



CENTRO UNIVERSITÁRIO DE BRASÍLIA – UniCEUB
PROGRAMA DE INICIAÇÃO CIENTÍFICA

GABRIEL SANTOS MEYER
GABRIEL DOS SANTOS BONFIM DE SOUSA

AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO DE FUNDAÇÕES EM
EDIFICAÇÕES NO DF COM A UTILIZAÇÃO DE TÉCNICAS DE
INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA

BRASÍLIA

2019



GABRIEL SANTOS MEYER
GABRIEL DOS SANTOS BONFIM DE SOUSA

**AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO DE FUNDAÇÕES EM
EDIFICAÇÃO NO DF COM A UTILIZAÇÃO DE TÉCNICAS DE
INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA**

Relatório final de pesquisa de Iniciação
Científica apresentado à Assessoria de Pós-
Graduação e Pesquisa.

Orientação: Gabriela de Athayde Duboc Bahia

BRASÍLIA

2019

AGRADECIMENTOS

Primeiramente a Deus, pelo dom de nossas vidas. Aos familiares e amigos nossa gratidão, reverência e afeto, por nos admirarem e apoiarem. A nossa orientadora, professora Gabriela de A. D. Bahia, por todo conhecimento transmitido com enorme competência, dedicação e paciência, além da excelente orientação, que tornou possível a realização dessa pesquisa. Agradecemos de forma especial também ao UniCEUB e à Assessoria de Pós-Graduação e Pesquisa por todo suporte e apoio. E a todos que de alguma forma contribuíram para que essa pesquisa fosse concretizada. Esperamos que o conhecimento aqui empregado traga incentivo e utilidade aos futuros pesquisadores, estudantes e profissionais que se interessarem sobre o assunto.

“A gravidade explica os movimentos dos planetas, mas não pode explicar quem colocou os planetas em movimento. Deus governa todas as coisas e sabe tudo que é ou que pode ser feito. ”

Isaac Newton

RESUMO

A atual condição de concepção de projetos estruturais e de fundações é repleta de simplificações e analogias que facilitam o exercício da profissão do engenheiro civil calculista. Entretanto, não considerar o relacionamento interdependente entre todas as partes do sistema conduz a resultados que se afastam do comportamento real da obra. Por isso, o presente trabalho de conclusão de curso tem como objetivo analisar os efeitos da interação solo-estrutura em uma edificação de grande porte localizada em Águas Claras / DF. Para este fim, foi realizada uma comparação entre duas situações distintas, onde, primeiramente, a estrutura foi processada considerando seus apoios engastados, restringindo qualquer tipo de deslocamento nas fundações, e em seguida, ocorreram novos processamentos iterativos após a flexibilização dos seus apoios. Entre as ferramentas utilizadas, estão o *software* Eberick 2018, responsável por fornecer, através de análises estáticas lineares, os esforços por meio da planta de carga do edifício e uma planilha eletrônica desenvolvida no *software Microsoft Office Excel*, para o cálculo através do método de Randolph e Wroth (1979), dos recalques estimados e dos coeficientes de reação vertical de cada elemento. Após as análise de interação solo-estrutura, os valores foram comparados aos recalques reais ocorridos na estrutura, no qual foram obtidos através de uma técnica de monitoramento de recalque. Os resultados das comparações evidenciaram a importância da ISE no desenvolvimento de um projeto estrutural, ao se observar uma redistribuição significativa das reações de apoio, registrando um alívio de carga de até 121,20 tf em um dos casos, como também alterações nos valores dos recalques estimados dos pilares, constatando imprecisões na atual condição de concepção de projetos estruturais. Outro ponto importante foi a aproximação dos recalques previstos, após a interação solo-estrutura, do recalque real ocorrido da edificação, sendo a média da variação do recalque real com o previsto, antes do processo de interação de 36,01%, e após o processo de 29,01%.

Palavras-chave: Interação Solo-Estrutura. Fundações Superficiais. Deslocamentos Verticais.

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	4
2. JUSTIFICATIVA	5
3. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA.....	6
3.1 Fundação profunda tipo estaca hélice contínua	6
3.1.1 Agrupamento de estacas.....	7
3.2 Recalques de fundações	7
3.3 Métodos empíricos para estimativa de recalque em grupos de estacas	8
3.3.1 Metodo de Randolph & Wroth (1979).....	9
3.4 Interação Solo-Estrutura (ISE).....	12
3.4.1 Fatores que influenciam a ISE	16
3.4.1.1 Rigidez relativa estrutura-solo.....	16
3.4.1.2 Número de pavimentos da estrutura	16
3.4.1.3 Sequência construtiva	17
3.4.1.4 Formato da planta baixa da edificação	17
3.4.1.5 Movimento da edificação devido a construções adjacentes	17
3.4.2 Modelos de solo empregados para a análise da ISE.....	20
3.4.2.1 Hipótese de Winkler	20
3.4.2.2 Meio Contínuo.....	21
3.4.2.3 Obtenção do coeficiente de reação vertical	22
4. ESTUDO DE CASO.....	22
4.1 Perfil geotécnico da estrutura	24
5. METODOLOGIA	29
5.1 Etapas e procedimentos de cálculo	29
6. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS	35
6.1 Comparação com o monitoramento.....	49

7. CONSIDERAÇÕES FINAIS	51
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	53

1. INTRODUÇÃO

Desde as primeiras formas de organização em sociedade, a humanidade procura tecnologias e sistemas construtivos que agreguem às obras praticidade, comodidade e segurança de forma a proporcionar eficiência. Considerando a crescente demanda populacional, intensa expansão industrial e urbanização vê-se o avanço da engenharia civil como ciência, a qual utiliza de artifícios para mitigar os problemas causados por esse crescimento populacional.

Devido à complexidade de se estimar certas variáveis, os engenheiros de estruturas e fundações adotam, corriqueiramente, determinadas simplificações, constatadas seguras, com o intuito de acelerar as análises dos projetos. Tais métodos simplificados se resumem na realização do projeto estrutural, considerando os apoios indeslocáveis para obtenção dos esforços da estrutura; e na realização do projeto de fundações desprezando-se o processo de carregamento da edificação, para o cálculo da deformabilidade do solo. Porém, sabe-se que este tipo de análise não representa o real comportamento das edificações, pois o cálculo das duas partes isoladas (subestrutura e superestrutura) implica na consideração de hipóteses que desprezam a influência de cada um dos referidos elementos no comportamento global do edifício.

O método convencional tornou-se prático pela forma de atuação dos engenheiros na elaboração dos projetos do cotidiano: calculistas estruturais e engenheiros geotécnicos trabalham separadamente no desenvolvimento do projeto da edificação. Assim, não há uma interação satisfatória dos projetos de modo a traduzir os resultados reais, o que pode acarretar não só no superdimensionamento ou subdimensionamento de recalques, como também de toda a estrutura em si.

Em contrapartida, com o avanço tecnológico, que possibilita novas análises, maior precisão e segurança nos projetos, tem-se a utilização de metodologias que consideram a interação entre o terreno de fundação, a subestrutura e a superestrutura, denominadas interação solo-estrutura (ISE). Por meio do uso de computadores, que possuem rápida capacidade de cálculo, observou-se que o emprego do método pode exercer grande influência na determinação dos esforços da estrutura. Em alguns casos, a própria estrutura poderia ser alterada. O desempenho de uma edificação é, na realidade, governado pela interação entre as três partes do edifício (solo, infraestrutura e superestrutura), em um complexo mecanismo denominado de interação solo-estrutura (GUSMÃO, 2006).

Para tanto, o presente trabalho tem por objetivo comparar os valores de esforços e recalques obtidos pelo método convencional de cálculo (sem a consideração da ISE) com os esforços e recalques obtidos pela análise do método que leva em consideração o trabalho conjunto do solo com a estrutura. Após essa aferição, será realizada uma validação do método proposto, numa nova comparação, envolvendo dados de recalques obtidos por meio de um monitoramento realizado na edificação em estudo. Além disso, o presente trabalho apresenta o intuito de apontar os impactos que uma análise sem a consideração da ISE pode acarretar no dimensionamento da estrutura em relação à análise que considere o referido mecanismo.

2. JUSTIFICATIVA

O desenvolvimento desse projeto tem como motivação fundamental a constatação do fato de que, na prática da engenharia, o mecanismo de interação solo-estrutura é, na maioria das vezes, desprezado pelos projetistas, tanto de fundação quanto os de estrutura. Sabe-se que as partes que compõe a edificação (maciço de solo, superestrutura e subestrutura) trabalham de forma conjunta, o que caracteriza uma relação de interdependência entre elas. Porém, pelo método tradicional de projeto, ocorrem simplificações que, apesar de facilitarem os cálculos, geram resultados que não demonstram o comportamento real da edificação.

Dentre essas simplificações podem-se citar as principais:

- Consideração do solo como indeformável, admitindo uma rigidez infinita ao solo;
- Consideração do carregamento aplicado apenas nos apoios, desprezando o processo de carregamento da edificação e a rigidez da estrutura;
- Consideração dos apoios como molas (Modelo de Winkler), porém com coeficientes de mola obtidos de forma aproximada, resultando em esforços satisfatórios e recalques distantes do real;

Tal conflito de resultados reais e projetados deve-se a maior parte dos engenheiros estruturais e de fundações atuarem de forma segregada na elaboração do projeto da edificação e, ainda que realize a iteração levando em conta a ISE, essa se restringe a apenas uma, de forma que não se obtêm uma convergência dos resultados.

A utilização do método de ISE na elaboração dos projetos de edificações pode levar a projetos otimizados, com projeções mais próximas às reais e em alguns casos pode

viabilizar projetos que não seriam viáveis pela análise convencional (GUSMÃO E GUSMÃO FILHO, 1994).

Outro fator determinante para a motivação dessa pesquisa é o econômico. Com um projeto dimensionado de forma mais realista pode-se até mesmo, em alguns casos, evitar-se o superdimensionamento estrutural, contribuindo de maneira significativa para a redução dos custos da obra. Faz-se perceber a importância do uso desse tipo de análise nos sistemas de projeto de edificações e busca trazer atenção à necessidade de tornar o método ISE uma prática usual e acessível aos escritórios de projeto.

De forma geral, a referente pesquisa tem o objetivo de fornecer contribuições sobre o mecanismo da interação solo-estrutura, uma vez, que o referido tema é praticamente inexistente em livros didáticos, estando disponíveis, apenas, em artigos ou pesquisas acadêmicas.

3. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

3.1 Fundação profunda tipo estaca hélice contínua

As fundações profundas foram se aperfeiçoando com o aumento da tecnologia, até a criação das estacas conhecidas como hélice contínua. Essas estacas foram consideradas um grande avanço na engenharia civil, já que são monitoradas por equipamentos eletrônicos, garantindo maior controle na execução e na segurança dos elementos, o que as tornaram um método construtivo ágil e preciso.

Segundo a NBR 6122 (ABNT, 2010, p. 3), “estaca hélice contínua monitorada é uma estaca de concreto moldada *in loco*, executada com a introdução, por rotação, de um trado helicoidal contínuo no terreno, injeção de concreto pela própria haste central do trado simultaneamente com a sua retirada e introdução da armadura após a concretagem da estaca”.

De acordo com Souza (2006), o uso das estacas hélice contínua vem aumentando a cada dia no Brasil, devido a sua execução ágil, baixo impacto a edificações vizinhas, pois não há vibrações, e por apresentar um custo relativamente menor, quando comparada a outras fundações profundas.

Segundo Magalhães (2005), em Brasília, as primeiras fundações executadas com estacas do tipo hélice contínua ocorreram no início de 2000, e as primeiras publicações de prova de carga foram feitas por Alonso (2000), Guimarães (2002) e Silva (2002). Atualmente, no Distrito Federal, a maioria das obras executadas com fundações

profundas, são empregadas o uso da hélice contínua, em que o diâmetro pode variar entre 30cm e 120cm, alcançando comprimentos próximo a 30m.

3.1.1 Agrupamento de estacas

Devido às elevadas cargas atuantes nos apoios da edificação, torna-se inviável a utilização de apenas uma estaca para resistir ao carregamento, pois seriam necessárias estacas de grandes diâmetros. Dessa forma, é definida a propriedade geométrica de uma estaca, obtida sua carga admissível, e posteriormente adicionadas novas estacas com mesmas dimensões no bloco e assim as suas cargas admissíveis são somadas para combater a carga total do apoio.

Segundo Curado (2015, p. 15), “nas fundações estaqueadas é possível agrupa-las, de acordo com a concepção de cálculo para projeto e de suas propriedades geométricas [...]. Analisando os elementos de um sistema de fundação, verifica-se que há influência de cada elemento em outro impactando no comportamento carga versus recalque”.

3.2 Recalques de fundações

Velloso & Lopes (2011) afirmam que todos os elementos de fundação, em função das solicitações a que são submetidos, sofrem deslocamentos, sejam eles verticais (recalques), horizontais ou rotacionais. Esses deslocamentos são diretamente influenciados pelo solo e pela estrutura, ou seja, são resultados da interação solo-estrutura. Uma estrutura pode chegar ao colapso quando se ultrapassam os limites dos valores desses deslocamentos, em virtude do surgimento de esforços para os quais ela não está dimensionada. Sendo assim, é possível afirmar que o surgimento de esforços não previstos e até mesmo o colapso são influências que, decorrentes da magnitude dos deslocamentos, incidem sobre a estrutura.

O movimento de uma fundação pode afetar tanto a aparência visual, quanto a função e a utilização da edificação. Alguns prejuízos são menos importantes, já que são de natureza meramente estética, sendo o tipo e a utilização da obra os fatores que determinam essa importância. Entretanto, é sempre ponderoso se atentar e monitorar alguns indícios que se mostram por meio de manifestações patológicas, a exemplo das fissuras, embora estas nem sempre decorram de deslocamentos da estrutura.

Segundo Berberian (2012), os deslocamentos verticais ou inclinações, ditos recalques, que uma edificação sofre em circunstância da ocorrência de deslocamentos no

maciço de apoio de suas fundações, podem ser analisados sob a ótica da estrutura, levando-se em consideração os seus danos estruturais. São eles:

- **Recalque total:** Constitui a soma de todas as parcelas dos recalques sofridos por uma fundação até a data da observação. É o afundamento total;
- **Recalque diferencial:** É definido pela diferença dos recalques totais em dois pontos considerados;
- **Recalque distorcional ou diferencial específico:** Levando em consideração a rigidez relativa da estrutura e o desaprumo, esse tipo de recalque é o melhor referencial para a análise de danos estruturais, sendo expresso pelo resultado da divisão do recalque diferencial pela distância entre os dois pontos assim considerados.

3.3 Métodos empíricos para estimativa de recalque em grupos de estacas

Os métodos empíricos são aqueles com obtenção de parâmetros sendo feitos através de simples ensaios de campo ou laboratório e fazendo uso de correlações.

Para tentar prever o comportamento do solo na presença do elemento de fundação profunda, alguns autores realizaram análises, levando em consideração as propriedades do solo no contato com o elemento de fundação, bem como algumas peculiaridades inerentes à metodologia executiva de estacas (PRUNUNCIATI; GARCIA; RODRIGUEZ; 2018).

É importante ressaltar que os métodos empíricos, apenas se mostraram eficientes quando utilizados em tipos de fundação e estratificação dos solos equivalentes, pois a variação desses parâmetros trará comportamentos que diferem aos obtidos por meio de ensaios de campo ou laboratório (BEZERRA, 2003 apud HEITOR, 2018).

Meyer (2019) analisou o mesmo edifício estudado nesse trabalho, e encontrou o método empírico de Randolph e Wroth (1980) como o mais eficiente para a estratificação do solo, tendo uma menor variação média do recalque previsto em relação ao recalque monitorado, quando comparado aos métodos empíricos de Poulos & Davis (1980) e Cintra & Aoki (2010) abordados em sua análise.

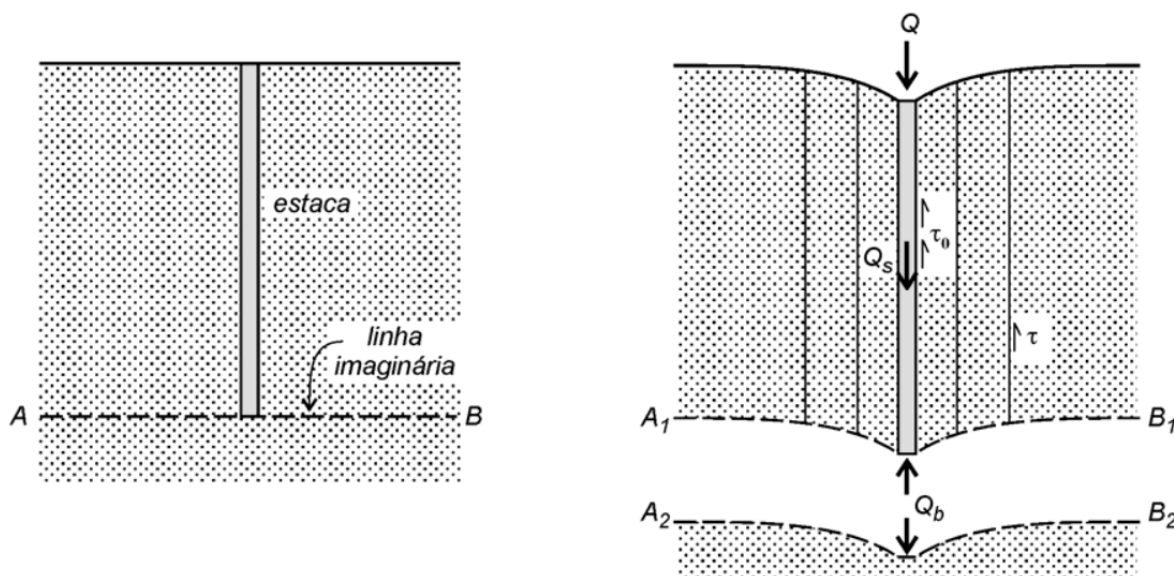
3.3.1 Método de Randolph & Wroth (1979)

Randolph & Wroth (1978) apresentaram uma solução aproximada, baseada na teoria da elasticidade, para estimar recalques em estacas isoladas carregadas verticalmente. O referido método foi expandido posteriormente por Randolph & Wroth (1979) para um grupo de estacas, utilizando novos parâmetros de ζ (relação entre o raio máximo de influência e o raio do fuste da estaca) e ξ (razão entre o módulo de cisalhamento do solo ao nível da base e logo abaixo da base) (SALES, 2000).

O método consiste na teoria que a deformação do solo ocasionada pelas tensões aplicadas pelo fuste se apresenta em uma camada de solo distinta da deformação ocasionada pelas tensões da ponta. Esses deslocamentos são sobrepostos e compatibilizados de forma que a carga total seja igual a soma das cargas da parcela do fuste e da base (SANTANA, 2008).

Na Figura 1 pode-se visualizar a ocorrência dos deslocamentos, onde o solo acima da linha imaginária sofre os efeitos do deslocamento das tensões do fuste, e o solo abaixo da linha imaginária sofre os efeitos das tensões da ponta.

