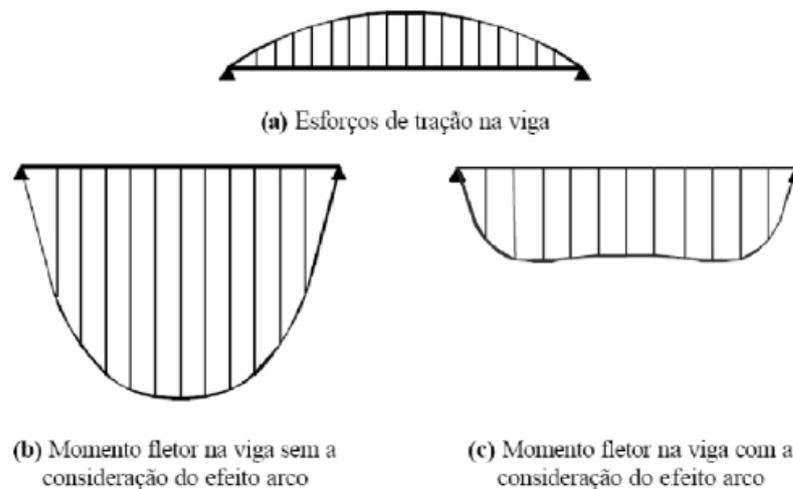


Figura 5 - Esforços na viga. Fonte: Barbosa (2000).

O efeito arco tem sido alvo de muitas pesquisas e discussões nos últimos anos, buscando-se uma maneira eficiente e segura de considerá-lo em projetos usuais. Wood (1952) foi o primeiro a propor um método de cálculo para paredes de alvenaria sobre vigas de concreto armado, baseado em ensaios realizados em paredes. Neste método, ele recomenda que o momento fletor de cálculo seja reduzido do usual $PL^2/8$ (carga uniformemente distribuída) para $PL^2/100$ (quando não há aberturas de porta ou janelas próximas aos apoios) e $PL^2/50$ (quando há aberturas próximas aos apoios). Onde L é o comprimento do vão da viga e P é a carga total dada pelo peso próprio do conjunto parede-viga, acrescido da carga uniformemente distribuída q .

Posteriormente, foram realizados ensaios experimentais por Rosenhaupt (1962), Burhouse (1969), Stafford Smith e Riddington (1977), e Navaratnarajah (1981); e foram propostos modelos matemáticos simplificados por Stafford Smith e Riddington (1973); Davies e Ahmed (1977) e Riddington e Stafford Smith (1978).

Segundo Riddington e Stafford Smith (1977), para uma razão entre a altura da parede e o vão da viga de apoio superior a 0,7, a porção de parede situada acima de $0,7L$ não traz nenhuma influência para a formação do arco, representando apenas um acréscimo de carga, como ilustrado na Figura 6. Apesar de Riddington e Stafford Smith (1977) terem retomado a sugestão de Wood (1952) – ou seja, $H/L > 0,6$ –, Tomazela (1995) demonstrou que a relação $H/L > 0,7$ é bastante adequada.

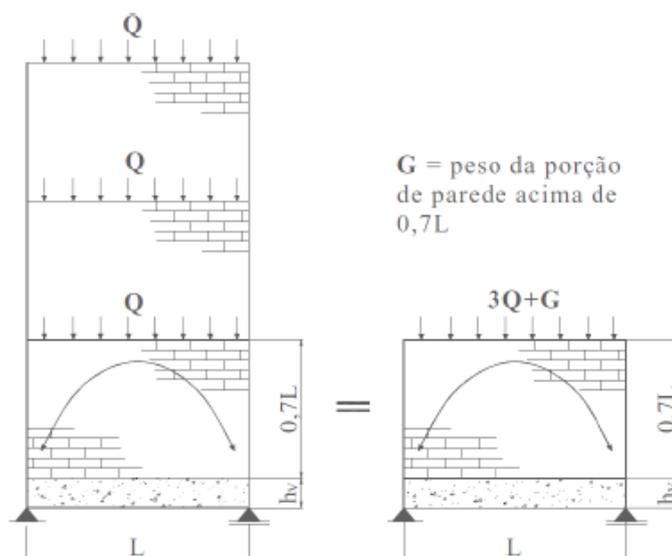


Figura 6 – Influência da altura no efeito arco. Fonte: Barbosa (2000).

Existem vários fatores que influenciam a formação do arco no sistema parede-viga. Riddington e Stafford Smith (1977) foram um dos precursores na introdução de um conceito chamado rigidez relativa. Estes verificaram que a formação do arco era influenciada por características físicas, como o módulo de elasticidade dos materiais constituintes da parede, bem como por características geométricas, como o vão entre apoios, inércia da viga de apoio e espessura da parede.

Através de seus estudos, eles propuseram uma relação para estimar a rigidez relativa, expressa pelo parâmetro K (Equação 1):

$$K = \sqrt[4]{\frac{E_p \cdot t_p \cdot L^3}{E_v \cdot I_v}} \quad (1)$$

Onde:

E_p - módulo de elasticidade longitudinal da parede;

E_v - módulo de elasticidade longitudinal da viga;

I_v - inércia da viga de apoio;

L - distância entre os apoios;

t_p - espessura da parede.

Já Davies e Ahmed (1977) utilizam como parâmetro a altura H da parede ao invés do comprimento L do vão da viga, criando o parâmetro de rigidez relativa R, utilizando a Equação 2:

$$R = \sqrt[4]{\frac{E_p \cdot t_p \cdot H^3}{E_v \cdot I_v}} \quad (2)$$

A rigidez relativa fornece informações sobre a configuração do sistema parede-viga. Quanto mais altos os valores obtidos para os parâmetros K e R, mais flexíveis são as vigas em relação à parede, ou seja, o efeito arco se torna mais pronunciado e há maior concentração de tensões nas extremidades (apoios) da viga, aliviando a região central do vão.

Por consequência, valores baixos para o parâmetro de rigidez relativa, indicam uma maior rigidez da viga com relação à parede, e, dessa forma, menor será a influência do efeito arco na transferência de esforços da parede para a viga. Ou seja, haverá uma maior área de contato na interface parede-viga e, sendo assim, menor será a concentração de tensões nas extremidades da viga. Em contrapartida, a parcela de carga vertical transmitida para a região central do vão da viga será maior, e, conseqüentemente, maior será o momento fletor neste ponto. Na Figura 7 estão indicados valores de referência para o parâmetro de rigidez relativa.

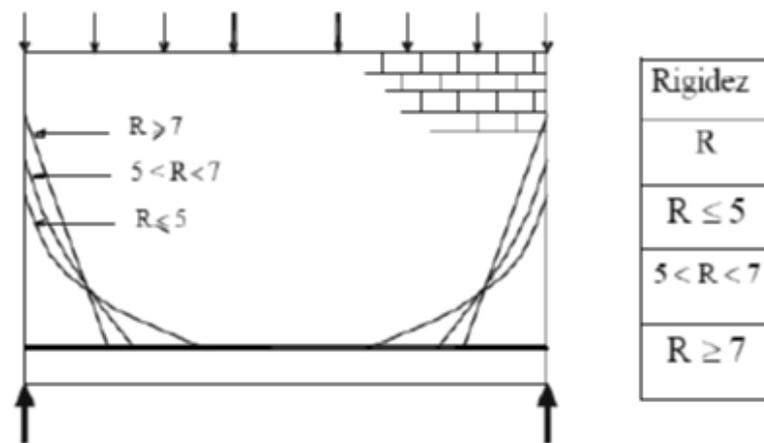


Figura 7 – Rigidez relativa parede-viga. Fonte: Davies e Ahmed (1977).

Para as vigas consideradas flexíveis, a distribuição de tensões adotada é triangular, havendo um pequeno comprimento de contato. Para as vigas com parâmetro R intermediário, consideradas medianamente rígidas, a distribuição de tensões verticais ocorre segundo uma parábola do segundo grau. Para vigas rígidas, adota-se uma parábola do terceiro grau para a distribuição de tensões, ocorrendo um grande comprimento de contato.

De acordo com Pereira (2016), as tensões de gravidade tendem a caminhar de maneira sinuosa pelas paredes, desviando das aberturas e procurando nos andares inferiores se concentrar nos apoios rígidos, carregando um pouco o meio do vão das vigas, ou seja, as tensões de um material rígido fogem de apoios de formáveis. Na Figura 8 ilustra-se um exemplo da ocorrência desse fenômeno.

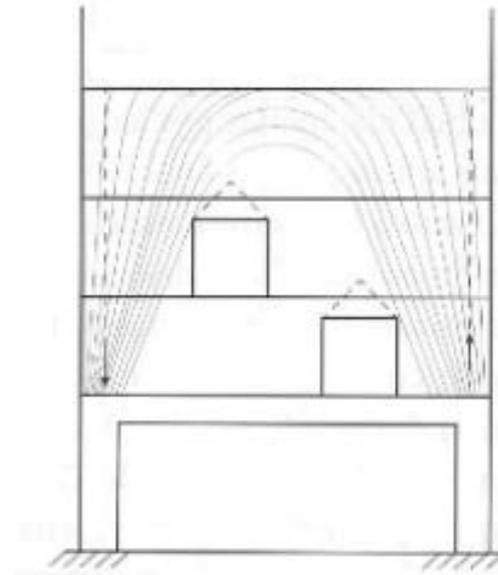


Figura 8 – Influência das aberturas. Fonte: Adaptado de Pereira (2016).

2.3 INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA

Durante a etapa de elaboração do projeto estrutural de um edifício, o dimensionamento pode ser realizado a partir de diversas análises numéricas diferentes através de modelos que determinam os esforços atuantes nos elementos estruturais. Normalmente, através destes modelos numéricos, para efeitos de simplificação, considera-se que os apoios são elementos rígidos indeslocáveis, ou seja, supõe-se que a fundação em conjunto com o solo garante a indeslocabilidade da base dos pilares.

Entretanto, verifica-se através de outros estudos que o solo também sofre deformações quando submetido ao carregamento de um edifício. Essa deformabilidade provoca uma redistribuição de esforços da superestrutura. De acordo com Aoki (1987), essa redistribuição de esforços pode provocar o aparecimento de fissuras em lajes e vigas, além de esmagamento dos pilares.

Segundo Santos (2016), a análise que contempla esses fatores na etapa de projeto é chamada de interação solo-estrutura (ISE). Entretanto, sabe-se que, pela literatura, há uma variedade de símbolos e terminologias para a descrição dos movimentos da fundação e sua influência no comportamento da superestrutura. Na Figura 9 representam-se as duas possibilidades de consideração da relação solo-estrutura durante a concepção de um projeto estrutural, podendo ser um sistema superestrutura-subestrutura-macinho de solos (Figura 9a) ou estrutura-base rígida (Figura 9b).

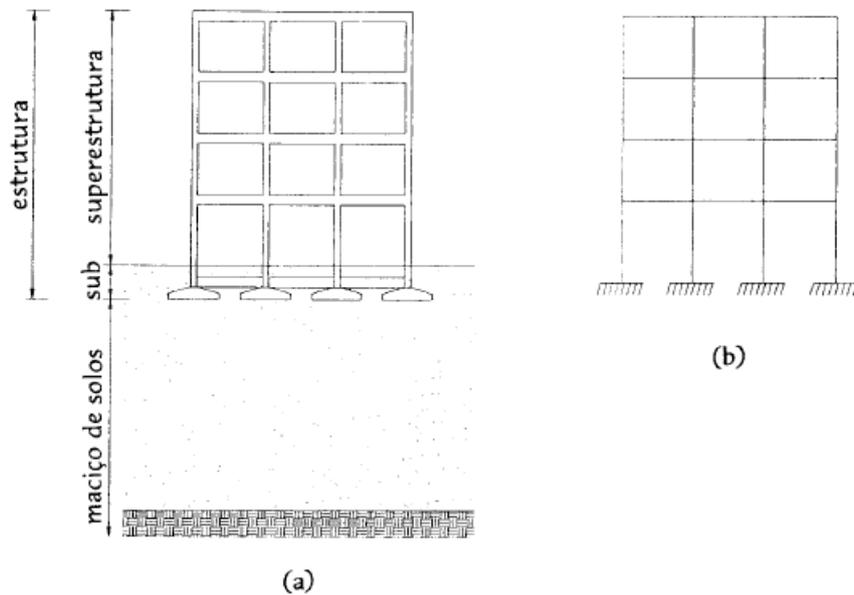


Figura 9 – Hipóteses de projeto. Fonte: Holanda Júnior (1998).

De acordo com Cabral (2018), o fenômeno da interação solo-estrutura é de fácil compreensão considerando a análise de uma edificação assentada sobre um solo predominantemente arenoso em comparação com um solo heterogêneo. Isso se deve ao fato da areia ter um comportamento aproximadamente elástico, onde o maciço do solo pode ser avaliado através de uma equação simplificada, a Lei de Hooke ($\sigma = E\varepsilon$), onde as tensões variam linearmente com as deformações, sendo E o módulo de elasticidade de valor constante.

No caso de uma edificação assentada sobre um solo com característica argilosa, com compressibilidade lenta, a velocidade de adensamento influencia a análise das deformações da edificação, adotando-se, nesse caso, um modelo visco-elástico para o estudo.

O tipo de material usado na edificação, o tempo de aplicação das cargas e o tipo de estrutura analisada são fundamentais na análise do comportamento da estrutura em conjunto com o solo. Na Figura 10 estão ilustrados os tipos de representações que uma edificação pode assumir, considerando os comportamentos mais prováveis, na análise da interação solo-estrutura.

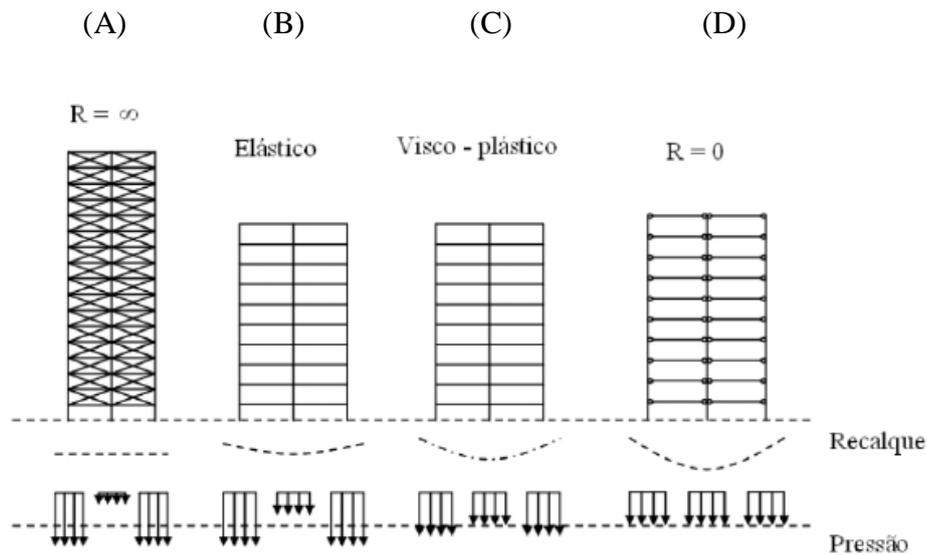


Figura 10 – Casos de Interação solo-estrutura. Fonte: Chamecki (1969).

Os casos representantes da característica da estrutura da edificação são (CAD/TQS, 2009):

- CASO A: caracterizado por estruturas consideradas infinitamente rígidas, apresentando recalques uniformes. Na região central existe uma tendência de haver tensões maiores, e conseqüentemente, uma maior deformação do solo se comparado à periferia. Dessa forma, as pressões de contato nos apoios são menores no centro e máximos nos cantos externos. Esta distribuição de pressões representa um caso de um corpo infinitamente rígido apoiado em um meio elástico, válido para edifícios muito altos, com o fechamento de paredes trabalhando juntamente com a estrutura e contribuindo para a sua rigidez global.

- CASO B: referente a estruturas perfeitamente elásticas, onde a rigidez não depende da velocidade de progressão dos recalques, podendo ser mais rápidos ou lentos, não interferindo nos resultados. Os recalques diferenciais serão menores que os de rigidez nula (CASO D) e ocorre uma menor redistribuição de tensões durante o processo de recalque. Esse comportamento é característico de estruturas de aço.

- CASO C: representa uma estrutura visco-elástico-plástica, como as de concreto armado, onde a rigidez depende da velocidade de progressão dos recalques diferenciais. Se os recalques acontecem num intervalo de tempo pequeno, a estrutura caracteriza-se por um comportamento elástico (caso B), mas se a propagação é muito lenta, a estrutura possui um comportamento semelhante a um líquido viscoso, tendendo ao caso D. Esta última

característica acontece devido ao fenômeno da fluência no concreto, que promove a redistribuição de tensões nas outras peças de concreto armado menos carregadas.

- CASO D: engloba estruturas que não apresentam rigidez aos recalques diferenciais, adaptando-se perfeitamente às deformações do maciço do solo. Não ocorre mudança na distribuição de pressões de contato durante a progressão dos recalques. Estruturas isostáticas e edifícios de grandes dimensões em planta ao longo do eixo horizontal possuem comportamento semelhante a este caso.

2.3.1 Histórico

Alguns estudos foram precursores na metodologia de análise da interação solo-estrutura, como os trabalhos de Meyerhof (1953) e de Chameki (1954), abordando uma estimativa de recalques totais e diferenciais das fundações, levando em as características do solo e a rigidez da superestrutura.

Poulos e Davis (1968) realizaram um dos primeiros estudos do comportamento de estacas considerando a influência da interação solo-estrutura. O estudo se baseou no problema de uma estaca cilíndrica incompressível e isolada, submetida à ação de carga axial, imersa em meio semi-infinito, isótropo e homogêneo. Foi utilizada a solução de Mindlin para os cálculos dos deslocamentos verticais. Posteriormente, Poulos (1975) propôs uma metodologia de análise baseada no cálculo matricial que incorporava a interação solo-estrutura para a estimativa de recalques.

