



FACULDADE DE TECNOLOGIA E CIÊNCIAS SOCIAIS APLICADAS – FATECS
CURSO: ENGENHARIA CIVIL

Gabriel dos Santos Bonfim de Sousa

MATRÍCULA: 2146762/7

**ANÁLISE DOS EFEITOS DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA EM EDIFICAÇÃO
DE MÉDIO PORTE LOCALIZADA NO DISTRITO FEDERAL**

Brasília
2019

GABRIEL DOS SANTOS BONFIM DE SOUSA

**ANÁLISE DOS EFEITOS DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA EM EDIFICAÇÃO
DE MÉDIO PORTE LOCALIZADA NO DISTRITO FEDERAL**

Trabalho de Curso (TC) apresentado como um dos requisitos para a conclusão do curso de Engenharia Civil do UniCEUB– Centro Universitário de Brasília

Orientadora: Msc. Gabriela de Athayde Duboc Bahia

Brasília
2019

GABRIEL DOS SANTOS BONFIM DE SOUSA

**ANÁLISE DOS EFEITOS DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA EM EDIFICAÇÃO
DE MÉDIO PORTE LOCALIZADA NO DISTRITO FEDERAL**

Trabalho de Curso (TC) apresentado como um dos requisitos para a conclusão do curso de Engenharia Civil do UniCEUB– Centro Universitário de Brasília

Orientador: Msc. Gabriela de Athayde Duboc Bahia

Brasília, 2019.

Banca Examinadora

Msc. Gabriela de Athayde Duboc Bahia
Orientadora

Msc. Erika Regina Costa Castro
Examinadora Interna

Eng.º Leonardo de Sousa Heringer
Examinador Externo

AGRADECIMENTOS

Ao encerramento dessa jornada, é preciso agradecer a todos que contribuíram para que este sonho de criança se concretizasse.

A Deus, pai de bondade, pelo dom da vida, pela saúde física e mental, fundamentais para chegar até aqui. Agradeço por nunca ter afastado as mãos da minha cabeça e pela força concedida nos momentos de cansaço, angústia e dificuldade.

A minha avó materna, Maria Rita, que é responsável e que vibra com cada conquista minha, por todo o cuidado, carinho, amor e incentivo, que me deram força para seguir em frente.

Aos meus pais, Adelson Alves e Juliana Bonfim, sobretudo pela sabedoria ao me educar e ao me corrigir, por todo o amor e carinho para comigo e por sempre me incentivarem e proporcionarem as melhores condições para que eu pudesse buscar os meus objetivos.

Aos meus irmãos, Matheus, Pedro, Miguel, Ana Vitória e Maria Luísa, pelos momentos de alegria e aprendizado.

A minha namorada, Paula Ordália, pela cumplicidade, motivação, compreensão e carinho durante esse último semestre, me fazendo acreditar em dias melhores.

Aos meus irmãos na fé, membros da quinta comunidade do Caminho Neocatecumenal, na Paróquia Sagrada Família de Taguatinga, pelas orações e boas energias.

A minha orientadora, Prof. Msc. Gabriela Bahia, por todo apoio, paciência, disponibilidade e conhecimento compartilhado ao longo da elaboração do meu trabalho final. Agradeço por me apresentar esse campo de pesquisa, que até então me era desconhecido.

A todos os professores do curso de Engenharia Civil e funcionários do UniCEUB, pelos ensinamentos teóricos, práticos e éticos da profissão. Agradeço por me tornarem um homem ainda mais questionador e sedento por conhecimento.

Aos meus companheiros e fiéis amigos, Eduardo Fabiano e Gabriel Meyer, os quais tive a feliz oportunidade de conhecer através da graduação, pelos bons momentos e ensinamentos diante dos grandes desafios enfrentados nesse processo de aprendizagem, contribuindo de forma significativa para a minha formação intelectual e social.

Agradeço aos meus amigos e companheiros de infância, em especial, Luiz Gustavo, Allyson Rocha, João Paulo e Rodrigo Souza pelo apoio e carinho.

Por fim, agradeço a todos que, de alguma forma contribuíram para que esse momento chegasse.

*“E conhecereis a verdade,
E a verdade vos libertará.”*
Bíblia Sagrada - João 8:32

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 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 2108, 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, registrando um alívio de carga de até 44,80 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.

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

ABSTRACT

Nowadays the concept of foundation and structures design is full of simplifications and analogies to facilitate the civil engineer profession. However, not taking into account the interdependent relation between all parts of the system leads to results that are far from the real behavior of the construction. Therefore, the objective of the present work is to analyze the effects of the soil-structure interaction in a middle-sized building located at Distrito Federal. To this end, it was compared two different situations, where, first, the structure was processed considering its supports fixed, restricting any displacement at its foundation, and then, it was used iterative processing considering its supports flexible. Among the tools used, the Eberick software responsible to provide, through linear static analysis, the stresses with the loading plant of the building, and a spreadsheet developed using Microsoft Office Excel to determinate the induced stresses in the soil, the estimated settling and the vertical reaction coefficient of each element. The results of this comparison showed the importance of the SSI when developing a structural project, observing a significant redistribution of the support reactions, presenting a bearing reduction up to 48,80 tf in one case and alteration of the estimated settlings of the columns, verifying imprecisions at the current condition of structural design.

Keywords: Soil-Structure Interaction. Superficial Foundations. Vertical Displacement.

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	1
2. JUSTIFICATIVA.....	3
3. OBJETIVOS.....	4
3.1. Objetivo geral.....	4
3.2. Objetivos específicos	4
4. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	5
4.1. Concepção Estrutural.....	5
4.1.1. Principais elementos estruturais.....	5
4.1.2. Estruturas de concreto armado	6
4.2. Fundações	7
4.2.1. Fundações superficiais.....	7
4.2.1.1. Sapatas de fundação	8
4.3. Recalques de fundações	10
4.3.1. Recalques em elementos de fundações superficiais	11
4.4. Métodos de previsão de recalques	12
4.4.1. Métodos racionais	13
4.4.1.1. Cálculo direto de recalques	13
4.5. Tensões induzidas por área retangular uniformemente carregada	14
4.5.1. Equações de Newmark (1935).....	14
4.6. Procedimento de Steinbrenner (1934).....	18
4.7. Interação Solo-Estrutura (ISE)	20
4.7.1. Modelos de solo empregados para a análise da ISE	22
4.7.1.1. Hipótese de Winkler	23

4.7.1.2. Meio Contínuo.....	23
4.7.1.3. Obtenção do coeficiente de reação vertical.....	24
5. METODOLOGIA	26
5.1. Caracterização do local de estudo.....	26
5.2. Etapas e procedimentos de cálculo	29
6. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	33
7. CONCLUSÃO	40
8. SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS.....	41
BIBLIOGRAFIA	42
ANEXO A.....	44

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 - Fluxo das ações nos elementos estruturais em edifícios.....	6
Figura 2 - Definição de fundação superficial	8
Figura 3 – Sapatas isoladas.....	9
Figura 4 – Sapatas Associadas	9
Figura 5 – Recalques de uma fundação superficial sob carga vertical centrada	11
Figura 6 – Tensão no semi-espaço infinito devida a placa retangular	15
Figura 7 - Definição dos parâmetros m e n	16
Figura 8 – Tensões verticais induzidas por carga uniformemente distribuída em área retangular (solução de Newmark).....	17
Figura 9 – Problema real e modelo de cálculo tradicionais.....	20
Figura 10 – Modelos de cálculo considerando a ISE	22
Figura 11 – Deslocamentos para os casos de carregamento rígido e uniformemente flexível.....	23
Figura 12 – Modelo de Winkler: (a) – (c) e modelo do Meio Contínuo: (d) – (e).....	24
Figura 13 – Esquema estrutural da edificação em análise (3D).....	26
Figura 14 – Planta de locação das sapatas do edifício.....	27
Figura 15 – Planta de locação dos furos de sondagem (SPT)	28
Figura 16 - Divisão das sapatas em 3 (três) grupos conforme sondagem	29
Figura 17 – Inserção do coeficiente de reação vertical (kgf/m)	30
Figura 18 – Fluxograma de iterações	31
Figura 19 - Registro de variação de carga para o grupo FS 03	33
Figura 20 - Registro de variação de carga para o grupo FS 05	34
Figura 21 - Registro de variação de carga para o grupo FS 06	34
Figura 22 - Registro de variação de recalque para o grupo FS 03	35
Figura 23 - Registro de variação de recalque para o grupo FS 05	36
Figura 24 - Registro de variação de recalque para o grupo FS 06	37
Figura 25 - Zoneamento de acréscimo e suavização de cargas e recalques	38
Figura 26 - Relatório de sondagem do Furo 03	44
Figura 27 - Relatório de sondagem do Furo 05	44
Figura 28 - Relatório de sondagem do Furo 06.....	46

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 - Fator α de correlação de Es com qc.....	19
Tabela 2 - Coeficiente K de correlação entre qc e Nspt.....	19

ÍNDICE DE SÍMBOLOS

α	Fator de correlação entre o Módulo de Elasticidade com a resistência de ponta do cone
a	Comprimento da placa retangular
b	Largura da placa retangular
E_s	Módulo de Elasticidade do solo
E_1	Módulo de Elasticidade do solo que compõe a camada analisada
F_z	Reação de apoio vertical do pilar
h_1	Espessura da camada de solo analisada
I_σ	Fator dependente de influência para o acréscimo de tensão vertical
K	Coefficiente de correlação entre resistência de ponta do cone e o NSPT
K_v	Coefficiente de reação vertical
m	Parâmetro de correlação entre dimensões da placa e profundidade do ponto analisado
n	Parâmetro de correlação entre dimensões da placa e profundidade do ponto analisado
q	Pressões de contato
\bar{q}	Carregamento na vertical equivalente ao somatório de cargas verticais
R_1	Parâmetro de correlação entre dimensões da placa e profundidade do ponto analisado
R_2	Parâmetro de correlação entre dimensões da placa e profundidade do ponto analisado
R_3	Parâmetro de correlação entre dimensões da placa e profundidade do ponto analisado
σ_z	Tensão vertical induzida por carregamento retangular
w	Recalque da camada de solo analisada
w_a	Parcela de recalque no tempo devida ao adensamento
w_f	Recalque total ou final
w_i	Recalque instantâneo ou imediato
w_t	Recalque no tempo
w_v	Parcela de recalque no tempo devida a fenômenos viscosos

1. INTRODUÇÃO

Na construção civil, a concepção das edificações constitui-se num sistema no qual há uma transferência de cargas da estrutura para o terreno de fundações. A superestrutura, concebida por lajes, vigas e pilares, é dimensionada a fim de suportar os carregamentos que a solicitam, transferindo-os aos elementos de fundação, que por sua vez, transmitem todos estes esforços ao maciço de solo sobre o qual estão apoiados. Toda camada de solo, quando suscetível a um carregamento, propende a se deformar, ocasionando, por conseguinte, deslocamentos nos componentes da fundação. Estes deslocamentos interferem diretamente na superestrutura, que sofre uma espécie de redistribuição dos esforços atuantes em suas peças, constituindo uma relação de interdependência entre as partes do sistema estrutural, conhecida no meio acadêmico por interação solo-estrutura (ISE).