Figura 1 – Esquema do método proposto por Randolph e Wroth



Fonte: Randolph; Wroth (1978 apud Santana, 2008)

Com intuito de compor a equação de Randolph para cálculo do recalque, têm-se as seguintes considerações (SANTANA, 2008):

- O recalque referente a carga de ponta é demonstrado pela Equação 1, sendo calculada através da teoria da elasticidade para uma placa rígida circular:

$$\frac{P_b}{G_b \cdot x \cdot r_b \cdot x \cdot w_b} = \frac{4}{1-\nu} \quad (1)$$

Sendo:

w_b : Recalque referente a carga de ponta

P_b : Carga na ponta da estaca

G_b : o módulo de cisalhamento do solo abaixo da base da estaca

r_b : o raio da base da estaca

ν : Coeficiente de Poisson do solo

- A tensão cisalhante no solo ao redor do fuste da estaca diminui com o aumento da distância, conforme Equação 2. Com isso, os recalques por ação do carregamento no fuste também sofrerão redução com a distância, segundo a Equação 3:

$$\tau = \frac{\tau_0 \cdot x \cdot z \cdot x \cdot r_0}{r} \quad (2)$$

$$w_s = \zeta \cdot x \cdot \frac{\tau_0 \cdot x \cdot z \cdot x \cdot r_0}{G_L} \quad (3)$$

Onde:

τ : a tensão cisalhante no ponto analisado

τ_0 : a tensão cisalhante no fuste da estaca de raio r_0

r_0 : raio do fuste da estaca

r : distância entre o eixo da estaca e o ponto analisado

w_s : a parcela do recalque relativa à carga de fuste

z : Profundidade do solo

G_L : Módulo de cisalhamento ao nível da base

ζ : relação entre o raio máximo de influência e o raio do fuste da estaca, Eq. 4:

$$\zeta = Ln \left(\frac{r_m}{r_0} \right) \quad (4)$$

- Após as considerações é necessário realizar a combinação dos efeitos a fim de se chegar à expressão que será utilizada nos cálculos da análise, Equação 5:

$$\frac{P_T}{G_L \cdot r_0 \cdot w_t} = \frac{\frac{4 \cdot \eta}{\xi (1-\nu)} + \rho \cdot \frac{2\pi \cdot \tanh(\mu L)}{\zeta} \cdot \frac{L}{\mu L} \cdot \frac{L}{r_0}}{1 + \frac{4 \cdot \eta}{\xi (1-\nu)} \cdot \frac{1}{\pi \cdot \lambda} \cdot \frac{\tanh(\mu L)}{\mu L} \cdot \frac{L}{r_0}} \quad (5)$$

Sendo:

- “ η ” é a razão de base alargada, Equação 6:

$$\eta = \frac{r_b}{r_0} \quad (6)$$

- “ ξ ” é a razão entre o módulo de cisalhamento do solo ao nível da base e logo abaixo da base, Equação 7:

$$\xi: \frac{G_L}{G_b} \quad (7)$$

- “ ρ ” é a razão de variação do módulo de cisalhamento, Equação 8:

$$\rho: \frac{G_{L/2}}{G_b} \quad (8)$$

- “ λ ” é a rigidez relativa estaca-solo, Equação 9:

$$\lambda: \frac{Ep}{G_L} \quad (9)$$

- “ μL ” é o fator de compressibilidade da estaca, Equação. 10:

$$\mu L: = \frac{L}{r_0} \cdot \sqrt{\frac{2}{\zeta \lambda}} \quad (10)$$

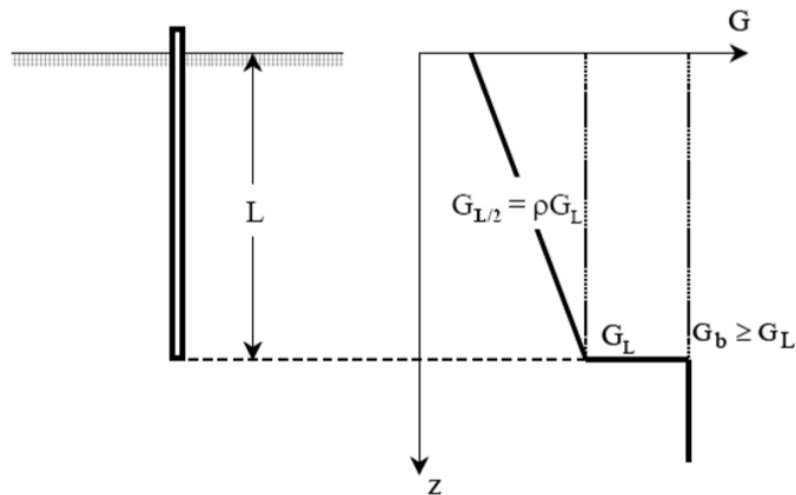
- “ L ” é o comprimento da estaca;
- “ r_m ” é o raio máximo de influência, também denominado de raio “mágico” por Randolph (1994) que pode ser entendido como raio máximo de influência dos deslocamentos induzidos pela estaca no solo, Equação 11:

$$r_m = \{0,25 + \xi[2,5 \cdot \rho \cdot (1 - \nu) - 0,25]\} \cdot L \quad (11)$$

- Conforme Randolph e Wroth (1978, apud SANTANA, 2008) uso do módulo de cisalhamento do solo, tendo sua variação demonstrada na Figura 2, ao invés do módulo de Young, é justificado pela deformação do solo, induzidas por estacas, serem geradas principalmente por cisalhamento. Podendo relacionar os valores através da Equação 12:

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} \quad (12)$$

Figura 2 – Variação do módulo de cisalhamento com a profundidade



Fonte: Randolph (2006 apud Santana, 2018).

- As equações consideraram até aqui, apenas o efeito de uma estaca isolada, a fim de aplicar-se o método em grupo de estaca, é necessário substituir os parâmetros de “ ζ ” e “ ξ ”, por “ ζ^* ” e “ ξ^* ” para parâmetros de grupo de estaca nas Equações 4 e 7, conforme Equações 13 e 14 (SALES, 2000):

$$\zeta^* = n \cdot \zeta - \sum_{i=2}^n L n \left(\frac{s_i}{r_0} \right) \quad (13)$$

$$\xi^* = \xi \left[1 + \frac{2}{\pi} \cdot \sum_{i=2}^n \frac{r_b}{s_i} \right] \quad (14)$$

Onde:

s_i : é o espaçamento entre duas estacas;

n : número de estacas no grupo.

É importante salientar que a solução desenvolvida por Randolph & Wroth (1978), leva em conta a compressibilidade da estaca, a possibilidade de se ter um solo mais rígido sob a base, a variação do módulo de cisalhamento com a profundidade e o alargamento da base (SANTANA, 2008). Dessa forma, é um importante método empírico para avaliação do desempenho de fundações em estacas.

3.4 Interação Solo-Estrutura (ISE)

O sistema estrutura-fundação-solo é calculado de forma separada pelos engenheiros geotécnicos e engenheiros estruturais. Visualiza-se neste processo, a distinção entre duas etapas. Na primeira delas, considera-se a estrutura apoiada em apoios indeslocáveis – engastes perfeitos – da qual se obtém os carregamentos que atuarão nos

elementos de fundação. Na segunda, o profissional geotécnico utiliza, junto às propriedades geotécnicas do terreno, os esforços resultantes da etapa anterior para projetar as fundações. Desta forma, despreza-se tanto a existência de recalques como a rigidez da estrutura e o seu processo construtivo.

Estas simplificações podem resultar em uma série de consequências negativas relacionadas tanto ao ponto de vista econômico, quanto ao que diz respeito à segurança e prevenção de manifestações patológicas nas edificações (ANTONIAZZI, 2011).

O desenvolvimento de projetos e estudos acadêmicos que não consideram os efeitos de interação solo-estrutura, sejam eles acadêmicos ou profissionais, geram resultados que se afastam do considerado real, especialmente quando os edifícios possuem grande número de pavimentos, como constatou CHAMECKI (1954). Meyerhof (1953) foi um dos primeiros pesquisadores a apresentar trabalhos que apresentam ponderações a respeito dos efeitos da ISE em edificações.

A consideração do mecanismo da interação solo-estrutura é bastante complexa e requer uma colaboração íntima e intensa entre engenheiros estruturais e geotécnicos (BARATA, 1986).

Vargas e Leme de Moraes (1989) mostraram medidas de recalques, desde o início da construção, em algumas obras situadas na cidade de São Paulo. Em medições feitas em fundações profundas nas areias basais paulistas, esses autores perceberam valores significativos de recalques durante e após a construção, por efeito da fluência do solo.

Conforme Gusmão (1990) e Gusmão e Gusmão Filho (1994a e 1994b), a maioria dos trabalhos ISE partem do pressuposto de não existir carregamento durante a construção da edificação. Além disso, como a rigidez da estrutura varia de acordo com a altura, é evidenciada que a sequência construtiva é uma importante influência na interação solo-estrutura. Ainda, concluíram que existe uma rigidez limite, que quando atingida nos primeiros pavimentos, o aumento no número de pavimentos não altera o valor da parcela de carga no apoio devido à interação solo-estrutura.

As análises desenvolvidas por Meyerhof (1953), Barata (1986) e Gusmão (1990) mostraram que o desempenho de uma edificação é governado pela rigidez relativa estrutura-solo e que os recalques total e diferencial máximo diminuem de grandeza com o aumento da rigidez relativa estrutura-solo, sendo que os recalques diferenciais são mais influenciados por essa rigidez que os recalques totais.

Matos Filho (1999) desenvolveu o modelo de estacas isoladas sendo submetidas a ações de esforços verticais, horizontais, e momentos em duas direções. Nesse exemplo,

o solo foi modelado pelo método dos elementos de contorno, utilizando-se das equações de Mindlin, e as estacas como sendo elementos de barra.

Almeida (2003) analisou a ISE por meio de uma combinação dos métodos dos elementos finitos e do método dos elementos de contorno. A superestrutura foi modelada pelo método dos elementos finitos, já a subestrutura e o solo, foram modelados pelo método dos elementos de contorno.

Oshima (2004) modelou o solo pelo método dos elementos de contorno, solução de Mindlin, e as estacas pelo método dos elementos finitos. Os sistemas de equações do solo e das estacas foram apresentados como uma combinação, para os elementos verticais, e assim originou-se um sistema único de equações finais.

Colares (2006) desenvolveu um programa computacional que avalia a interação solo estrutura, nos casos onde a estrutura, de concreto armado, é assentada em sapatas. No modelo computacional utilizou o método de Aoki & Lopes (1975) para calcular os recalques, e o método dos elementos finitos para a modelagem dos elementos estruturais de fundação.

Uma técnica alternativa, para solos não homogêneos, elaborada por Ribeiro (2009), utilizou uma ferramenta numérica para a simulação estática dos problemas tridimensionais da ISE. O solo foi modelado por métodos de elemento de contorno, conforme as soluções de Kelvin, que são válidas para sólidos tridimensionais. As estruturas que interagem com o solo foram modeladas pelo método dos elementos finitos.

Antoniazzi (2011) analisou um edifício comercial hipotético de oito pavimentos projetado em concreto armado utilizando o método ISE. Os recalques foram calculados por meio de um *software*, desenvolvido na linguagem *FORTRAN*, que interage com o programa de cálculo estrutural TQS. Por meio dos resultados obtidos comprovou que a deformação do solo causou uma redistribuição dos esforços na estrutura, e essa redistribuição pode ocasionar mudanças significativas no dimensionamento das peças. Levou em consideração, também, a influência da sequência construtiva no projeto e como isso suavizava a deformada dos recalques.

Almeida, Mendonça & Brandão (2014) analisaram uma edificação residencial localizada em Goiânia, com 34 pavimentos e 2 subsolos para estacionamento e com fundação do tipo rasa, composta por sapatas e radiers. O estudo foi composto de uma comparação entre o método de previsão de recalque atual para fundações rasas e os efeitos da interação solo estrutura. Foi utilizado para realizar a interação solo estrutura uma planilha de Excel, com a finalidade de determinar a rigidez e encontrar os recalques de

cada elemento, e os valores encontrados foram inseridos no AltoQi Eberick, modificando a condição de apoio da base dos pilares nas fundações de engastados (indeslocáveis), para deslocáveis (no sentido do recalque), com coeficiente de rigidez variando para cada pilar.

Foi necessária a realização de 6 (seis) iterações para que a variação de carga nos elementos de fundação tendesse a zero, sendo esta tendência o critério de parada. A análise do modelo estrutural com a consideração da interação solo estrutura confirmou a suavização das linhas de recalques e as migrações de cargas, sobrecarregando a periferia e aliviando os pilares centrais. Dessa forma, conclui-se que o modelo de projeto estrutural em que os apoios no solo são considerados engastados (indeslocáveis), resulta em cargas irreais nos apoios. Deste modo, os pilares bem como os elementos de fundação, não estão sendo dimensionados da melhor forma possível, pois não levam em consideração estas cargas alteradas.

Bahia (2015) realizou um estudo de análise numérica com o intuito de verificar a influência da ISE no desempenho das fundações e na redistribuição dos esforços nos elementos estruturais. Para isso, foram realizadas interações entre os programas TQS e GARP com a finalidade de atingir a convergência de cargas e recalques. De forma a complementar o estudo, foram realizadas interações entre o programa TQS e os resultados de recalque obtidos por meio do cálculo analítico de previsão de recalque de POULOS E DAVIS (1980). Verificou-se com esse estudo a existência da redistribuição dos esforços nas estruturas e a mudança dos esforços obtidos nos elementos estruturais, evidenciando a importância da ISE.

Sousa (2019) analisou os efeitos da interação solo-estrutura em uma edificação de médio porte localizada no Distrito Federal. Para este fim, foi realizada uma comparação entre duas situações distintas, onde, primeiramente, a estrutura foi processada considerando seus apoios engastados, restringindo qualquer tipo de deslocamento nas fundações, e em seguida, ocorreram novos processamentos iterativos após a flexibilização dos seus apoios. Entre as ferramentas utilizadas, estão o *software* Eberick 2018, responsável por fornecer, através de análises estáticas lineares, os esforços por meio da planta de carga do edifício e uma planilha eletrônica desenvolvida no *software Microsoft Office Excel*, para o cálculo das tensões induzidas no solo, dos recalques estimados e dos coeficientes de reação vertical de cada elemento. Os resultados dessa comparação evidenciaram a importância da ISE no desenvolvimento de um projeto estrutural, ao se observar uma redistribuição significativa das reações de apoio. Assim, nota-se que é de

grande importância o aprendizado e abordagem do tema proposto para discussão acadêmica no âmbito da Engenharia Civil.

3.4.1 Fatores que influenciam a ISE

Dentre os fatores que influenciam a análise da interação entre o solo e a estrutura podem ser destacados três: a rigidez relativa estrutura-solo, o número de pavimentos, a sequência construtiva, o formato da planta baixa e o movimento da edificação devido a construções adjacentes.

3.4.1.1 Rigidez relativa estrutura-solo

Diversos estudos mostram que o desempenho real da edificação é regido pela rigidez relativa entre a estrutura e o solo em que este está assentado. Os próprios recalques, tanto os totais como os diferenciais, têm significativa diminuição com o aumento dessa rigidez relativa. Cabe salientar que os diferenciais são mais influenciados por essa rigidez.

Em um estudo publicado por Ramalho e Corrêa (1991), acerca da comparação entre um solo totalmente rígido e um que tenha comportamento elástico, mostraram que é bastante significativa a influência da flexibilidade da fundação nos esforços internos da superestrutura. Os esforços normais e de momento fletor tenderam a se redistribuir.

Iwamoto (2000), por meio de um estudo, levando em conta a rigidez à flexão das lajes com elementos de vigas e pilares, constatou que a rigidez do edifício contribuía para a diminuição dos recalques diferenciais e das distorções angulares. Concluiu também que os esforços provenientes da interação são maiores nos primeiros pavimentos, mas estes podem se estender aos demais pavimentos, a depender da rigidez relativa solo-estrutura.

Por meio dessas verificações é evidenciada a importância e influência da rigidez da superestrutura em relação ao solo que está assente, o que reafirma a necessidade de se realizar um estudo conjunto do solo e da estrutura.

3.4.1.2 Número de pavimentos da estrutura

Outro fator importante, que se relaciona com o fator de rigidez relativa da estrutura-solo, é o número de pavimentos da estrutura. Através de estudos realizados constatou-se que há uma relação entre o número de pavimentos e a rigidez vertical da estrutura, sendo essa maior conforme se aumenta a quantidade de pavimentos. Cabe,

porém, salientar que essa rigidez não cresce de forma linear e também que existe uma rigidez limite, que se encontra nos primeiros pavimentos. Observou-se que a medida que a rigidez da estrutura aumenta em relação a rigidez do solo, a capacidade de redistribuição de esforços também aumenta proporcionando uma uniformização dos recalques na fundação (GUSMÃO, 1990).

3.4.1.3 Sequência construtiva

Pode-se destacar a sequência construtiva como um dos fatores mais influentes no método da análise ISE. Em um estudo realizado por Fonte *et al.* (1994) observou-se que quando não se considera a rigidez da estrutura têm-se uma previsão superestimada de recalques, já quando se considera a rigidez da estrutura, mas despreza-se a sequência construtiva, em que os carregamentos são postos gradualmente, os recalques são subestimados, porque é induzida uma rigidez maior do que a real para a estrutura. Segundo Fraser e Wardle (1974), a rigidez da estrutura, quando considerada instantânea, é duas vezes maior do que a rigidez com carregamento gradual.

3.4.1.4 Formato da planta baixa da edificação

O formato da planta baixa na edificação também influencia diretamente na edificação pela ocorrência de uniformização de recalques. Barata (1986) e Gusmão (1990) focaram estudos acerca do tema e obtiveram resultados que comprovaram a tendência dessa uniformização após as medições. O segundo constatou que esse efeito era mais acentuado em estruturas flexíveis. Viu-se que quanto mais próximo de um quadrado fosse a planta da edificação, maior era essa tendência.

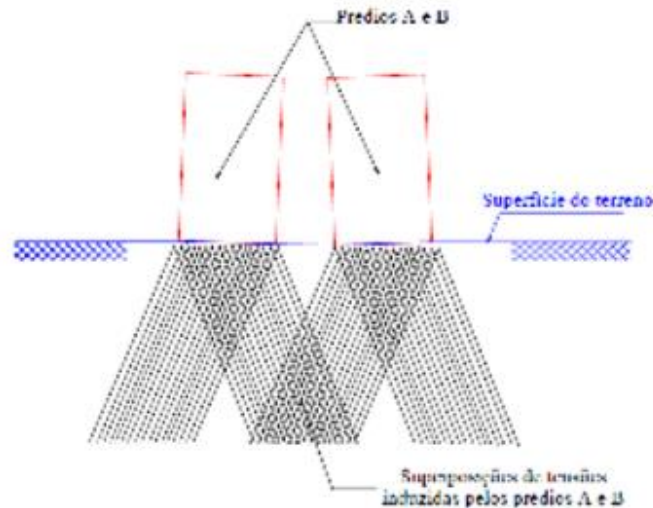
3.4.1.5 Movimento da edificação devido a construções adjacentes

Outro fator de influência na ISE são as construções em terrenos vizinhos à edificação. Um dos primeiros a estudar a influência das construções vizinhas na configuração de recalques e desaprumos foi COSTA NUNES (1956). Costa dividiu em 4 (quatro) tipos, os movimentos característicos devido ao carregamento vizinho, considerando a época da construção e edificações parecidas.