Aoki (1989) propôs um roteiro que funciona de forma iterativa para o cálculo das estruturas considerando a interação solo-estrutura:

- Inicialmente, calculam-se as cargas nos pilares através de uma análise em que as fundações são consideradas indeslocáveis;

- A partir dessas cargas, calculam-se os recalques estimados, considerando que a rigidez da estrutura é nula, obtendo-se a bacia de recalques;

- Dividem-se as cargas pelos respectivos recalques e obtêm-se os coeficientes de mola para cada pilar. A estrutura é recalculada considerando a estrutura sobre apoios elásticos;

- A partir da nova análise, obtêm-se novamente as cargas nos pilares e recalculam-se os recalques, considerando que a rigidez da estrutura é nula, obtendo-se uma nova bacia de recalques;

- Obtêm-se os novos coeficientes de mola, a partir da nova bacia de recalques, recalculam-se as cargas nos pilares e verificam-se novamente os recalques.

O procedimento é realizado até que se atinja a convergência desejada.

Ramalho e Corrêa (1991) analisaram dois edifícios com fundações em sapatas, sendo um edifício com sistema laje-cogumelo e o outro com sistema laje, viga e pilar, fazendo uma comparação entre considerar o solo como totalmente rígido ou admitir comportamento elástico. Os resultados da análise mostraram que é grande a influência da flexibilidade da fundação nos esforços da superestrutura.

Segundo Gusmão (1990), as análises teóricas e de casos reais de obras comprovam a importância da consideração da interação solo-estrutura em projetos de edificações, resultando em projetos mais econômicos e seguros. Na Figura 11 ilustra-se um esquema comparativo entre a análise solo-estrutura e a análise convencional.

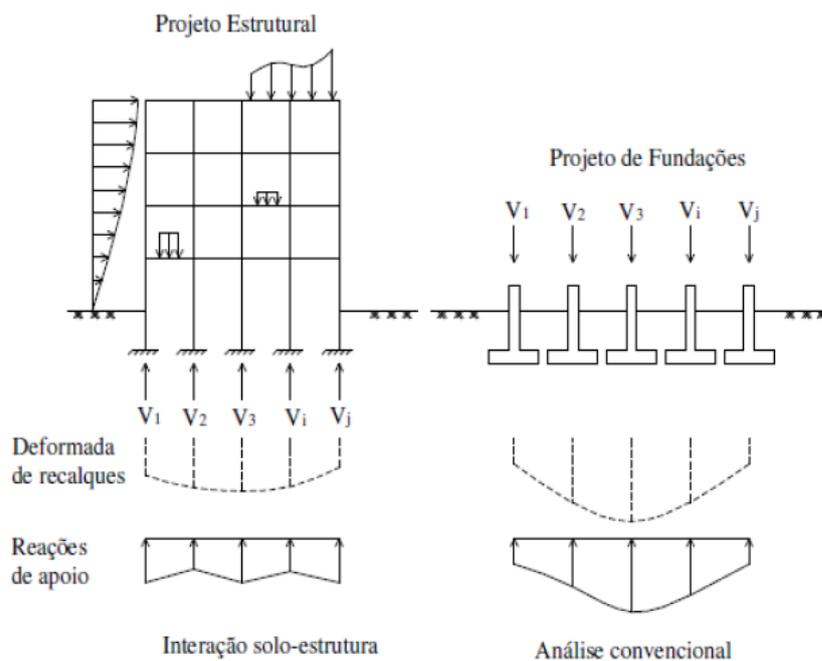


Figura 11 – Distribuição de recalques e reações. Fonte: Adaptado de Gusmão (1990).

Iwamoto (2000) utilizou uma ferramenta computacional em que um modelo tridimensional de interação solo-estrutura, que considera a contribuição da rigidez a flexão das lajes com elementos de vigas e pilares, aliado ao modelo de interação com efeitos de grupo de estacas, para estudar o comportamento de edifícios. Concluiu que a rigidez da estrutura contribui para diminuir recalques diferenciais e distorções angulares, tornando-se um fator mais favorável do que se tratar estrutura e solo separadamente.

Moura (1995) verificou que os momentos fletores nos pilares, introduzidos devido ao efeito da interação solo-estrutura, são maiores nos primeiros andares. Concluiu, ainda, que embora a redistribuição de esforços seja mais significativa nos primeiros andares, dependendo da rigidez da superestrutura, essa redistribuição pode propagar-se para os andares superiores.

Gusmão Filho (1995) acompanhou as leituras de recalques em sete edifícios de um conjunto habitacional na cidade do Recife/PE, realizando, também, o levantamento das fissuras na estrutura e na alvenaria dos prédios. Os edifícios possuíam a mesma estrutura de concreto armado, com dezoito lajes e fundações em estacas pré-moldadas de concreto. Embora os edifícios fossem idênticos, verificaram-se comportamentos diferentes, sendo que o perfil geotécnico do terreno sofria uma grande variação. Para os sete edifícios, foi observada a redistribuição de cargas nos pilares, além da maior influência dos primeiros pavimentos na rigidez da estrutura.

2.3.2 Fatores que influenciam a interação solo-estrutura

A análise da interação solo-estrutura pode ser mais precisa se for contemplada a rigidez da superestrutura e a interconectividade dos seus elementos na modelagem do edifício, permitindo obter-se esforços e recalques mais próximos da realidade. Gusmão (1990) mostrou que o desempenho de uma edificação é governado pela rigidez relativa estrutura-solo e que os recalques totais e diferenciais diminuem com o aumento desta rigidez, com ênfase nos recalques diferenciais.

Lopes e Gusmão (1991) analisaram o comportamento de um modelo de edifício de concreto armado na forma de um pórtico apoiado sobre meio elástico e propuseram, conforme

a Equação 3, o parâmetro de rigidez relativa estrutura-solo (K_{ss}) para estimar a variação da ordem de grandeza dos recalques:

$$K_{ss} = \frac{E_c \cdot I_b}{E_s \cdot l^4} \quad (3)$$

Onde:

E_c - módulo de elasticidade do material da estrutura;

E_s - módulo de elasticidade do solo;

I_b - momento de inércia da viga típica;

l - comprimento do vão entre pilares.

Na Figura 12 ilustra-se a relação entre o valor de rigidez relativa solo-estrutura (K_{ss}) e os valores de recalque.

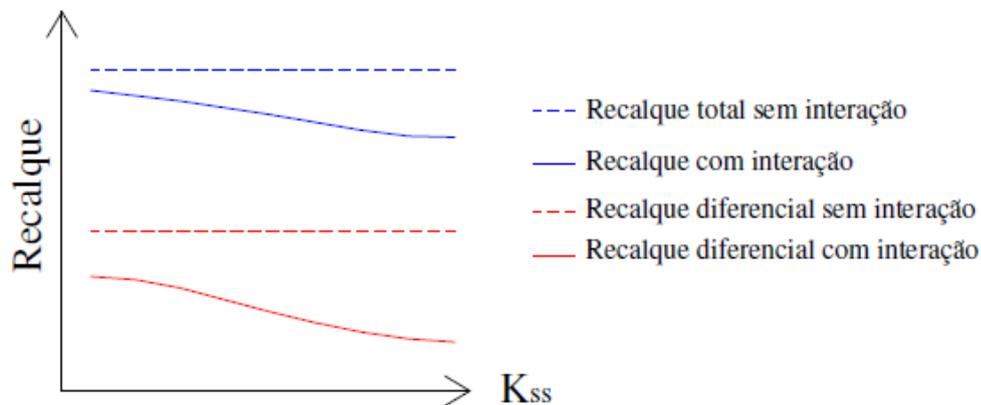


Figura 12 – Recalque x rigidez relativa estrutura-solo. Fonte: Lopes e Gusmão (1991).

Para Gusmão Filho (1995), existe uma rigidez limite que, uma vez atingida nos primeiros pavimentos da edificação, resulta que o aumento do número de andares não altera o valor da parcela da carga nos apoios. Durante a construção, à medida que vai crescendo o número de pavimentos, ocorre uma tendência de uniformização dos recalques, devido ao aumento da rigidez da estrutura. Porém, essa rigidez não cresce linearmente com o número de pavimentos. Após o termino da redistribuição de cargas no apoio, devido ao efeito da interação solo-estrutura, os recalques são função apenas do carregamento.

Ainda de acordo com Gusmão (1990), a presença de cintas na edificação contribui para o aumento da rigidez global da estrutura e para uniformização dos recalques. Entretanto, sua importância diminui à medida que aumenta o número de pavimentos da edificação, sendo considerada quase desprezível para uma estrutura acima de oito pavimentos, pois a contribuição das cintas para a rigidez global é muito pequena.

Moura (1995) realizou análises computacionais de um edifício considerando a influência da interação solo-estrutura, e concluiu que a adoção de um modelo tridimensional permite conhecer o comportamento estrutural de maneira mais realista com relação a parâmetros globais da superestrutura, elementos de fundação e solo durante a etapa de projeto. A presença de cintas e vigas transversais num modelo tridimensional contribui para o aumento da rigidez global da superestrutura.

Alguns estudos também mostram que a forma em planta da edificação também influencia na uniformização dos recalques. Para Barata (1986), quanto mais semelhante a um quadrado for a planta de uma edificação, maior será a tendência de uniformização dos recalques. De acordo com Gusmão (1990), a influência da forma em planta da edificação é mais importante em estruturas flexíveis, para uma dada configuração de solo de fundação.

2.3.3 Determinação dos coeficientes de mola

2.3.3.1 Modelo de ruptura estaca-solo

A capacidade de carga de uma estaca ou de um sistema solo-estaca é o valor da força correspondente à máxima resistência que o sistema pode oferecer ou de valor representativo da condição de ruptura do sistema. O sistema de transferência de cargas depende da maneira como a estaca for submetida à carga, podendo ser por esforço axial, lateral ou torção, ou pela combinação dos mesmos.

Em um sistema de interação solo-estrutura, são consideradas apenas as estacas verticais carregadas axialmente e submetidas aos esforços de compressão (CAD/TQS, 2009). A carga de compressão normal recebida por uma estaca é dissipada por duas parcelas:

- Resistência do fuste: provocado pela movimentação relativa entre estaca-solo causada pela aplicação do carregamento, gerando assim, o surgimento de tensões de cisalhamento que darão origem a uma reação lateral ao longo do fuste (Pl);

- Resistência da base da estaca: gerado pela tensão de compressão em contato com o solo, baseado na movimentação vertical da estaca, dando origem a uma reação de ponta (R_p).

Existem diversos métodos que buscam a determinação da força de ruptura estaca-solo. Alguns métodos buscam a previsão da capacidade de carga baseada em equações teóricas, enquanto outros são fundamentados em experiências práticas.

O método utilizado neste estudo é o desenvolvido por Aoki-Velloso (1975), um dos métodos mais aplicados no Brasil.

2.3.3.2 Método Aoki-Velloso (1975)

É um método semi-empírico baseado em estudos estatísticos proporcionado pela experiência dos seus autores. Este método foi concebido a partir de correlações entre os resultados dos ensaios de penetração estática (CPT) e dinâmicos (SPT). A capacidade de carga do sistema estaca-solo é dada pela Equação 4:

$$R = R_l + R_p \quad (4)$$

Onde:

R_l – resistência lateral;

R_p – resistência de ponta.

A resistência ponta da estaca é dada pela Equação 5:

$$R_p = r_p A_p \quad (5)$$

Onde:

r_p = capacidade de carga do solo na cota de apoio do elemento estrutural de fundação;

A_p = área da seção transversal da ponta.

A resistência lateral da estaca é dada pela Equação 6:

$$R_l = U \sum_1^n (r_l \Delta l) \quad (6)$$

Onde:

U – perímetro da seção transversal do fuste;

r_l – tensão média de adesão ou de atrito lateral na camada de espessura Δl ;

Δl – espessura da camada de solo adjacente ao fuste com capacidade de carga constante.

Na Figura 13 estão representadas as parcelas de resistência que atuam em estacas.

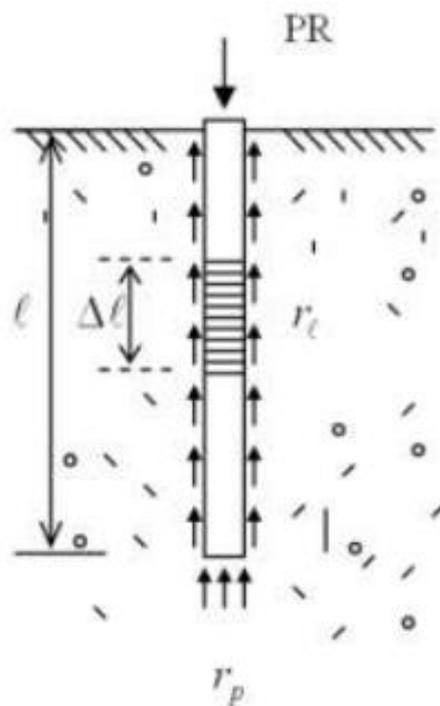


Figura 13 – Carga de ruptura do contato estaca-solo. Fonte: Adaptado de Aoki e Velloso (1975).

Os valores para os parâmetros r_p e r_l podem ser encontrados através das Equações 7 e

8:

$$r_p = \frac{q_c}{F_1} \quad (7)$$

$$r_l = \frac{f_c}{F_2} \quad (8)$$

Onde:

q_c – resistência de ponta do ensaio de Cone (CPT);

f_c – atrito lateral unitário do ensaio de Cone (CPT);

F_1 e F_2 – fatores de transformação (escala e tipo de estaca).

Os valores utilizados para F_1 e F_2 podem ser encontrados na Tabela 1.

Tabela 1 – Fatores de correção F_1 e F_2 . Fonte: Aoki e Velloso (1975).

| Tipo de estaca | F1 | F2 |
|--|-----------|-----------|
| ESCAVADA Broca (Circular - Pequeno ϕ) | 3,00 | 6,00 |
| ESCAVADA Circular em geral | 3,50 | 7,00 |
| ESCAVADA Circular/Retangular com Lama Betonítica | 3,50 | 6,50 |
| PRÉ-MOLDADA Cravada (Circular ou Quadrada) | 2,50 | 3,50 |
| PRÉ-MOLDADA Prensada (Circular ou Quadrada) | 1,20 | 2,30 |
| STRAUSS | 4,20 | 3,90 |
| HÉLICE CONTÍNUA | 3,00 | 3,80 |
| RAIZ | 2,20 | 2,40 |
| METÁLICA | 1,75 | 3,50 |
| INJETADA SOB ALTA PRESSÃO | 3,00 | 3,00 |
| FRANKI Fuste Apilado | 2,30 | 3,00 |
| FRANKI Fuste Vibrado | 2,30 | 3,20 |
| NÃO PADRÃO | 3,00 | 3,00 |

Quando não se dispõe de ensaio CPT pode ser utilizada uma relação com o SPT através das Equações 9 e 10:

$$q_c = KN \quad (9)$$

$$f_c = \alpha q_c \quad (10)$$

Onde:

K e α – coeficientes de correlação para o ensaio SPT;

N – índice de SPT obtido nas sondagens à percussão ao longo da profundidade onde será instalada a estaca.

Os valores de K e α para cada tipo de solo estão definidos na Tabela 2.

Tabela 2 – Valores dos coeficientes K e α . Fonte: Aoki e Velloso (1975).

| Tipo de Terreno | K (Mpa) | α (%) |
|------------------------|----------------|--------------------------------|
| Areia | 1,00 | 1,4 |
| Areia siltosa | 0,80 | 2,0 |
| Areia silto argilosa | 0,70 | 2,4 |
| Areia argilosa | 0,60 | 3,0 |
| Areia argilo siltosa | 0,50 | 2,8 |
| Silte | 0,40 | 3,0 |
| Silte arenoso | 0,55 | 2,2 |
| Silte areno argiloso | 0,45 | 2,8 |
| Silte argiloso | 0,23 | 3,4 |
| Silte argilo arenoso | 0,25 | 3,0 |
| Argila | 0,20 | 6,0 |
| Argila arenosa | 0,35 | 2,4 |
| Argila areno siltosa | 0,03 | 2,8 |
| Argila siltosa | 0,22 | 4,0 |
| Argila silto arenosa | 0,33 | 3,0 |

Para levar em conta um fator de segurança no dimensionamento das estacas, considera-se a capacidade de carga admissível como sendo (Equação 11):

$$R_{adm} = \frac{R}{2} \quad (11)$$

2.3.3.3 Modelos de transferência de carga em estacas

O processo de transferência da carga atuante na estaca para o solo é um mecanismo complexo e de difícil previsão, uma vez que existem muitas variáveis envolvidas, como a relação tensão \times deformação \times tempo e características de resistência dos elementos do sistema estaca-solo. Os procedimentos de execução das estacas também são influentes, podendo ocorrer o surgimento de tensões residuais de cravação ou originárias de carregamentos prévios.

Algumas observações realizadas por Aoki (1979) mostram que:

- O atrito lateral no momento da ruptura é quase totalmente mobilizado com um pequeno deslocamento no topo da estaca de 4 a 10 mm, sendo independente do tipo ou dimensão da estaca;

- A resistência pela ponta na ruptura é mobilizada para grandes deslocamentos, sendo dependente das dimensões da estaca.

Desta forma, conclui-se que, na maioria dos casos, a reação na base da estaca só se inicia após a total mobilização do atrito lateral. Para uma carga P aplicada no topo da estaca, menor que a capacidade de carga R da estaca e maior que a resistência lateral R_l , considera-se que toda a resistência lateral é mobilizada no fuste e a diferença entre P e R_l fornece a parcela de carga P_p na base da estaca.