Todavia, dado o complexo processo de estimativa de algumas variáveis, o método convencional adotado por engenheiros projetistas, com o intuito de facilitar e acelerar o desenvolvimento e a análise dos projetos, adere determinadas simplificações que, apesar de simplistas, são averiguadas seguras, pois contam com a adoção de elevados coeficientes de segurança. Tais simplificações implicam na consideração da hipótese de apoios indesejáveis, onde o projetista estrutural considera, para fins de cálculo, que a edificação se apoia numa superfície rígida e não deformável, enquanto o engenheiro de fundações costuma projetar elementos para resistirem às cargas provenientes do projeto estrutural convencional, não levando em consideração o processo de carregamento da edificação e a rigidez local e global da estrutura. Esta conjuntura caracteriza uma reprodução incorreta do real comportamento físico das edificações, uma vez que se calcula as duas partes separadamente, admitindo a independência entre elas.

A prática deste método tornou-se conveniente e favorável também em decorrência da forma de atuação dos profissionais da área, na qual os engenheiros estruturais e geotécnicos trabalham isoladamente na elaboração do projeto da edificação. Esta cultura, por não permitir uma maior aproximação às condições reais, pode conduzir tanto a superdimensionamentos, quanto a subdimensionamentos de recalques e estruturas.

No passado, verdadeiramente seria impraticável fazer o uso da consideração da interação solo-estrutura nos projetos estruturais, em virtude do complexo e extenso processo de cálculos exigidos. Entretanto, com o avanço da tecnologia e com o desenvolvimento de

softwares computacionais e pesquisas acadêmicas, ainda que escassas nesta área, já se torna exequível a adoção destes critérios, embora a maioria dos atuais engenheiros ainda opte pela adoção do método convencional. Diante do exposto, essa monografia visa possibilitar a exploração dos benefícios proporcionados pela consideração da interação solo-estrutura na análise estrutural de uma edificação residencial em concreto armado, de médio porte, com fundações superficiais, localizada em Brasília.

2. JUSTIFICATIVA

O meio acadêmico relacionado à engenharia civil ainda é instigado quando se trata de recalques de edificações, apesar de já terem sido objeto de estudo e de pesquisa em inúmeras oportunidades. As dificuldades impostas às previsões deste fenômeno vão além das próprias adversidades do solo. Existem dificuldades na realização desses cálculos principalmente em função da desconsideração da rigidez da estrutura, modelos de análise mal elaborados e que desprezam a análise interativa do solo com a estrutura. São problemas que, de forma desencadeada, implicam em previsões errôneas de valores para recalques e fazem com que se negligenciem as mudanças no comportamento dos esforços solicitantes dos elementos estruturais, que são afetados pela deformação da estrutura resultante dos deslocamentos da fundação. Isto posto, é de suma importância que os modelos e métodos para determinação dos deslocamentos dos sistemas de fundações prevejam, da forma mais aproximada possível, o real comportamento desses fenômenos, a fim de se garantir o dimensionamento mais assertivo, o nível ideal de segurança e o uso adequado das edificações.

3. OBJETIVOS

3.1. Objetivo geral

Analisar os efeitos da flexibilização dos apoios no comportamento de uma edificação residencial de médio porte localizada no Distrito Federal, através da consideração da interação solo-estrutura.

3.2. Objetivos específicos

- a. Lançar a estrutura da edificação no *software* Eberick 2018, de forma a se obter uma análise tradicional, na qual se considera os apoios indeslocáveis;
- b. Elaborar, por meio do programa computacional Microsoft Excel, uma planilha eletrônica capaz de calcular, por meio das equações de Newmark e de soluções baseadas na Teoria da Elasticidade, os recalques e os coeficientes de mola para cada ponto de fundação da edificação em análise.
- c. Realizar iterações entre os valores de coeficientes de mola estimados pela planilha para cada elemento da fundação de forma a flexibilizar os apoios da estrutura lançada no Eberick 2018.
- d. Analisar e comparar os efeitos decorrentes da consideração da ISE.

4. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

4.1. Conceção Estrutural

Entende-se por concepção estrutural uma das fases iniciais de um projeto, na qual se procura estabelecer o arranjo mais adequado dos diversos tipos de elementos estruturais. Esta disposição deve assegurar o atendimento às finalidades para as quais a edificação é projetada, garantindo, sempre que possível, que os princípios de segurança, economia, durabilidade, estética e funcionalidade sejam incorporados ao projeto.

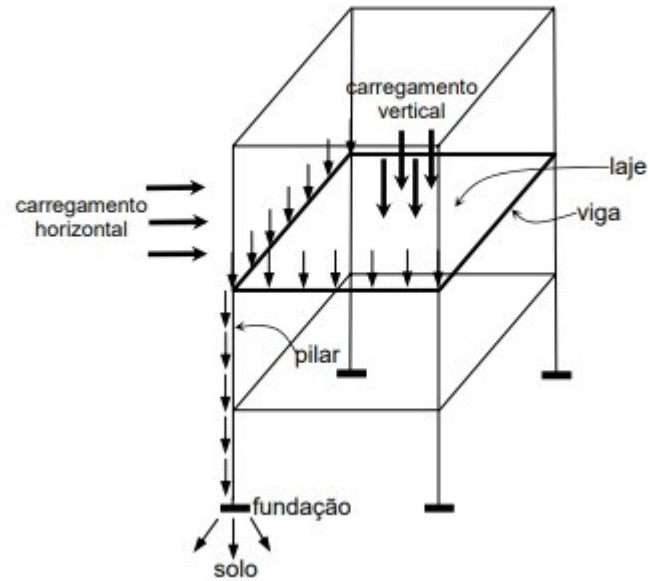
4.1.1. Principais elementos estruturais

De acordo com Alva (2007), considerar o comportamento primário dos elementos estruturais é de extrema importância para uma concepção estrutural. Estes elementos se resumem, de forma básica, ao que se indica a seguir:

- i. **Lajes:** Elementos planos e bidimensionais, que possuem suas bordas geralmente apoiadas nas vigas, para as quais transferem suas cargas. São predominantemente submetidas aos esforços de flexão, nas duas direções ortogonais.
- ii. **Vigas:** Elementos de barras sujeitas majoritariamente a esforços de flexão. Apoiam-se em pilares para que ocorra a transferência das cargas provenientes de paredes diretamente apoiadas sobre elas e das reações das lajes.
- iii. **Pilares:** Elementos de barras suscetíveis, de forma predominante, à flexo-compressão. Fornecem apoio às vigas e são responsáveis pela transferência de carga aos elementos de fundação.

A Figura 1 representa o fluxo das ações nos elementos estruturais até o seu descarregamento no solo, que ocorre através das fundações.

Figura 1 - Fluxo das ações nos elementos estruturais em edifícios



Fonte: Alva (2007)

4.1.2. Estruturas de concreto armado

As estruturas de concreto armado são aquelas que aliam a qualidade e características do concreto simples com as peculiaridades do aço, geralmente disposto em barras ou em fios. Essa associação, entre aço e concreto, alcança uma aderência quase perfeita entre os dois materiais, fazendo com que ambos trabalhem de forma solidária e conjunta entre si, resultando em peças estruturais de alta resistência tanto a tensões de compressão, quanto a tensões de tração.

Segundo a definição que consta na NBR 6118 p.3 (ABNT, 2014), elementos de concreto armado são “aqueles cujo comportamento estrutural depende da aderência entre concreto e armadura, e nos quais não se aplicam alongamentos iniciais das armaduras antes da materialização dessa aderência”.

Conforme Bastos (2014), esta união entre aço e concreto evidencia uma série de aspectos positivos, a exemplo da proteção do aço contra a corrosão e exposição a altas temperaturas provocadas por incêndios, por um determinado tempo, quando convenientemente envolvido pelo concreto e desde que se disponha do cobrimento ideal.

4.2. Fundações

Os elementos estruturais que constituem um sistema de fundações são responsáveis por suportar e transmitir, com segurança, todas as cargas provenientes da edificação a uma camada resistente do solo sobre a qual estão assentados. Cada elemento deve dispor de resistência propícia para suportar as tensões que lhes são impostas através dos diferentes esforços solicitantes.

Deformações aceitáveis sob as condições de trabalho, segurança adequada ao colapso do solo de fundação e segurança adequada ao colapso dos elementos estruturais são requisitos básicos que um bom projeto de fundações deve atender (VELLOSO; LOPES, 1998).

De forma clássica, a variar a forma de transferência de cargas das edificações para o solo onde se apoiam, costuma-se discriminar as fundações em dois grandes grupos:

- Fundações superficiais;
- Fundações profundas.

Conforme Pinheiro, Crivelaro & Pinheiro (2015), alguns importantes parâmetros devem ser observados para que se faça a escolha do mais adequado tipo de fundação:

- Tipos de cargas a serem transmitidas ao solo;
- Tipologia do solo presente no local da fundação;
- Capacidade de carga do solo;
- Altura do nível do lençol freático;
- Existência de condições de execução da fundação, no que tange a materiais e mão de obra;
- Custo da fundação.