Tipo 1: Edificações vizinhas construídas simultaneamente. Nessa configuração, ocorre uma superposição de tensões na região entre os carregamentos induzidos através

dos dois prédios. Devido a essa concentração de tensões os recalques são maiores e com o sentido contrário (Figura 3).

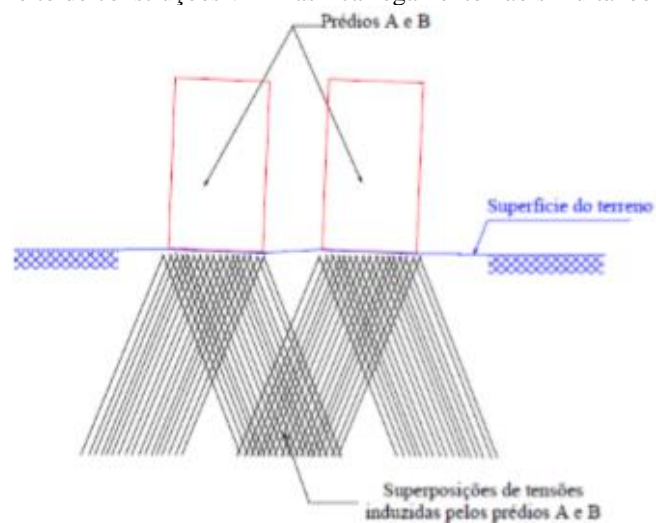
Figura 3 - Efeito de construções vizinhas - carregamento simultâneo



Fonte: Antoniazzi (2011)

Tipo 2: Edificações vizinhas construídas em tempos diferentes. A primeira edificação causa um pré-adensamento do solo sob sua base. A edificação construída em seguida causa um acréscimo de tensões no maciço, somado as tensões da primeira edificação haverá um aumento dos recalques. Como a segunda edificação foi construída sobre o maciço pré-adensado, os recalques do lado oposto a edificação vizinha serão maiores, assim sendo, as duas edificações terão o mesmo sentido de recalque (Figura 4).

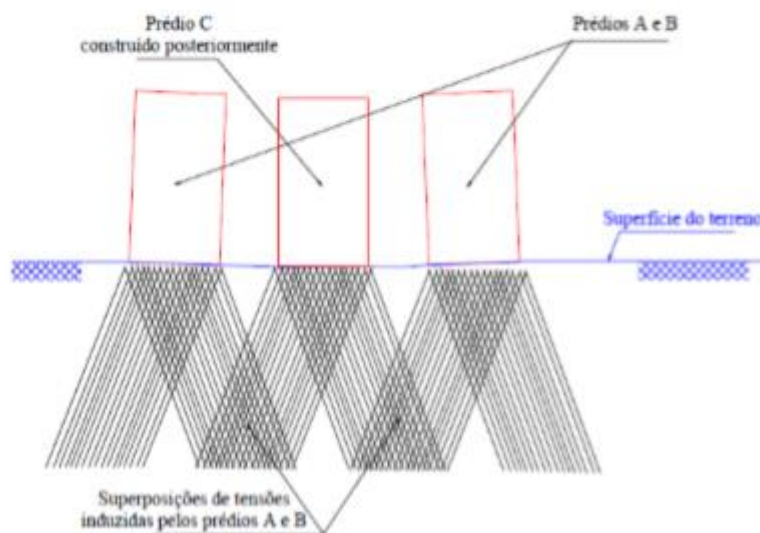
Figura 4 - Efeito de construções vizinhas - carregamento não simultâneo



Fonte: Antoniazzi (2011)

Tipo 3: Nova edificação entre duas já existentes. A edificação construída em tempo posterior às demais causará um acréscimo de tensões no maciço, que irá induzir as outras duas edificações pré-existentes a recalcar em sentidos contrários. Sendo o diagrama de tensões simétrico, em relação a nova edificação, essa não sofrerá recalques diferenciais (Figura 5).

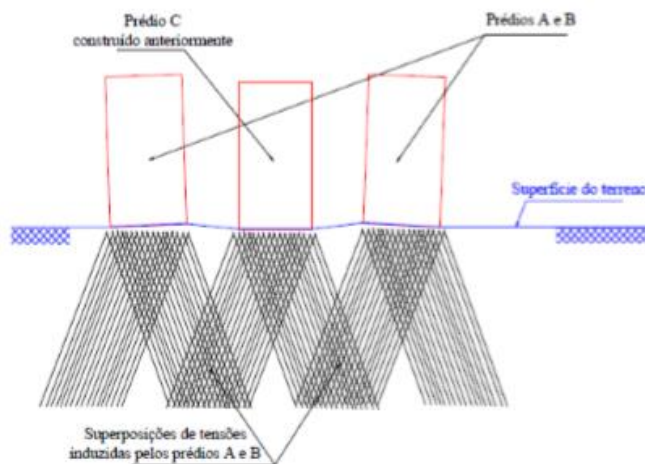
Figura 5 - Efeito de Construções vizinhas - Terceiro prédio construído entre dois prédios já existentes



Fonte: Antoniazzi (2011)

Tipo 4: Duas novas edificações vizinhas à uma edificação já existente. A edificação já finalizada provocará um pré-adensamento do maciço. Devido ao diagrama de tensões sobrepostas, as novas edificações sofrerão tombamentos em sentidos contrários. A edificação que já existia não sofrerá desaprumos, pois o diagrama de tensões será simétrico em relação a ele (Figura 6).

Figura 6 - Efeito de construções vizinhas - dois prédios construídos ao lado de um já existente



Fonte: Antoniazzi (2011)

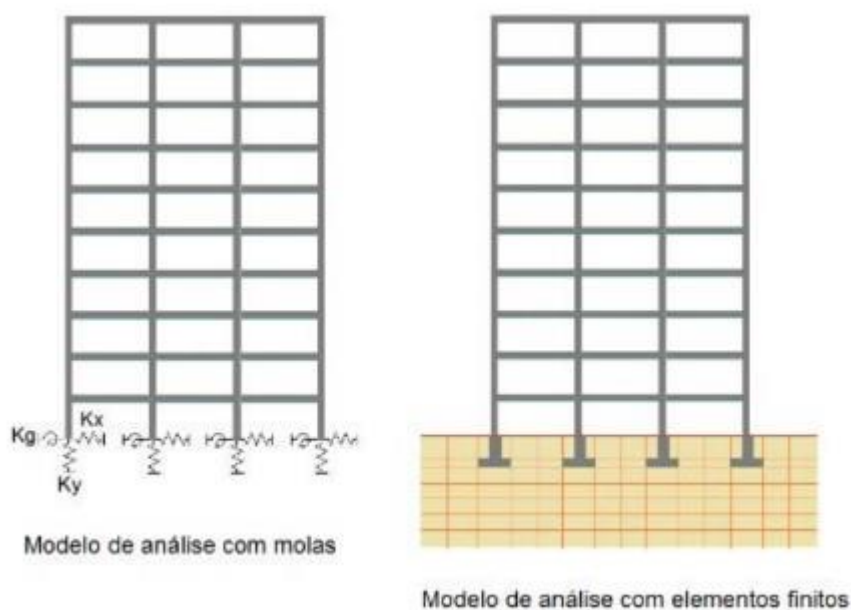
3.4.2 Modelos de solo empregados para a análise da ISE

Segundo Velloso & Lopes (2011), numa análise da interação solo-estrutura, há dois modelos principais para representar o solo:

- Hipótese de Winkler;
- Meio contínuo.

A Figura 7 representa os dois modelos.

Figura 7 – Modelos de cálculo considerando a ISE

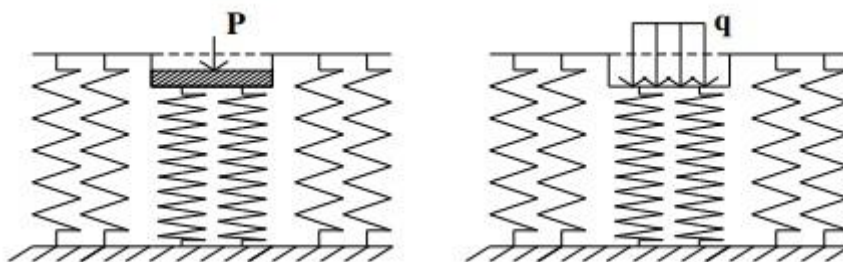


Fonte: Iglesia (2016)

3.4.2.1 Hipótese de Winkler

Por meio da hipótese de Winkler, admite-se a existência de uma proporcionalidade entre as pressões de contato (q) e os recalques (w) (Figura 8 e Equação 15).

Figura 8 – Deslocamentos para os casos de carregamento rígido e uniformemente flexível



Fonte: Colares (2006)

$$q = k_v w \quad (15)$$

Conforme a Figura 8, esteja o solo submetido a um carregamento, seja ele infinitamente rígido ou flexível uniformemente distribuído, os deslocamentos da região carregada serão constantes (COLARES, 2006).

A constante de proporcionalidade k_v é usualmente conhecida por *coeficiente de reação vertical*, porém recebe denominações como *coeficiente de mola*, *módulo de reação* ou *coeficiente de recalque*.

Este modelo também é conhecido como *modelo de molas*, uma vez que isso se explica através do comportamento típico de molas que ele apresenta (Figuras 9a e 9b), ou ainda, pode ser chamado de *modelo do fluido denso*, dada a ocorrência de um comportamento bastante semelhante a uma membrana assente sobre fluido denso (Figura 9c).

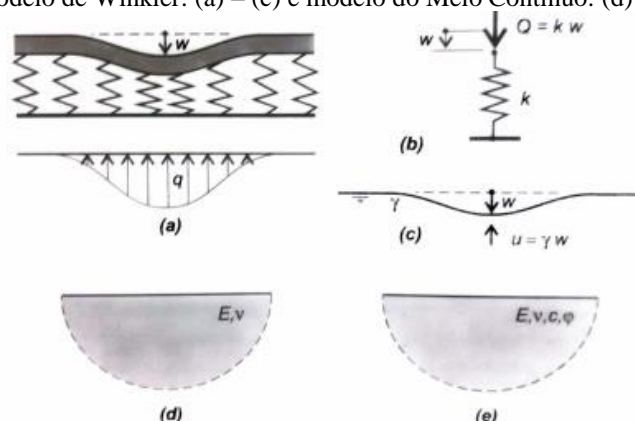
Na hipótese, se assume a determinação dos deslocamentos para pontos imediatamente abaixo da região carregada, anulando-se os deslocamentos fora dessa área, não correspondendo à realidade. Tal simplificação possibilita a ocorrência de grandes desvios de respostas, a depender do problema analisado

3.4.2.2 Meio Contínuo

Conforme Velloso & Lopes (2011), o meio contínuo pode ser:

- **Elástico**, no qual há algumas soluções para vigas e placas pela Teoria da Elasticidade (Figura 9d);
- **Elastoplástico**, que requer uma solução numérica, pelo Método dos Elementos Finitos, por exemplo, o que explica a sua difícil justificativa em projetos recorrentes (Figura 9e).

Figura 9 – Modelo de Winkler: (a) – (c) e modelo do Meio Contínuo: (d) – (e)



Fonte: Velloso & Lopes (2011)

3.4.2.3 Obtenção do coeficiente de reação vertical

Pode-se obter o coeficiente de reação vertical, mencionado anteriormente na Equação 15, através de:

- Ensaio de placa;
- Tabelas de valores típicos ou correlações;
- Cálculo do recalque da fundação real.

Dentre as alternativas citadas acima, a única que permite levar em conta as propriedades das diferentes camadas submetidas a diferentes solicitações é a que propõe o **cálculo do recalque da fundação real**. Através dela, estima-se o coeficiente de reação partindo-se de um cálculo do recalque da fundação (considerado médio). Nessa situação, supõe-se a fundação rígida e submetida a um carregamento na vertical equivalente ao somatório das cargas verticais, e então se calcula o coeficiente de reação vertical, conforme a Equação 16 (VELLOSO; LOPES, 2011):

$$k_v = \frac{\bar{q}}{w} \quad (16)$$

Onde:

k_v = coeficiente de reação vertical

\bar{q} = carregamento na vertical equivalente ao somatório de cargas verticais

w = recalque da fundação

4. ESTUDO DE CASO

O edifício residencial a ser estudado no presente trabalho (Figura 10) foi construído em Águas Claras – DF e é composto por duas Torres A e B e periferias.

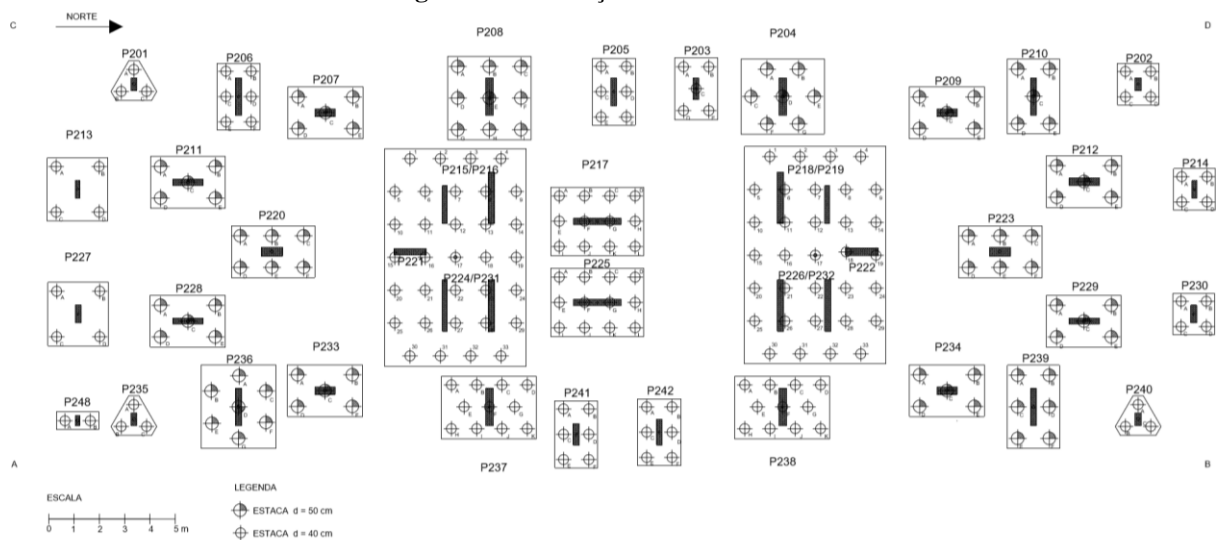
A obra foi iniciada no 2º semestre de 2010 e foi concluída no 2º semestre de 2014. Cada Torre possui um total de vinte e dois pavimentos, sendo: dois subsolos, um térreo e dezenove pavimentos tipo. O lote do empreendimento apresenta pouco mais de 9000 m². Em específico, as análises realizadas nesta pesquisa se referem a Torre B do empreendimento.

A estrutura da edificação foi realizada em concreto armado com alvenaria em bloco de concreto vazado e revestimento cerâmico.

Figura 10 – Edificação estudada

Fonte: (<https://www.bisaincorporadora.com.br/df/brasil/apartamento-residencial-aguas-claras-all>, acessado em 29/05/2019)

Conforme a Figura 11, as fundações da Torre foram realizadas em estaca hélice monitoradas, com diâmetros variando de 400 e 500 mm, e agrupadas através de blocos de coroamento. Vale ressaltar que foi realizada uma prova de carga com estaca de 500 mm e 13 m de comprimento, não pertencente à obra.

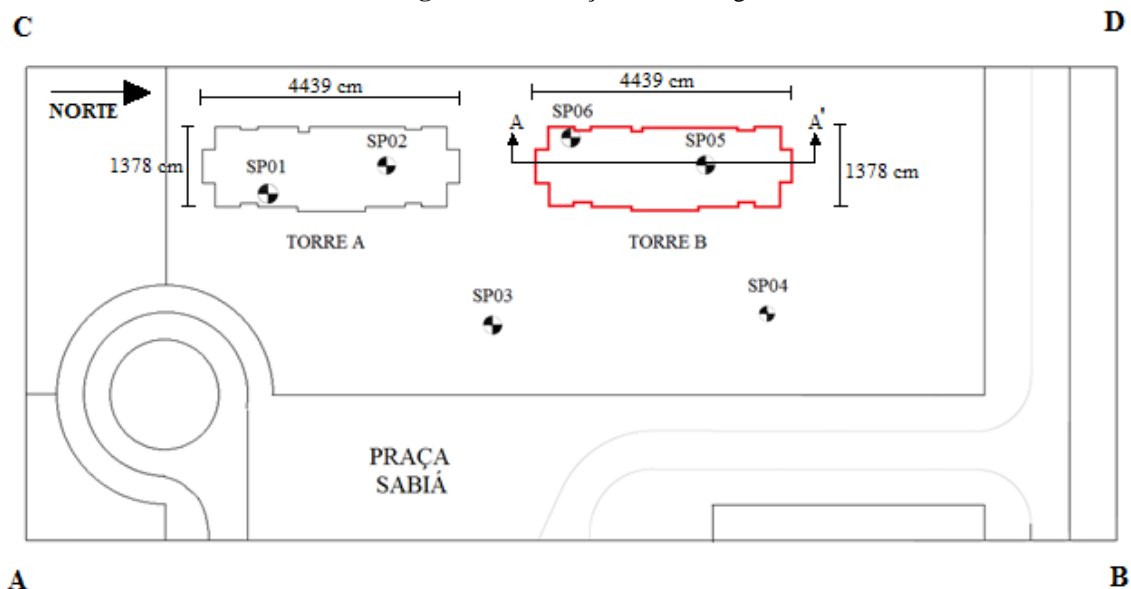
Figura 11 – Fundações da Torre B

Fonte: Fornecido pela empresa e modificado pelos autores (2019)

4.1 Perfil geotécnico da estrutura

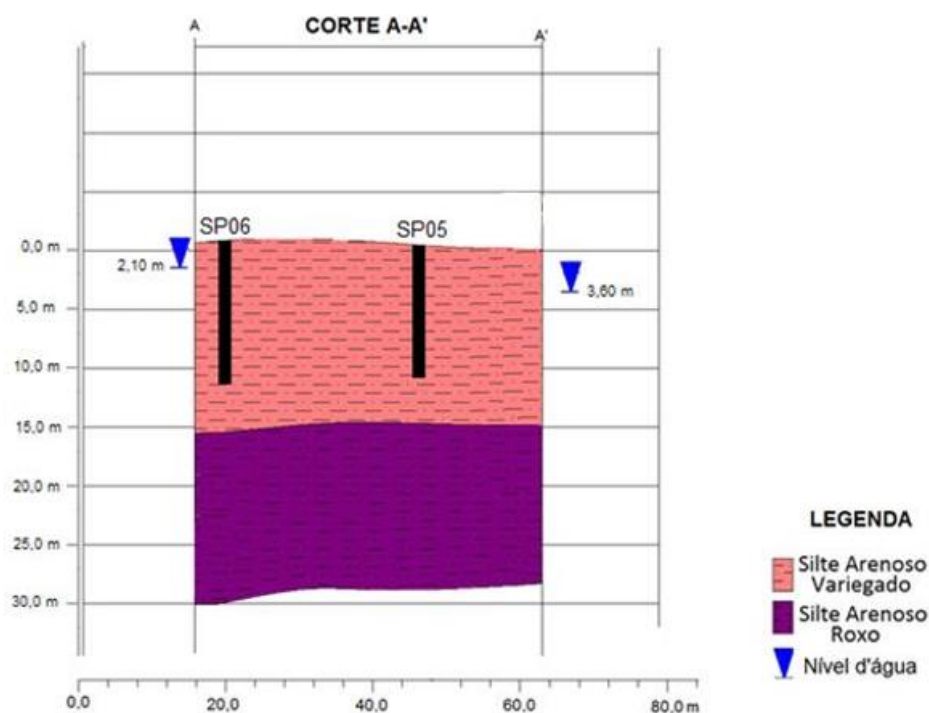
Segundo BAHIA (2015) foram realizados seis furos de sondagem à percussão e dois furos de sondagem mista (percussão e trado) conforme laudos de sondagem apresentados no Anexo A e locação apresentada na Figura 12.