Para os casos em que P aplicado é menor que a resistência lateral R_l , ocorre um recalque da ordem de alguns milímetros e admite-se que todas as cargas são resistidas pelo contato lateral do fuste, ou seja, a reação na base da estaca P_p é nula. Nesta condição, sugerem-se duas hipóteses (ver Figura 14):

- Modelo A: admite-se uma distribuição parcial de carga que abrange a resistência lateral máxima ao longo do fuste, sendo o diagrama da força normal na profundidade (z) da estaca dado pela Equação 12:

$$N_o(z) = P - R_l(z) \quad (12)$$

- Modelo B: admite-se que a distribuição do carregamento se manifeste ao longo do fuste da estaca, redistribuindo as cargas, sendo o diagrama de força normal dado pela Equação 13:

$$N_o(z) = P[1 - R_l(z)/R_l] \quad (13)$$

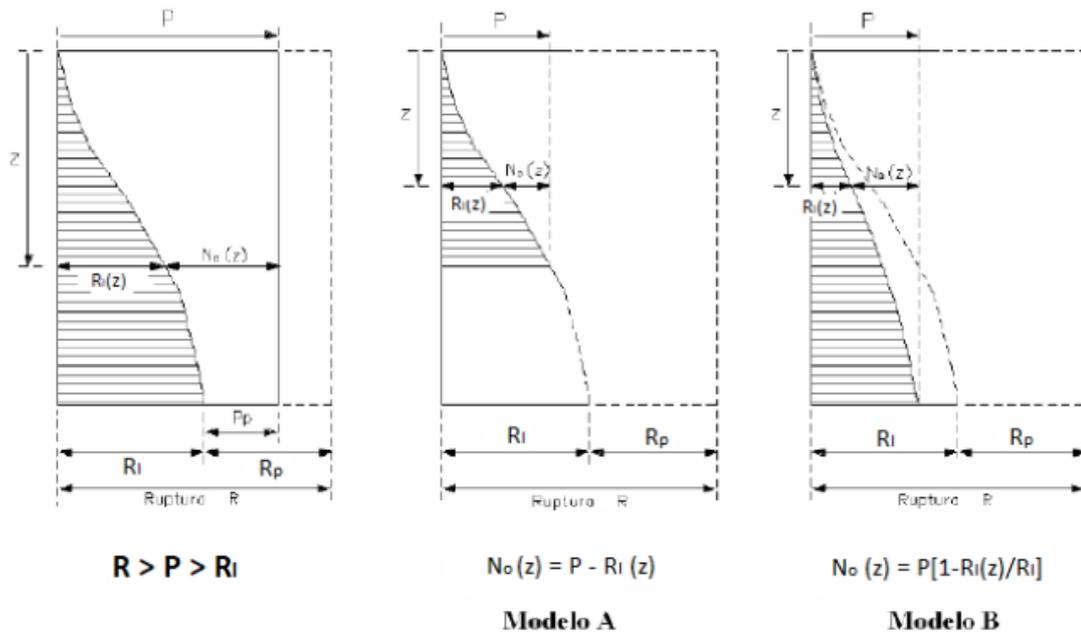


Figura 14 – Modelos de transferência de carga. Fonte: Adaptado de Aoki (1979).

2.3.3.4 Recalques em estacas

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

O valor de encurtamento elástico da estaca 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 esforços normais da estaca. Já o encurtamento elástico é calculado considerando a estaca como um elemento estrutural submetido à compressão centrada.

Utilizando-se o método de Aoki e Lopes (1975), são calculados os recalques dos estratos de solo abaixo da estaca até o nível considerado como sendo indeslocável e somados, resultam no recalque da base da estaca (δ_s).

Considerando os dois efeitos, o topo da estaca sofre um deslocamento vertical, denominado recalque total (δ), como mostra a Equação 14:

$$\delta = \delta_e + \delta_s \quad (14)$$

2.3.3.5 Cálculo do encurtamento elástico

Após obterem-se os valores de resistência lateral em cada camada de solo que envolve o fuste da estaca e considerando que a carga de ponta só é mobilizada após o esgotamento da resistência lateral do fuste, é possível construir o diagrama de força normal ao longo da estaca através de uma metodologia adaptada de Aoki (1979). O diagrama de força normal representa como a força axial aplicada (P) é transferida ao longo da estaca, conforme ilustra a Figura 15.

A força normal $P(z)$, varia ao longo da profundidade z e possui valor máximo no topo da estaca. A força diminui ao longo da profundidade, devido à transferência de forças da estaca para o solo que ocorre através de atrito lateral em cada camada de solo. Na base da estaca resta apenas a parcela da força que é transferida para o solo pela ponta da estaca, que pode ser determinada pela Equação 15:

$$P_p = P - \sum R_{Li} < R_p \quad (15)$$

Onde:

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.

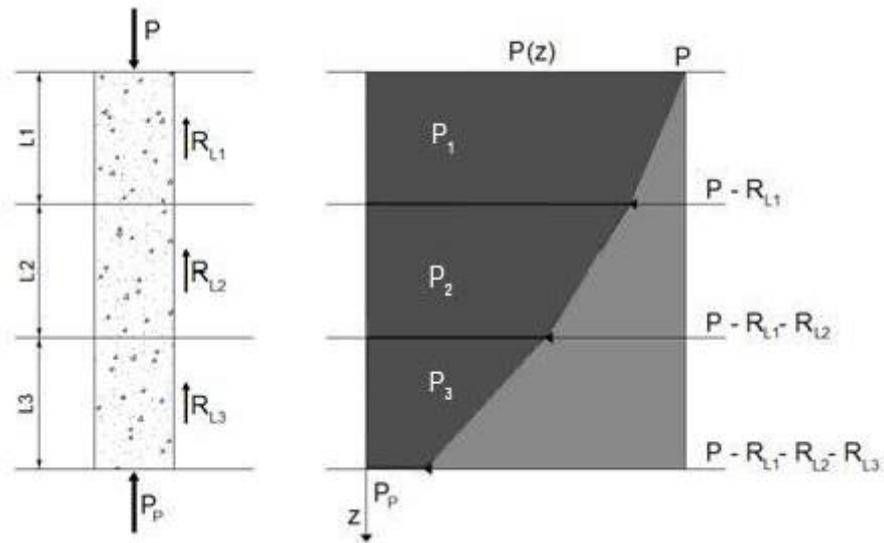


Figura 15 – Diagrama de esforço normal da estaca. Fonte: Cintra e Aoki (2010)

Na Figura 15, P_1 , P_2 e P_3 são os valores médios da força normal em cada segmento da estaca. A força normal em cada segmento do fuste da estaca é calculada através das Equações 16 a 18:

$$P_1 = P - \frac{R_{L1}}{2} \quad (16)$$

$$P_2 = P - R_{L1} - \frac{R_{L2}}{2} \quad (17)$$

$$P_3 = P - R_{L1} - R_{L2} - \frac{R_{L3}}{2} \quad (18)$$

A partir dos valores médios da força normal obtidos para cada segmento da estaca, é possível calcular o encurtamento elástico do fuste com a aplicação direta da Lei de Hooke através da Equação 19:

$$\delta_e = \frac{1}{AE_c} \sum (P_i L_i) \quad (19)$$

Onde:

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.

2.3.3.6 Cálculo do recalque do solo

A estimativa de tensões e recalques em um ponto no interior do solo provocado por uma estaca sob carregamento vertical é um problema de análise complexa e depende de certas variáveis como: a interação solo-elemento de fundação, deformação do solo e do próprio elemento de fundação e das mudanças nas características do solo e das tensões originais após o embutimento da estaca no maciço. O recalque do solo deve ser obtido através de um modelo matemático adequado. De acordo com Vesic (1975), pode-se adotar três modelos:

- Função de transferência de cargas (curvas t-z);
- Solução analítica do meio elástico semi-infinito, isótropo, homogêneo, caracterizado pelo módulo de elasticidade (E_s) e pelo coeficiente de Poisson (ν);
- Elementos finitos, elementos de contorno, etc.

As estacas aplicam cargas R_{Li} ao solo ao longo do contato com o fuste e a carga P_p no solo situado adjacente à base. Estes carregamentos aplicados provocam deformações nas camadas de solo até uma superfície que possa ser considerada indeslocável.

De acordo com Vesic (1975), a base da estaca pode se deslocar devido às cargas aplicadas ao longo do fuste ou da ponta, podendo ser representada pela Equação 20:

$$\delta_s = \delta_{s,f} + \delta_{s,b} \quad (20)$$

Onde:

$\delta_{s,f}$ – parcela do deslocamento na base da estaca devido à ação do fuste;

$\delta_{s,b}$ – parcela do deslocamento na base da estaca devido à ação da ponta.

Utilizando-se uma metodologia proposta por Aoki (1984), pode-se propor uma solução para a estimativa do recalque do solo. Para a carga de ponta, considera-se uma força P_p vertical para baixo, aplicada ao solo, gerando um acréscimo de tensões numa camada subjacente qualquer, de espessura “H” e com “h” sendo a distância vertical do ponto de aplicação da força ao topo dessa camada, conforme a Figura 16.

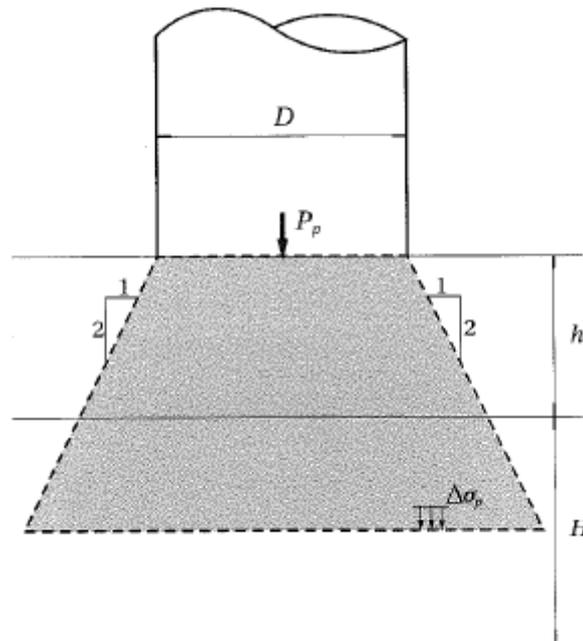


Figura 16 – Propagação de tensões devido à reação de ponta. Fonte: Aoki (1984).

Assumindo que a propagação de tensões se dá na escala 1:2, o acréscimo de tensões na linha média da camada em questão é dado pela Equação 21:

$$\Delta\sigma_p = \frac{4P_p}{\pi(D + h + \frac{H}{2})^2} \quad (21)$$

Onde D é o diâmetro da base da estaca.

Utilizando a mesma analogia, considera-se que as parcelas de resistência lateral provocam forças verticais para baixo aplicadas pela estaca ao solo, gerando acréscimos de

tensões na mesma camada. Nessa condição, considera-se uma força R_{Li} , relativa a um segmento intermediário da estaca, onde o seu ponto de aplicação está localizado no centroide desse segmento, conforme a Figura 17.

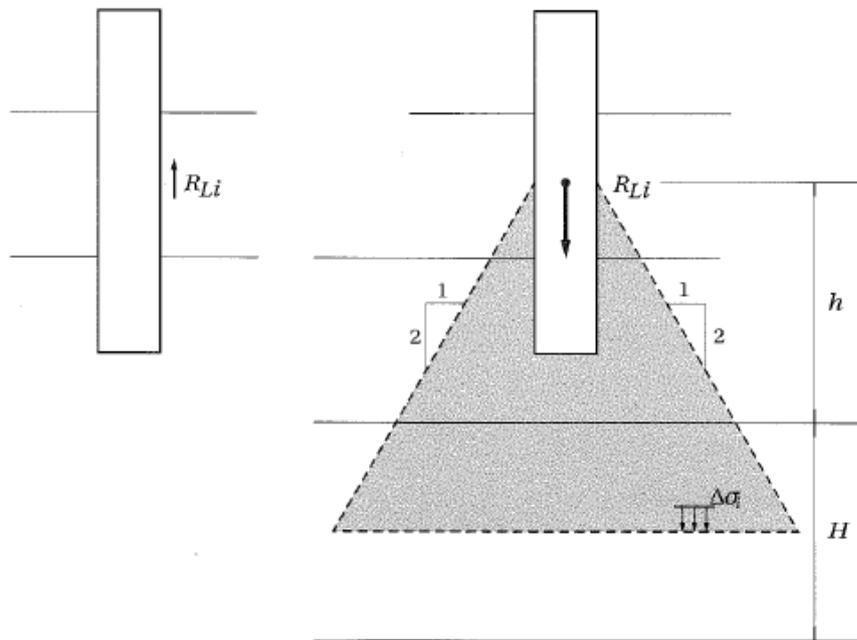


Figura 17 – Propagação de tensões devido ao atrito lateral. Fonte: Aoki (1984).

Dessa forma, a expressão para o acréscimo de tensões é dada pela Equação 22:

$$\Delta\sigma_i = \frac{4R_{Li}}{\pi(D + h + \frac{H}{2})^2} \quad (22)$$

D é o diâmetro do fuste da estaca.

Dessa forma, levando em conta as parcelas de força lateral dos segmentos do fuste juntamente com a força de ponta, o acréscimo total de tensões ($\Delta\sigma$) na camada será dado pela Equação 23:

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma_p + \Sigma \Delta\sigma_i \quad (23)$$

O processo pode ser repetido quantas vezes forem necessárias para estimar o acréscimo de tensões para cada uma das camadas que forem consideradas entre a base da estaca e a parte indeslocável. A partir disso, o recalque (ρ_s) pode ser estimado pela Teoria da Elasticidade Linear (Equação 24):

$$\rho_s = \Sigma \left(\frac{\sigma_s}{E_s} H \right) \quad (24)$$

E_s é o módulo de deformabilidade da camada de solo, cujo valor pode ser obtido através da Equação 25:

$$E_s = E_0 \left(\frac{\sigma_o + \Delta\sigma}{\sigma_o} \right)^n \quad (25)$$

Onde:

E_0 – módulo de deformabilidade do solo antes da execução da estaca;

σ_o – tensão geostática no centro da camada;

n – expoente que depende da natureza do solo: $n = 0,5$ para materiais granulares e $n = 0$ para argilas duras e rijas

Para a estimativa de E_0 , Aoki (1984) propõe a seguinte consideração:

$E_0 = 6\text{KN}_{\text{SPT}}$ para estacas cravadas;

$E_0 = 4\text{KN}_{\text{SPT}}$ para estacas hélice contínua;

$E_0 = 3\text{KN}_{\text{SPT}}$ para estacas escavadas.

K é o coeficiente empírico do método Aoki-Velloso (1975), representado na Tabela 2.

2.3.3.7 Cálculo do coeficiente de reação vertical em estacas

O CRV (coeficiente de reação vertical) pode ser entendido como a rigidez do contato estaca-solo (CAD/TQS 2009). Inicialmente, considera-se a ideia de um pórtico espacial

apoiado em base rígida e aplica-se no topo da estaca “i” o carregamento obtido pela resolução do pórtico espacial. O CRV é dado pela Equação 26:

$$CRV_{estaca\ i} = \frac{P_i}{\delta_i} \quad (26)$$

Onde:

P_i – carga aplicada no topo da estaca;

δ_i – recalque na base da estaca + encurtamento elástico do fuste.

Considerando a proporcionalidade das forças distribuídas ao longo do fuste e na base da estaca, pode se discretizar a estaca como um conjunto de barras de um metro de comprimento (mesma quantidade de camadas da sondagem) com molas translacionais aplicadas em seus nós de extremidade sendo os coeficientes de reação vertical (CRV) e coeficientes de reação horizontal (CRH) as constantes dessas molas, sendo este último não abordado neste trabalho. O artifício de acrescentar molas de rigidez equivalente aos nós dos elementos de fundação discretizados permite que a estrutura se adapte de acordo com a sua própria rigidez, sem a necessidade de forças nas fundações e imposição dos deslocamentos nos apoios. Segundo o manual do CAD/TQS (2009), não é um processo de convergência iterativa, pois a estrutura e suas funções são resolvidas simultaneamente. A concepção deste modelo de interação solo-estrutura para estacas pode ser observada na Figura 18 e calculada através das Equações 27 e 28:

$$CRV_{fuste\ j,i} = \frac{CRV_{estaca\ i} F_{fuste\ j,i}}{\sum_{j=1}^m F_{fuste\ j,i} + F_{ponta\ i}} \quad (27)$$

Onde:

$CRV_{fuste\ j,i}$ – coeficiente de reação vertical do fuste da estaca de acordo com a profundidade analisada;

$F_{fuste\ j,i}$ – força do fuste da estaca de acordo com a profundidade;

$F_{ponta,i}$ – força resultante na ponta da estaca.

$$CRV_{ponta,i} = \frac{F_{ponta,i}}{\delta_i} \quad (28)$$

Onde:

$CRV_{ponta,i}$ – coeficiente de reação vertical na ponta da estaca.

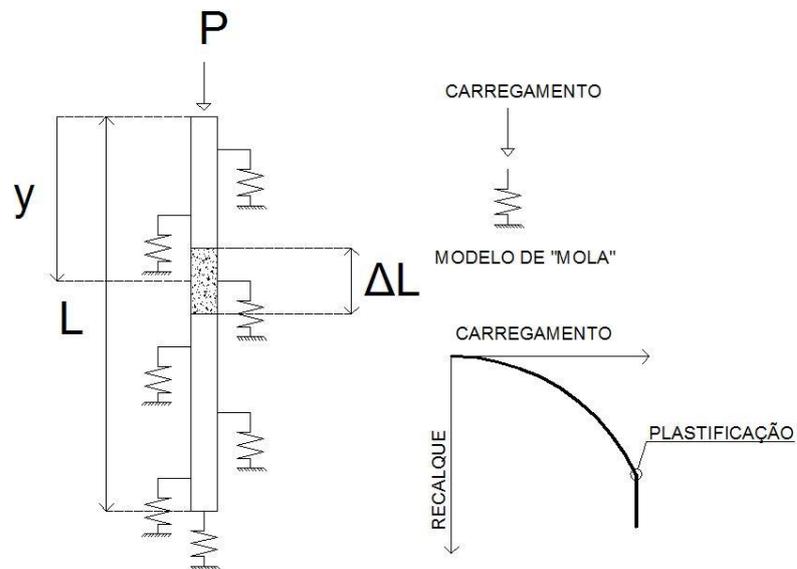


Figura 18 – Representação das molas na estaca. Fonte: Adaptado de CAD/TQS (2009).

A distribuição das forças $F_{fuste\ j,i}$ ao longo do fuste depende do modelo de transferência adotado (modelo A ou B), quando $P < R_l(z)$. Caso o carregamento aplicado no topo da estaca for todo absorvido pelo fuste, não haverá carga na base da estaca, sendo assim $F_{ponta,i} = 0$ e, portanto $CRV_{ponta,i} = 0$.

O somatório dos coeficientes de reações verticais do fuste e da ponta deverá resultar em um coeficiente de reação da estaca i (Equação 29):

$$\sum_{j=1}^m CRV_{fuste\ j,i} + CRV_{ponta,i} = CRV_{geral,i} \quad (29)$$

Onde $j = 1, 2, 3, \dots, m$ da estaca i .