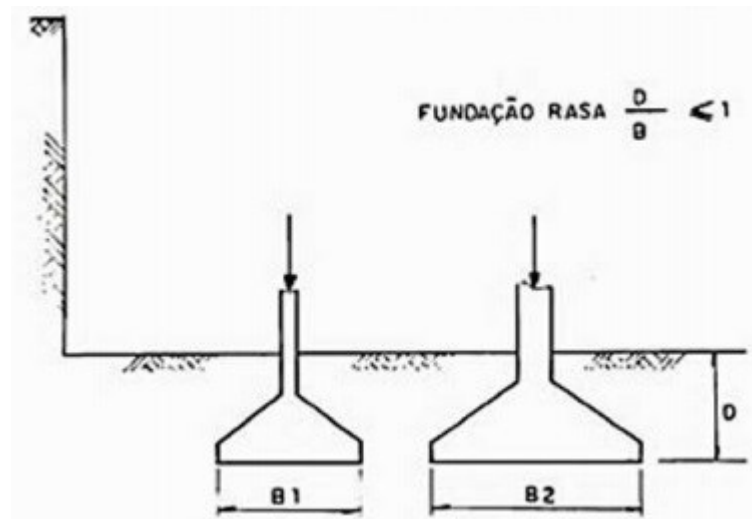
4.2.1. Fundações superficiais

Em conformidade com o exposto na NBR 6122 (ABNT, 2010) considera-se um elemento de fundação superficial aquele cuja profundidade de assentamento em relação ao terreno confinante a ele é inferior a duas vezes a sua menor dimensão, e em que a carga é

transmitida ao terreno pelas tensões distribuídas sob a base deste mesmo elemento (Figura 2). Enquadram-se nesta categoria os blocos de fundação, as sapatas e os radiers.

De forma a se esclarecer e complementar ainda mais este conceito, pode-se afirmar que estas fundações são apoiadas em superfícies de até 3,0 metros de profundidade em relação ao solo que as adjacenta. Por conseguinte, uma fundação executada em um subsolo de uma edificação que está 8,0 metros abaixo do nível da rua será considerada superficial se estiver apoiada até 3,0 metros abaixo do nível deste mesmo subsolo (PINHEIRO, CRIVELARO & PINHEIRO, 2015).

Figura 2 - Definição de fundação superficial



Fonte: Teixeira & Godoy (1998)

Corriqueiramente, é possível que se confunda os blocos com as sapatas. Todavia, é válido lembrar que esses dois tipos de fundação divergem na necessidade de uma armadura que resista aos esforços de flexão. As sapatas são dimensionadas estruturalmente como peças de concreto armado, ao passo que os blocos, por serem calculados para resistirem a tensões de tração inferiores à resistência de tração do concreto, dispensam qualquer tipo de armadura.

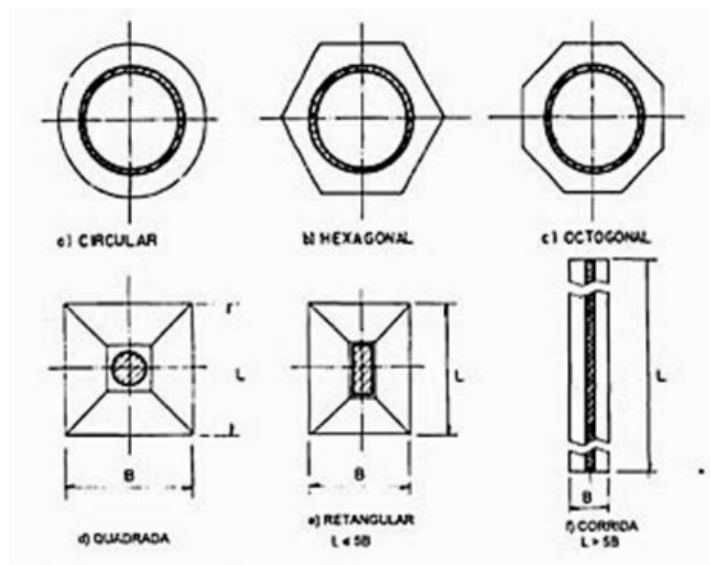
4.2.1.1. Sapatas de fundação

Classicamente categorizadas como elementos de fundação rasa ou superficial, as sapatas resistem principalmente aos esforços de flexão. Geralmente, apresentam uma altura variável, o que propicia economia considerável de concreto nas peças maiores, mas há também aquelas dotadas de altura constante. Suas representações em planta (Figura 3) podem

tomar as mais diversas formas, desde quadrados e retângulos, sendo as mais frequentes, até círculos e polígonos irregulares (VELLOSO & LOPES, 2011).

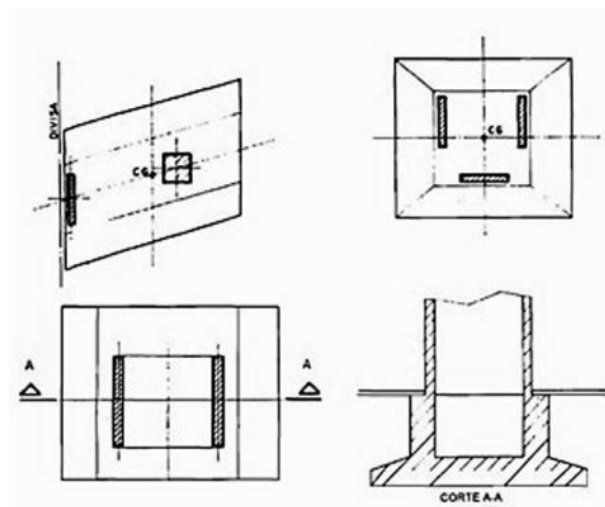
No caso de impossibilidade de projetar-se uma sapata isolada para cada pilar, deve-se fazer o uso das sapatas associadas (Figura 4), nas quais um único elemento de fundação serve de apoio para dois ou mais pilares. Cenários como este são comuns devido a uma eventual necessidade de se localizar dois pilares muito próximos um do outro.

Figura 3 – Sapatas isoladas



Fonte: Teixeira & Godoy (1998)

Figura 4 – Sapatas Associadas



Fonte: Teixeira & Godoy (1998)

4.3. 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.

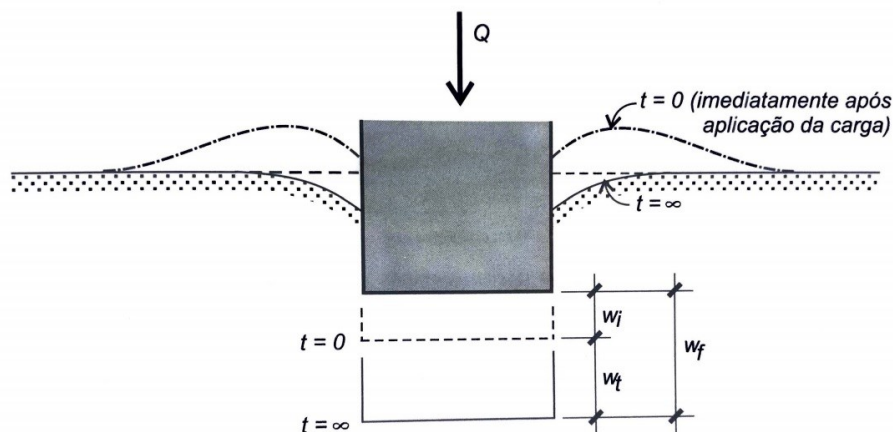
4.3.1. Recalques em elementos de fundações superficiais

Determinar as deformações decorrentes de carregamentos verticais na superfície do terreno ou em cotas próximas a ela, isto é, os recalques das edificações com fundações superficiais ou diretas, representa um dos aspectos de maior interesse para a engenharia geotécnica (PINTO, 2006).

Conforme Velloso & Lopes (2011), uma fundação, quando carregada, sofre recalques que se distinguem conforme o tempo em que se processam. Quando ocorre imediatamente após o carregamento, o recalque é chamado de *recalque instantâneo* ou imediato, indicado como w_i na Figura 5 e na Equação 1. Analogamente, a parcela que ocorre com o tempo é representada por w_t . Dessa maneira, temos que o *recalque total* ou *final* será:

$$w_f = w_i + w_t \quad (1)$$

Figura 5 – Recalques de uma fundação superficial sob carga vertical centrada



Fonte: Velloso & Lopes (2011)

Consequência do adensamento (redução no índice de vazios resultante da migração da água dos poros) e de fenômenos viscosos (*creep*), o chamado *recalque no tempo* nada mais é que aquele que se processa com o tempo. Em certos casos, o *creep*, também tratado como “adensamento secundário”, recebe o nome de *fluência*. Esse tipo de recalque é definido na Equação 2:

$$w_t = w_a + w_v \quad (2)$$

Onde:

w_a = parcela devida ao adensamento;

w_v = parcela devida a fenômenos viscosos.

Nos solos de drenagem rápida (areias ou solos argilosos parcialmente saturados), por não haver praticamente ocorrência de excessos de poropressão com o carregamento, o recalque final ocorre relativamente rápido. O potencial de *creep* e a permeabilidade do solo (e também a distância das fronteiras drenantes) é que determinam o tempo necessário para que cesse praticamente o *recalque no tempo*. Solos com alta permeabilidade e poucos sujeitos a *creep*, como no caso das areias, podem ter esse tempo expresso por alguns minutos ou até mesmo dias. Já no caso das argilas plásticas, o tempo pode ser de vários anos (VELLOSO & LOPES, 2011).

Para Teixeira & Godoy (1998), as deformações imediatas, cujas grandezas são estimadas com base na Teoria da Elasticidade, costumam ser predominantes nos casos em que as sapatas se apóiam diretamente em solos densos. Já em casos de existência de aterros sobre solos compressíveis, ou de argilas moles e profundas em relação à cota de apoio da fundação, predominam-se os recalques por adensamento. A importância da parcela de recalque secular se faz presente, principalmente, na ocorrência de solos orgânicos e turfosos.

4.4. Métodos de previsão de recalques

De forma clássica, podem-se separar os métodos de previsão de recalque em três grandes categorias:

- **Métodos racionais:** Combinam-se parâmetros de deformabilidade, obtidos em laboratório ou *in situ* (ensaio pressiométrico e de placa), a modelos, teoricamente exatos, para previsão de recalques. Esses métodos serão melhor explanados no item 4.4.1.
- **Métodos semiempíricos:** Combinam-se modelos de previsão de recalques teoricamente exatos (ou adaptações deles) aos parâmetros de deformabilidade – resultados de correlações com ensaios *in situ* de penetração (CPT ou SPT).
- **Métodos empíricos:** São utilizadas tabelas de valores típicos de tensões admissíveis para diferentes solos. Essas tensões estão associadas a recalques usualmente aceitos em estruturas convencionais.

4.4.1. Métodos racionais

Velloso & Lopes (2011), reiteram que podem ser separados em dois grupos, os procedimentos para cálculo de recalque, a depender da forma de como este foi fornecido. Quando o recalque é fornecido diretamente pela solução empregada, lida-se com os *cálculos diretos*. Por outro lado, se o fornecimento é feito por cálculo (à parte) de deformações específicas, posteriormente integradas, constitui-se *cálculos “indiretos”*.