Figura 12 – Locação das sondagens



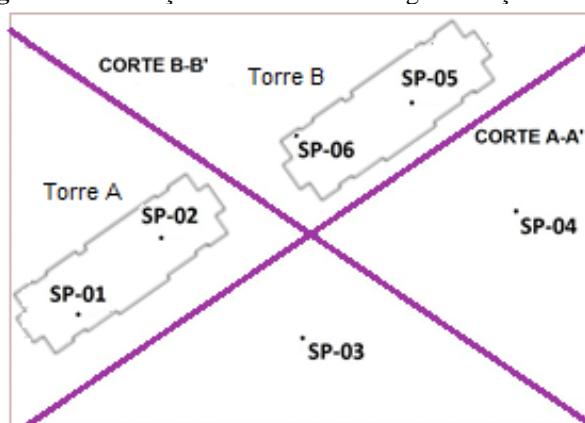
Fonte: Bahia (2015)

Na Figura 13, apresenta-se o perfil do solo gerado no *software RockWorks* (v. 16), na região da Torre B, com a escala adaptada no AutoCAD para otimizar a percepção das dimensões da edificação. Observa-se que nessa região localiza-se apenas o silte arenoso variegado com aproximadamente 15 metros de espessura sobreposto a um silte arenoso roxo com também aproximadamente 15 metros de espessura e nível da água em 2,1 metros de profundidade para o furo SP6 e 3,6 metros de profundidade para o furo SP5.

Figura 13 – Estratigrafia do solo na região da Torre B

Fonte: Bahia (2015)

A Figura 14 mostra a localização dos cortes em todo o terreno para melhor representação da estratificação do solo, levando em consideração todos os ensaios SPT.

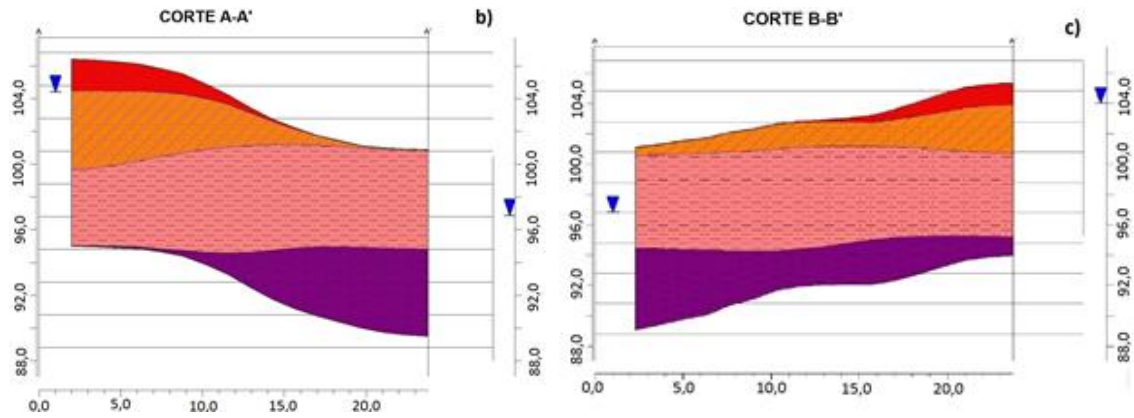
Figura 14 – Localização dos furos de sondagem e seções de corte

Fonte: Bahia (2015)

Na região do terreno foram identificados quatro tipos de solos: argila arenosa, silte argiloso, silte arenoso variegado, silte arenoso roxo, o que torna os resultados coerentes com as características da região de Águas Claras.

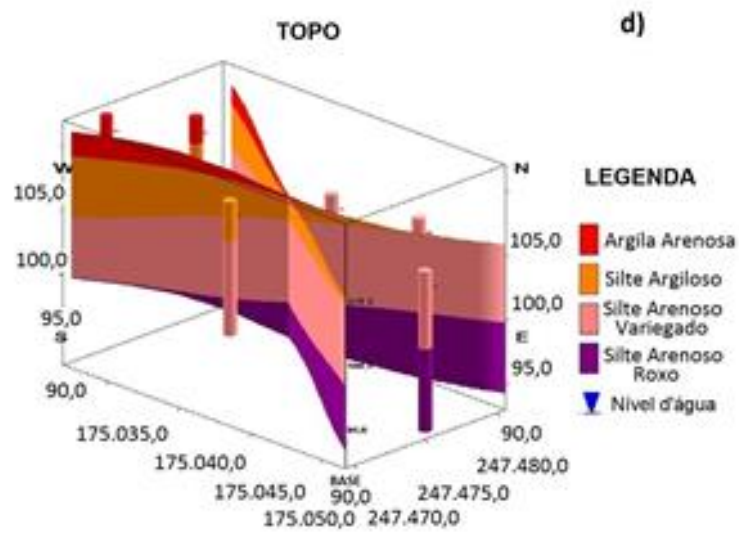
Para melhor visualização da estratigrafia do solo, do lote da obra como um todo, são apresentados os perfis do solo e nível d'água em 2D e 3D, junto aos furos de sondagem SPT por meio do *RockWorks*. A seguir a Figura 15 representa os respectivos cortes A-A' e B-B' em 2D e a Figura 16 representa a posição dos 2 cortes em 3D.

Figura 15 – Seção de corte A-A' e B-B' em 2D



Fonte: Bahia (2015)

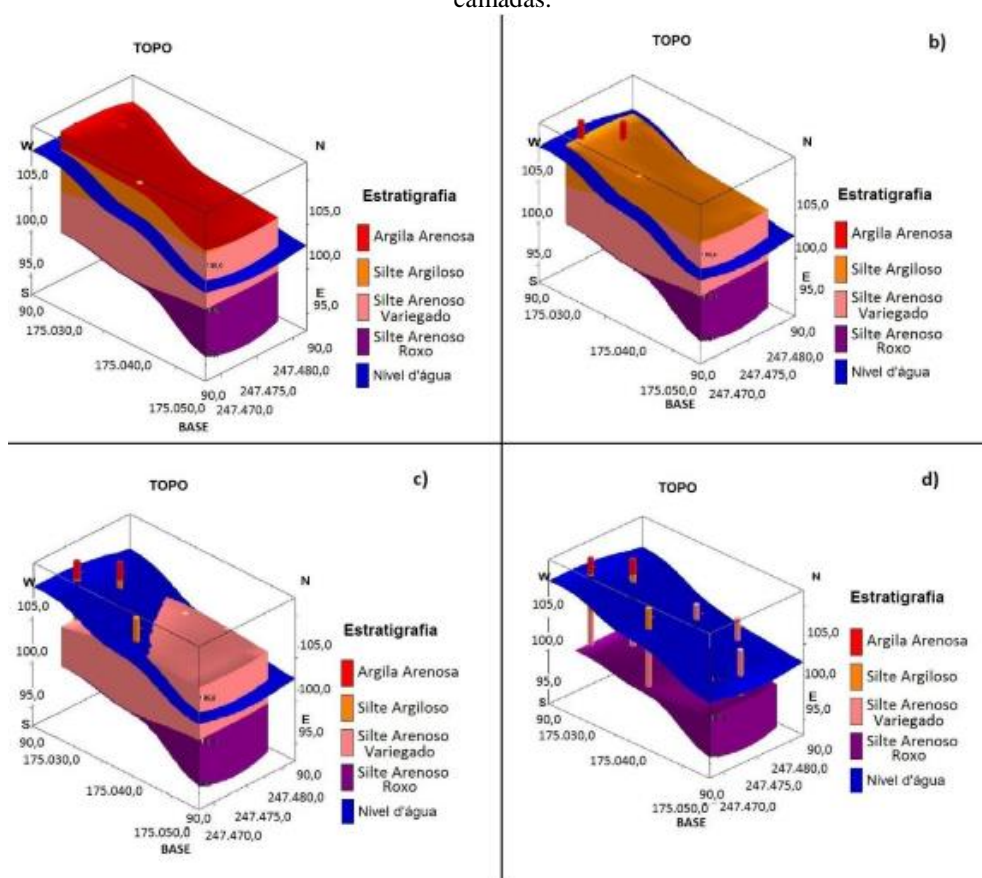
Figura 16 – Seções dos cortes em 3D



Fonte: Bahia (2015)

Abaixo, na Figura 17, apresenta-se o perfil em 3D da estratigrafia do solo com a sondagem SPT gerado no *software RockWorks*.

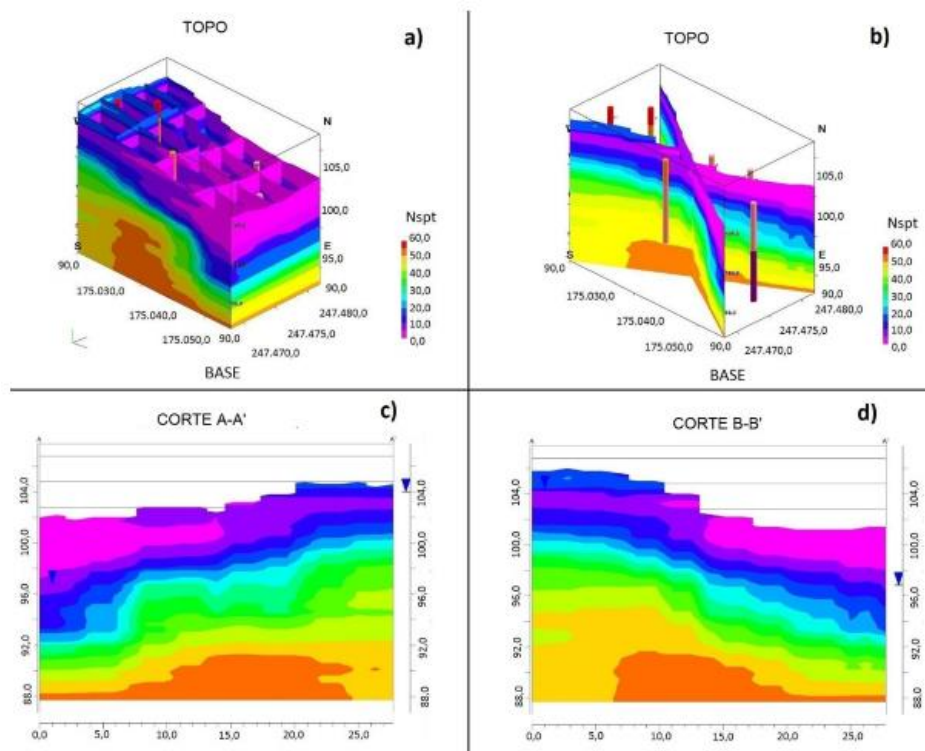
Figura 17 – Perfil de solo 3D com os furos de sondagem SPT: a) Perfil do solo completo, b) Perfil do solo sem a 1ª camada, c) Perfil do solo sem a 1ª e a 2ª camadas e d) Perfil do solo sem a 1ª, 2ª e 3ª camadas.



Fonte: Bahia (2015)

Os furos de sondagem perfizeram um total de 20,8 m e identificaram o subsolo, de modo geral na região das projeções, constituídos por um horizonte de argila arenosa variando de 1 a 4 m e N_{SPT} de 5 a 35 golpes sobrejacente a uma camada de silte argiloso variando de 1 a 6 m e N_{SPT} de 6 a 26 golpes, acima de uma camada de silte arenoso variegado com cascalho variando de 1 a 13 m com N_{SPT} de 2 a 62 golpes, sobrejacente a uma camada de silte arenoso roxo variando de 7 a 20,8 m com N_{SPT} de 10 a 62 golpes, e nível d'água variando de 2,1 a 3,6 m. A Figura 18 apresenta o N_{SPT} para cada camada de solo obtido por meio das sondagens.

Figura 18 - Resultados para o N_{SPT} ao longo da estratigrafia do solo: a) N_{SPT} ao longo do perfil de solo, b) N_{SPT} para as seções de corte em 3D, c) N_{SPT} para a seção de corte A-A' e d) N_{SPT} para a seção de corte B-B'.



Fonte: Bahia (2015)

Observa-se que não há camada com espessura considerável de solo mole intercalada nos horizontes de solo identificados acima, ou seja, o N_{SPT} do solo aumenta conforme a profundidade, em todo o horizonte, características de solos residuais.

Após a obtenção dos valores de N_{SPT} igual a 30 e igual a 50, destaca-se que o primeiro valor de índice de resistência à penetração pode ser utilizado na prática como um valor aceitável para um terreno resistente, a fim de locar a ponta da fundação (desde que não exista um horizonte de solo mole dentro da área do bulbo de tensão calculado para a fundação), e o segundo, pela NBR 6484/2001, pode ser considerado como impenetrável.

5. METODOLOGIA

Neste capítulo, serão apresentadas as etapas para a realização do trabalho.

5.1 Etapas e procedimentos de cálculo

A metodologia tem como base o processo descrito por Aoki e Cintra (2004 apud ANTONIAZZI, 2011), que adaptaram o uso de molas no modelo proposto primeiramente por Chamecki (1954 apud ANTONIAZZI, 2011). A priori, calculou-se a estrutura da edificação considerando seus apoios indeslocáveis (engastados nas fundações), por meio de uma análise estática linear processada no *software* Eberick 2018, obtendo assim as reações de apoio (Fz máximo) para cada pilar, de acordo com a planta de cargas gerada. Em seguida, essas reações foram utilizadas para o cálculo da estimativa de recalques, por meio de uma planilha eletrônica desenvolvida no *Microsoft Office Excel*, composta por uma guia para a realização automática dos cálculos e outra guia para entrada manual dos valores de Fz máximo e para a obtenção dos resultados, totalizando 2 (duas) guias. Os cálculos da planilha foram desenvolvidos utilizando o método de Randolph & Wroth (1979) para a determinação do valor do recalque estimado para cada grupo de estacas.

Para aplicação do método de Randolph e Wroth (1979), foi necessário utilizar o diâmetro e raio das estacas, tanto de fuste quanto de ponta, o comprimento da estaca, o módulo de elasticidade da estaca, o módulo de elasticidade do solo, o módulo de cisalhamento do solo, o coeficiente de Poisson, a carga no topo de uma estaca e as distâncias entre a estaca lateral selecionada como referência para o comportamento médio e as demais estacas do grupo de estacas.

Foi utilizada a expressão contida na NBR 6118/2014 para obtenção do valor do módulo de Young do material da estaca, usando como relação a resistência a compressão do concreto utilizada na execução, conforme Equação 17 e Tabela 1.

$$E_p = 5600 \times \sqrt{F_{ck}} \quad (17)$$

Tabela 1 – Módulo de Young da estaca

Fck da estaca (MPa)	Ep (MPa)	Ep (kN/cm ²)
20	25044	2504

Fonte: Autores (2019)

Para encontrar os módulos de Young das camadas de solo, utilizou-se uma correlação com N_{SPT} , sugerido por Poulos (1998), Equação 18. O valor do módulo utilizado na análise foi a média dos valores encontrados para cada camada, obtidos através

dos N_{SPT5} do furo SP04, visto que este representou o solo com as piores características de resistência, tornado assim a previsão de recalque conservadora. (Tabela 2).

$$E_{sv} (MPa) = 3 \times N_{SPT} \quad (18)$$

Tabela 2 – Módulo de Young do solo

NSPT	Esv (Mpa)
2	6
5	15
16	18
12	36
13	39
10	30
29	87
36	108
43	129
51	153
55	165
60	180
50	150
50	150
50	150
Média:	
94,4	

Fonte: Autores (2019)

O coeficiente de Poisson do solo foi obtido através da Tabela 3, que apresenta os valores típicos para cada tipo de solo. Sendo o solo analisado em sua grande maioria composto de silte saturado optou-se por utilizar o valor de 0,4.

Tabela 3 - Coeficiente de Poisson

Solo	v
Areia pouco compacta	0,2
Areia compacta	0,4
Silte	0,3 - 0,5
Argila saturada	0,4 - 0,5
Argila não saturada	0,1 - 0,3

Fonte: Teixeira & Godoy (1996)

Utilizando uma relação com módulo de Young, conforme Equação 12 foi possível obter os módulos de cisalhamento das camadas de solo, conforme Tabela 4, sendo os valores utilizados no método os referentes à ponta e ao meio da estaca analisada em cada bloco.

Tabela 4 – Módulos de cisalhamento das camadas de solo

NSPT	Esv (MPa)	G (MPa)
2	6	2,14
5	15	5,36
6	18	6,43
12	36	12,86
13	39	13,93
10	30	10,71
29	87	31,07
36	108	38,57
43	129	46,07
51	153	54,64
55	165	58,93
60	180	64,29
50	150	53,57
50	150	53,57
50	150	53,57

Fonte: Autores (2019)

Os valores referentes aos diâmetros, comprimentos, cargas das estacas e espaçamentos variaram de acordo com a configuração do bloco calculado ($d = 40$ cm e $L = 10$ m; $d = 40$ cm e $L = 15$ m; $d = 50$ cm e $L = 15$ m).

De acordo com o método proposto, o valor referente a carga a ser utilizada nos cálculos do recalque é o esforço transmitido pelos pilares ao grupo de fundação, os quais foram obtidos pela planta de cargas do *software* Eberick.

Em cada bloco foi selecionada uma estaca lateral de referência que representou um comportamento médio e em seguida foram obtidos os espaçamentos entre a estaca de referência e as demais estacas do bloco. A razão de base alargada foi obtida através da Equação 6, sendo utilizada a razão entre o raio da base e o raio do fuste. Dessa forma, como todas as estacas desse estudo possuem o mesmo diâmetro, obteve-se como resultado um valor global de 1.

A razão entre o módulo de cisalhamento do solo ao nível da base e logo abaixo da base foi obtido através da Equação 7, sendo o valor de 1 encontrado para todas as configurações de estaca, haja visto que apenas haverá variação caso a estaca esteja com a sua base apoiada em uma camada de solo com módulo de cisalhamento ligeiramente superior ao solo situado ao nível da estaca, o que não ocorre com a estratificação de solo analisada.