2.4 FASEAMENTO CONSTRUTIVO

Em uma análise e dimensionamento usuais de uma edificação, a modelagem da estrutura contempla todas as cargas que farão parte da sua vida útil agindo simultaneamente, obtendo-se pontualmente os esforços solicitantes para cada elemento estrutural e os deslocamentos verticais resultantes nas fundações. Entretanto, sabe-se que a cada etapa de construção do edifício, uma parcela de carga já está atuante e as fundações já estão submetidas a um determinado deslocamento, que depende das características do solo e da rigidez disponível da superestrutura. A correlação entre o ganho de rigidez incremental, as cargas solicitantes parciais e os deslocamentos sofridos periodicamente podem interferir no desempenho real da estrutura, ocorrendo mudanças na distribuição de esforços.

O efeito do faseamento construtivo ainda é um fenômeno pouco investigado e a sua influência na distribuição de esforços de uma edificação é alvo de muitas dúvidas e questionamentos. Entretanto, supõe-se que à medida que vai crescendo o número de pavimento de uma edificação, este fenômeno ganha maior importância.

Segundo o manual do CAD/TQS (2009), os recalques estimados para uma edificação são mais próximos dos valores medidos no campo quando o modelo analisado considera os efeitos da interação solo-estrutura e a aplicação gradual de elementos graduais, fazendo com que a rigidez dos elementos sofra constantes modificações para cada sequência de carregamento.

Holanda Júnior (1998) propôs um artifício para simular numericamente o faseamento construtivo utilizando o processo sequencial direto, representado na Figura 19. Nesse processo, para cada pavimento analisado, considera-se apenas o carregamento aplicado no último pavimento com todas as barras construídas até aquele momento, prosseguindo até que o edifício atinja o seu topo. Como a análise realizada é elástica e linear, os esforços finais de cada elemento são determinados pela simples soma dos seus respectivos esforços calculados em todas as etapas. Os recalques finais da fundação e os deslocamentos verticais de todos os nós do pórtico são obtidos da mesma forma, pela superposição.

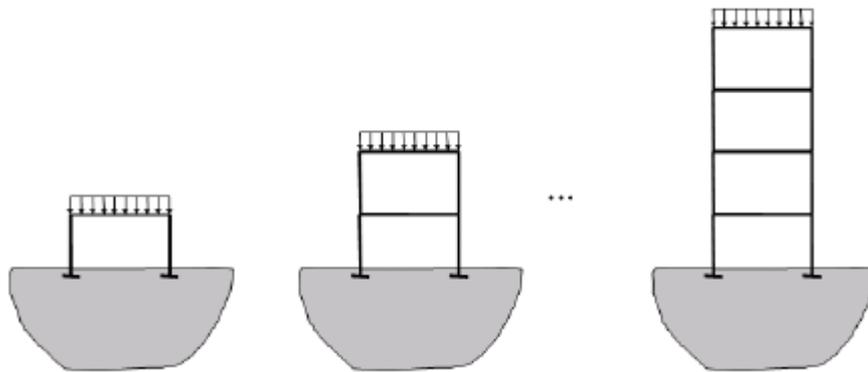


Figura 19 – Processo de análise incremental. Fonte: Adaptado de Holanda Júnior (1998).

Entretanto, o processo apresentado é uma simplificação. Na realidade, o modelo analisado deve ser estudado levando em consideração o comportamento não linear físico dos elementos estruturais e do solo, ou seja, considerando o efeito da plasticidade.

Para Reis (2014), a diferença de deslocamentos verticais levando em consideração o faseamento construtivo tem efeitos nos esforços finais da estrutura, influenciando também os efeitos de 2ª ordem. Como este fenômeno é mais relevante para edifícios altos, o entendimento do comportamento do edifício é muito importante para a realização de um dimensionamento adequado, adotando-se uma atenção especial no caso da existência de um núcleo de rigidez, que pode estar localizado na região ou excêntrica do edifício.

Em um estudo realizado por Delgado *et al.* (2004), surgiram as primeiras informações sobre a influência do faseamento construtivo nos esforços finais da estrutura. Concluiu que as principais características do carregamento faseado são as seguintes:

- Inicialmente, quando um pavimento é construído, os futuros pavimentos acima ainda não existem. Isso implica que o pavimento se deforma sem a interferência dos pavimentos superiores;
- Os pavimentos inferiores possuem influência na deformação dos pavimentos a construir, principalmente na deformação axial e na rotação da base dos pilares.

Kim e Shin (2011) estabeleceram um importante estudo onde se verificou o efeito da evolução de rigidez da estrutura ao longo da sua construção nos deslocamentos verticais sofridos. Levando em conta o faseamento construtivo, verificou-se que a curva de deslocamentos verticais possui o formato aproximado de uma parábola, relacionado ao aumento no número de pavimentos, como ilustra na Figura 20.

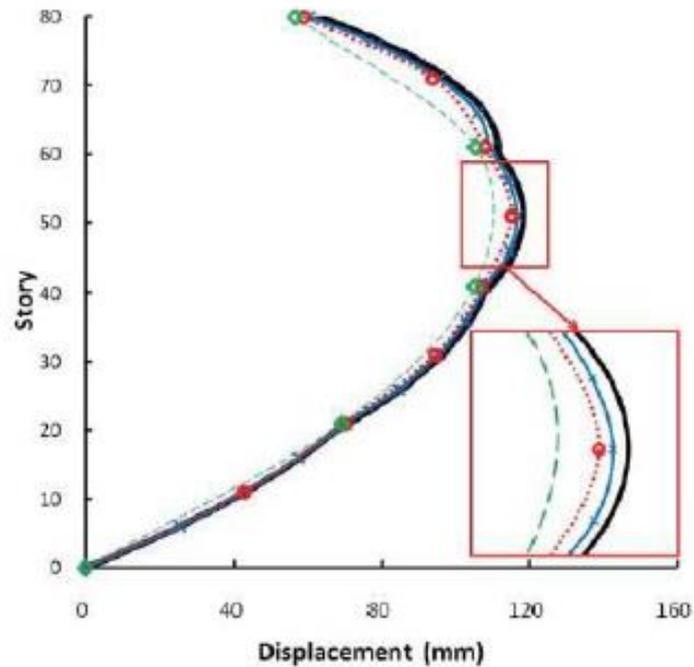


Figura 20 – Pavimentos versus deslocamentos. Fonte: Kim e Shin (2011).

Janjic (2003) destacou a importância do faseamento construtivo na construção de pontes estaiadas, pois influencia na distribuição de esforços internos na estrutura completa. Durante a construção de uma ponte, algumas estruturas parciais que estão sendo montadas são mais flexíveis que a estrutura final e estão submetidas a carregamentos de construção que são diferentes dos esforços da ponte na fase final.

3 MODELAGEM E METODOLOGIA

Para o estudo realizado neste trabalho, foi utilizado o software de elementos finitos SAP 2000 V18 para efetuar a modelagem e a análise estrutural das edificações escolhidas. As análises realizadas foram elástico-lineares, com exceção da análise do faseamento construtivo, feito de forma elástico não-linear. Somente o carregamento vertical da estrutura foi considerado, sendo todas as paredes e lajes discretizadas em um modelo de casca e as vigas baldrames representadas como elementos de barra.

Foi realizada a modelagem de três edificações, sendo que duas possuem a mesma planta baixa, mas diferem no número de pavimentos: quatro e dez pavimentos. A terceira edificação possui uma planta baixa diferente e apenas quatro pavimentos. Todas as edificações foram consideradas assentadas sobre estacas isoladas.

Para cada edificação, foram considerados quatro tipos de análise:

- 1 - Análise com apoios indeslocáveis e carregamento simultâneo;
- 2 - Análise com apoios indeslocáveis e carregamento faseado;
- 3 - Análise com apoios deslocáveis e carregamento simultâneo;
- 4 - Análise com apoios deslocáveis e carregamento faseado;

A simulação da interação solo estrutura (ISE) para a consideração dos apoios deslocáveis foi realizada com auxílio computacional de planilhas eletrônicas. Inicialmente, solucionou-se a estrutura com apoios indeslocáveis. A partir das reações nos apoios, estimou-se o recalque de uma estaca isolada para cada carregamento aplicado no topo, considerando o encurtamento elástico do fuste e o recalque das camadas do solo. Posteriormente, utilizou-se cada recalque obtido para o cálculo do respectivo coeficiente de reação vertical (CRV) da estaca. Os apoios foram substituídos pelos valores de CRV e o processo foi refeito, de maneira iterativa, até a convergência dos resultados.

Neste trabalho as estacas não foram discretizadas nos modelos. Foi utilizado o valor de $CRV_{\text{geral},i}$ pontualmente para cada estaca i .

Para a consideração do faseamento construtivo, os pavimentos das edificações foram divididos em grupos e foi utilizada a ferramenta “*staged construction*” do software SAP2000. Inicialmente, apenas o primeiro grupo, equivalente ao primeiro pavimento, é processado,

considerando apenas o carregamento permanente e o peso próprio daquele pavimento. Equilibrado o pavimento e definidas as deformações nos elementos, é adicionado um novo pavimento e a estrutura é reprocessada, havendo um incremento das deformações do pavimento antigo e, assim, procede-se de maneira sucessiva. Por fim, quando todos os pavimentos foram acrescentados, o carregamento acidental é lançado em toda a estrutura e obtêm-se os esforços finais.

A análise da interação solo-estrutura e do faseamento construtivo simultaneamente nas edificações foi resultado da combinação dos processos anteriores. Para cada acréscimo gradual de pavimentos, processou-se a estrutura e obtiveram-se as reações nos apoios. Posteriormente, calcularam-se os respectivos CRV de forma iterativa e a estrutura foi novamente processada. À medida que a estrutura crescia em altura, os valores dos coeficientes foram alterados até o último pavimento. O carregamento acidental também só foi lançado na estrutura após o processamento de todos os pavimentos, resultando no cálculo final dos coeficientes e na obtenção dos esforços definitivos de toda a estrutura.

3.1 EDIFICAÇÕES ANALISADAS

As edificações analisadas possuem uma altura de entrepiso de 3,0 m pra todos os pavimentos, sendo que as duas edificações de quatro pavimentos e a edificação de dez pavimentos possuem uma altura total de 12 e 30 metros, respectivamente. Todas as edificações possuem lajes maciças de concreto armado com 0,15 m de espessura e paredes de concreto armado com espessura de 0,10 m.

As paredes do primeiro pavimento de cada edifício estão apoiadas diretamente sobre vigas de fundação de concreto armado com seção 0,20x0,40 m. A seção da viga adotada caracteriza esta como um elemento flexível, a fim de observar com maior clareza a intensidade do efeito arco nas paredes.

As vigas de fundações estão assentadas sobre apoios rotulados, com restrição de translação em todas as direções na análise convencional dos edifícios com fundações indeslocáveis e com restrição vertical global parcial na análise levando em consideração a interação solo-estrutura (ISE), caracterizando as fundações como elementos semi-rígidos. Todos os apoios existentes representam estacas isoladas sem bloco de coroamento e sem a consideração de efeito de grupo entre diferentes elementos de fundação.

3.1.1 Arquiteturas das Edificações

Para as edificações de quatro e dez pavimentos que compartilham a mesma planta baixa, esta está representada de forma simplificada na Figura 21, nomeada como Arquitetura 1. Para a outra edificação com arquitetura diferente das demais, a planta baixa simplificada está representada na Figura 22, nomeada como Arquitetura 2.

Na Arquitetura 1 existem quatro apartamentos e uma área total de 187,26 m² por pavimento.

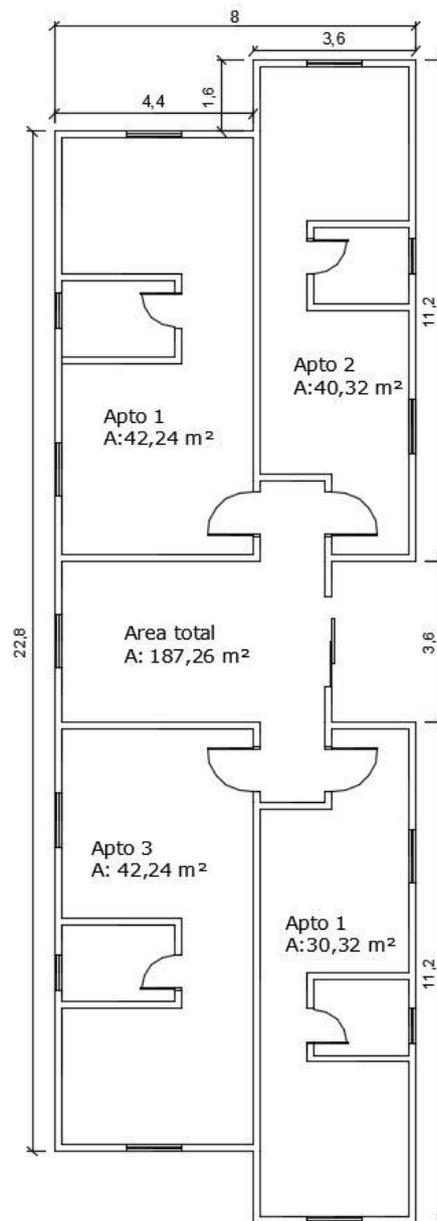


Figura 21 – Planta baixa da Arquitetura 1. Fonte: Autor.

A Arquitetura 2 possui dois apartamentos em cada pavimento e uma área total de 166,65 m².

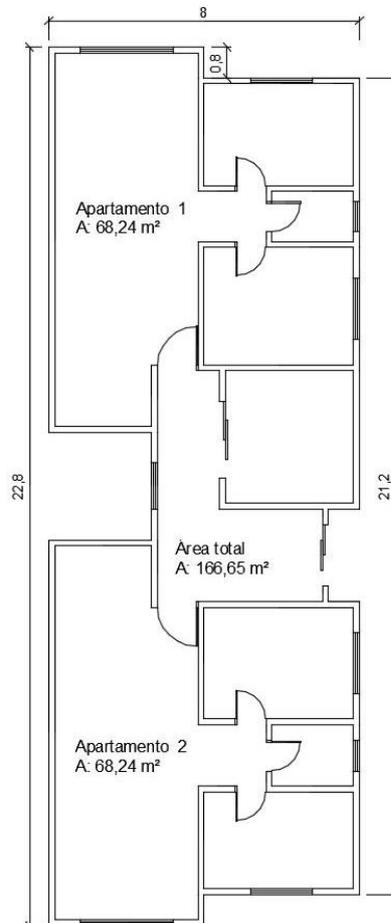


Figura 22 – Planta baixa da Arquitetura 2. Fonte: Autor.

3.2 DISPOSIÇÃO E DIMENSIONAMENTO DAS FUNDAÇÕES

Para este trabalho, foi adotada a fundação de estaca isolada para cada apoio de todas as edificações. A planta baixa simplificada com a disposição dos apoios para os edifícios com a Arquitetura 1 está representada na Figura 23, enquanto para o edifício de Arquitetura 2 se encontra na Figura 24.

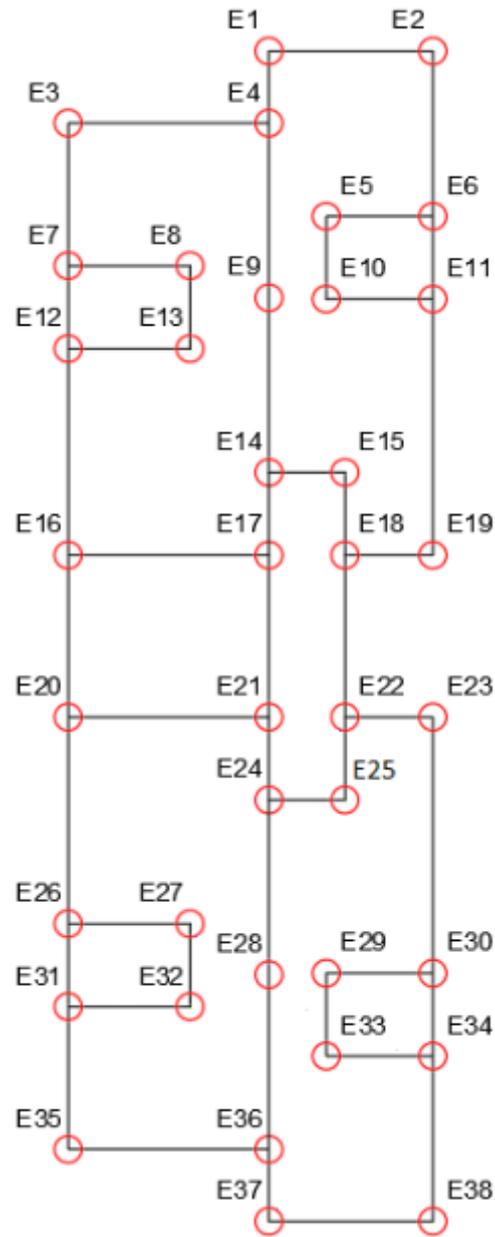


Figura 23 – Apoios da Arquitetura 1. Fonte: Autor.

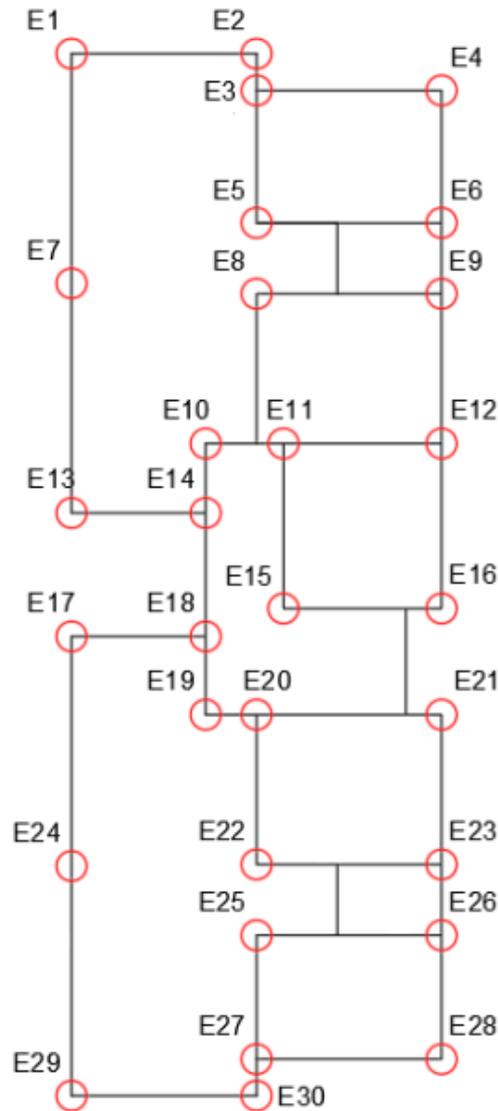


Figura 24 – Apoios da Arquitetura 2. Fonte: Autor.