4.4.1.1. Cálculo direto de recalques

O cálculo de forma direta de recalques pode ser realizado através de:

- Métodos numéricos;
- Solução da teoria da elasticidade.

Os métodos numéricos (Métodos dos Elementos Finitos, Método dos Elementos de Contorno e Método das Diferenças Finitas) são pouco empregados numa simples análise de deformação, visando à obtenção de recalques. Por esse motivo e por sua tamanha complexidade, não serão abordados nesse trabalho. Em contrapartida, nota-se a existência de diversas soluções baseadas na Teoria da Elasticidade que permitem o cálculo de recalques para um número de casos.

Como resultado da construção de uma fundação, geralmente tem-se o aumento na tensão média do solo. Tensão essa que depende de alguns fatores, como por exemplo, a carga por área específica à qual a fundação se submete e a profundidade abaixo da fundação na qual se deseja estimar tal tensão. Para que se possa calcular o recalque, faz-se necessário realizar a estimativa do aumento da tensão vertical média no solo decorrente desta construção (DAS & SOBHAN, 2014).

Como previamente dito, com base na Teoria da Elasticidade, surgiram diversas formulações para a estimativa do aumento da tensão vertical no solo, a depender dos mais variados tipos cargas. Todavia, em decorrência do intuito deste trabalho, é interessante tratar apenas das tensões decorrentes de elementos de área retangular uniformemente carregada, como no caso das sapatas.

4.5. Tensões induzidas por área retangular uniformemente carregada

Das & Sobhan (2014) afirmam que a estimativa do aumento da tensão vertical no solo causado por área retangular uniformemente carregada, geradora de recalque elástico, tem como base as hipóteses de que a carga é aplicada na superfície do solo, a área carregada é flexível e que o meio de solo é homogêneo, elástico, isotrópico e estende-se a uma grande profundidade. Embora sabendo que, em estado natural, os depósitos de solo, em sua grande maioria, não constituem materiais totalmente elásticos, isotrópicos ou homogêneos, são razoavelmente bons para o trabalho prático os resultados produzidos por estes cálculos.

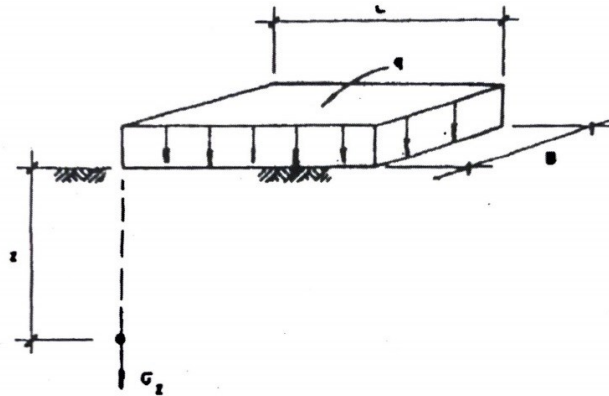
Há uma determinada diversidade de formulações que surgiram para o cálculo das tensões em um ponto a uma determinada profundidade, resultantes de carregamentos distribuídos, após as deduções de Boussinesq, que permitem originalmente, por meio de equações, o cálculo das tensões em um ponto situado a uma profundidade z no interior de um maciço semi-infinito e horizontal carregado por uma força vertical e pontual.

Dentre as formulações, está a de Newmark (1935 *apud* TEIXEIRA; GODOY, 1998), que representa uma das formas específicas de se obter a tensão vertical transmitida a um ponto no meio elástico decorrente de placas carregadas, através da integração da equação de Boussinesq e admitindo-se que a área uniformemente carregada com uma pressão q seja infinitamente flexível (TEIXEIRA & GODOY, 1998).

4.5.1. Equações de Newmark (1935)

Conforme Newmark (1935 *apud* TEIXEIRA; GODOY, 1998), a tensão vertical induzida para os pontos situados na vertical, a uma profundidade z , passando por um vértice do retângulo que representa uma placa retangular de dimensões L e B uniformemente carregada (Figura 6), pode ser expressa pela Equação 3.

Figura 6 – Tensão no semi-espaço infinito devida a placa retangular



Fonte: Teixeira & Godoy (1998)

$$\sigma_z = \frac{q}{2\pi} \left[tg^{-1} \frac{LB}{zR_3} + \frac{LBz}{R_3} \left(\frac{1}{R_1^2} + \frac{1}{R_2^2} \right) \right] \quad (3)$$

Em que R_1 , R_2 e R_3 , parâmetros que correlacionam as dimensões do retângulo carregado com a profundidade na qual se deseja encontrar a tensão induzida, são definidos nas Equações 4, 5 e 6 respectivamente.

$$R_1 = (L^2 + z^2)^{1/2} \quad (4)$$

$$R_2 = (B^2 + z^2)^{1/2} \quad (5)$$

$$R_3 = (L^2 + B^2 + z^2)^{1/2} \quad (6)$$

A Equação 3 pode ainda ser representada em seu formato reduzido (Equação 7):

$$\sigma_z = qI_\sigma \quad (7)$$

Onde I_σ (Fator de Influência para o acréscimo de tensão vertical) é obtido através da Equação 8.

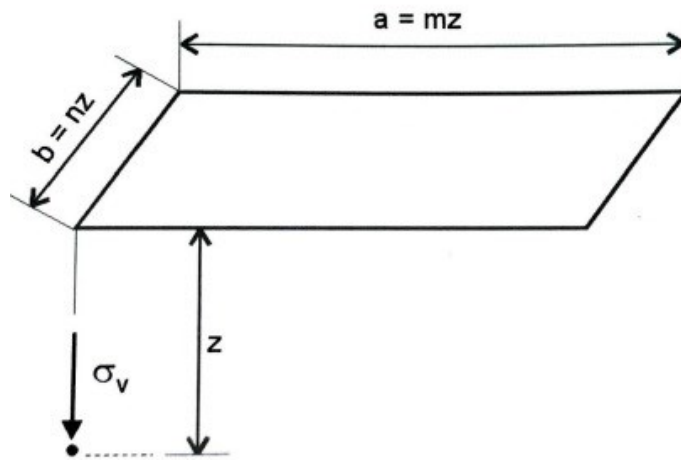
$$I_\sigma = \frac{1}{4\pi} \left[\frac{[2mn(m^2+n^2+1)^{0,5}](m^2+n^2+2)}{(m^2+n^2+1+m^2n^2)(m^2+n^2+1)} + arctg \frac{2mn(m^2+n^2+1)^{0,5}}{m^2+n^2+1-m^2n^2} \right] \quad (8)$$

Em que m e n (Figura 7) são definidos nas Equações 9 e 10 respectivamente.

$$m = \frac{a}{z} \quad (9)$$

$$n = \frac{b}{z} \quad (10)$$

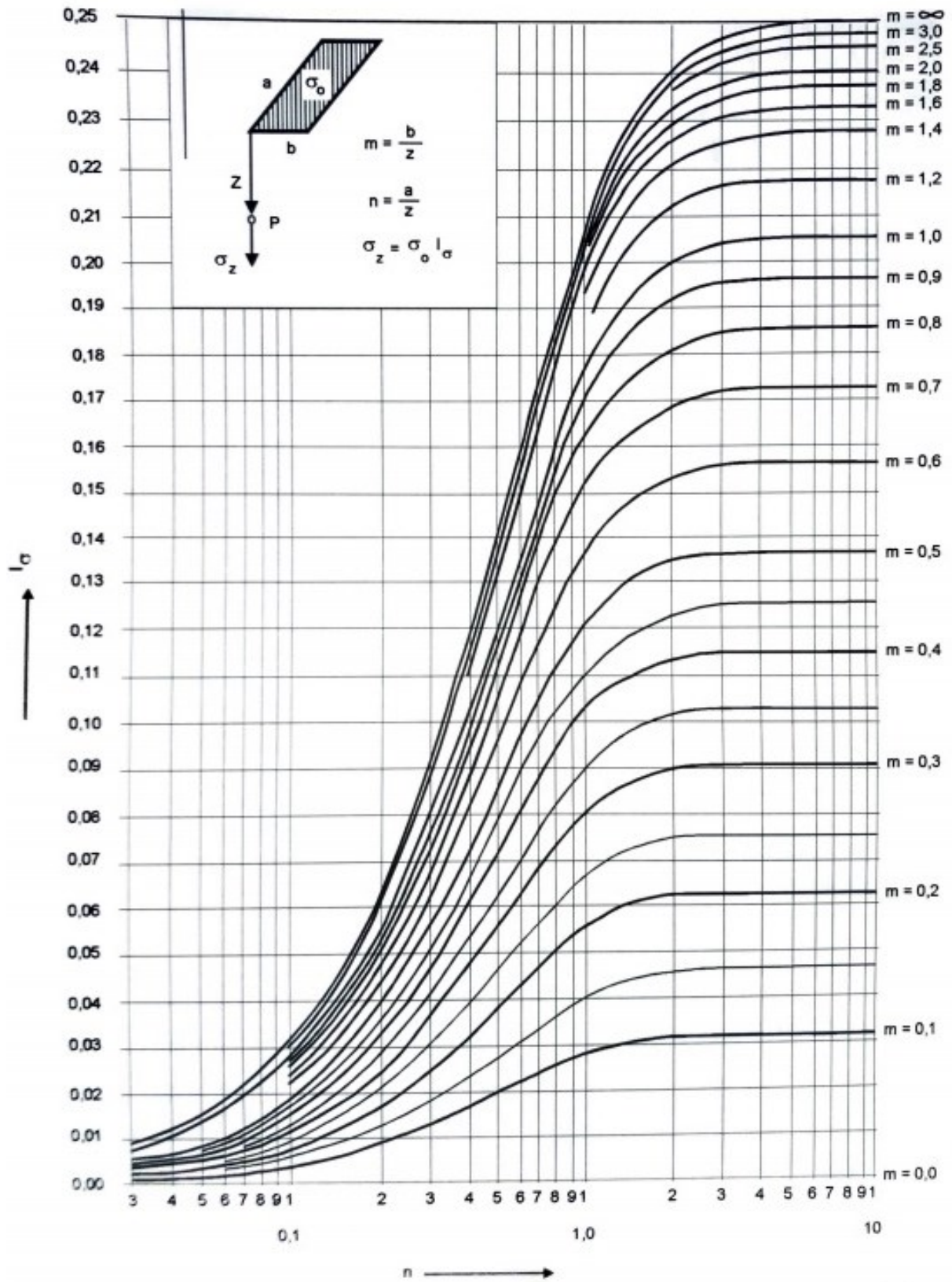
Figura 7 - Definição dos parâmetros m e n



Fonte: Pinto (2006)

Entretanto, a fim de facilitar o processo de cálculo, encontra-se na literatura uma série de tabelas e ábacos, que representam a Equação 8 e permitem a determinação do Fator de Influência ($I\sigma$) em função apenas dos parâmetros m e n , que são intercambiáveis, ou seja, se a for o comprimento da placa, então b será a largura ou vice-versa. A Figura 8 representa um desses ábacos.