A razão de variação do módulo de cisalhamento do solo foi obtida através da Equação 8, tendo variação dos valores apenas quando na ocorrência de variação do comprimento da estaca. Haja vista que o módulo de cisalhamento é obtido por meio de uma correlação entre o módulo de Young do solo. O parâmetro utilizado é a razão entre o módulo de cisalhamento no comprimento médio da estaca e o módulo de cisalhamento na base da estaca.

A rigidez relativa estaca-solo foi obtida através da Equação 9, por meio da relação entre o módulo de Young da estaca e o módulo de cisalhamento do solo na base da estaca, tendo seus valores também variados apenas com a variação do comprimento da estaca.

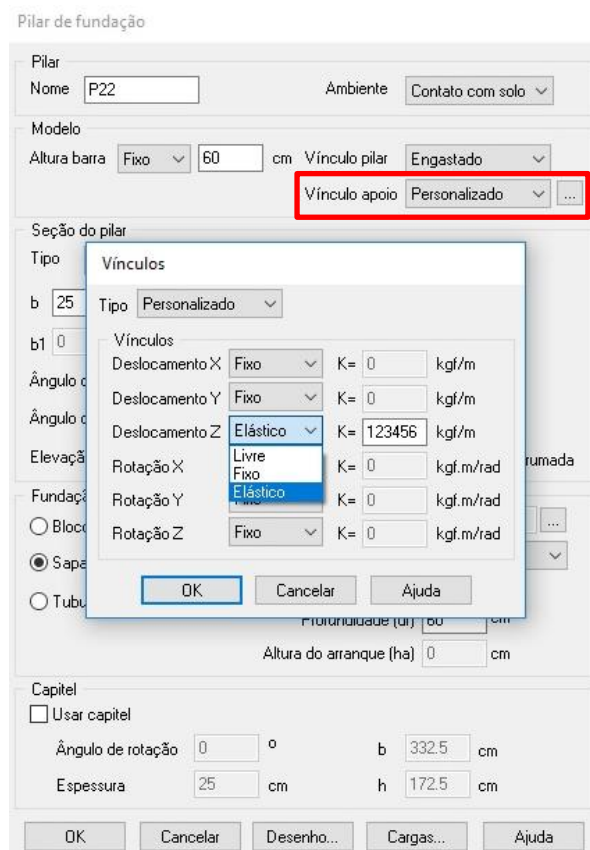
O raio máximo de influência, também conhecido com raio “mágico”, entendido como o raio máximo de influência dos deslocamentos induzidos pela estaca no solo foi obtido através da Equação 11, utilizando como parâmetros o valor da razão entre o módulo de cisalhamento do solo ao nível da base e logo abaixo da base, a razão de variação do módulo de cisalhamento, o coeficiente de Poisson e o comprimento da estaca.

Dentre os parâmetros obtidos anteriormente, considerou-se apenas o efeito de uma estaca isolada, a fim de aplicar o método para o grupo de estaca. Dessa forma, foi necessário calcular os novos parâmetros referente a razão entre o módulo de cisalhamento do solo ao nível da base e logo abaixo da base e a relação entre o raio máximo de influência e o raio do fuste da estaca através das Equações 13 e 14.

De posse de todos os parâmetros necessários para a execução do método de cálculo de grupo de estacas, utilizou-se a Equação 5 para obtenção do recalque do grupo de estaca, substituindo os parâmetros calculados nas Equações 13 e 14.

Posteriormente, foi possível calcular o coeficiente de reação vertical (k_v), abordado no item 3.4.2.3 e definido pela Equação 16, para cada grupo de estacas, dispondo-se do recalque calculado no passo anterior e da força solicitante (F_z máximo) de cada pilar. De posse desses coeficientes, alterou-se o sistema estrutural da edificação analisada no *software* Eberick. Para tanto, modificou-se as condições de apoio das bases de cada pilar nas fundações, passando estes vínculos a uma condição de deslocáveis no sentido vertical (sentido do recalque) e não mais indeslocáveis (engastados), com um valor de coeficiente particularmente calculado para cada pilar de fundação, conforme o exemplo da Figura 19.

Figura 19 – Inserção do coeficiente de reação vertical (kgf/m)



Fonte: Autores (2019)

Após alimentar o *software* Eberick com os valores dos coeficientes de reação vertical encontrados na etapa anterior, realizou-se um novo processamento da estrutura (análise estática linear), o qual resultou em uma nova configuração e redistribuição de esforços nos elementos estruturais. Com a nova planta de cargas, tornou-se possível realimentar a planilha de cálculo no *Microsoft Office Excel*, obtendo-se, conseqüentemente, novos valores para os recalques, seguindo a lógica de cálculo anteriormente citada. O procedimento descrito foi repetido, definindo-se cada repetição como uma iteração realizada, conforme sugere o fluxograma da Figura 20.

Figura 20 - Fluxograma de iterações



Fonte: Autores (2019)

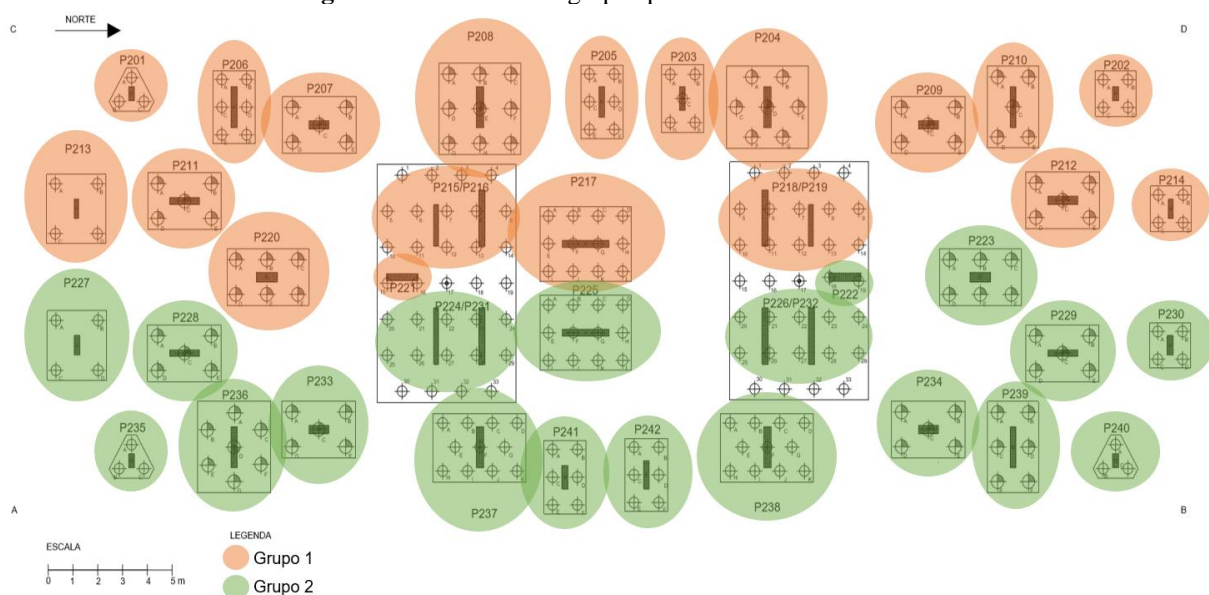
Diante de cada iteração realizada, através da relação entre o valor “atual” encontrado e o valor registrado anteriormente para cada esforço, calculou-se e registrou-se, em valores percentuais, a variação dos esforços atuantes para cada elemento de fundação. Procedeu-se dessa forma até a ocorrência de diferenças mínimas na taxa de variação dos esforços, a ponto de que esta, conforme se esperava, tendesse à zero, minimizando ao máximo as variações de esforços e recalques em cada elemento para as iterações subsequentes. Atingindo-se essa situação após o 6º (sexto) processamento da estrutura, interrompeu-se o processo iterativo. O recalque obtido pela última iteração foi considerado o recalque final resultante da consideração dos efeitos da análise de interação solo-estrutura.

Através dos procedimentos desenvolvidos, foi possível realizar uma análise comparativa entre os resultados obtidos para os carregamentos máximos (Fz), para os valores estimados de recalques totais e para os valores máximos de momentos fletores observados para cada um dos elementos em duas situações distintas. A primeira delas caracteriza-se pela consideração de vínculos indeslocáveis entre pilares e fundações, não admitindo o deslocamento vertical desses elementos devido ao encurtamento das camadas

do maciço de solo. A segunda situação é dada não só pela consideração dos efeitos desses deslocamentos nos elementos estruturais, como também promove a interação entre o solo e a estrutura como um todo, através de iterações entre recalques e esforços até que os valores converjam, ao se introduzirem coeficientes de reação vertical que representam o comportamento do solo quando suscetível a um processo de carregamento.

Com o intuito de facilitar a compreensão e a análise dos resultados, optou-se pela divisão dos elementos em dois grupos distintos, aproveitando-se da forma com que foram enumerados os pilares (Figura 21). Dessa forma, os grupos 01 (P201 a P221) e 02 (P222 a P242) foram analisados separadamente.

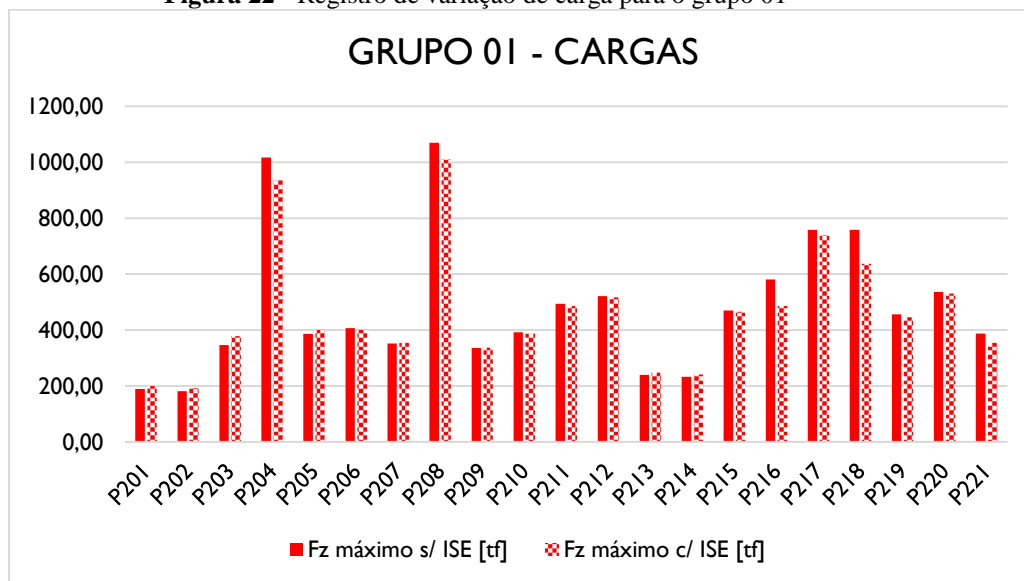
Figura 21 – Divisão dos grupos para análise dos resultados



Fonte: Autores (2019)

6. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

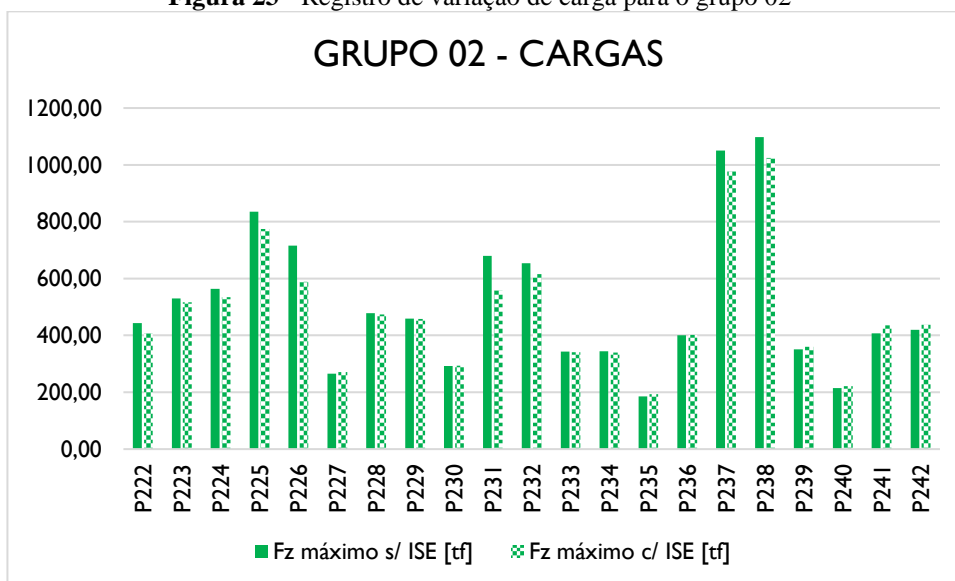
A seguir apresenta-se a Figura 22 com a representação das variações de carga, em relação à situação engastada, sem a consideração da ISE (Fz max s/ ISE) onde ficam registrados os valores máximos para o somatório das forças verticais atuantes em cada peça sob as condições padrões de engaste, e a última iteração realizada, após a flexibilização dos apoios (Fz max c/ ISE) para os pilares do grupo 01.

Figura 22 - Registro de variação de carga para o grupo 01

Fonte: Autores (2019)

No grupo 01, composto por vinte e um pilares, em oito (P201, P202, P203, P205, P207, P209, P213 e P214) ocorreu um acréscimo de tensão médio de 4,12% (11,14 tf). O pilar P203 foi o que registrou uma maior variação individual em termos percentuais, atingindo 9,26%. Nos outros treze pilares (P204, P206, P208, P210, P211, P212, P215, P216, P217, P218, P219, P220 e P221) observou-se um alívio de carga médio de 5,1% (34,83 tf), sendo o pilar P216 o detentor da maior variação, que foi de 16,22%.

De forma análoga, a Figura 23 traz a representação das variações de carga para os pilares do grupo 02.

Figura 23 - Registro de variação de carga para o grupo 02

Fonte: Autores (2019)

O grupo 02 registrou um acréscimo médio de tensão de 3,03% (9,86 tf) em oito dos seus vinte e um membros (P227, P230, P235, P236, P239, P240, P241 e P242), chegando a uma variação individual máxima de 6,93% no pilar P241. O restante dos pilares (P222, P223, P224, P225, P226, P228, P229, P231, P232, P233, P234, P237 e P238) apresentou um alívio médio de 6,25% (44,98 tf) e o máximo que variou individualmente, foi 17,80% (P231).

Outro fato importante é que, na maioria dos casos, os elementos de menores valores para Fz max inicial, ou seja, aqueles que apresentaram esforços solicitantes de pequena escala após o processamento da estrutura nas condições padrões (de engaste), sofreram, com a redistribuição dos esforços devida a interação solo-estrutura, um considerável acréscimo de carga e vice-versa.

Isso foi comprovado pelo fato de que entre os 23 (vinte e três) pilares de maior Fz max inicial, todos foram suavizados, ou seja, o alívio de carga ocorreu em 100% dos casos. Constatou-se também que entre os 23 (vinte e três) pilares de menor Fz max inicial, o acréscimo de cargas ocorreu em 18 pilares, ou seja 72% dos casos.

Portanto, pode-se admitir que, no presente estudo, houve uma leve tendência de migração das cargas entre os elementos mais solicitados e os menos solicitados da estrutura, embora essa situação não tenha se transformado em uma regra.

Abaixo encontra-se um resumo das variações de cargas relativas a interação solo estrutura, demonstrados nas Tabelas 5, 6, 7 e 8.

- Grupo 1

Tabela 5 – Variação da carga no grupo 1

CARGA			
PARÂMETRO	QTDE PILARES	MÉDIA	MÁXIMA
ACRÉSCIMO	8	4,12% (11,14 tf)	9,26% (32,10 tf)
SUAVIZAÇÃO	13	5,1% (34,83 tf)	16,22% (94,20 tf)

Fonte: Autores (2019)

- Grupo 2

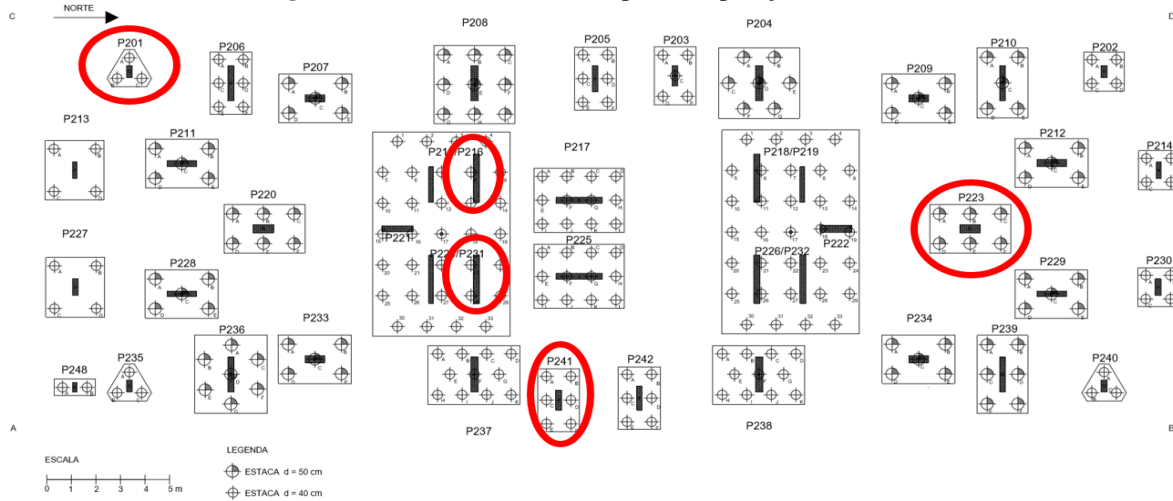
Tabela 6 - Variação da carga no grupo 2

CARGA			
PARÂMETRO	QTDE PILARES	MÉDIA	MÁXIMA
ACRÉSCIMO	8	3,03% (9,86 tf)	6,93% (28,20 tf)
SUAVIZAÇÃO	13	6,25% (44,98 tf)	17,80% (121,20 tf)

Fonte: Autores (2019)

A fim de demonstrar a variação dos momentos fletores antes e após a realização da interação solo estrutura, selecionou-se de forma aleatória, a fim de abranger diferentes áreas do projeto, os pilares P201, P216, P223, P231 e P241, conforme Figura 24 para realização do comparativo.