As estacas são do tipo hélice contínua e foram consideradas estacas individuais para cada apoio com a finalidade de desconsiderar o efeito de grupo em eventuais blocos com mais de uma estaca. Para o dimensionamento das estacas, inicialmente solucionou-se os modelos com apoios indeslocáveis, e, a partir das reações obtidas, utilizando-se o Método de Aoki-Velloso (1975), foi estimado a capacidade de carga das estacas, baseado no relatório de sondagem apresentado na Figura 25. Para fins de simplificação, foi adotado o diâmetro obtido para a estaca que suporta a maior reação em cada edificação para ser utilizado em todos os apoios da respectiva edificação.

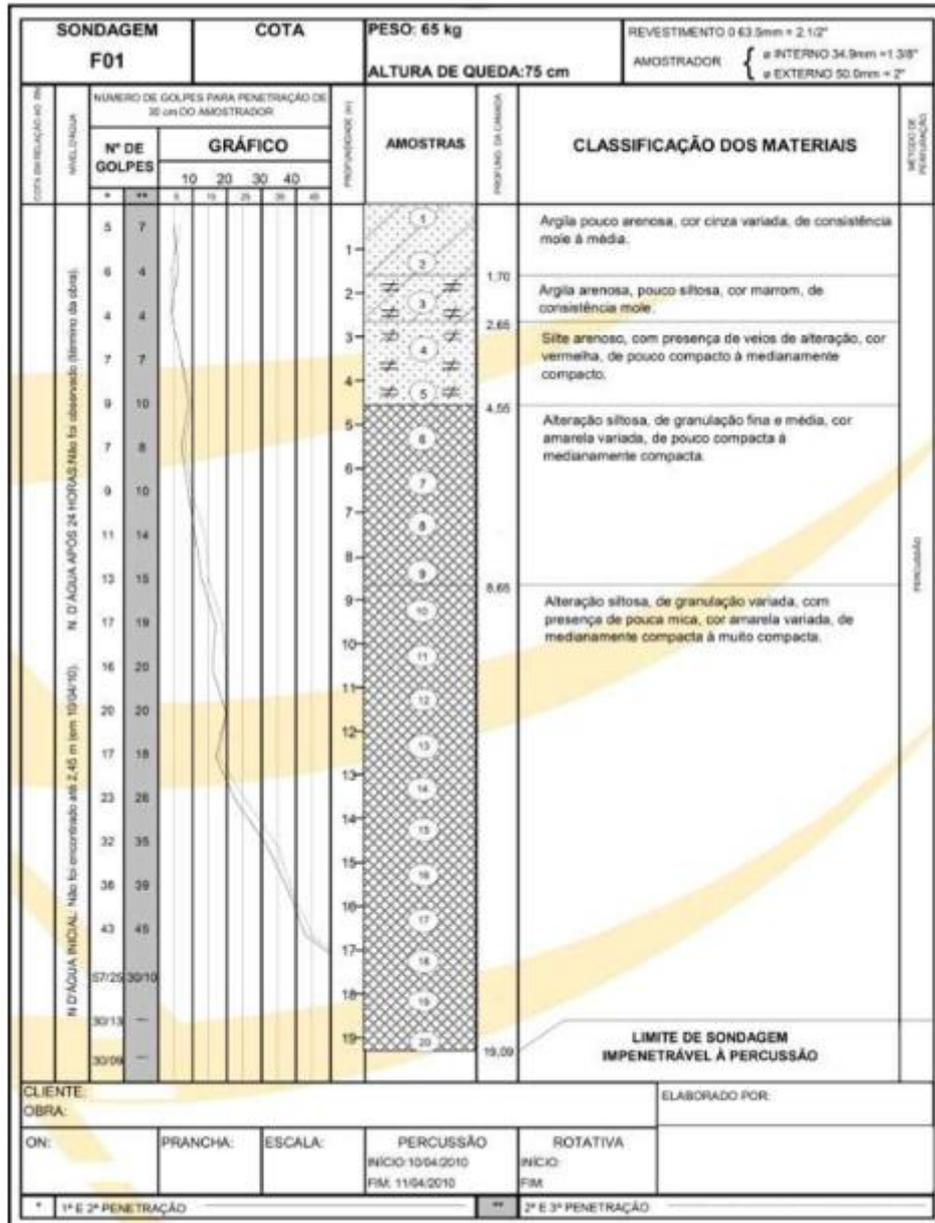


Figura 25 – Relatório de sondagem. Fonte: Baroni (2015).

Na Tabela 3, encontra-se a relação das maiores reações obtidas para cada edificação com as respectivas estacas adotadas e sua carga admissível. Foi adotado um único diâmetro de estaca para cada edificação.

Tabela 3 – Dimensões das estacas. Fonte: Autor.

| Edifício | Maior reação (kN) | Diâmetro (m) | Comprimento (m) | Carga Admissível (kN) |
|-------------------------|-------------------|--------------|-----------------|-----------------------|
| Arquitetura 1 - 4 pav. | 929,7 | 0,70 | 11 | 1148,4 |
| Arquitetura 1 - 10 pav. | 2303,6 | 1,10 | 11 | 2495,7 |
| Arquitetura 2 - 4 pav. | 1044,7 | 0,70 | 11 | 1148,4 |

Os resultados do dimensionamento das estacas com os diâmetros utilizados se encontram no Apêndice A.

3.2 PROPRIEDADES DOS MATERIAIS

Todos os elementos das edificações são compostos por concreto armado. Para este material, foi utilizado um peso específico de 25 kN/m^3 , módulo de elasticidade de $2,80 \text{ GPa}$, coeficiente de Poisson de $0,20$, coeficiente de expansão térmica de $9,90 \times 10^{-6} \text{ C}^{-1}$ e módulo de cisalhamento de $1,167 \text{ GPa}$.

3.3 DISCRETIZAÇÃO

Na modelagem das edificações, foi utilizado elementos de casca fina (shell-thin) quadriláteros para a modelagem das paredes e lajes. A malha usada para as lajes possui $40 \times 40 \text{ cm}$, enquanto a malha adotada para as paredes de concreto possui $20 \times 40 \text{ cm}$. A viga de fundação foi modelada como um elemento finito de barra. A Figura 26 exemplifica uma das edificações discretizadas.

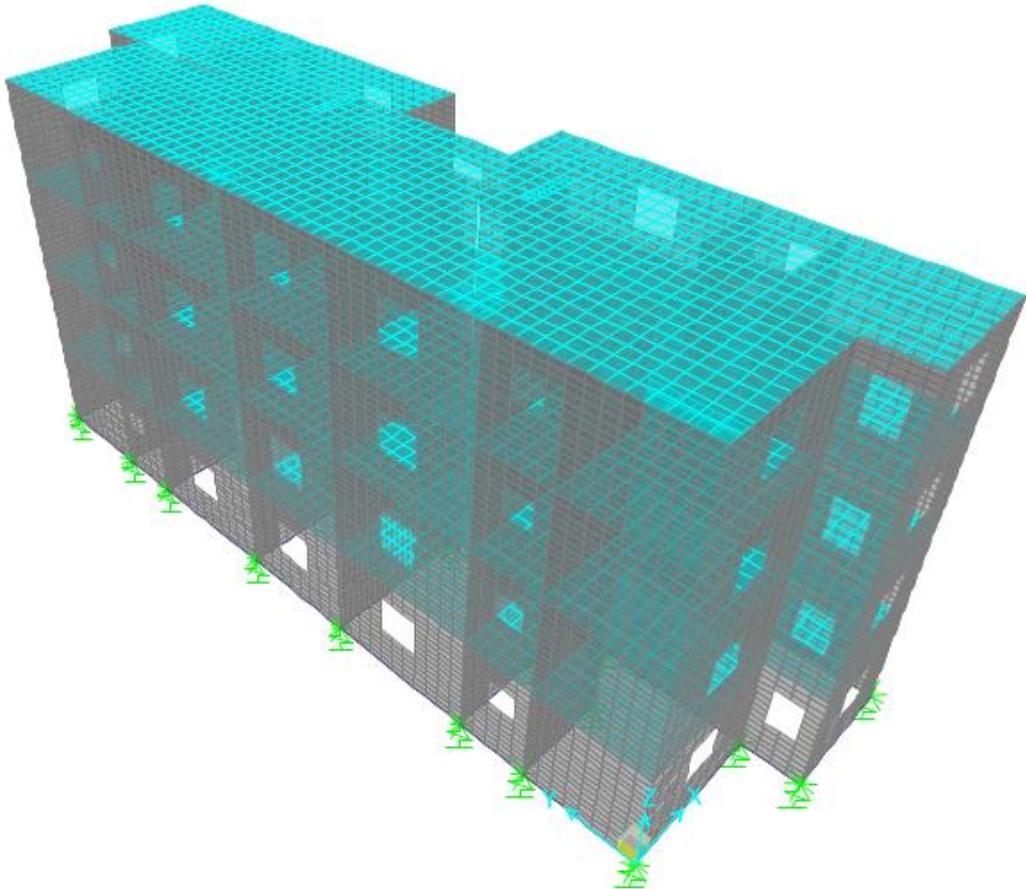


Figura 26 – Modelo discretizado no software SAP2000. Fonte: Autor.

3.5 CARREGAMENTOS E COMBINAÇÕES

Para os três modelos considerou-se um carregamento permanente alusivo a revestimentos aplicado nas lajes de $1,5 \text{ kN/m}^2$ e um carregamento acidental de $1,5 \text{ kN/m}^2$. O peso próprio da estrutura é considerado automaticamente pelo software SAP2000 V18.

A análise das edificações foi feita considerando o Estado Limite Último (ELU). A combinação levou em conta o carregamento permanente e acidental, utilizando o mesmo coeficiente de ponderação de 1,4 para ambos.

4 ANÁLISE DOS RESULTADOS E COMENTÁRIOS

A exposição dos resultados obtidos e a discussão dos mesmos é apresentada neste capítulo. Serão realizadas duas análises na sequência, sendo a primeira com foco nas tensões normais nas paredes e a segunda sobre as reações nos apoios. Serão analisadas apenas algumas paredes de cada edifício e será feita uma comparação dos resultados obtidos para os modelos com interação solo-estrutura e faseamento construtivo (isolados e agrupados) com relação ao modelo indeslocável. Conforme o estudo realizado por Moura (1995), a redistribuição de esforços é mais significativa nos primeiros andares, logo, serão analisadas apenas os esforços nas paredes do primeiro pavimento dos edifícios.

Todas as reações de apoios encontradas, os recalques calculados e os coeficientes de reação vertical obtidos na análise das três edificações podem ser encontrados no Apêndice B.

4.1 ANÁLISE 1 - TENSÕES

A primeira análise aborda a distribuição de tensões axiais em duas das paredes de concreto das edificações, sendo uma pertencente à edificação com Arquitetura 1 de quatro pavimentos e outra a edificação com Arquitetura 2 também de quatro pavimentos, de maneira a analisar a influência da distribuição espacial das paredes (arquitetura) sobre os carregamentos. Fez-se uma caracterização visual do efeito de redistribuição dos carregamentos e comparou-se as tensões médias existentes na base das paredes na região dos apoios, observando-se a influência da interação solo-estrutura e do faseamento construtivo, primeiro em separado e depois atuando em conjunto.

4.1.1 Arquitetura 1

A parede analisada para esta edificação está representada na Figura 27, nomeada como Parede 1.

A parede adotada representa uma parede externa, com uma abertura existente, comprimento total de 4,40 m e uma altura de 3,00 m para cada pavimento. A abertura existente possui 0,60 m de largura e 1,20 m de altura. Ainda, está localizada a 0,80 m das extremidades e a 1,20 da viga de fundação. A parede está localizada entre os apoios E35 e E36, conforme a Figura 23.

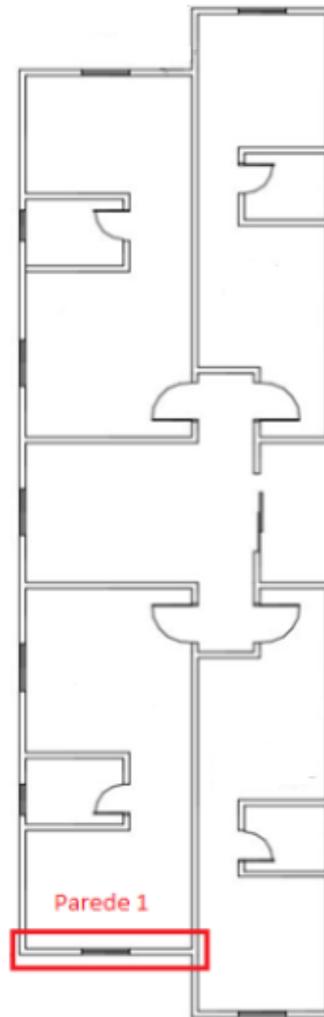


Figura 27 – Posição da Parede 1. Fonte: Autor.

Na Figura 28, podemos observar a distribuição de tensões corrente na “Parede 1” para os diferentes casos.

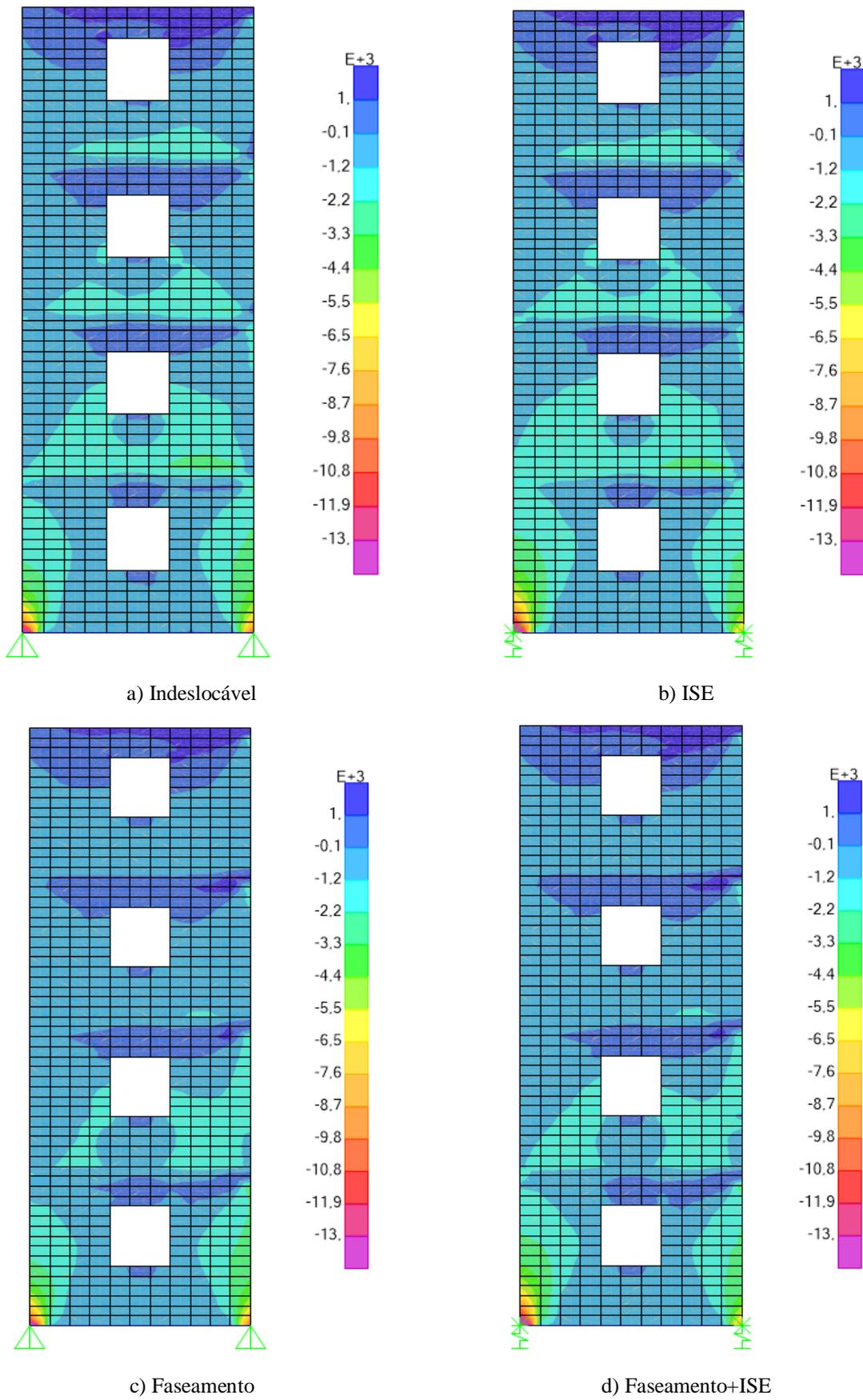


Figura 28 – Diagramas de tensões em MPa para a Parede 1. Fonte: Autor.

O valor médio das tensões na base das paredes na região dos apoios está descrito na Tabela 4, com a diferença de percentual em relação ao indeslocável indicado entre parêntesis.

Tabela 4 – Valores das tensões normais nos apoios da Parede 1. Fonte: Autor.

| Tensão normal (10^3 kN/m ²) | | | | |
|--|--------------|----------------|---------------|------------------|
| Apoio | Indeslocável | ISE | Faseamento | Faseamento + ISE |
| E35 | -9,80 | -13,12 (25,3%) | -9,66 (-1,4%) | -12,89 (24,0%) |
| E36 | -7,66 | 6,69 (-14,5%) | -7,62 (0,5%) | -6,12 (-25,2%) |

A partir da análise desta parede, percebe-se que acontece um “caminhamento” das tensões na estrutura, desviando das aberturas e, quando chegam à base da estrutura, procuram a região dos apoios, que são locais com maior rigidez, aliviando o vão central da viga. Desta forma, pode-se visualizar a ocorrência do efeito arco, com a formação aproximada de um arco no primeiro pavimento.