Figura 8 – Tensões verticais induzidas por carga uniformemente distribuída em área retangular (solução de Newmark)



Fonte: Pinto (2006)

Como a solução de Newmark determina a tensão induzida no canto de um carregamento retangular, para que seja possível a obtenção da tensão induzida no centro da carga, faz-se necessária a divisão do retângulo em quatro partes iguais, onde as coordenadas de um dos cantos de cada novo retângulo coincida com as coordenadas do centro do retângulo inicial. Dessa forma, multiplicando-se por quatro o Fator de Influência ($I\sigma$) correspondente a cada subdivisão retangular, obtém-se o Fator de Influência Equivalente para o centro do retângulo carregado em análise.

4.6. Procedimento de Steinbrenner (1934)

Dispondo-se do valor do aumento da tensão vertical no solo, a uma determinada profundidade, decorrente de um carregamento na superfície, torna-se então possível a estimativa do recalque para cada elemento de fundação, através do procedimento de Steinbrenner (1934 *apud* ANTONIAZZI, 2011). Esse procedimento, que permite considerar a presença da estratigrafia dos maciços de solo e da camada indeslocável em uma determinada profundidade, define que o encurtamento total do maciço é igual à soma dos encurtamentos de todas as camadas, fazendo alusão a superposição de efeitos.

Dessa forma, calcula-se o recalque de cada camada através da Equação 11.

$$w = \frac{\sigma_z \times h_1}{E_1} \quad (11)$$

Onde

w = recalque da camada de solo analisada

σ_z = acréscimo de tensão na camada

h_1 = espessura da camada

E_1 = Módulo de Elasticidade do solo que compõe a camada

O Módulo de Elasticidade, por camada analisada, pode ser obtido através da correlação empírica com o índice de resistência à penetração (N_{spt}) da sondagem SPT, a exemplo do proposto por Teixeira & Godoy (1998), como sugere a Equação 12.

$$E_s = \alpha K N_{SPT} \quad (12)$$

Onde

α = fator de correlação do Módulo de Elasticidade (E_s) com a resistência de ponta do cone (q_c)

K = coeficiente de correlação entre a resistência de ponta do cone (q_c) e o índice de resistência à penetração (N_{spt})

O fator α e o coeficiente K dependem do tipo de solo (Tabelas 1 e 2)

Tabela 1 - Fator α de correlação de E_s com q_c

Solo	α
areia	3
silte	5
argila	7

Fonte: Teixeira & Godoy (1998)

Tabela 2 - Coeficiente K de correlação entre q_c e N_{spt}

Solo	K (MPa)
areia com pedregulhos	1,1
areia	0,9
areia siltosa	0,7
areia argilosa	0,55
silte arenoso	0,45
silte	0,35
argila arenosa	0,3
silte argiloso	0,25
argila siltosa	0,2

Fonte: Teixeira & Godoy (1998)

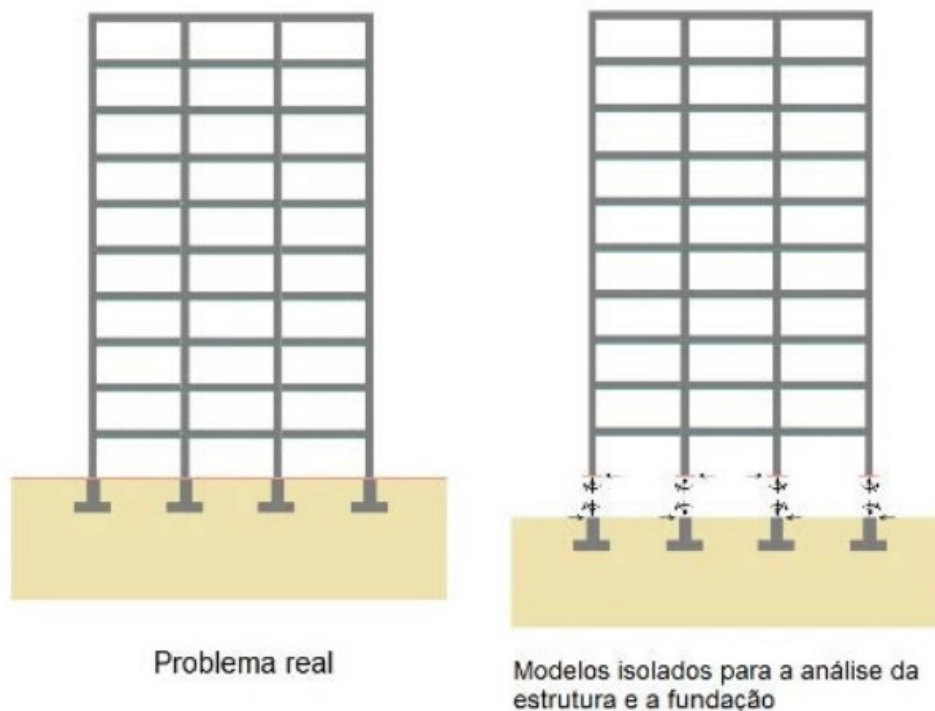
Por se tratar de um método de cálculo para sapatas flexíveis, no caso de elementos rígidos, deve-se adotar um fator de correção, multiplicando o valor de recalque obtido na Equação 11 por um valor entre 0,8 e 0,85. (PERLOFF, 1975 *apud* VELLOSO; LOPES, 1998)

4.7. Interação Solo-Estrutura (ISE)

Como dito, 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 (Figura 9). 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).

Figura 9 – Problema real e modelo de cálculo tradicionais



Fonte: Iglesia (2016)

Conforme Iglesia (2016), várias são as causas que justificam a utilização do procedimento padrão de cálculo atual, que não leva em consideração a interação solo-estrutura. Pode-se observar algumas delas abaixo:

- i. **Dificuldade de cálculo:** Há uma mútua dependência entre o dimensionamento da estrutura e suas fundações em relação aos esforços interiores. As dimensões da fundação influenciam diretamente nas tensões e deslocamentos gerados por ela no solo, ao passo que os esforços na estrutura são dependentes também dos deslocamentos das camadas de solo situados abaixo dessa fundação. Analogamente, tem-se que o dimensionamento da fundação depende dos esforços resultantes da estrutura e das propriedades específicas de cada solo.
- ii. **Modelos de cálculo complexos:** Nem sempre está disponível, nos programas de dimensionamento, a possibilidade de construção de um modelo complexo de cálculo que envolva toda a relação entre as combinações de barras e placas dos edifícios com um meio “contínuo”, muitas vezes estratificado, a exemplo do solo.
- iii. **Comportamento do solo:** Ao contrário do que se costuma admitir, o solo apresenta uma resposta não linear, principalmente quando se trata de níveis baixos de esforços, que, no tempo, se modifica de forma importante.
- iv. **Pouca interação:** Falta comunicação entre os engenheiros geotecnistas e estruturais durante as diversas fases de elaboração de um projeto.
- v. **Falta de informações suficientemente confiáveis sobre o solo:** A especificidade dos solos é bastante elevada, já que este é um meio com propriedades mecânicas e físicas bastante variáveis no tempo e de difícil determinação.

Entretanto, a aplicação da interação solo-estrutura (ISE) visa possibilitar a elaboração de modelos estruturais mais condizentes com a realidade comportamental das estruturas, pois, em síntese, leva em consideração a deformação do solo e, conseqüentemente, os deslocamentos dos apoios, avaliando uma resposta conjunta entre os três sistemas fortemente interligados: estrutura, fundação e solo. Segundo Iwamoto (2000), considerar a ISE resulta em diversas vantagens. Uma delas é tornar os projetos mais confiáveis e eficientes, já que se torna

possível a realização da estimativa da forma e da intensidade dos recalques diferenciais, bem como dos efeitos da redistribuição de esforços nos elementos estruturais.

É importante relatar que a interação solo-estrutura está relacionada de forma direta com uma série de variáveis que a influenciam. Alguns desses fatores são mencionados por diversos autores em suas publicações. Iwamoto (2000), Colares (2006), Mota (2009) e Antoniazzi (2011), por exemplo, relatam em suas obras a relação entre a ISE e a rigidez relativa estrutura-solo, o número de pavimentos da edificação, o processo construtivo e a ocorrência de edificações vizinhas.

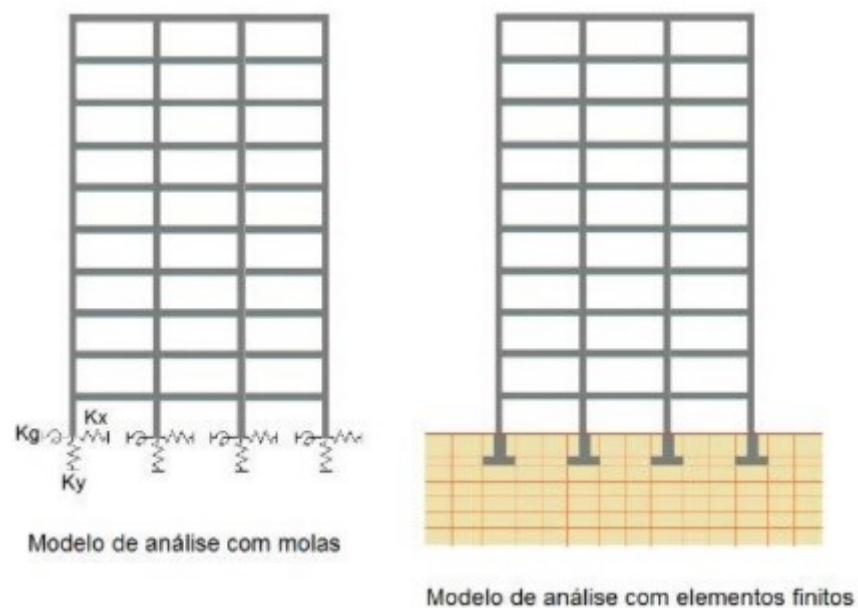
4.7.1. Modelos de solo empregados para a análise da ISE

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 10 representa os dois modelos.