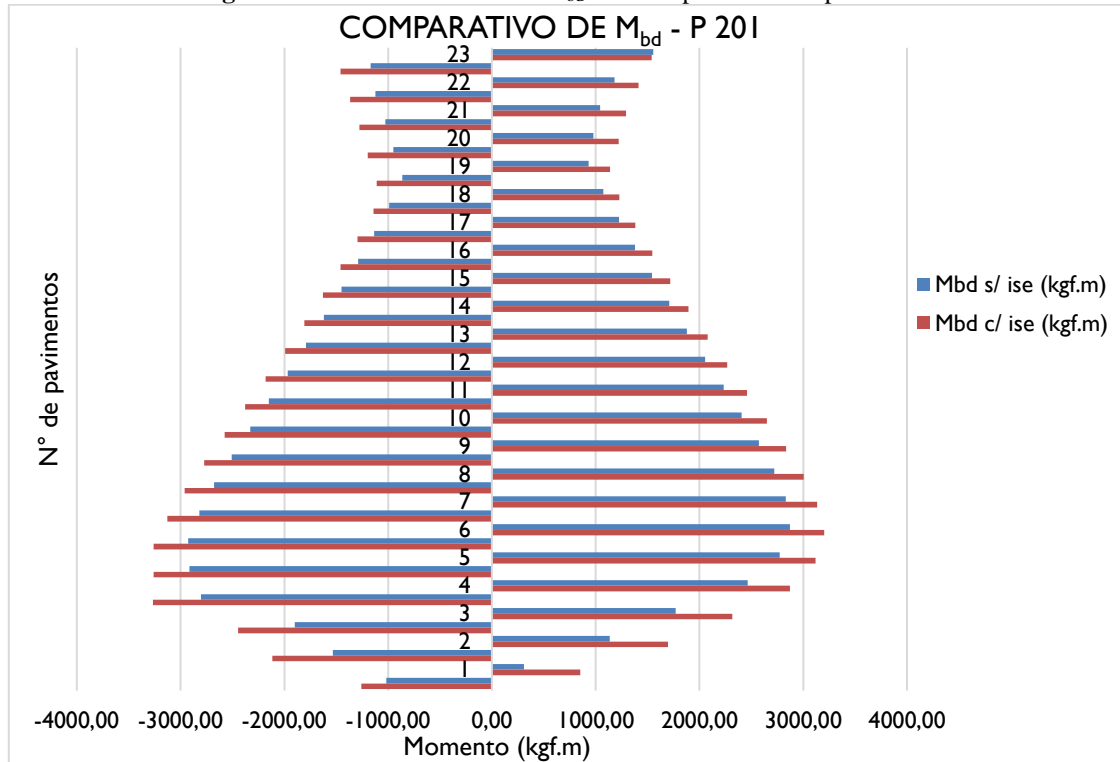
Figura 24 – Pilares selecionados para comparação dos momentos



Fonte: Autores (2019)

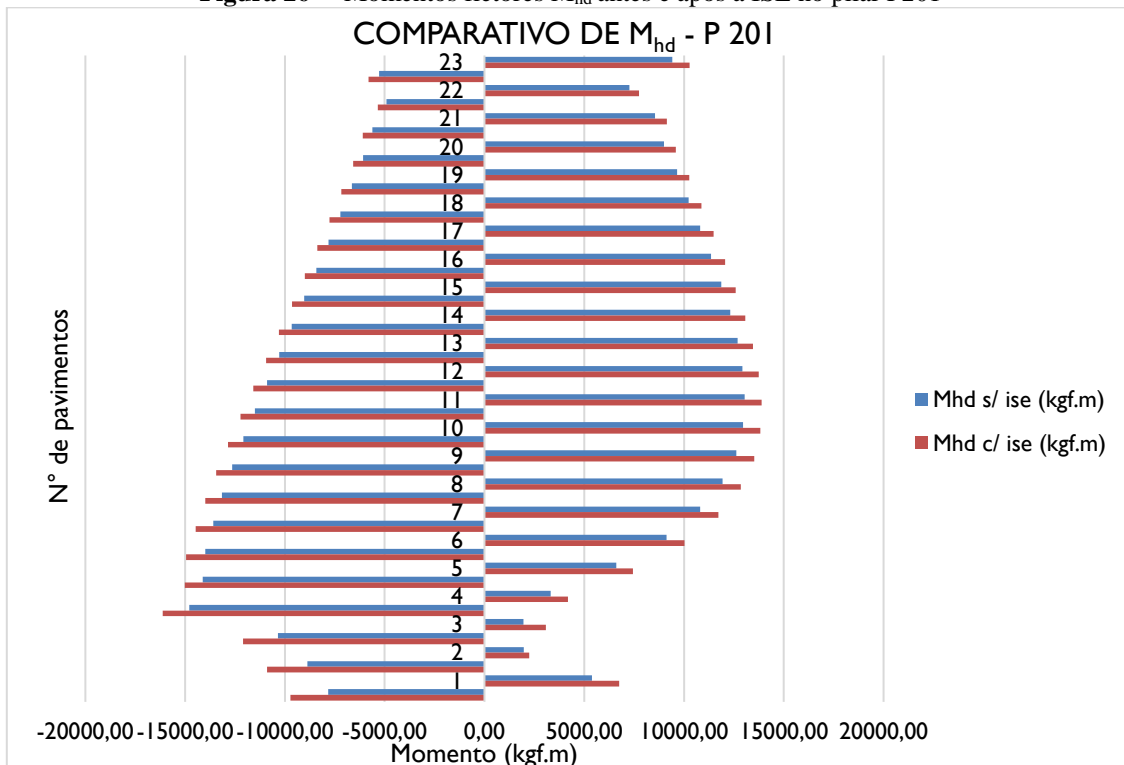
As figuras 25 a 34 apresentam os valores obtidos para tais pilares, sendo os momentos “ M_{bd} ” referentes aos esforços ocorridos em torno da menor dimensão do pilar e os momentos “ M_{hd} ” referentes aos esforços ocorridos em torno da maior dimensão do pilar.

Figura 25 – Momentos fletores M_{bd} antes e após a ISE no pilar P201



Fonte: Autores (2019)

Figura 26 – Momentos fletores M_{hd} antes e após a ISE no pilar P201

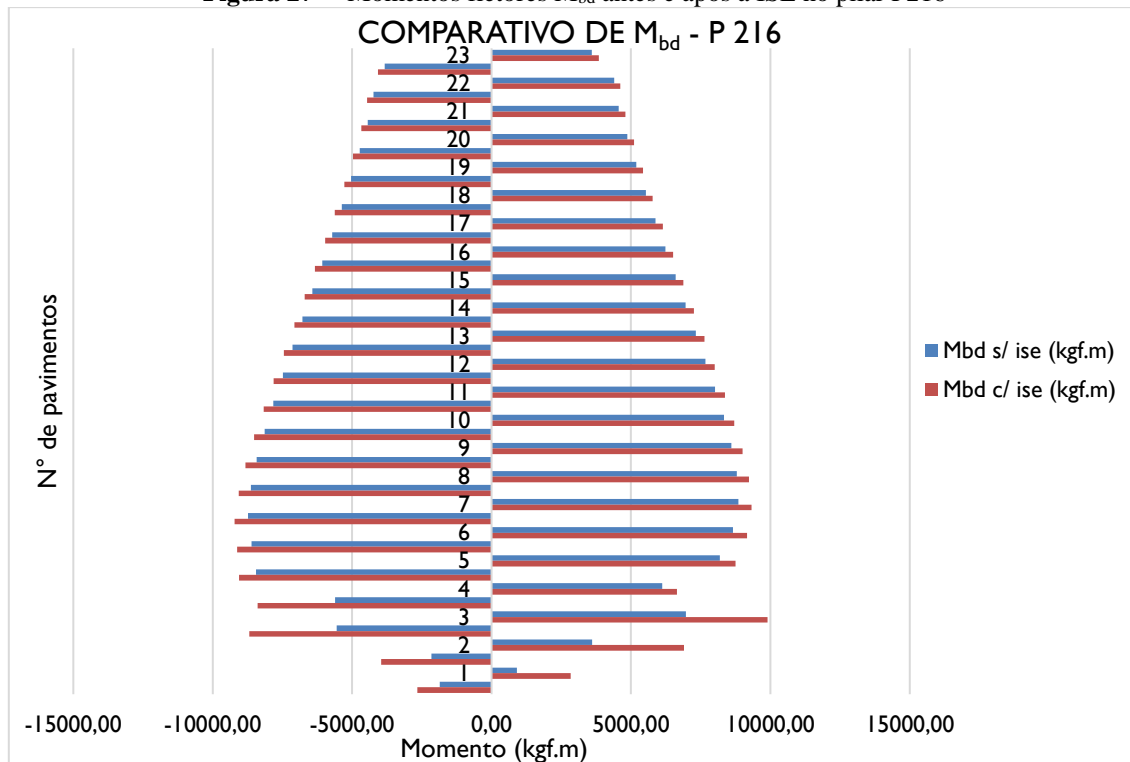


Fonte: Autores (2019)

O pilar P201 obteve a maior variação após a ISE no lance 1 (um), no momento “ M_{bd} ”, que chegou a aumentar 64%. As maiores variações também ocorreram em “ M_{bd} ”, mesmo sendo a dimensão onde os momentos são menores. O maior momento, antes e

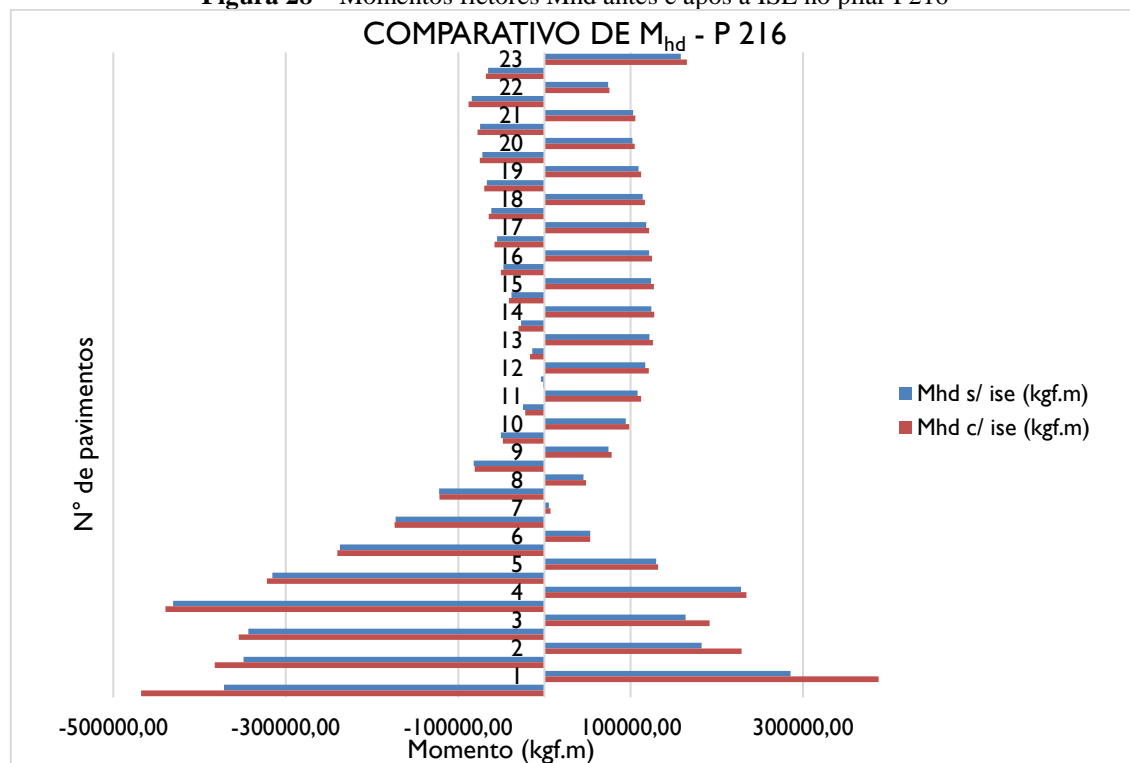
após a ISE, ocorreu no lance 4, chegando a 16119 kgf.m, após a ISE, no momento “ M_{hd} ”. A variação média foi maior que a dos demais pilares, que chegou a 15% no momento “ M_{bd} ”.

Figura 27 – Momentos fletores M_{bd} antes e após a ISE no pilar P216



Fonte: Autores (2019)

Figura 28 – Momentos fletores M_{hd} antes e após a ISE no pilar P216



Fonte: Autores (2019)

O pilar P216 obteve a maior variação após a ISE no lance 12 (um), no momento “ M_{hd} ”, que chegou a diminuir 195%. As maiores variações ocorreram em “ M_{bd} ”, mesmo sendo a dimensão onde os momentos são menores. O maior momento, antes e após a ISE, ocorreu no lance 1, chegando a 467805 kgf.m, após a ISE, no momento “ M_{hd} ”. A variação média chegou a 10% no momento “ M_{bd} ”.

Figura 29 – Momentos fletores M_{bd} antes e após a ISE no pilar P223

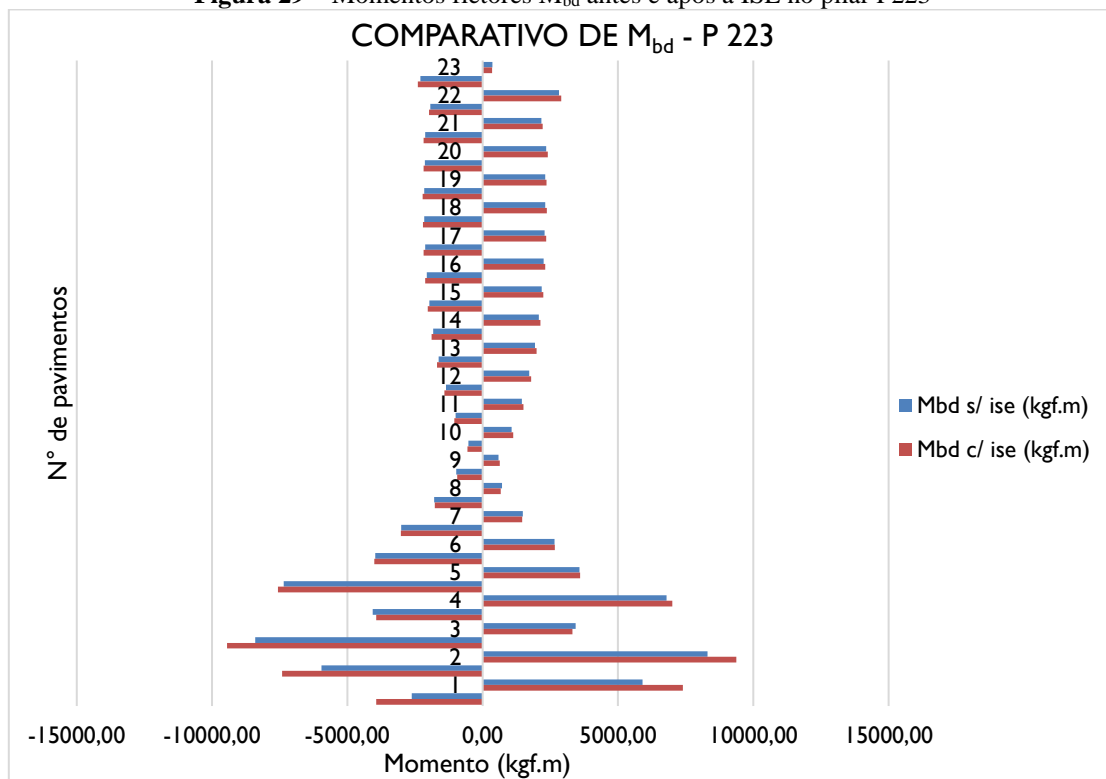
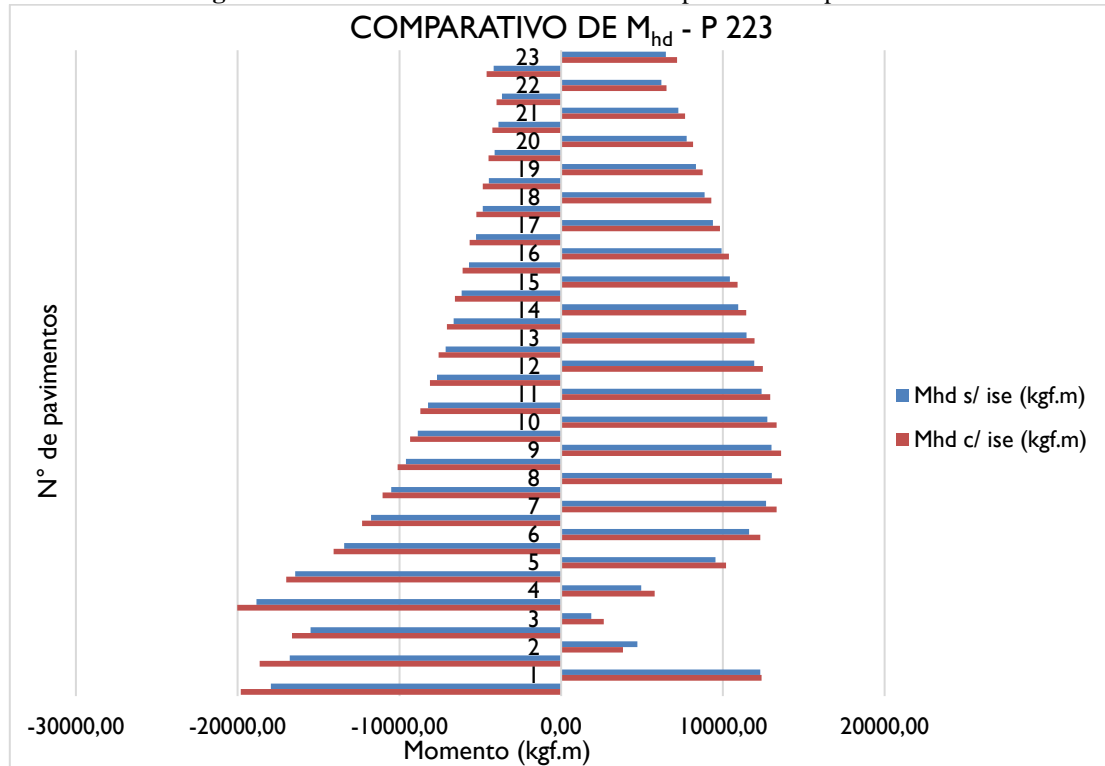
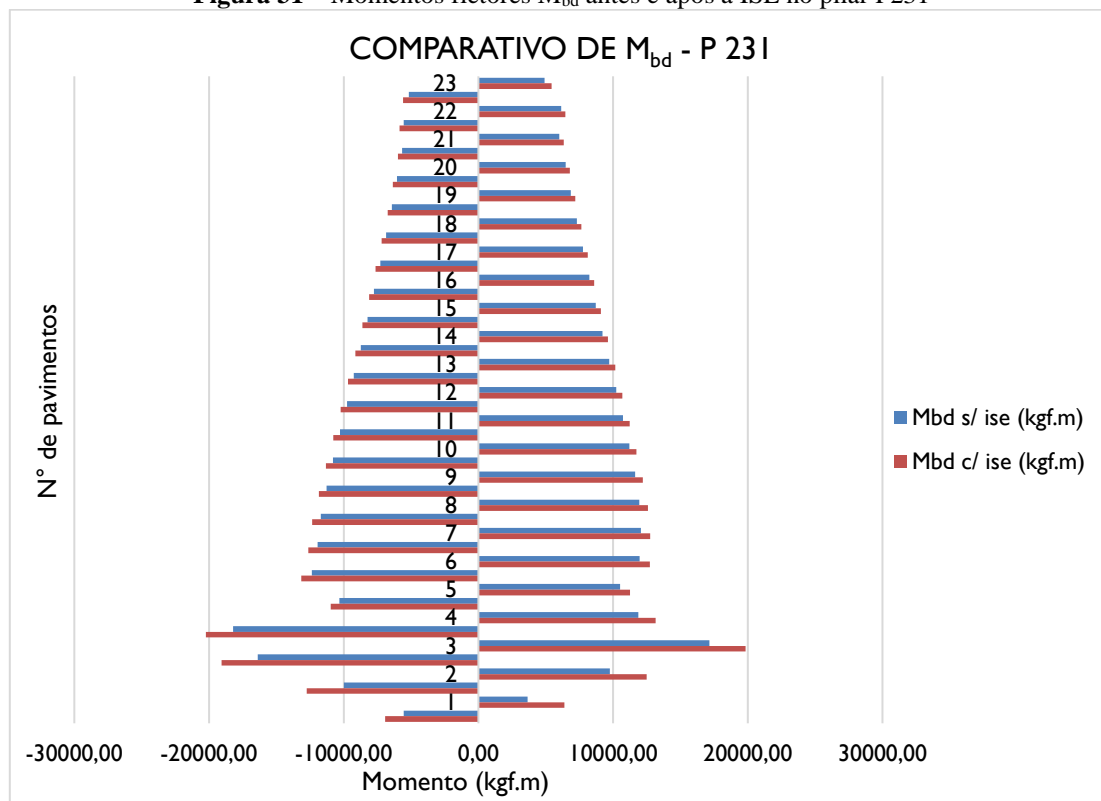