Quanto a diferença entre os casos analisados, pode-se observar o acréscimo das tensões no apoio E35, corresponde a uma quina da Edificação 1, considerando o efeito da interação solo-estrutura, enquanto ocorre um decréscimo no apoio E36. Este último possui uma maior reação no caso indeslocável e, conseqüentemente, tende a sofrer um recalque maior já que as estacas foram consideradas todas com o mesmo diâmetro. A partir da ocorrência do recalque, há uma redistribuição das tensões, que migram em parte para o apoio E33.

O faseamento construtivo não provocou uma mudança significativa na alteração das tensões.

4.1.2 Arquitetura 2

A parede avaliada desta edificação utilizada nesta análise encontra-se indicada na Figura 29, sendo denominada como Parede 2.

A parede considerada é uma parede externa, com duas aberturas, 7,60 m de comprimento e uma altura de 3,0 m para cada pavimento. Ambas as aberturas possuem 1,20 m de altura, enquanto uma possui 0,80 m de largura e a outra, 1,60 m. A abertura de menor largura está centralizada a uma distância de 0,20 m dos apoios E23 e E26 e a uma altura de 1,60 m da base, enquanto a de maior largura está centralizada a uma distância de 0,80 m dos

apoios E21 e E23 e a uma altura de 1,20 m da base. Os apoios para esta arquitetura estão representados na Figura 24.

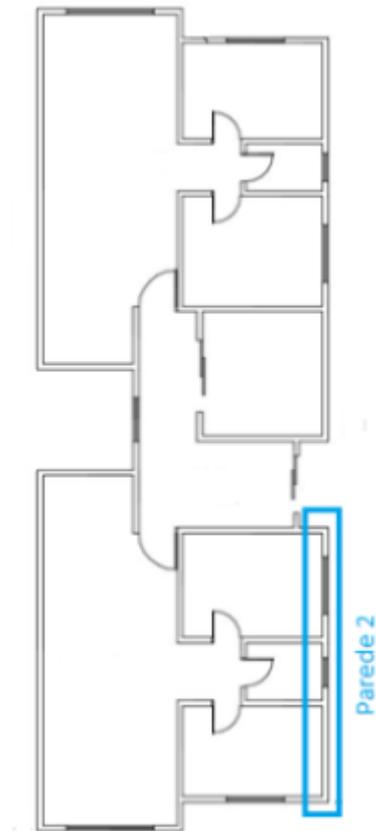
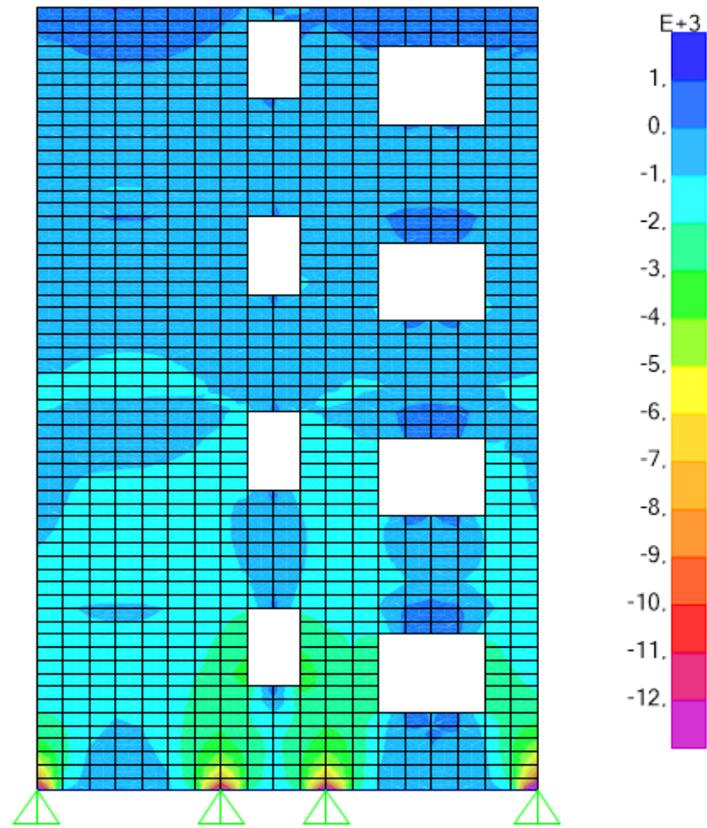
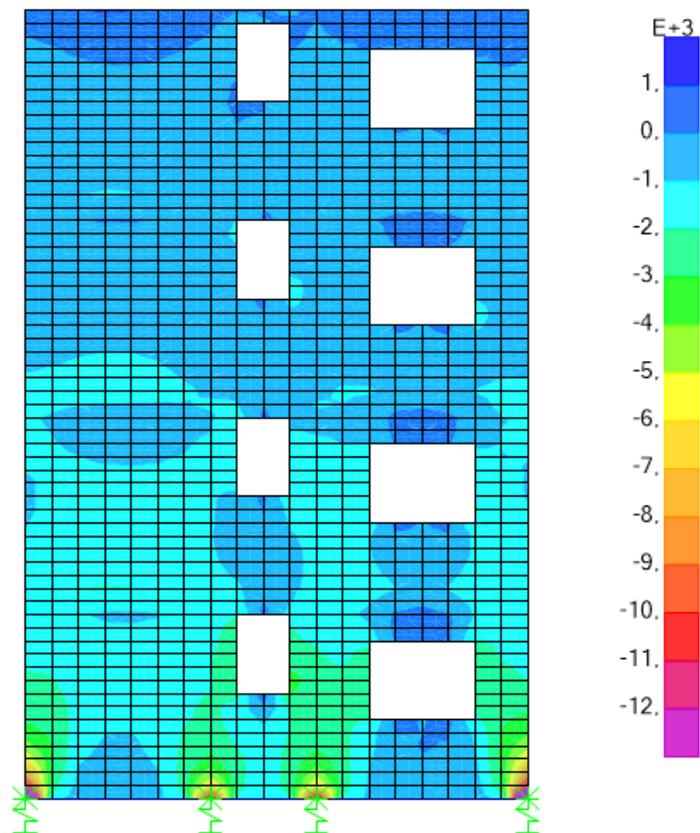


Figura 29 – Posição da Parede 2. Fonte: Autor.

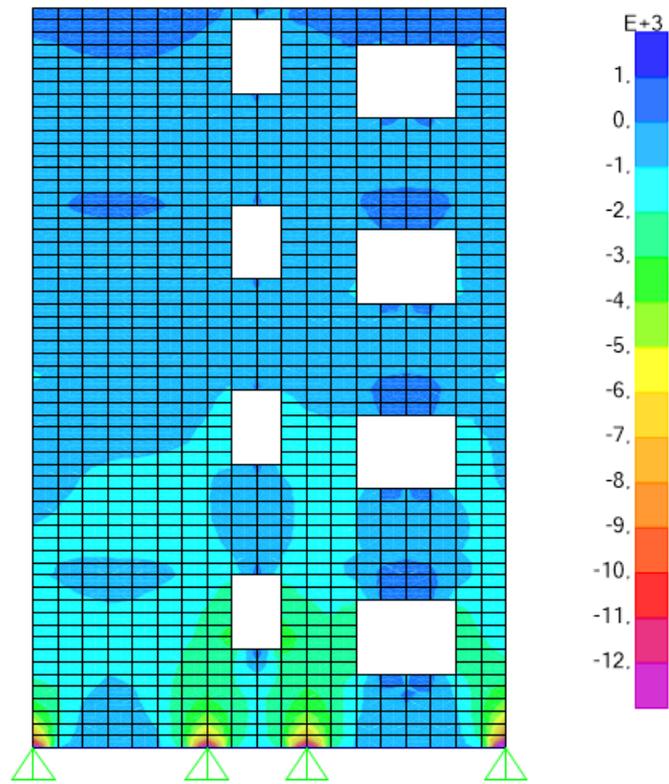
Na Figura 30, podemos observar a distribuição de tensões para a Parede 2 para os diferentes casos.



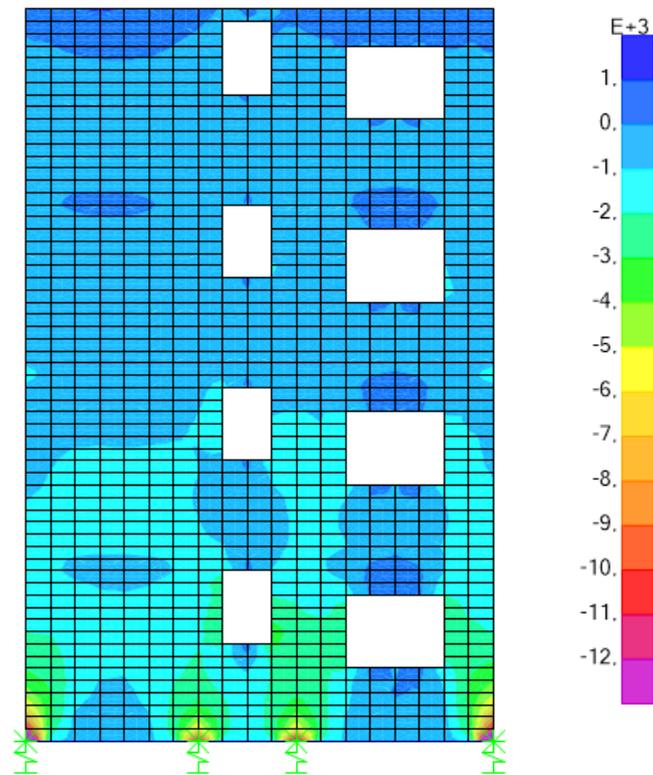
a) Indeslocável



b) ISE



c) Faseamento



d) Faseamento+ISE

Figura 30 – Diagramas de tensões em MPa para a Parede 2. Fonte: Autor.

O valor médio das tensões na base das paredes na região dos apoios está descrito na Tabela 5, com a diferença de percentual em relação ao indeslocável indicado entre parêntesis.

Tabela 5 – Valores das tensões normais nos apoios da Parede 2. Fonte: Autor.

| Tensão Normal (10^3 kN/m²) | | | | |
|---|---------------------|----------------|-------------------|-------------------------|
| Apoio | Indeslocável | ISE | Faseamento | Faseamento + ISE |
| E21 | -9,75 | -11,39 (14,4%) | -9,77 (0,2%) | -11,49 (15,1%) |
| E23 | -7,35 | -6,18 (-18,9%) | -7,32 (-0,4%) | -6,04 (-21,7%) |
| E26 | -7,37 | -6,21 (-18,7%) | -7,25 (-1,7%) | -6,09 (-21,9%) |
| E28 | -8,59 | -11,69 (26,5%) | -8,17 (-5,1%) | -11,6 (26,3%) |

A partir do diagrama de tensões na Figura 30, assim como na parede anterior, pode-se observar a ocorrência do efeito arco para a Parede 2, com as tensões se concentrando na região dos apoios e a formação aproximada de um arco no primeiro pavimento.

Pode-se observar que, apesar do apoio E23 e E26 possuírem reações maiores que os apoios E21 e E28, ainda assim possuem tensões menores na base da parede que os últimos. Isso pode ser explicado pela influência das aberturas, que provocam o desvio de tensões ao longo da parede. A ocorrência de aberturas próximas dos apoios pode ser observada na Figura 29. Próximo ao apoio E23 tem-se uma abertura com 2,40 m de altura e 1,60 de largura, disposta na altura do topo da viga. Próximo ao apoio E28, na parede transversal à Parede 2, existe uma abertura com 1,60 m de altura e largura, posicionada a 1,60 m da viga de fundação e a uma distância de 1,20 m do apoio E28. Isso ratifica a teoria proposta por Pereira (2016), onde as aberturas influenciam na distribuição de tensões, podendo ocorrer uma concentração que não acompanha de maneira proporcional a distribuição de reações.

Quanto à comparação realizada entre os casos, pode-se observar que ocorreu o mesmo padrão para a interação solo-estrutura. Os apoios E23 e E26, com as maiores reações, sofreram os maiores recalques. Assim, ocorreu uma migração das cargas para os apoios E21 e E28, que inicialmente possuíam menores reações e recalques. Mais uma vez, as quinas da edificação receberam um acréscimo de tensões.

4.2 ANÁLISE 2 – AVALIAÇÃO DAS REAÇÕES DE APOIO

A segunda análise realizada neste trabalho tem como objetivo verificar quantitativamente as alterações nos valores das reações nos apoios que ocorrem nos edifícios considerando a influência da interação solo-estrutura e do faseamento construtivo. Além disso, incorpora-se na análise o efeito provocado pelas diferenças no número de pavimentos e na arquitetura, representadas nas Figuras 21 e 22.

A primeira parte desta análise se baseia na Arquitetura 1, considerando-se primeiro duas alturas diferentes para o edifício, um com quatro pavimentos e outro com dez. Foram escolhidas três paredes desta arquitetura e comparadas as reações nos apoios levando em conta os modelos de cálculo adotados. A partir dessa comparação, pretende-se observar como ocorre a migração das cargas na estrutura e se a diferença no número de pavimentos afeta o padrão de distribuição das reações.

Na segunda parte da análise, a comparação de reações para cada modelo de cálculo é realizada novamente para três paredes escolhidas na Arquitetura 2. Neste caso, considera-se apenas uma edificação de quatro pavimentos, mas o objetivo é adotar paredes de características semelhantes às analisadas na Arquitetura 1 para se verificar o efeito da arquitetura na redistribuição de cargas.

4.2.1 Arquitetura 1

As paredes desta arquitetura escolhidas para a análise estão representadas na Figura 31.

Na Tabela 6 mostra-se a comparação das reações nos apoios das paredes escolhidas para o edifício de Arquitetura 1 e quatro pavimentos do modelo indeslocável com os modelos com ISE e faseamento, separados e agrupados. A diferença de percentual com relação ao modelo indeslocável está indicada entre parêntesis.

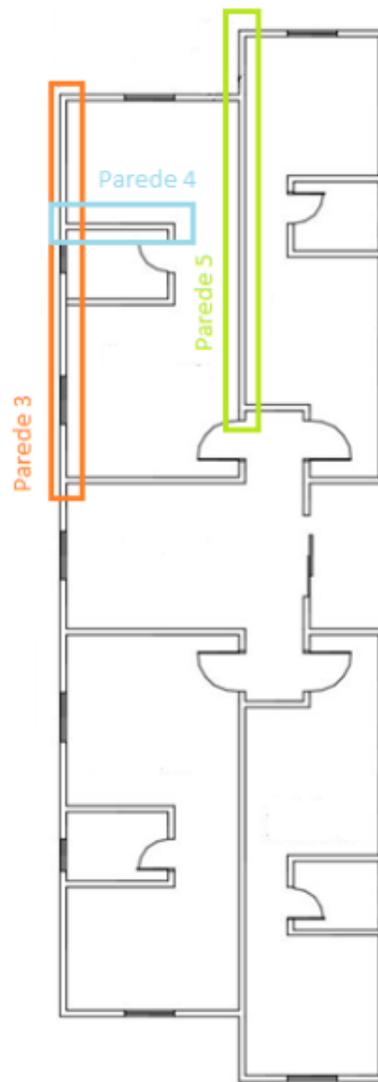


Figura 31 – Posição das Paredes 3, 4 e 5. Fonte: Autor.

Tabela 6 – Reações nos apoios das Paredes 3, 4 e 5 do edifício de Arquitetura 1 e quatro pavimentos.
Fonte: Autor.

| Parede | Apoio | Indeslocável | Reação (kN) | | | |
|----------|-------|--------------|-----------------|----------------|-----------------|--|
| | | | ISE | Faseamento | Faseamento+ISE | |
| Parede 3 | E3 | 480,02 | 649,56 (26,1%) | 472,39 (-1,6%) | 641,68 (25,2%) | |
| | E7 | 750,86 | 660,81 (-13,6%) | 741,80 (-1,2%) | 657,84 (-14,1%) | |
| | E12 | 798,62 | 664,97 (-20,1%) | 795,24 (-0,4%) | 665,92 (-19,9%) | |
| | E16 | 929,66 | 676,78 (-37,4%) | 929,59 (0,0%) | 687,26 (-35,3%) | |
| Parede 4 | E7 | 750,86 | 660,81 (-13,6%) | 741,80 (-1,2%) | 657,84 (-14,1%) | |
| | E8 | 387,87 | 587,18 (33,9%) | 401,20 (3,3%) | 586,20 (33,8%) | |
| Parede 5 | E1 | 345,82 | 552,30 (37,4%) | 336,36 (-2,8%) | 543,93 (36,4%) | |
| | E4 | 711,26 | 566,20 (-25,6%) | 702,37 (-1,3%) | 558,97 (-27,2%) | |
| | E9 | 516,16 | 561,92 (8,1%) | 482,03 (-7,1%) | 556,81 (7,3%) | |
| | E14 | 603,44 | 564,25 (-6,9%) | 604,75 (0,2%) | 564,25 (-6,9%) | |

Como se pode observar a partir dos resultados, o efeito do faseamento construtivo pouco influenciou nas reações obtidas, com poucas diferenças percentuais, tanto em relação ao modelo indeslocável quanto para o modelo com interação solo-estrutura (ISE). Na comparação com o modelo indeslocável, a maior diferença percentual obtida foi de apenas 7,08%.

A interação solo-estrutura provocou mudanças mais significativas nas reações, causando alívios e sobrecargas nos apoios devido à redistribuição de cargas causada pelos recalques diferenciais. A maior diferença percentual observada foi de 37,39% no apoio E1. Os apoios centralizados apresentam maiores reações com o modelo indeslocável, enquanto sofrem redução quando considerado o modelo com ISE. As cargas tendem a migrar para os apoios nas extremidades, onde as paredes tendem a formar quinas, que funcionam como elementos mais rígidos, sobrecarregando estes locais.

Na sequência, apresenta-se a Tabela 7, com a comparação das reações para a mesma arquitetura, mas considerando um edifício de dez pavimentos.