Figura 10 – Modelos de cálculo considerando a ISE



Fonte: Iglesia (2016)

4.7.1.1. 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 11 e Equação 13), ou seja,

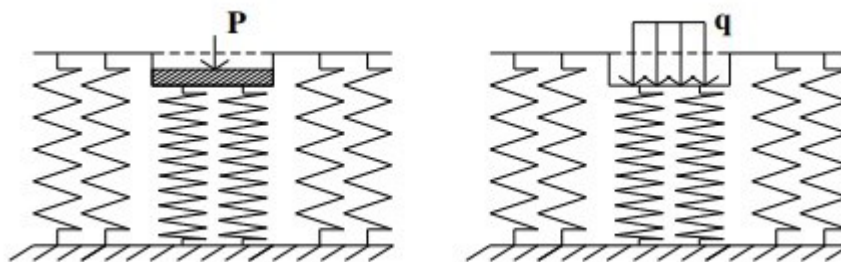
$$q = k_v w \quad (13)$$

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 (Figura 12b), 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 12c).

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. Conforme a Figura 11, esteja o solo submetido a um carregamento, seja ele infinitamente rígido ou flexível uniformemente distribuído, os deslocamentos da região carregada serão constantes (COLARES, 2006).

Figura 11 – Deslocamentos para os casos de carregamento rígido e uniformemente flexível



Fonte: Colares (2006)

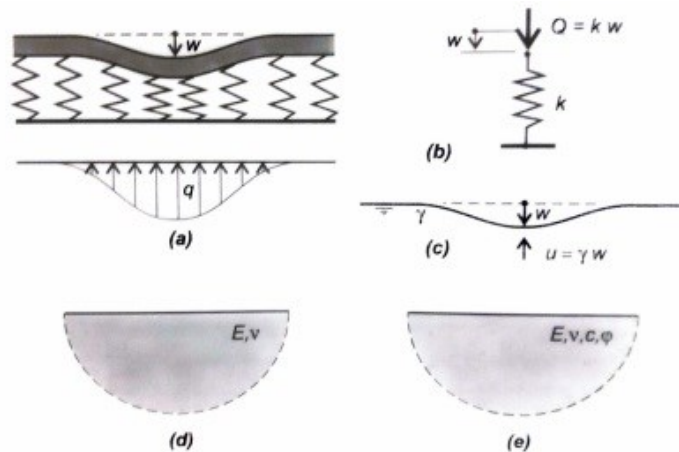
4.7.1.2. Meio Contínuo

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

- **Elástico**, no qual há algumas soluções para vigas e placas pela Teoria da Elasticidade (Figura 12d);

- **Elastoplástico**, que requer uma solução numérica, pelo Método dos Elementos Finitos, por exemplo, o que explica a sua difícil justificativa em projetos recorrentes (Figura 12e)

Figura 12 – Modelo de Winkler: (a) – (c) e modelo do Meio Contínuo: (d) – (e)



Fonte: Velloso & Lopes (2011)

4.7.1.3. Obtenção do coeficiente de reação vertical

Pode-se obter o coeficiente de reação vertical, mencionado anteriormente na Equação 13, 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 calcula-se o coeficiente de reação vertical, conforme a Equação 14 (VELLOSO; LOPES, 2011):

$$k_v = \frac{\bar{q}}{\bar{w}} \quad (14)$$

Onde:

k_v = coeficiente de reação vertical

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

w = recalque da fundação

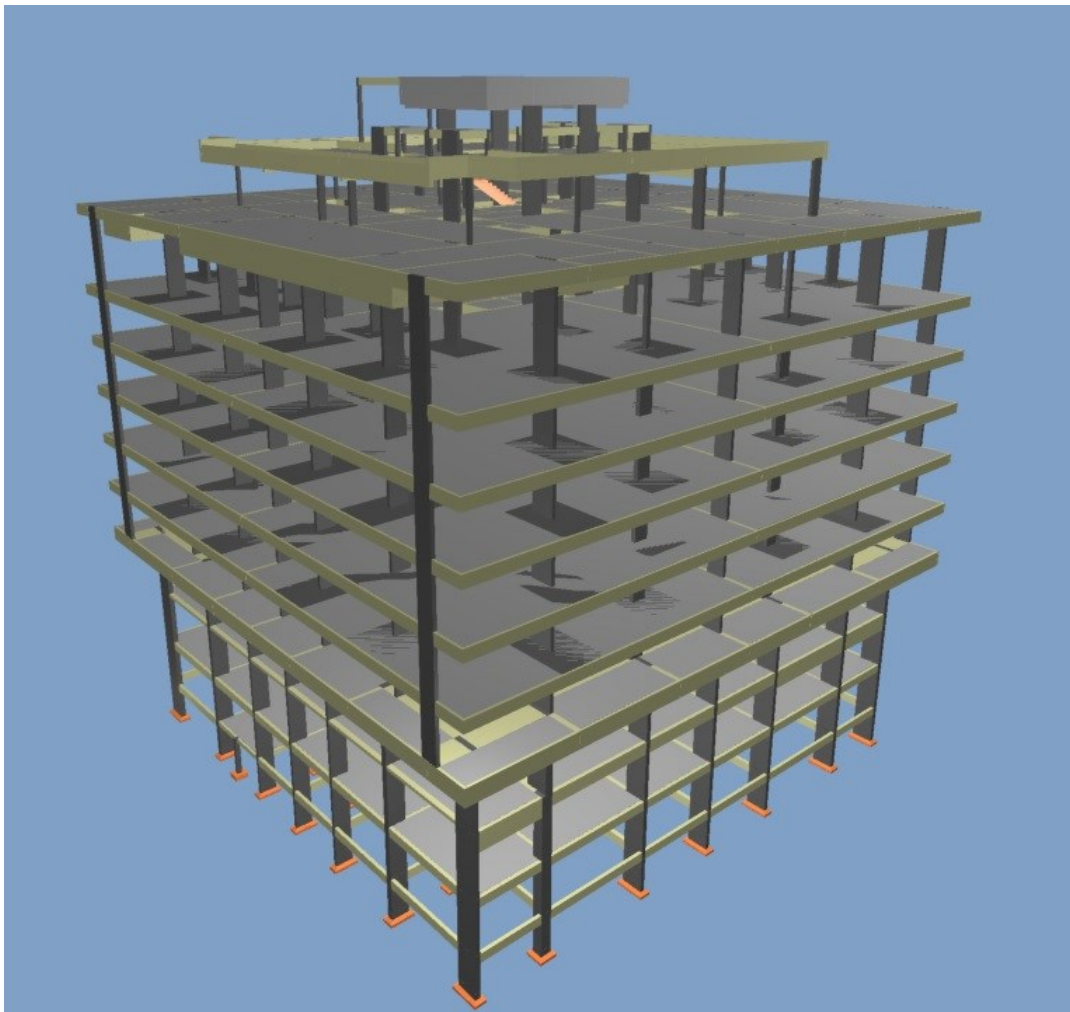
5. METODOLOGIA

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

5.1. Caracterização do local de estudo

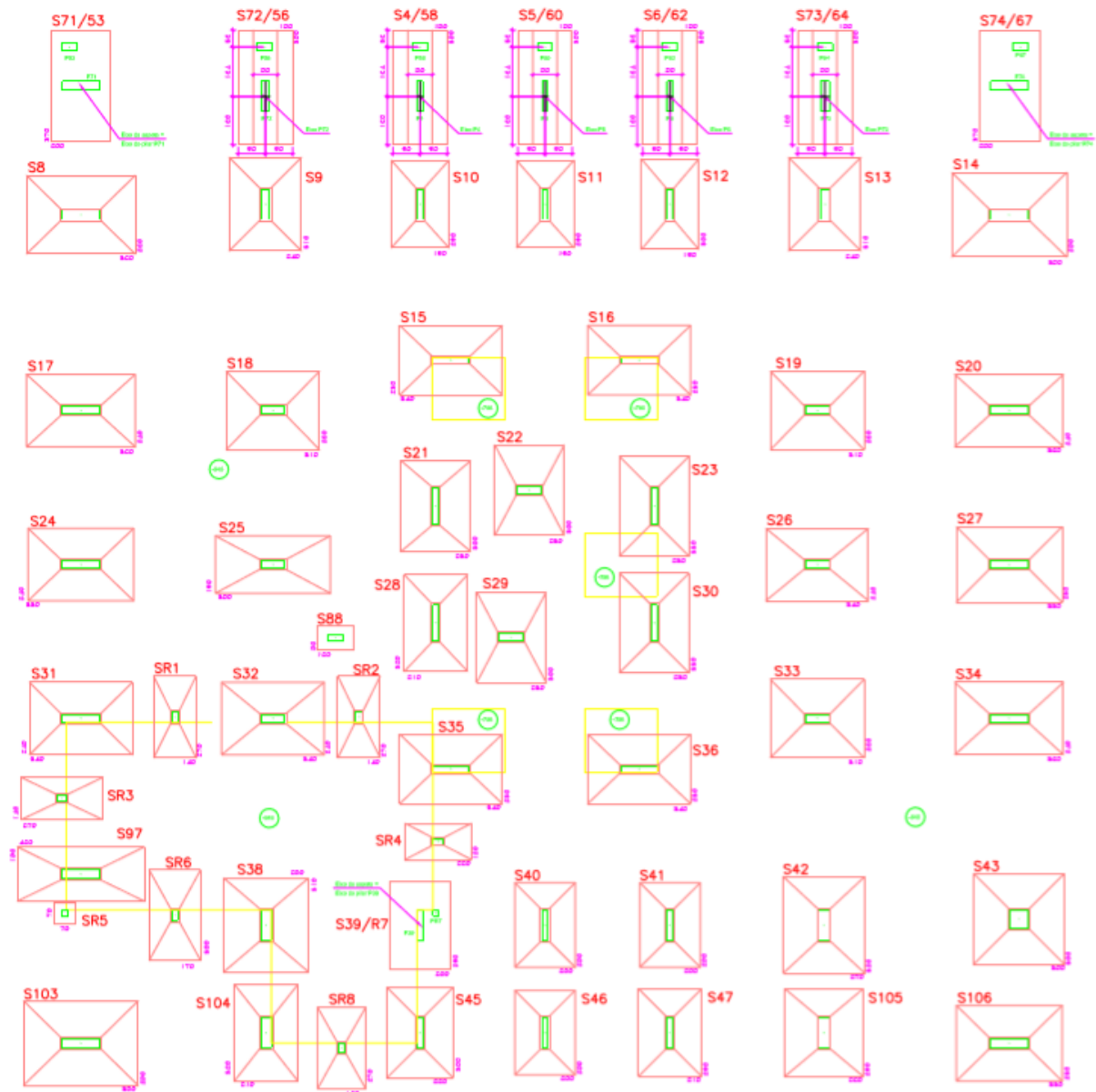
Tem-se como objeto de estudo, o emprego e a análise dos efeitos do método de interação solo-estrutura em uma edificação residencial, de médio porte, localizada em Brasília. O edifício é composto por 1 (um) compartimento para reservatórios inferiores, 2 (dois) subsolos para estacionamento, térreo, 6 (seis) pavimentos tipo, cobertura de lazer, cobertura técnica, reservatório elevado e suas fundações são superficiais, do tipo sapata, conforme Figuras 13 e 14. Não fizeram parte do estudo os elementos estruturais da área externa, constituída por pilares exclusivos aos estacionamentos e que não fazem parte do sistema de sustentação da torre.