Figura 30 – Momentos fletores M_{hd} antes e após a ISE no pilar P223



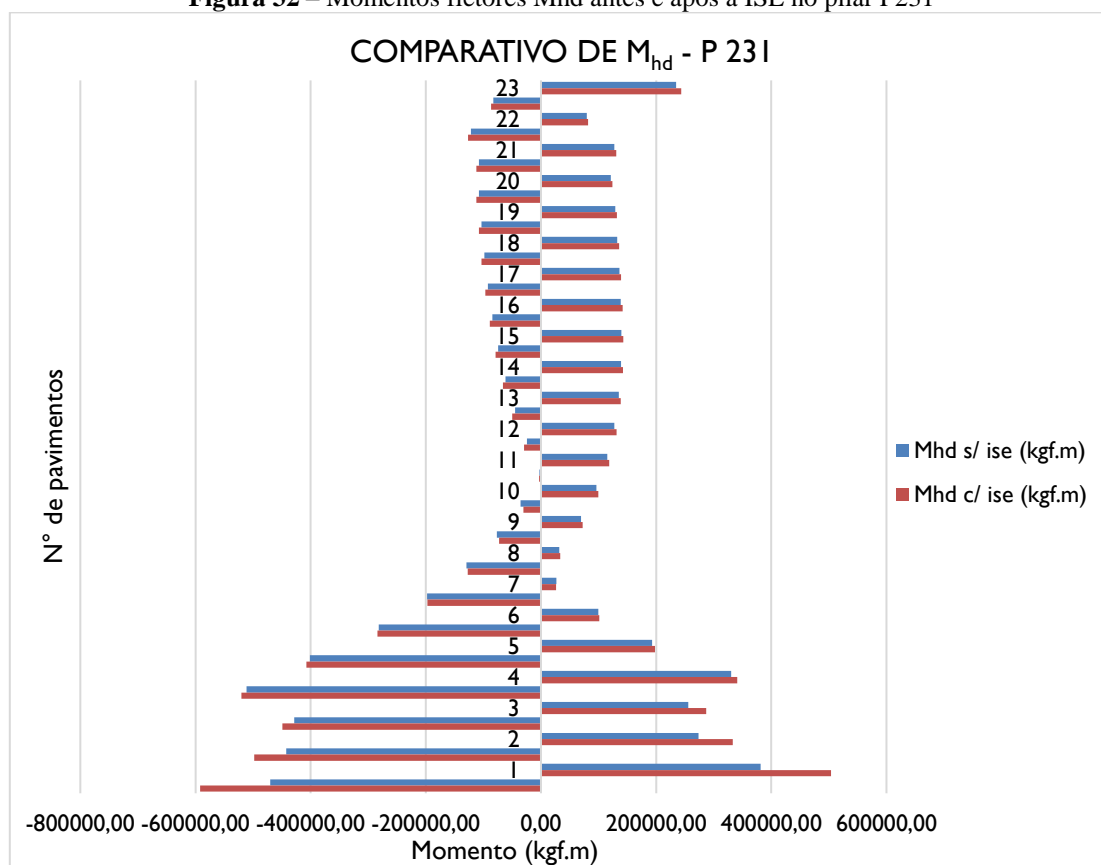
O pilar P223 obteve a maior variação após a ISE no lance 1 (um), no momento “M_{bd}”, que chegou a aumentar 33%. As maiores variações também ocorreram em “M_{bd}”, mesmo sendo a dimensão onde os momentos são menores. O maior momento, antes e após a ISE, ocorreu no lance 1, chegando a 20015 kgf.m, após a ISE, no momento “M_{hd}”. A variação média foi a menor que os demais pilares, chegando a 6% no momento “M_{bd}”.

Figura 31 – Momentos fletores M_{bd} antes e após a ISE no pilar P231



Fonte: Autores (2019)

Figura 32 – Momentos fletores M_{hd} antes e após a ISE no pilar P231



Fonte: Autores (2019)

O pilar P231 obteve a maior variação após a ISE no lance 1 (um), no momento “ M_{bd} ”, que chegou a aumentar 43%. As maiores variações também ocorreram em “ M_{bd} ”, mesmo sendo a dimensão onde os momentos são menores. O maior momento, antes e após a ISE, ocorreu no lance 1, chegando a 592155 kgf.m, após a ISE, no momento “ M_{hd} ”. A variação chegou a 7% no momento “ M_{bd} ”.

Figura 33 – Momentos fletores M_{bd} antes e após a ISE no pilar P241

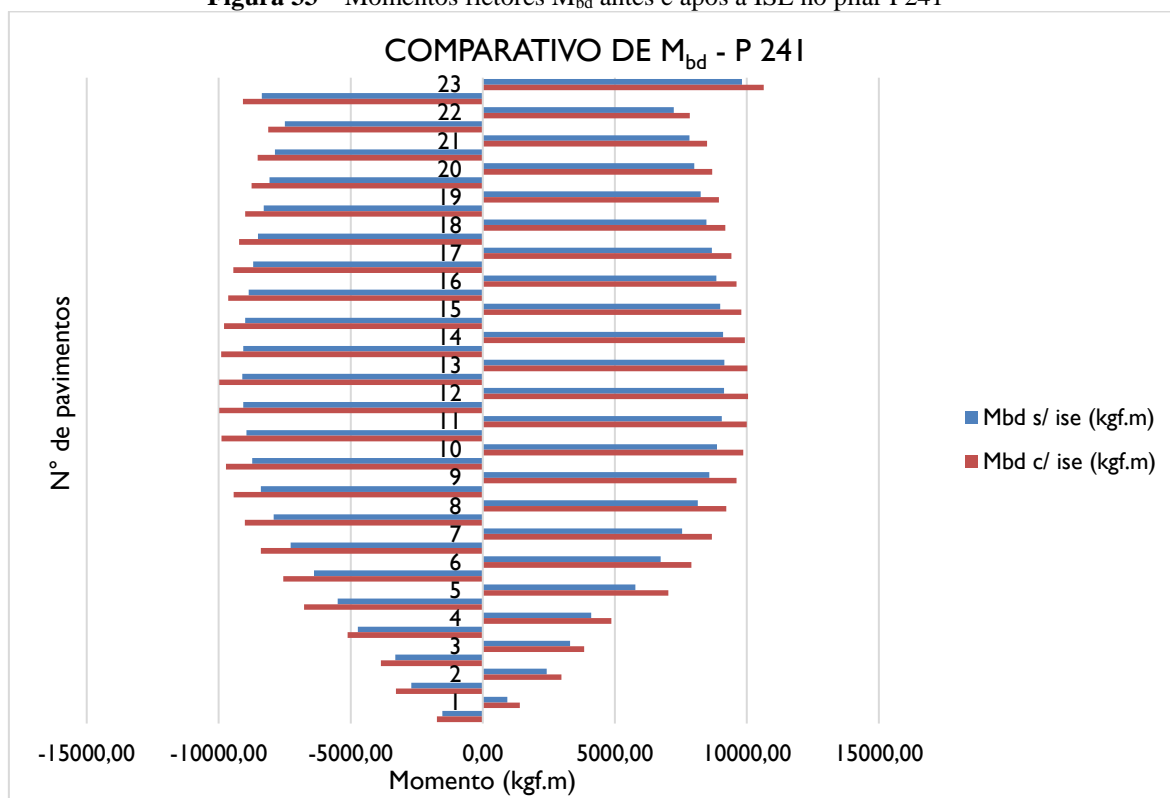
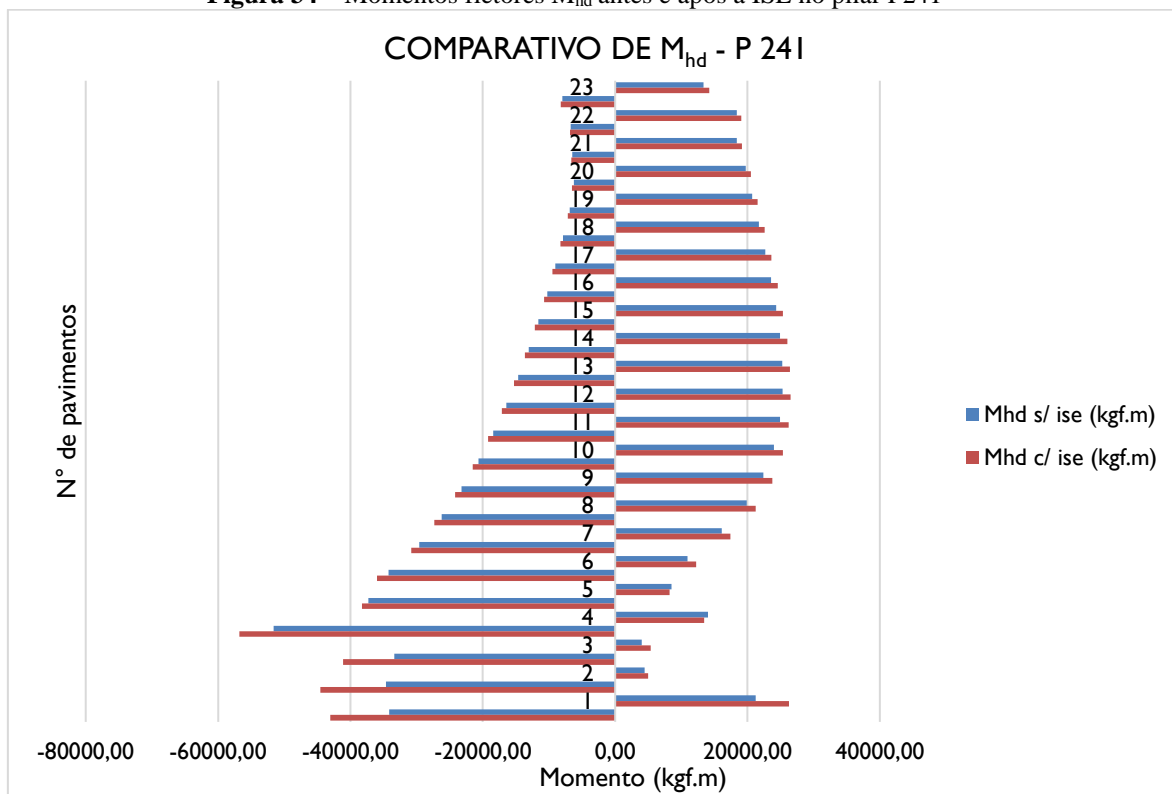


Figura 34 – Momentos fletores M_{hd} antes e após a ISE no pilar P241



O pilar P241 obteve a maior variação após a ISE no lance 1 (um), no momento “ M_{bd} ”, que chegou a aumentar 34%. As maiores variações também ocorreram em “ M_{bd} ”, mesmo sendo a dimensão onde os momentos são menores. O maior momento, antes e após a ISE, ocorreu no lance 1, chegando a 56792 kgf.m, após a ISE, no momento “ M_{hd} ”. A variação chegou a 11% no momento “ M_{bd} ”.

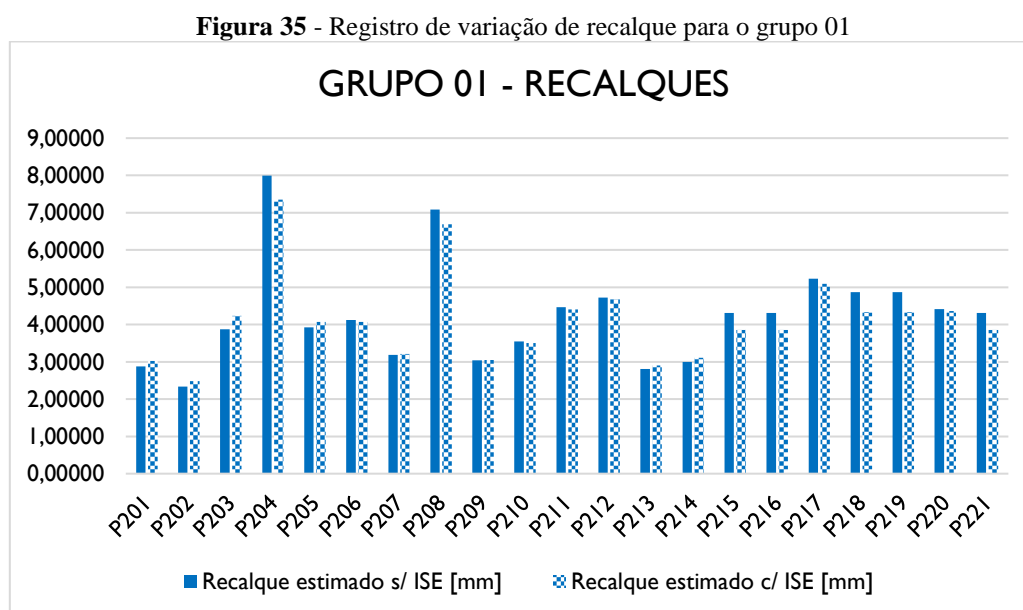
Nota-se de forma geral, que as maiores variações ocorreram nos lances de pavimentos iniciais. Entre os pilares analisados, o pilar P216 teve em seu 12º pavimento no momento M_{bd} a maior variação, que chegou a diminuir 195% após a interação solo estrutura.

Em todos os pilares selecionados apenas os pilares P216 e P223, obtiveram valores de momentos diminuídos após a interação solo estrutura. Sendo assim, no edifício analisado os momentos tiveram uma tendência crescente, com a realização da interação solo estrutura.

Essas variações denotam a grande influência da interação solo estrutura, sendo que em alguns casos os momentos fletores podem dobrar e até ocorrer variação de direção.

Similarmente ao processo comparativo das cargas, repetiu-se a análise para os valores de recalques estimados. Entende-se por “recalque estimado sem ISE” os valores de recalques obtidos através do método estudado, com base na planta de carga gerada após o primeiro processamento da estrutura, onde todos os apoios eram do tipo engaste. Os valores encontrados após as iterações são indicados por “recalque estimado com ISE”.

A Figura 35 representa as variações de recalque para os elementos do grupo 01.

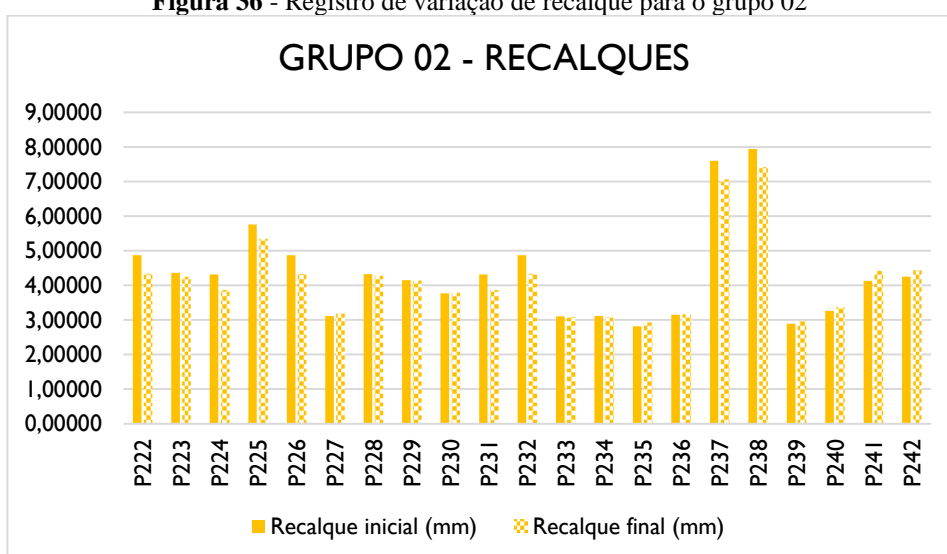


Fonte: Autores (2019)

No referido grupo, oito dos vinte e um pilares (P201, P202, P203, P205, P207, P209, P213 e P214) apresentaram uma variação positiva nos valores estimados para o recalque, com uma média de 0,13 mm (4,12%). O pilar P203 foi o que registrou uma maior variação individual em termos percentuais, atingindo 9,26% (0,36 mm). Nos outros treze pilares (P204, P206, P208, P210, P211, P212, P215, P216, P217, P218, P219, P220 e P221) a variação foi negativa, registrando média de -0,3 mm (5,82%), sendo os pilares P218 e P219 os responsáveis pela maior variação, que foi de 11,04%, ou seja, -0,54 mm.

A seguir, apresenta-se a Figura 36 com a representação das variações de recalque para o grupo 02.

Figura 36 - Registro de variação de recalque para o grupo 02



Fonte: Autores (2019)

O grupo 02 ficou marcado por uma variação positiva na estimativa dos recalques, com média de 0,11 mm (3,03%) em oito dos seus vinte e um pilares (P227, P230, P235, P236, P239, P240, P241 e P242), chegando a uma variação individual máxima de 6,93% (0,29 mm) no pilar P241. O restante dos pilares apresentou variação negativa nos valores, com média de -0,33 mm (6,21%) e a máxima variação individual foi de -0,54 mm (11,04%) nos pilares P22, P226 e P232.

Abaixo encontra-se um resumo das variações relativas aos recalques, após a realização da interação solo estrutura, demonstrados nas Tabelas 7 e 8.