Tabela 7 – Reações nos apoios das Paredes 3, 4 e 5 do edifício de Arquitetura 1 e dez pavimentos. Fonte: Autor.

| Parede | Apoio | Reação (kN) | | | |
|----------|-------|--------------|------------------|-----------------|------------------|
| | | Indeslocável | ISE | Faseamento | Faseamento+ISE |
| Parede 3 | E3 | 1285,31 | 1621,95 (20,8%) | 1258,47 (-2,1%) | 1606,18 (20,0%) |
| | E7 | 1898,11 | 1659,30 (-14,4%) | 1881,62 (-0,9%) | 1653,06 (-14,8%) |
| | E12 | 1960,79 | 1669,63 (-17,4%) | 1965,79 (-0,3%) | 1671,49 (-17,3%) |
| | E16 | 2293,95 | 1709,27 (-34,2%) | 2310,85 (0,7%) | 1730,00 (-32,6%) |
| Parede 4 | E7 | 1898,11 | 1659,30 (-14,4%) | 1881,62 (-0,9%) | 1653,06 (-14,8%) |
| | E8 | 923,94 | 1442,71 (36,0%) | 944,45 (2,2%) | 1441,88 (35,9%) |
| Parede 5 | E1 | 919,27 | 1373,81 (33,1%) | 898,47 (-2,3%) | 1358,39 (32,3%) |
| | E4 | 1891,38 | 1433,26 (-32,0%) | 1852,64 (-2,1%) | 1418,81 (-33,3%) |
| | E9 | 1386,15 | 1413,17 (1,9%) | 1331,30 (-4,1%) | 1401,59 (1,1%) |
| | E14 | 1515,44 | 1413,46 (-7,2%) | 1503,81 (0,8%) | 1411,19 (-7,4%) |

Para a edificação com dez pavimentos, os coeficientes de reação vertical (CRV) alcançaram valores significativamente maiores se comparados aos da edificação com quatro pavimentos, caracterizando molas mais rígidas. Mesmo com o aumento de rigidez das molas, manteve-se um padrão de redistribuição de cargas próximo da edificação com menos pavimentos, com poucas alterações nas diferenças de percentuais obtidas.

Apesar do aumento no número de pavimentos, o faseamento construtivo não contribuiu para alterações relevantes nas reações, tanto para o modelo indeslocável quanto para o modelo com ISE.

A Tabela 8 apresenta uma comparação das diferenças de percentuais obtidas entre os apoios dos edifícios da Arquitetura 1, com quatro e dez pavimentos.

Tabela 8 – Diferença de percentuais para as edificações de Arquitetura 1 com relação à ISE. Fonte: Autor.

| Parede | Apoio | 4 pavimentos | 10 pavimentos |
|---------------|--------------|---------------------|----------------------|
| Parede 3 | E3 | 26,1% | 20,8% |
| | E7 | -13,6% | -14,4% |
| | E12 | -20,1% | -17,4% |
| | E16 | -37,4% | -34,2% |
| Parede 4 | E7 | -13,6% | -14,4% |
| | E8 | 33,9% | 36,0% |
| Parede 5 | E1 | 37,4% | 33,1% |
| | E4 | -25,6% | -32,0% |
| | E9 | 8,1% | 1,9% |
| | E14 | -6,9% | -7,2% |

Os resultados mostram os valores de diferença de percentual para as reações dos modelos com interação solo-estrutura em relação ao modelo indeslocável. O padrão de redistribuição de carga se manteve entre os apoios das paredes analisadas. Entretanto, houve pouca variação nas diferenças de percentuais obtidas. A partir disso, conclui-se que a diferença no número de pavimentos para edifícios de mesma arquitetura não provocou alterações significativas nos resultados.

Como o faseamento construtivo provocou diferenças percentuais pequenas nas paredes analisadas nesta arquitetura, não se considerou relevante uma comparação entre os resultados para números de pavimentos diferentes.

4.2.2 Arquitetura 2

Na Figura 32 estão representadas as paredes adotadas para análise nesta arquitetura.

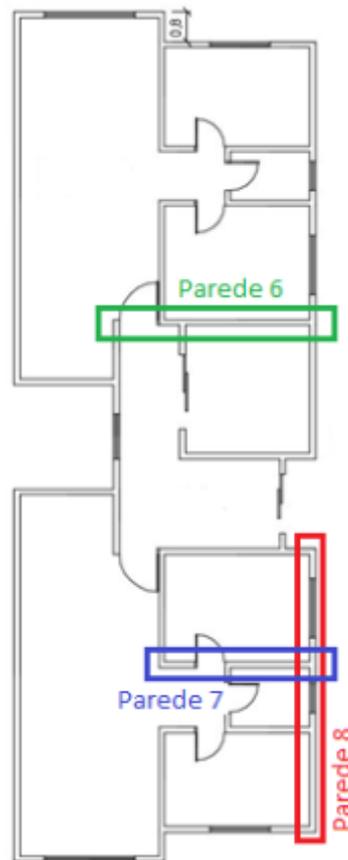


Figura 32 – Posição das Paredes 6, 7 e 8. Fonte: Autor.

Na Tabela 9 são apresentadas as reações obtidas para as paredes adotadas, bem como as respectivas comparações com cada modelo de edificação.

Tabela 9 – Reações nos apoios das Paredes 6, 7 e 8 do edifício de Arquitetura 2 e quatro pavimentos. Fonte: Autor.

| Reação (kN) | | | | | | |
|-------------|-------|--------------|-----------------|----------------|-----------------|--|
| Parede | Apoio | Indeslocável | ISE | Faseamento | Faseamento+ISE | |
| Parede 6 | E10 | 213,44 | 604,14 (64,7%) | 206,63 (-3,3%) | 597,71 (64,3%) | |
| | E11 | 1044,74 | 645,15 (-61,9%) | 1072,05 (2,5%) | 656,63 (-59,1%) | |
| | E12 | 765,38 | 595,71 (-28,5%) | 746,02 (-2,6%) | 600,40 (-27,5%) | |
| Parede 7 | E22 | 637,09 | 622,51 (-2,3%) | 674,67 (5,6%) | 629,79 (-1,2%) | |
| | E23 | 692,11 | 577,29 (-19,9%) | 693,09 (0,1%) | 576,07 (-20,1%) | |
| Parede 8 | E21 | 485,92 | 571,96 (15,0%) | 487,53 (0,3%) | 571,88 (15,0%) | |
| | E23 | 692,11 | 577,29 (-19,9%) | 693,09 (0,1%) | 576,07 (-20,1%) | |
| | E26 | 691,95 | 574,92 (-20,4%) | 684,21 (-1,1%) | 571,57 (-21,1%) | |
| | E28 | 413,53 | 562,42 (26,5%) | 394,02 (-5,0%) | 555,71 (25,6%) | |

Nesta terceira análise realizada, mais uma vez não houve alterações significativas provocadas pelo faseamento construtivo com relação ao edifício com carregamento simultâneo, tanto para o modelo indeslocável quanto para o modelo com interação solo-estrutura. A maior diferença percentual atingida na comparação com o edifício indeslocável foi de 5,6 %.

Com relação ao modelo com interação solo estrutura, houve uma diferença percentual expressiva para as reações dos apoios E10 e E11, pertencentes a Parede 6 comparadas ao modelo indeslocável. Houve um acréscimo de carga para o primeiro, com uma diferença de percentual de 65,4 % e um alívio para o segundo, com uma diferença de -61,9 %. Isso sugere que grande parte da carga migra do apoio E11 para o apoio E10. É interessante salientar que existe uma grande abertura adjacente ao apoio E11 correspondente a uma porta de altura de 2,20 m. Dessa forma, supõe-se que as cargas migram através do lintel para a quina da Parede 6 que, inicialmente, apresentava uma reação significativamente menor e, conseqüentemente, um recalque menor.

Para a Parede 7, pode-se observar que o apoio E22 encontra-se na quina da parede e apresenta uma reação menor que o apoio E23, que se encontra na parte central da Parede 8. Entretanto, ocorreu um alívio de carga no apoio E22, sugerindo que carga tenha migrado para o apoio E19, que inicialmente apresentou uma reação significativamente menor que os apoios ao seu redor. Sendo assim, nesse caso não se seguiu um padrão recorrente nos casos anteriores, onde as cargas possuem a tendência de caminhar para as quinas das paredes.

5 CONCLUSÃO

A partir do estudo realizado e dos resultados apresentados no Capítulo 4, conclui-se que a interação solo-estrutura (ISE) pode causar impactos significativos na redistribuição de cargas em edificações de paredes de concreto moldadas no local. Dessa forma, este fenômeno não deve ser dispensado durante a modelagem e análise desde tipo de estrutura durante a fase de projeto.

Observa-se que, com a ação da ISE, as cargas tendem a migrar preferencialmente dos apoios internos das paredes para os apoios externos, nas regiões em que as paredes formam quinas. Estas regiões se tornam pontos de maior rigidez e sofrem uma sobrecarga, que pode acarretar em patologias ou até mesmo na ruptura se a parede não foi dimensionada para este nível de carregamento. Cabe ressaltar que as tensões podem aumentar de maneira desproporcional às reações devido à influência das aberturas e, também, que as cargas podem migrar através dos linteis das paredes.

Com relação ao faseamento construtivo, nota-se que este fenômeno não influenciou significativamente nos resultados para este sistema construtivo. As diferenças de percentuais nos resultados foram relativamente pequenas, tanto em relação ao modelo indeslocável quanto para o modelo com ISE.

Da mesma forma, a diferença nos resultados para edifícios de mesma arquitetura, mas de alturas diferentes, não foi evidente. A redistribuição de cargas seguiu o mesmo padrão para os dois casos e não nota-se uma grande variação na proporção dos resultados obtidos. Ainda, tentou-se propor duas arquiteturas diferentes para isolar a influência desta nos modelos. Percebe-se que o padrão de redistribuição de cargas ocorreu de maneira semelhante, mas com variações diferentes, influenciado pela disposição dos apoios e pela similaridade no formato das arquiteturas.

É importante salientar que o estudo não considerou a atuação de cargas horizontais e todas as estacas de cada edificação foram adotadas como sendo de mesmo diâmetro. Com isso, propõe-se para trabalhos futuros:

- Incorporar a ação do vento no estudo de paredes de concreto com ISE e faseamento;
- Utilizar diâmetros diferentes para as estacas nos apoios;
- Realizar a discretização das fundações nos apoios.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABECE apoia Núcleo de Referência Parede de Concreto. **ABECE**, São Paulo, set. 2012. Disponível em: <<http://site.abece.com.br/index.php/ultimas-noticias-2/1746-abece-apoia-nucleto-de-referencia-parede-de-concreto-setembro2012>>. Acesso em: 6 mar. 2019.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 16055 – Parede de concreto moldada no local para a construção de edificações – Requisitos e procedimentos**. Rio de Janeiro: ABNT, 2012.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118 – Projeto e execução de obras de concreto armado**. Rio de Janeiro: ABNT, 2014.
- AOKI, N. Aspectos geotécnicos da interação estrutura-macício de solos, **XXVIII Jornadas Sul Americanas de Engenharia Estrutural**, vol. 1, São Carlos, 1997, p. VII-XX.
- AOKI, N. Consideração sobre projeto e execução de fundações profundas. **Seminário de Fundações. Sociedade Mineira de Engenharia**, Belo Horizonte, 1979, 29p.
- AOKI, N.. Discussion to Session 14, **Proceedings, 12th ICSMFE**, Rio de Janeiro, v. 5, 1989, p. 2963-2966.
- AOKI, N; CINTRA, J. C. A. **Carga amissível em fundações profundas**. São Carlos, EESC-USP, 1999, 61p.
- AOKI, N.; VELLOSO, D. A. Na approximate method to estimate the bearing capacity of piles, **Proceedings, 5th Pan American CSMFE**, Buenos Aires, 1975, v. 1, p. 367-376.
- BARATA, F. E. **Recalques de edifícios sobre fundações diretas em terrenos de compressibilidade rápida e com consideração da rigidez da estrutura**. Rio de Janeiro: Tese de concurso para professor Titular do Departamento de Construção Civil do Setor de Geomecânica da EEUFRRJ, 1986.
- BARBOSA, Palmira Cordeiro. **Estudo da interação de paredes de alvenaria estrutural com vigas de concreto armado**. São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, 2000. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Universidade de São Paulo, 2000.
- BRAGUIM, T. C. **Utilização de modelos de cálculo para projeto de edifícios de paredes de concreto moldadas no local**. São Paulo: Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2013. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Universidade de São Paulo, 2013.
- CABRAL, Eduardo Vidal. **Curso de interação-solo estrutura**. Apostila de interação solo-estrutura, 2018, 161 p..
- CHAMECKI, S. Consideração da rigidez da estrutura no cálculo dos recalques da fundação, separata dos **Anais do I Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos** – v. 1, Porto Alegre, RS, 1954, p. 35-80.
- DAVIES, S. R.; AHMED, A. E. **An approximate method for analysing composite wall/beams**. s. n. t. p. 305-320. 1977.

Déficit habitacional começa a diminuir no país. **Estadão**, São Paulo, 11 dez. 2018. Disponível em: <<http://patrocinados.estadao.com.br/brasil2018/2018/12/11/deficit-habitacional-comeca-a-diminuir-no-pais/>>. Acesso em: 4 mar. 2019.

DELGADO, R.; Silva, B.; Borges, P. **Influência do Faseamento Construtivo nos Esforços das Estruturas de Edifícios**. Porto, 2004.

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

Fôrmas de alumínio para moldagem de paredes estruturais no local. **Téchne**, São Paulo, jul. 2010. Disponível em: < <http://techne17.pini.com.br/engenharia-civil/160/artigo286719-1.aspx>>. Acesso em: 10 mar. 2019.

GREEN, D. R.; MACLEOD, I. A.; GIRARDAU, R. S. Force actions in shear wall support systems. In: **RESPONSE of multistory concrete structures to lateral forces**. Detroit, ACI (ACI SP-36). p. 241-256. 1973.

GUSMÃO, A. D. **Estudo da Interação solo-Estrutura e sua influência em recalques de edificações**. Rio de Janeiro: Tese de M.Sc. COPPE/UFRJ, 1990. Rio de Janeiro, Brasil, 1990.

GUSMÃO FILHO, J. A. **Contribuição à prática de fundações: a experiência de Recife**. Recife: Escola de Engenharia da Universidade Federal de Pernambuco, 1995. Tese (Professor Titular) – Universidade Federal de Pernambuco, 1995.

GUSMÃO, A. D.; GUSMÃO FILHO, J. A. Avaliação da influência da Interação solo-estrutura em edificações. In: **X Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações**, v. 2, p. 447-454. 1994, Salvador, Bahia, Brasil.

HASELTINE, B. A.; MOORE, J. F. A. **Handbook to BS: structural use of masonry. Part1: Unreinforced masonry**. The Brick Development Association, 1981.

HOLANDA JÚNIOR, Osvaldo Gomes de. **Interação solo-estrutura para edifícios de concreto armado sobre fundações diretas**. São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, 1998. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Universidade de São Paulo, 1998.

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

JANJIC, D.; PIRCHER M. **Optmization of cable tensioning in cable-stayed bridges**, Journal of Bridges Engineering, vol. 8. PP 131-137. 2013.

KIM, H. S.; SHIN, S. H. **Column Shortening Analysis with Lumped Construction Sequences**. Procedia Engineering. Vol. 14. n.º 0 p. 1791-1798. 2011.

LOPES, F. R.; GUSMÃO, A. D. On the influence of soil-structure interaction in the distribution of foundation loads and settlements. **Proc. 10th ECSMFE**, Florence, Italy, vol. 1, p. 475-478, 1991.

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

MOTA, Magnólia Maria Campêlo. **Interação solo-estrutura em edifícios com fundação profunda: método numérico e resultados observados em campo**. São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, 2009. Tese (Doutorado –Programa de Pós-Graduação e Área de Concentração em Engenharia de Estruturas) – Universidade de São Paulo, 2009.

MOURA, A. R. L. U. **Interação solo-estrutura em edifícios**. Recife: Escola de Engenharia da Universidade Federal de Pernambuco, 1995. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Universidade Federal de Pernambuco, 1995.

NUNES, V. Q. G. **Análise estrutural de edifícios de paredes de concreto armado**. São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, 2011. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Universidade de São Paulo, 2011.

PAES, Marta Silveira. **Interação entre edifício de alvenaria estrutural e pavimento em concreto armado considerando-se o efeito arco com atuação de cargas verticais e ações horizontais**. São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, 2008. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Universidade de São Paulo, 2008.

PARSEKIAN, G. A.; HAMID, A. A.; DRYSDALE, R. G. **Comportamento e dimensionamento de alvenaria estrutural**. São Carlos: EdUFSCar, 2012. v. 1. 625p .

POULOS, H. G.; DAVIS, H. G. The settlement behavior of single axially loaded incompressible piles and piers. **Geotechnique**, v. 18, p 351-371, 1968.

PEREIRA, José Luiz. **Alvenaria Estrutural – Cálculo, Detalhamento e Comportamento**. São Paulo: Pini, 2015, 149 p.

RAMALHO, M. A.; CORRÊA, M. R. S. Interação solo-estrutura para edifícios sobre fundação direta. In: **Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural**, 25, Porto Alegre, 1991. **Anais**, v.2, p. 433-444.

REIS, J. P. L. A. G. **Estudos efeitos do faseamento construtivo em edifícios altos com diferentes soluções estruturais**. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2014. Dissertação (Mestrado Integrado em Engenharia Civil) – Universidade do Porto, 2014.

RUAS, Matheus Dias. **Análise da interação solo-estrutura em edifícios de concreto armado com fundações profundas**. Alegrete: Universidade Federal do Pampa, 2015. Trabalho de Conclusão de Curso em Engenharia Civil – Universidade Federal do Pampa, 2015.

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

SANTOS, Marcell Gustavo Chagas. **Análise estrutural dos Efeitos dos Deslocamentos dos apoios de Edifício de Paredes de Concreto Moldadas no Local**. São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, 2016. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Universidade de São Paulo, 2016.

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

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

TOMO, Fabricio da Cruz. **Critérios para projetos de edifícios com paredes portantes de concreto pré-moldado**. São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, 2012. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Universidade de São Paulo, 2012.

TQS Informática Ltda. Programa Computacional CAD/TQS 9.0. São Paulo, 2009. <www.tqs.com.br>

VELLOSO, A. D. e LOPES, F. R. **Fundações**, Editora Oficina de textos. São Paulo, 2004.

VESIC, A. S. **Principles of pile foundation design**. SM-Nº 38, Duke University, 1975.

WOOD, R. H. **Studies in composite construction**. Part 1: The composite action of brick panels supported on reinforced concrete beams. National buildings Studies, Research Paper n.13, 1952.