Figura 13 – Esquema estrutural da edificação em análise (3D)



Fonte: Autor (2019)

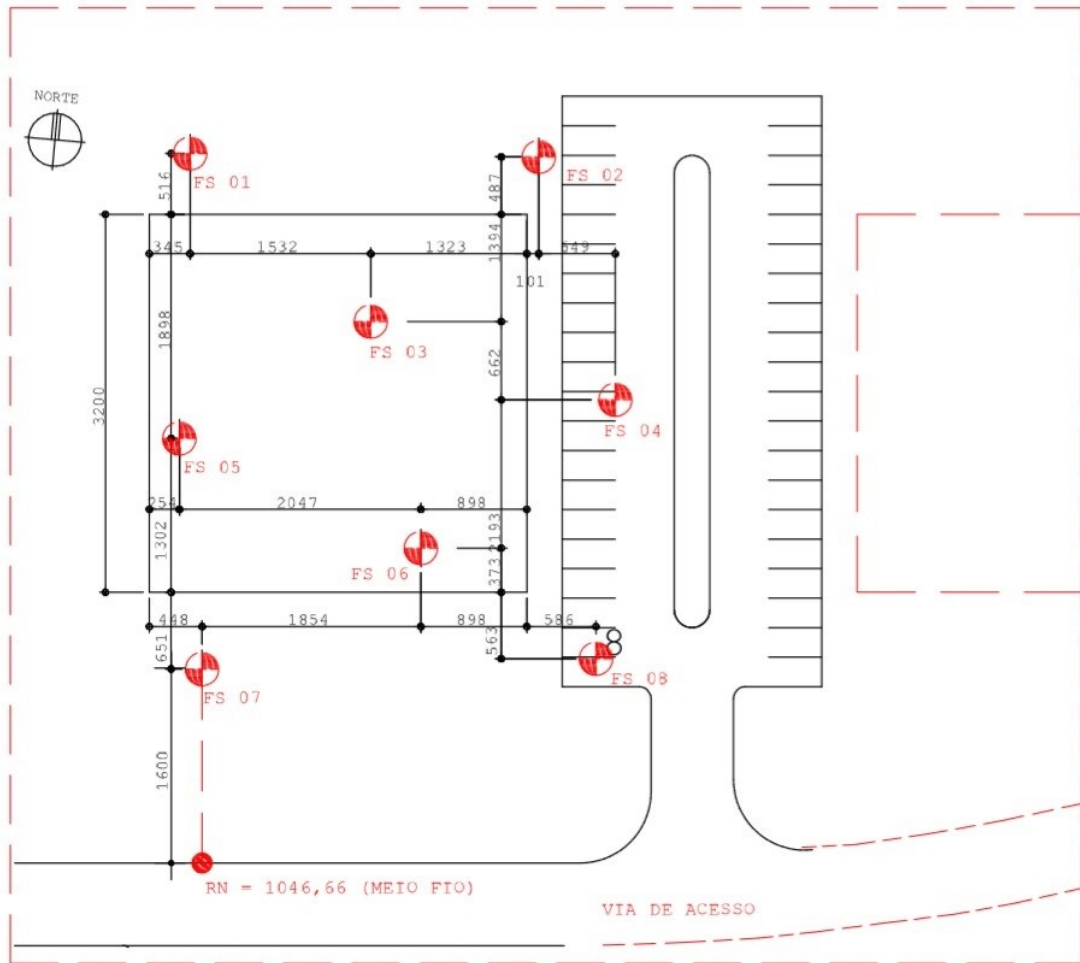
Figura 14 – Planta de localização das sapatas do edifício



Fonte: Fornecido pela empresa e modificado pelo autor (2019)

O perfil estratigráfico do local foi obtido através de 08 (oito) furos de sondagem à percussão (FS 01 a FS 08), conforme a Figura 15, que foram executados em março de 2012, ao fim da época chuvosa. Nesta região, constatou-se a predominância de uma camada uniforme de silte arenoso na cota das 58 (cinquenta e oito) sapatas da fundação, que foram assentadas a uma profundidade entre 1,5 e 3,2 metros em relação ao segundo subsolo, com N_{spt} variando de 8 a 57 golpes até o impenetrável. Houve necessidade de rebaixamento do lençol freático, pois este se encontrava na cota do 2º subsolo, variando até 1,5 metro.

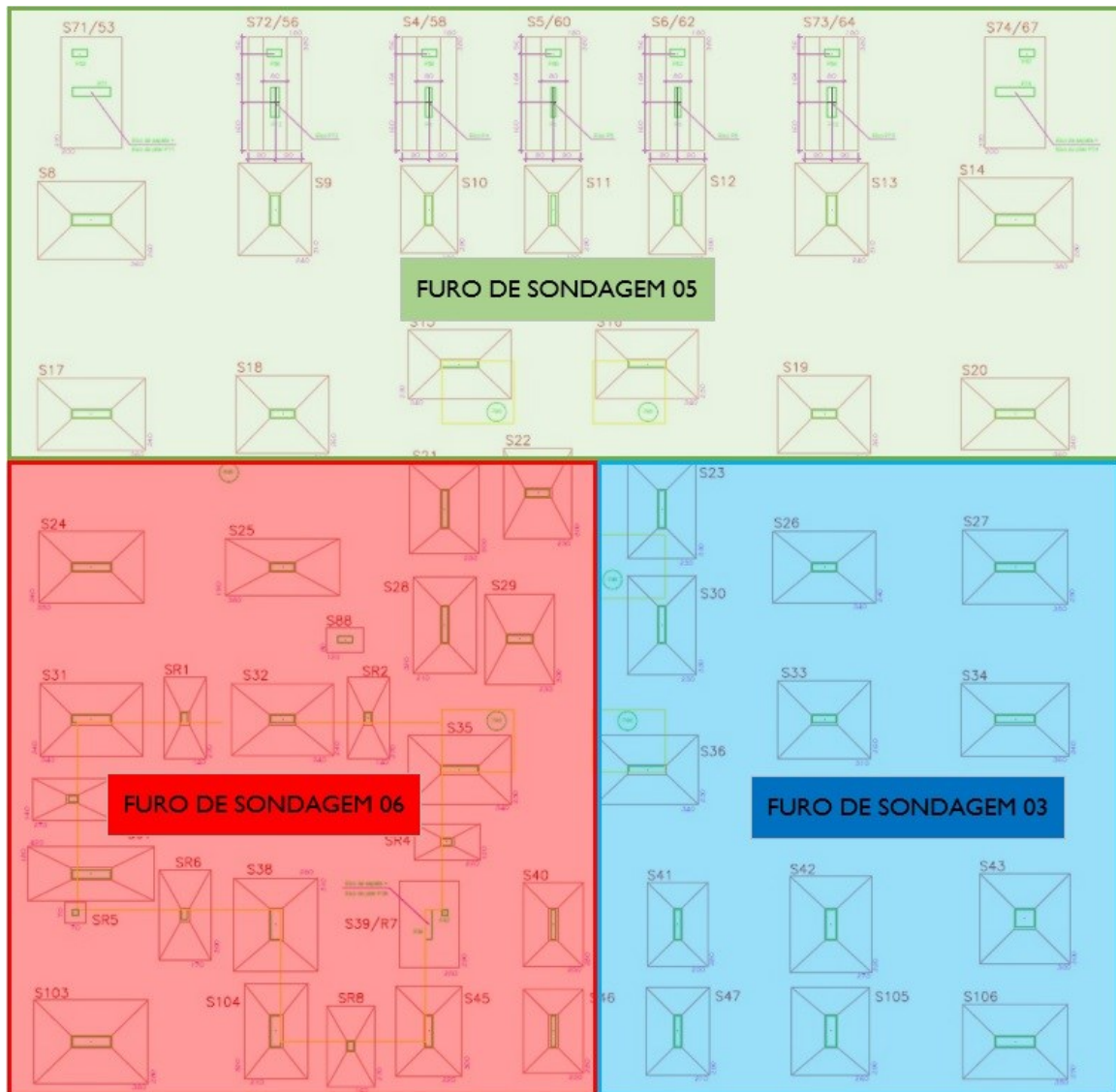
Figura 15 – Planta de localização dos furos de sondagem (SPT)



Com base na planta de localização dos furos de sondagem, foi possível determinar quais furos foram feitos na área de construção da torre do edifício em análise. Então, constatou-se que os furos FS 03, FS 05 e FS 06 seriam aqueles cujos relatórios de sondagem (anexo A) representariam, de forma mais aproximada, as propriedades das camadas de solo sobre as quais foram assentadas cada sapata do sistema de fundação.

Dessa forma, foi feita a divisão das sapatas em 3 (três) grupos, conforme a área de influência estimada para cada furo (Figura 16).