- Grupo 1

Tabela 7 - Variação do recalque no grupo 1

RECALQUE			
PARÂMETRO	QTDE PILARES	MÉDIA	MÁXIMA
VAR POSITIVA	8	4,12% (0,13 mm)	9,26% (0,36 mm)
VAR NEGATIVA	13	5,82% (-0,30 mm)	11,04% (-0,54 mm)

Fonte: Autores (2019)

- Grupo 2

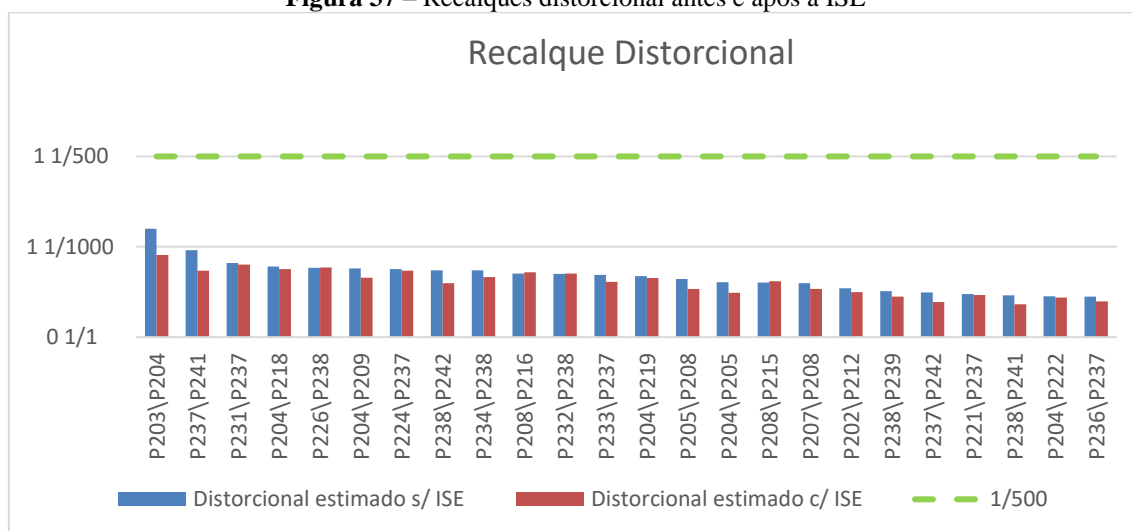
Tabela 8- Variação do recalque no grupo 2

RECALQUE			
PARÂMETRO	QTDE PILARES	MÉDIA	MÁXIMA
VAR POSITIVA	8	3,03% (0,11 mm)	6,93% (0,29 mm)
VAR NEGATIVA	13	6,21% (-0,33 mm)	11,04% (-0,54 mm)

Fonte: Autores (2019)

A figura 37 demonstra os recalques distorcionais, em ordem decrescente gerados pelos recalques previstos através do método de Randolph & Wroth (1979) antes da ISE e após a ISE.

Figura 37 – Recalques distorcionais antes e após a ISE



Fonte: Autores (2019)

Os valores encontrados para recalques distorcionais refletem a pouca variabilidade dos recalques previsto pelo método, sendo que, entre nenhum par de pilares encontraram-se valores superiores ao limite seguro para evitar danos em paredes de edifícios. Nota-se que na maioria dos pilares a interação solo estrutura diminui os

recalques distorcionais, influenciando também na ordenação decrescente de maiores recalques.

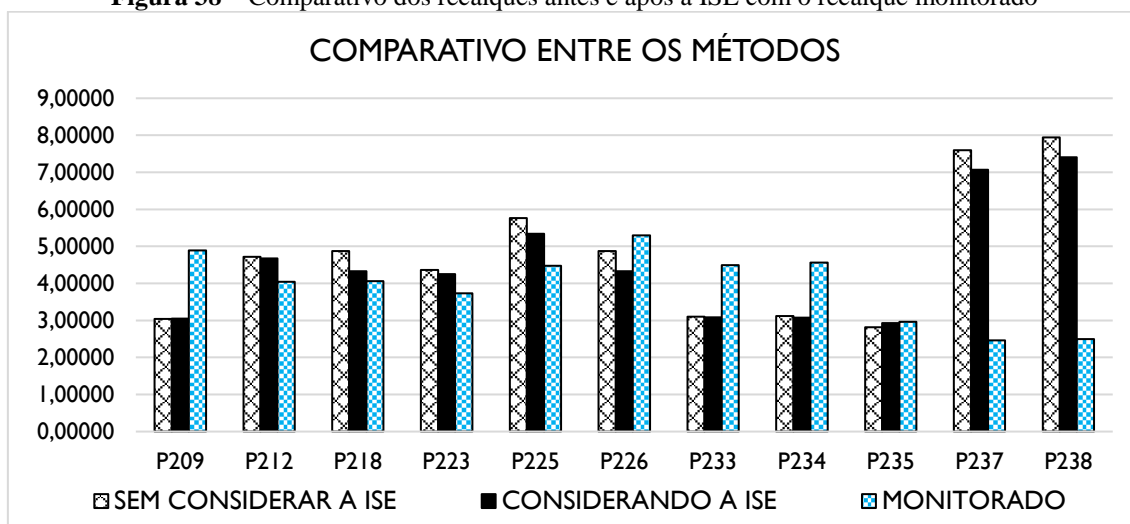
6.1 Comparação com o monitoramento

Com o objetivo de comparar as análises realizadas neste trabalho, apresenta-se abaixo a Tabela 9, representada na Figura 38, que resumem os resultados de recalque obtidos pelo método de Randolph e Wroth (1979), antes e depois da interação solo estrutura, e pelos resultados encontrados por meio do monitoramento de recalques para todos os pilares instrumentados no controle de recalque. Destaca-se que só foram apresentados os valores de recalque obtidos pelas previsões de recalque para os pilares (P209, P212, P218, P223, P225, P226, P233, P234, P235, P237 e P238) que foram instrumentados para o monitoramento de recalques.

Tabela 9 – Comparativo dos recalques antes e após a ISE com o recalque monitorado

Elem.	RECALQUE (mm)		
	Randolph e Wroth S/ ISE	Randolph e Wroth C/ ISE	Monitorado
P209	3,04	3,05	4,89
P212	4,72	4,68	4,04
P218	4,87	4,33	4,06
P223	4,37	4,25	3,74
P225	5,76	5,34	4,48
P226	4,87	4,33	5,30
P233	3,10	3,08	4,50
P234	3,12	3,08	4,56
P235	2,82	2,93	2,96
P237	7,60	7,07	2,46
P238	7,94	7,41	2,50

Fonte: Autores (2019)

Figura 38 – Comparativo dos recalques antes e após a ISE com o recalque monitorado

Fonte: Autores (2019)

Observa-se que a maioria das previsões se manteve conservadora, os pilares que obtiverão valores inferiores ao monitorado, tiveram uma diferença muito pequena, representando no máximo -37,8% de variação. Vale destacar que a variação média tende a diminuir após aplicação da interação solo estrutura.

Para melhor visualização dos resultados encontrados, apresenta-se a Tabela 10, representada na Figura 39, com a variação relativa para cada análise, em relação ao recalque obtido no monitoramento de recalque, calculado através da Eq. 45.

$$\text{Variação Relativa (\%)} = \frac{\rho_{ANÁLISE} - \rho_{MONITORAMENTO}}{\rho_{MONITORAMENTO}} \times 100 \quad (\text{Eq. 45})$$

Sendo:

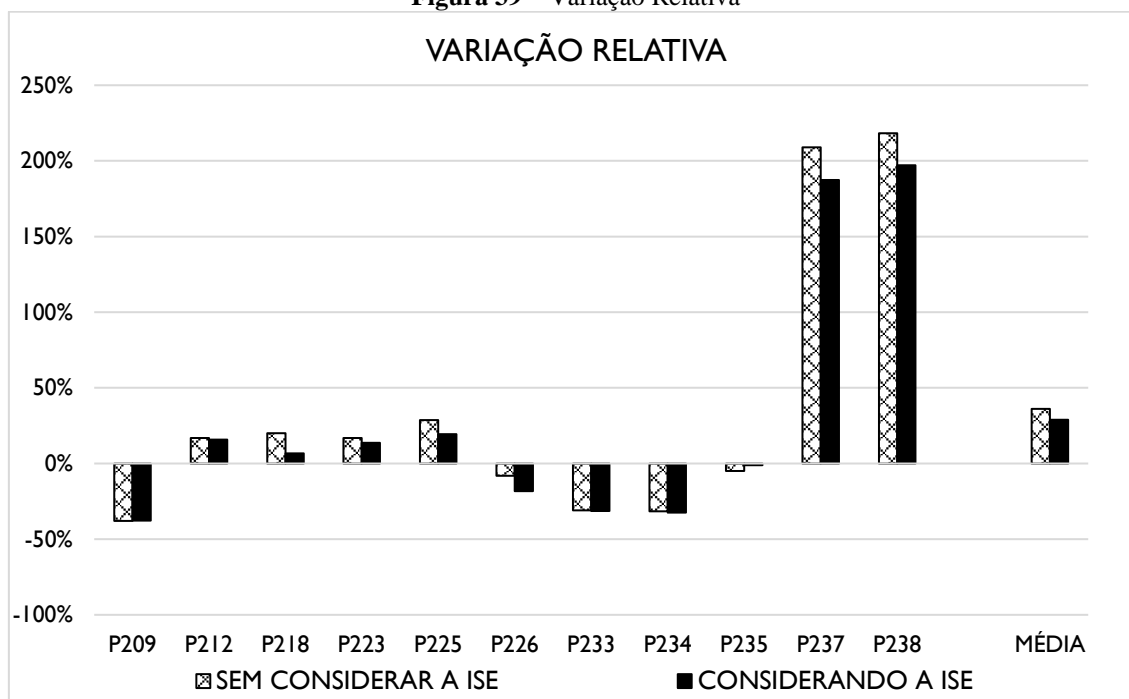
$\rho_{ANÁLISE}$: Recalque obtido através dos métodos de previsão;

$\rho_{MONITORAMENTO}$: Recalque obtido por meio do monitoramento de recalque.

Tabela 10 – Variação relativa

Elem.	Variação Relativa (%)	
	Randolph e Wroth S/ ISE	Randolph e Wroth C/ ISE
P209	-37,88%	-37,68%
P212	16,85%	15,82%
P218	19,98%	6,73%
P223	16,90%	13,77%
P225	28,75%	19,36%
P226	-8,09%	-18,24%
P233	-31,01%	-31,39%
P234	-31,67%	-32,51%
P235	-4,86%	-1,07%
P237	208,96%	187,28%
P238	218,22%	197,03%
MÉDIA:	36,01%	29,01%

Fonte: Autores (2019)

Figura 39 – Variação Relativa

Fonte: Autores (2019)

Nota-se por meio da Tabela 10, que a média da variação relativa após a interação solo estrutura é menor do que antes da interação, de 29%. Porém, observa-se que mesmo após a realização da interação solo estrutura diminuir a variação dos recalques, o pilar 238 apresenta valor de variação relativa alta, atingindo 197,03%, fato este relacionado à baixa magnitude absoluta dos recalques experimentais, onde qualquer pequena diferença milimétrica equivale a um valor razoável de erro percentual.

7. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Esta pesquisa apresentou os efeitos da interação solo-estrutura, através de uma revisão bibliográfica de conceitos importantes inerentes ao tema e de uma análise prática das consequências da flexibilização dos apoios de uma edificação de grande porte. A análise se deu por meio da inserção de coeficientes de reação vertical em cada um dos seus elementos de fundação profunda, com o intuito de simular o comportamento das tensões após os deslocamentos verticais das camadas do maciço de solo sobre o qual está assentada. Para tanto, foi abordada a comparação entre um modelo tradicional de análise, na qual se admite a indeslocabilidade dos apoios e o modelo proposto, que leva em consideração a ISE.

Os resultados obtidos nas comparações evidenciaram que a consideração da deformabilidade do maciço de solo nos projetos estruturais promove uma redistribuição dos esforços ao longo da estrutura, dos recalques dos elementos de fundação, bem como dos momentos fletores atuantes nos pilares ao longo de seus respectivos lances. As variações observadas foram bastante significativas e possuem relação direta com o processo de dimensionamento das peças estruturais, podendo influenciar tanto na determinação das dimensões das seções, como nas áreas de aço necessárias para atender às condições de segurança e durabilidade da edificação.

O processo migratório das tensões tendeu a obedecer a um padrão, que se caracterizou pela suavização dos pilares inicialmente mais carregados e pelo acréscimo de tensões nos pilares inicialmente menos solicitados. Em relação aos recalques estimados, constatou-se que os valores obtidos após a consideração da ISE se aproximaram mais aos valores registrados pelo monitoramento dos mesmos, se comparados àqueles calculados em situações considerando vínculos engastados. Fica então constatado que o modelo padrão de análise das estruturas conduz a resultados que não condizem com o real comportamento das edificações, já que negligencia a relação de interdependência entre estrutura, fundação e solo.

Em suma, conclui-se que não somente a interação solo-estrutura, mas também a interação entre engenheiros estruturais e engenheiros geotécnicos deve fazer parte do amplo grupo de boas práticas da Engenharia Civil. A troca de informação entre esses dois profissionais é um diferencial para que se possam mitigar dimensionamentos equivocados, prezando sempre pelo fator de maior importância da construção civil, a segurança.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALMEIDA, V. S. **Análise da interação solo não homogêneo/estrutura via acoplamento MEC/MEF**. 2003. 192f. Tese (Doutorado), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2003.

ALMEIDA, A. P. R. P.; MENDONÇA, D. V. C.; BRANDÃO, E. V. **Interação solo-estrutura e análise de redistribuição de cargas em pilares devido a recalques**. 2014. 87 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação) – Escola de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2014.

ALONSO, U. R. **Dimensionamento de fundações profundas**. 1ed. São Paulo: Edgard Blücher, 1989.

ANTONIAZZI, J. P. **Interação Solo-Estrutura de edifícios com fundações superficiais**. 2011. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, RS, 2011.

AOKI, N; LOPES, F. R. (1975). **Estimating stresses and settlements due to deep foundations by the Theory of Elasticity**. 1975. pp. 377-386. Proceedings, 5th Pan American CSMFE, Buenos Aires.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6122**: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro: ABNT, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6484**: Solo - Sondagens de Simple Reconhecimento com SPT - Método de Ensaio. Rio de Janeiro: ABNT, 2001.

BAHIA, G. A. D. **Avaliação do desempenho de fundações em edificação no DF com a utilização de técnicas de interação solo-estrutura**. 2015. 245f. Dissertação (Mestrado) - Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 2015.

BARATA, F. E. (1986). **Recalques de edifícios sobre fundações diretas em terrenos de compressibilidade rápida e com a consideração da rigidez da estrutura**. 1986. 178f. Tese de concurso para professor titular do departamento de construção civil, Escola de Engenharia da UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 1986.

BERBERIAN, D. **Engenharia de fundações**. 35. ed. Brasília: Editora UnB, 2012.

CHAMECKI, S. Consideração com rigidez da estrutura no cálculo dos recalques da fundação. *In*: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS, 1., 1954, Porto Alegre, Rio Grande do Sul. **Anais...** Porto Alegre, 1954.

COLARES, G. M. **Programa para análise da interação solo-estrutura no projeto de edifícios**. 2006. 83 f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.

COSTA NUMES. **Curso de mecânica dos solos e fundações**. Editora Globo, 1978.

CURADO, T. S. **Comparação de Teoria de Interação entre Estacas**. 2015. 151f. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2015.

GUSMÃO, A.D., 1990, **Estudo da Interação Solo-Estrutura e sua Influência em Recalques de Edificações**. Dissertação (Mestrado) - COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

GUSMÃO A. D. e GUSMÃO FILHO J. A. **Avaliação da influência da interação solo-estrutura em edificações**. pp. 67-74. X COBRAMSEF, Foz do Iguaçu, Vol. 1, 1974.

GUSMÃO, A.D., GUSMÃO FILHO, J.A. **Avaliação da Influência da Interação Solo - Estrutura em Edificações**. pp. 447-454. In: X Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, v. 2, Salvador, 1994a.

GUSMÃO, A.D., GUSMÃO FILHO, J.A. **Construction Sequency Effect on Settlements of Buildings**. pp. 1803-1806. In: Proc. of XIII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, v. 2, New Delhi, 1994b.

GUSMÃO, A. D. **Desempenho de fundações de edifícios**. pp 215-240. In: Palestras XIII COBRAMSEG, Curitiba, 2006.

HEITOR, I. M. A. **Previsão do Recalque de um Edifício Alto com Fundação em Radier Estaqueado**. 2018. 94f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação) em Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2018.

IWAMOTO, R. K. **Alguns aspectos dos efeitos da interação solo-estrutura em edifícios de múltiplos andares com fundação profunda**. 2000. 157 f. Dissertação

(Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000.

MAGALHÃES, P. H. L. **Avaliação dos Métodos de Capacidade de Carga e Recalque de Estacas Hélice Contínua Via Prova de Carga**. 2005. 243f. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Universidade de Brasília – UNB, Brasília, 2005.

MEYER, G. S. **Análise de métodos empíricos utilizados para estimativa de recalques em estacas tipo hélice contínua**, 2019. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação) em Engenharia Civil, Universidade de Brasília - Uniceub, Brasília, 2019.

MEYERHOF, G.G. **Some Recent Foundation Research and its Application to Design**”. **Structural Engineering**. pp. 151-167. v. 31, Londres, 1953.

MATOS FILHO, R. F. **Análise da interação estaca-solo via combinação do método dos elementos finitos com método dos elementos de contorno**. 1999. 116f. Dissertação (Mestrado), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1999.

OSHIMA, S.T. **Uma combinação MEC/MEF para análise da interação de estacas inclinadas e o solo**. 2004. 84 p. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004.

POULOS, H. G.; DAVIS, E. H. **Pile foundation analysis and design**. New York: Wiley, 1980.

PRUNUNCIATI, P. L.; GARCIA, J. R.; RODRIGUEZ, T. G. **Recalque em Fundações Profundas – Análise em Estacas Hélice Contínua**, **Revista Eletrônica de Engenharia Civil**. Vol 14 – nº 1, 2017. Disponível em: <https://www.revistas.ufg.br/reec/article/view/47915>. Acesso em 16 de maio de 2019.

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

RANDOLPH, M. F. **Design of Piled Raft Foundations**. Cambridge University, Eng. Depart. Research Report, Soils TR143, Cambridge, 1983.

RANDOLPH, M. F. **Design methods for pile groups and piled rafts**. ICSMFE, New Delhi, v. 13, p. 61-82, 1994.

RIBEIRO, B. D. (2009). **Estudo e aplicação de um elemento de contorno infinito na análise da interação solo-estrutura via combinação MEC/MEF**. 2009. 214p. Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2009.

SALES, M. M. **Análise do Comportamento de Sapatas Estaqueadas**. 2000. 229f. Tese (Doutorado), Universidade de Brasília, Brasília, 2000.

SANTANA, C. M. **Comparação Entre Metodologias de Análise de Efeito de Grupo de Estacas**. 2008. 160f. Dissertação (Mestrado) - Ciências em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2008.

SOUSA, G. S. B. **Análise dos efeitos da interação solo-estrutura em edificação de médio porte localizada no Distrito Federal**, 2019. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação) em Engenharia Civil, Universidade de Brasília - Uniceub, Brasília, 2019.

SOUZA, R. N. **Observação do Contato Concreto-Solo da Ponta de Estacas Hélice Contínua**. p. 1253-1258. Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (COBRAMSEG), v. 2, ABMS, Curitiba, 2006.

VARGAS, M.; SILVA, F. R. **O Problema das Fundações de Edifícios Altos: Experiência em São Paulo e Santos**. pp. 307-316. Conferência Sul-Americana sobre edifícios altos, ASCE\IABSE, Porto Alegre, 1973.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações: Fundações Profundas**. 1. ed. Oficina de Textos, São Paulo, 2010.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações**. 2. ed. v. 1, Oficinas de Texto, São Paulo, 2011.