APÊNDICE A – DIMENSIONAMENTO DAS ESTACAS

Tabela A1 – Dimensionamento da estaca de 0,70 m de diâmetro pelo método Aoki-Velloso (1975).

| Camada | α | K | Δl | rl | RI | Σ RI | qc | Rp | R =RI+Rp | Radm = R/2 |
|--------|----------|-----------------------|------------|-----------------------|--------|-------------|-----------------------|---------|----------|------------|
| | (%) | (kN/cm ²) | (cm) | (kN/cm ²) | (kN) | (kN) | (kN/cm ²) | (kN) | (kN) | (kN) |
| 1 | 2,40 | 0,035 | 100 | 0,0015 | 32,33 | 32,33 | 0,25 | 471,44 | 503,76 | 251,88 |
| 2 | 2,40 | 0,035 | 100 | 0,0008 | 18,47 | 50,80 | 0,14 | 269,39 | 320,19 | 160,10 |
| 3 | 2,20 | 0,055 | 100 | 0,0012 | 26,61 | 77,41 | 0,22 | 423,33 | 500,74 | 250,37 |
| 4 | 2,20 | 0,055 | 100 | 0,0021 | 46,57 | 123,98 | 0,39 | 740,83 | 864,80 | 432,40 |
| 5 | 3,00 | 0,040 | 100 | 0,0030 | 65,97 | 189,95 | 0,40 | 769,69 | 959,64 | 479,82 |
| 6 | 3,00 | 0,040 | 100 | 0,0024 | 52,78 | 242,73 | 0,32 | 615,75 | 858,48 | 429,24 |
| 7 | 3,00 | 0,040 | 100 | 0,0030 | 65,97 | 308,70 | 0,40 | 769,69 | 1078,39 | 539,20 |
| 8 | 3,00 | 0,040 | 100 | 0,0042 | 92,36 | 401,06 | 0,56 | 1077,57 | 1478,63 | 739,31 |
| 9 | 3,00 | 0,040 | 100 | 0,0045 | 98,96 | 500,02 | 0,60 | 1154,54 | 1654,56 | 827,28 |
| 10 | 3,00 | 0,040 | 100 | 0,0057 | 125,35 | 625,37 | 0,76 | 1462,41 | 2087,78 | 1043,89 |
| 11 | 3,00 | 0,040 | 100 | 0,0060 | 131,95 | 757,32 | 0,80 | 1539,38 | 2296,70 | 1148,35 |

Tabela A2 – Dimensionamento da estaca de 1,10 m de diâmetro pelo método Aoki-Velloso (1975).

| Camada | α | K | Δl | rl | RI | Σ RI | qc | Rp | R =RI+Rp | Radm = R/2 |
|--------|----------|-----------------------|------------|-----------------------|--------|-------------|-----------------------|---------|----------|------------|
| | (%) | (kN/cm ²) | (cm) | (kN/cm ²) | (kN) | (kN) | (kN/cm ²) | (kN) | (kN) | (kN) |
| 1 | 2,40 | 0,035 | 100 | 0,0015 | 50,80 | 50,80 | 0,25 | 1164,16 | 1214,96 | 607,48 |
| 2 | 2,40 | 0,035 | 100 | 0,0008 | 29,03 | 79,83 | 0,14 | 665,23 | 745,06 | 372,53 |
| 3 | 2,20 | 0,055 | 100 | 0,0012 | 41,81 | 121,64 | 0,22 | 1045,36 | 1167,01 | 583,50 |
| 4 | 2,20 | 0,055 | 100 | 0,0021 | 73,18 | 194,82 | 0,39 | 1829,39 | 2024,21 | 1012,10 |
| 5 | 3,00 | 0,040 | 100 | 0,0030 | 103,67 | 298,49 | 0,40 | 1900,66 | 2199,15 | 1099,58 |
| 6 | 3,00 | 0,040 | 100 | 0,0024 | 82,94 | 381,43 | 0,32 | 1520,53 | 1901,96 | 950,98 |
| 7 | 3,00 | 0,040 | 100 | 0,0030 | 103,67 | 485,10 | 0,40 | 1900,66 | 2385,76 | 1192,88 |
| 8 | 3,00 | 0,040 | 100 | 0,0042 | 145,14 | 630,24 | 0,56 | 2660,93 | 3291,17 | 1645,59 |
| 9 | 3,00 | 0,040 | 100 | 0,0045 | 155,51 | 785,75 | 0,60 | 2851,00 | 3636,75 | 1818,37 |
| 10 | 3,00 | 0,040 | 100 | 0,0057 | 196,98 | 982,73 | 0,76 | 3611,26 | 4593,99 | 2297,00 |
| 11 | 3,00 | 0,040 | 100 | 0,0060 | 207,35 | 1190,07 | 0,80 | 3801,33 | 4991,40 | 2495,70 |

APÊNDICE B – VALORES DAS REAÇÕES, RECALQUES E CRV DAS ESTACAS

Tabela B1 – Dados obtidos para as estacas do edifício com Arquitetura 1 e quatro pavimentos.

| Apoio | INDSLOCÁVEL | | FASEAMENTO | ISE | | ISE + FASEAMENTO | |
|-------|-------------|---------------|-------------|------------|-------------|------------------|-------------|
| | Reação (kN) | Recalque (cm) | Reação (kN) | CRV (kN/m) | Reação (kN) | CRV (kN/m) | Reação (kN) |
| E1 | 345,82 | 3,303 | 336,36 | 49280 | 552,30 | 49250 | 543,93 |
| E2 | 478,15 | 3,321 | 471,66 | 49050 | 488,45 | 49040 | 485,30 |
| E3 | 480,02 | 3,321 | 472,39 | 49620 | 649,56 | 49590 | 641,68 |
| E4 | 711,26 | 3,353 | 702,37 | 49330 | 566,20 | 49300 | 558,97 |
| E5 | 328,02 | 3,300 | 333,52 | 49190 | 528,65 | 49200 | 528,89 |
| E6 | 732,72 | 3,355 | 730,51 | 49080 | 496,14 | 49080 | 497,27 |
| E7 | 750,86 | 3,358 | 741,80 | 49660 | 660,81 | 49650 | 657,84 |
| E8 | 387,87 | 3,309 | 401,20 | 49400 | 587,18 | 49400 | 586,20 |
| E9 | 516,16 | 3,326 | 482,03 | 49310 | 561,92 | 49300 | 556,81 |
| E10 | 390,40 | 3,309 | 404,91 | 49210 | 533,95 | 49220 | 536,37 |
| E11 | 772,93 | 3,361 | 784,44 | 49090 | 497,90 | 49100 | 501,07 |
| E12 | 798,62 | 3,364 | 795,24 | 49680 | 664,97 | 49680 | 665,92 |
| E13 | 463,57 | 3,319 | 487,34 | 49430 | 594,43 | 49440 | 597,47 |
| E14 | 603,44 | 3,338 | 604,75 | 49320 | 564,25 | 49320 | 564,25 |
| E15 | 313,30 | 3,298 | 325,00 | 49160 | 518,30 | 49160 | 519,85 |
| E16 | 929,66 | 3,382 | 929,59 | 49720 | 676,78 | 49750 | 687,26 |
| E17 | 799,11 | 3,365 | 827,77 | 49390 | 583,06 | 49440 | 596,95 |
| E18 | 500,20 | 3,324 | 468,41 | 49200 | 530,16 | 49190 | 527,93 |
| E19 | 438,91 | 3,315 | 434,57 | 49050 | 487,20 | 49050 | 487,82 |
| E20 | 940,00 | 3,384 | 949,33 | 49720 | 677,34 | 49750 | 688,52 |
| E21 | 794,02 | 3,364 | 833,42 | 49390 | 583,33 | 49440 | 597,96 |
| E22 | 498,67 | 3,324 | 466,49 | 49200 | 529,97 | 49190 | 527,58 |
| E23 | 438,90 | 3,315 | 434,25 | 49050 | 487,04 | 49050 | 487,53 |
| E24 | 602,79 | 3,338 | 603,45 | 49320 | 564,18 | 49320 | 564,12 |
| E25 | 313,32 | 3,298 | 324,58 | 49160 | 518,24 | 49160 | 519,72 |
| E26 | 797,56 | 3,364 | 792,43 | 49680 | 665,01 | 49680 | 666,02 |
| E27 | 464,12 | 3,319 | 487,44 | 49430 | 594,48 | 49440 | 597,62 |
| E28 | 516,73 | 3,326 | 482,32 | 49310 | 561,92 | 49300 | 556,76 |
| E29 | 390,14 | 3,309 | 404,64 | 49210 | 533,87 | 49220 | 536,21 |
| E30 | 773,03 | 3,361 | 784,51 | 49090 | 497,81 | 49100 | 500,91 |
| E31 | 750,68 | 3,358 | 740,92 | 49660 | 660,86 | 49650 | 657,92 |
| E32 | 388,24 | 3,309 | 401,35 | 49400 | 587,23 | 49400 | 586,30 |
| E33 | 327,74 | 3,300 | 333,26 | 49190 | 528,59 | 49200 | 528,77 |
| E34 | 732,79 | 3,355 | 730,54 | 49080 | 496,07 | 49080 | 497,15 |
| E35 | 479,73 | 3,321 | 471,84 | 49620 | 649,61 | 49590 | 641,73 |
| E36 | 711,66 | 3,353 | 702,58 | 49330 | 566,23 | 49300 | 558,97 |
| E37 | 345,67 | 3,303 | 336,11 | 49280 | 552,32 | 49250 | 543,93 |
| E38 | 477,92 | 3,321 | 471,36 | 49050 | 488,42 | 49040 | 485,24 |

Tabela B2 – Dados obtidos para as estacas do edifício com Arquitetura 1 e dez pavimentos

| Apoio | INDESLOCÁVEL | | FASEAMENTO | ISE | | ISE E FASEAMENTO | |
|-------|--------------|---------------|-------------|------------|-------------|------------------|-------------|
| | Reação (kN) | Recalque (cm) | Reação (kN) | CRV (kN/m) | Reação (kN) | CRV (kN/m) | Reação (kN) |
| E1 | 919,27 | 4,297 | 898,47 | 87250 | 1373,81 | 87220 | 1358,39 |
| E2 | 1217,42 | 4,317 | 1215,17 | 86910 | 1225,25 | 86900 | 1221,25 |
| E3 | 1285,31 | 4,322 | 1258,47 | 87810 | 1621,95 | 87770 | 1606,18 |
| E4 | 1891,38 | 4,362 | 1852,64 | 87390 | 1433,26 | 87350 | 1418,81 |
| E5 | 811,55 | 4,290 | 816,37 | 87090 | 1305,56 | 87100 | 1305,79 |
| E6 | 1801,41 | 4,356 | 1809,75 | 86970 | 1252,76 | 86980 | 1255,99 |
| E7 | 1898,11 | 4,362 | 1881,62 | 87900 | 1659,30 | 87880 | 1653,06 |
| E8 | 923,94 | 4,297 | 944,45 | 87410 | 1442,71 | 87400 | 1441,88 |
| E9 | 1386,15 | 4,328 | 1331,30 | 87340 | 1413,17 | 87310 | 1401,59 |
| E10 | 954,23 | 4,299 | 968,67 | 87140 | 1325,71 | 87150 | 1329,49 |
| E11 | 1877,02 | 4,361 | 1901,11 | 86990 | 1258,17 | 87000 | 1264,64 |
| E12 | 1960,79 | 4,367 | 1965,79 | 87920 | 1669,63 | 87920 | 1671,49 |
| E13 | 1076,73 | 4,308 | 1116,67 | 87460 | 1465,80 | 87470 | 1473,06 |
| E14 | 1515,44 | 4,337 | 1503,81 | 87340 | 1413,46 | 87330 | 1411,19 |
| E15 | 753,99 | 4,286 | 765,07 | 87020 | 1271,86 | 87020 | 1273,54 |
| E16 | 2293,95 | 4,389 | 2310,85 | 88010 | 1709,27 | 88050 | 1730,00 |
| E17 | 1835,65 | 4,358 | 1909,15 | 87450 | 1462,22 | 87520 | 1491,85 |
| E18 | 1334,06 | 4,325 | 1284,19 | 87160 | 1333,63 | 87150 | 1327,76 |
| E19 | 1128,89 | 4,311 | 1119,66 | 86900 | 1218,94 | 86900 | 1219,31 |
| E20 | 2303,59 | 4,389 | 2336,26 | 87250 | 1710,20 | 87220 | 1732,66 |
| E21 | 1808,39 | 4,356 | 1897,60 | 86910 | 1461,38 | 86900 | 1492,89 |
| E22 | 1331,11 | 4,325 | 1280,53 | 87810 | 1333,20 | 87770 | 1326,94 |
| E23 | 1129,22 | 4,311 | 1119,42 | 87390 | 1218,64 | 87350 | 1218,66 |
| E24 | 1512,89 | 4,337 | 1501,06 | 87090 | 1413,08 | 87100 | 1410,73 |
| E25 | 753,41 | 4,286 | 764,33 | 86970 | 1271,52 | 86980 | 1273,13 |
| E26 | 1958,34 | 4,366 | 1962,26 | 87900 | 1669,57 | 87880 | 1671,66 |
| E27 | 1078,18 | 4,308 | 1117,90 | 87410 | 1465,89 | 87400 | 1473,36 |
| E28 | 1387,30 | 4,328 | 1332,25 | 87340 | 1413,13 | 87310 | 1401,49 |
| E29 | 953,85 | 4,299 | 968,09 | 87140 | 1325,61 | 87150 | 1329,19 |
| E30 | 1877,89 | 4,361 | 1901,52 | 86990 | 1258,10 | 87000 | 1264,35 |
| E31 | 1898,24 | 4,362 | 1881,08 | 87920 | 1659,35 | 87920 | 1653,24 |
| E32 | 925,18 | 4,297 | 945,46 | 87460 | 1442,84 | 87470 | 1442,12 |
| E33 | 811,14 | 4,290 | 815,73 | 87340 | 1305,51 | 87330 | 1305,57 |
| E34 | 1802,38 | 4,356 | 1810,21 | 87020 | 1252,74 | 87020 | 1255,79 |
| E35 | 1285,30 | 4,322 | 1257,96 | 88010 | 1622,05 | 88050 | 1606,31 |
| E36 | 1893,13 | 4,362 | 1853,83 | 87450 | 1433,37 | 87520 | 1418,87 |
| E37 | 919,38 | 4,297 | 898,20 | 87160 | 1373,90 | 87150 | 1358,44 |
| E38 | 1217,70 | 4,317 | 1214,92 | 86900 | 1225,30 | 86900 | 1221,18 |

Tabela B3 – Dados obtidos para as estacas do edifício com Arquitetura 2 e quatro pavimentos.

| Apoio | INDESLOCÁVEL | | FASEAMENTO | ISE | | ISE E FASEAMENTO | |
|-------|--------------|---------------|-------------|------------|-------------|------------------|-------------|
| | Reação (kN) | Recalque (cm) | Reação (kN) | CRV (kN/m) | Reação (kN) | CRV (kN/m) | Reação (kN) |
| E1 | 650,44 | 3,344 | 646,16 | 49710 | 675,59 | 49720 | 676,28 |
| E2 | 380,79 | 3,308 | 376,15 | 49520 | 619,66 | 49500 | 615,45 |
| E3 | 770,79 | 3,361 | 766,12 | 49550 | 629,34 | 49540 | 625,74 |
| E4 | 408,06 | 3,311 | 389,62 | 49370 | 578,09 | 49350 | 571,32 |
| E5 | 503,30 | 3,324 | 528,16 | 49530 | 623,84 | 49530 | 623,84 |
| E6 | 684,71 | 3,349 | 678,61 | 49410 | 589,65 | 49400 | 587,71 |
| E7 | 882,09 | 3,376 | 881,76 | 49730 | 680,68 | 49730 | 681,79 |
| E8 | 617,84 | 3,340 | 658,63 | 49580 | 637,00 | 49610 | 647,73 |
| E9 | 670,52 | 3,347 | 671,21 | 49420 | 591,89 | 49420 | 593,40 |
| E10 | 213,44 | 3,285 | 206,63 | 49460 | 604,14 | 49440 | 597,71 |
| E11 | 1044,74 | 3,398 | 1072,05 | 49610 | 645,15 | 49650 | 656,63 |
| E12 | 765,38 | 3,360 | 746,02 | 49430 | 595,71 | 49450 | 600,40 |
| E13 | 664,00 | 3,346 | 650,61 | 49680 | 667,00 | 49670 | 664,39 |
| E14 | 687,66 | 3,349 | 649,29 | 49560 | 631,11 | 49530 | 623,08 |
| E15 | 656,06 | 3,345 | 684,79 | 49560 | 632,14 | 49600 | 643,61 |
| E16 | 541,57 | 3,329 | 538,54 | 49400 | 587,32 | 49420 | 592,78 |
| E17 | 665,43 | 3,346 | 651,64 | 49680 | 665,44 | 49670 | 662,89 |
| E18 | 685,12 | 3,349 | 649,42 | 49550 | 628,62 | 49520 | 620,35 |
| E19 | 178,71 | 3,280 | 171,64 | 49440 | 598,06 | 49420 | 591,31 |
| E20 | 794,21 | 3,364 | 830,97 | 49550 | 628,32 | 49570 | 634,97 |
| E21 | 485,92 | 3,322 | 487,53 | 49350 | 571,96 | 49350 | 571,88 |
| E22 | 637,09 | 3,342 | 674,67 | 49530 | 622,51 | 49550 | 629,79 |
| E23 | 692,11 | 3,350 | 693,09 | 49370 | 577,29 | 49360 | 576,07 |
| E24 | 885,85 | 3,376 | 884,16 | 49710 | 674,41 | 49720 | 677,14 |
| E25 | 503,02 | 3,324 | 526,39 | 49490 | 612,00 | 49490 | 612,18 |
| E26 | 691,95 | 3,350 | 684,21 | 49360 | 574,92 | 49350 | 571,57 |
| E27 | 775,41 | 3,361 | 768,69 | 49510 | 616,29 | 49500 | 613,79 |
| E28 | 413,53 | 3,312 | 394,02 | 49310 | 562,42 | 49290 | 555,71 |
| E29 | 656,40 | 3,345 | 650,96 | 49680 | 665,12 | 49690 | 668,50 |
| E30 | 385,42 | 3,308 | 379,81 | 49470 | 606,24 | 49460 | 603,50 |