Figura 16 - Divisão das sapatas em 3 (três) grupos conforme sondagem



Fonte: Fornecido pela empresa e modificado pelo autor (2019)

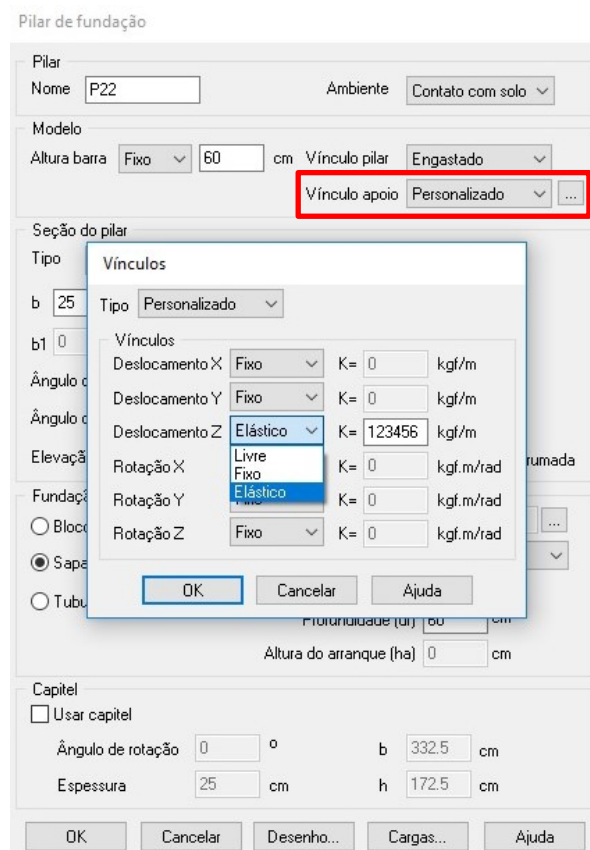
5.2. Etapas e procedimentos de cálculo

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 indelocáveis (engastados nas fundações), por meio de uma análise estática linear processada no *software* Eberick 2018, obtendo assim as reações de apoio (F_z 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 cada grupo de

sapatas e outra guia para entrada manual dos valores de Fz máximo e para a obtenção dos resultados, totalizando 4 guias. Os cálculos da planilha foram desenvolvidos utilizando o método de acréscimo de tensões de Newmark (1935) associado ao procedimento de Steinbrenner (1934) para a determinação das tensões induzidas no solo decorrentes do carregamento de cada sapata e o valor do recalque estimado para cada elemento, respectivamente.

Posteriormente, foi possível calcular o coeficiente de reação vertical (k_v), abordado no item 4.7.1.1 e definido pela Equação 14, para cada sapata, dispondo-se do recalque calculado no passo anterior e da força solicitante (Fz máximo) de cada elemento. 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 17.

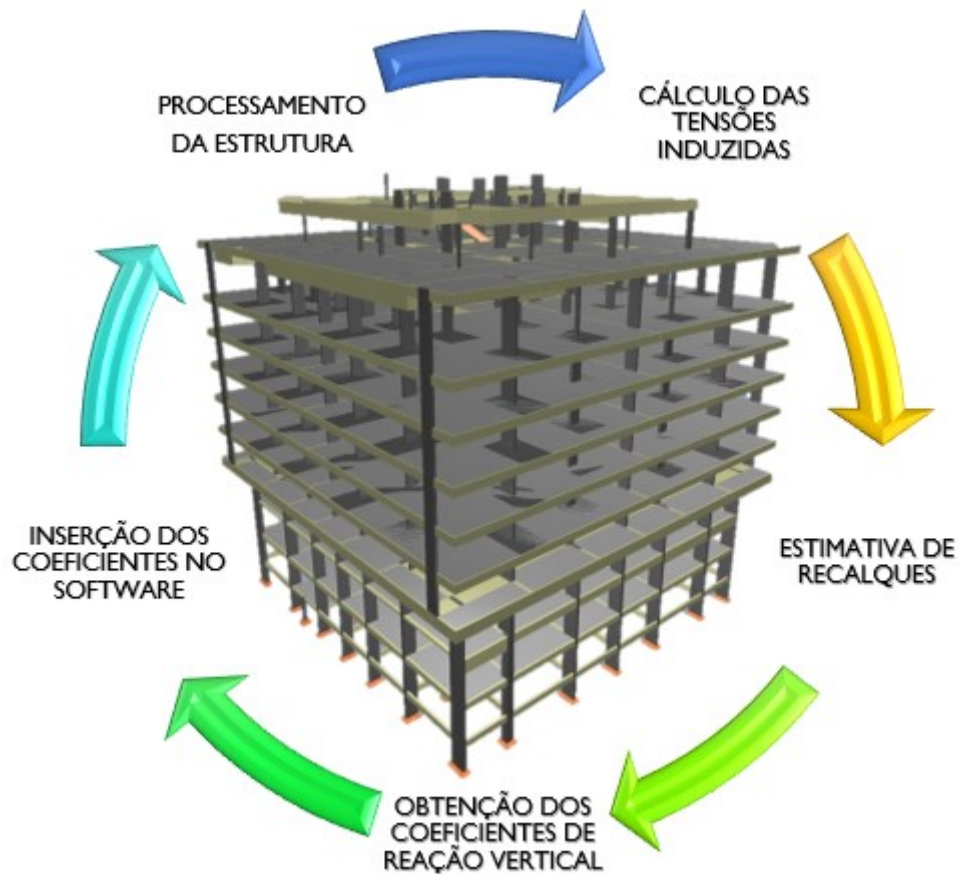
Figura 17 – Inserção do coeficiente de reação vertical (kgf/m)



Fonte: Autor (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 já citada. O procedimento descrito foi repetido, definindo-se cada repetição como uma iteração realizada, conforme sugere o fluxograma da Figura 18.

Figura 18 – Fluxograma de iterações



Fonte: Autor (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 3º (terceiro) 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.

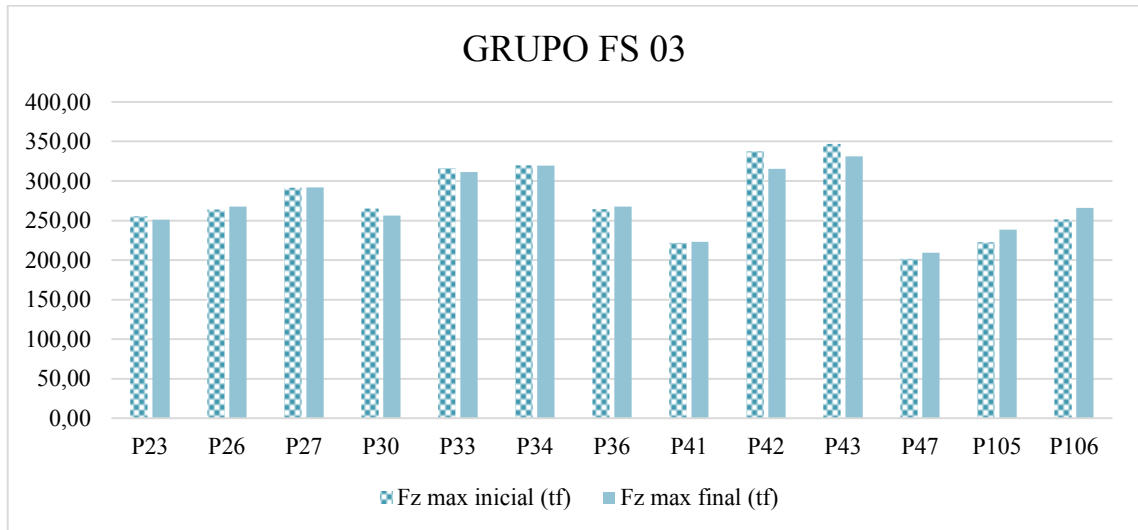
Através dos procedimentos desenvolvidos, foi possível realizar uma análise comparativa entre os resultados obtidos para os carregamentos máximos (Fz) e para os valores estimados de recalques totais para cada um dos elementos em duas situações distintas. A primeira delas caracteriza-se pela consideração de vínculos indeslocáveis entre pilares e sapatas, 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 convirjam, 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 três grupos distintos, aproveitando-se da forma com que foram realizados os cálculos. Dessa forma, os grupos de sapatas e pilares FS 03, FS 05 e FS 06 foram analisados separadamente. Entende-se como Fz max inicial os valores máximos registrados para o somatório das forças verticais atuantes em cada peça sob as condições padrões de engaste (primeira situação). Os valores registrados ao final das iterações (convergência dos resultados) se dão por Fz max final (segunda situação).

6. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

A seguir apresenta-se a Figura 19 com a representação das variações de carga, em relação à situação engastada (Fz max inicial) e a última iteração realizada (Fz max final) para os pilares do grupo FS 03.

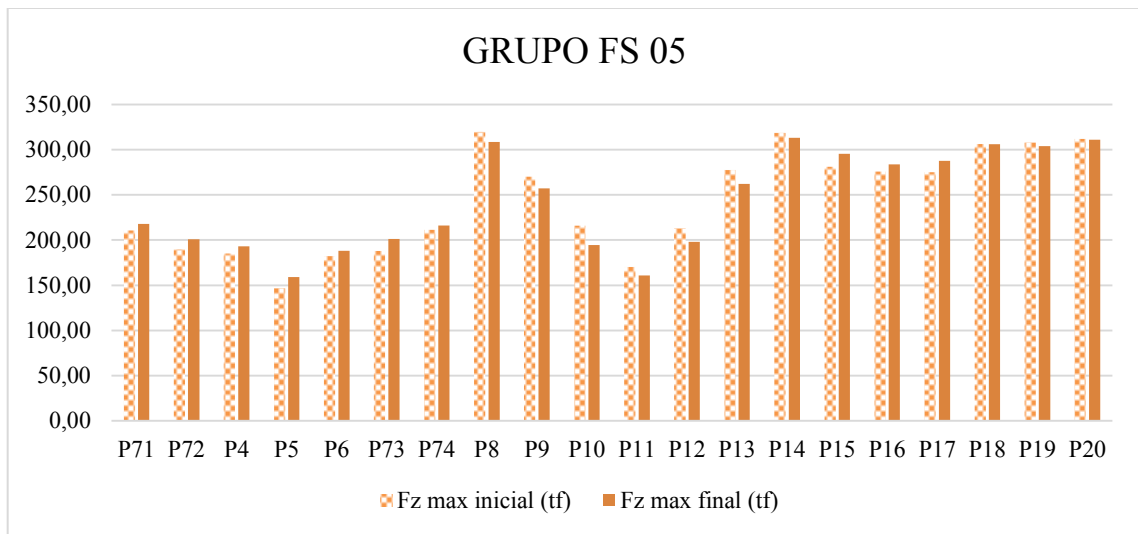
Figura 19 - Registro de variação de carga para o grupo FS 03



Fonte: Autor (2019)

No grupo FS 03, composto por treze pilares, em sete (P26, P27, P36, P41, P47, P105 e P106) ocorreu um acréscimo de tensão médio de 6,59 tf (2,83%). O pilar P105 foi o que registrou uma maior variação individual em termos percentuais, atingindo 6,91%. Nos outros seis pilares (P23, P30, P33, P34, P42 e P43) observou-se um alívio de carga médio de 9,47 tf (2,99%), sendo o pilar P42 o detentor da maior variação, que foi de 6,66%.

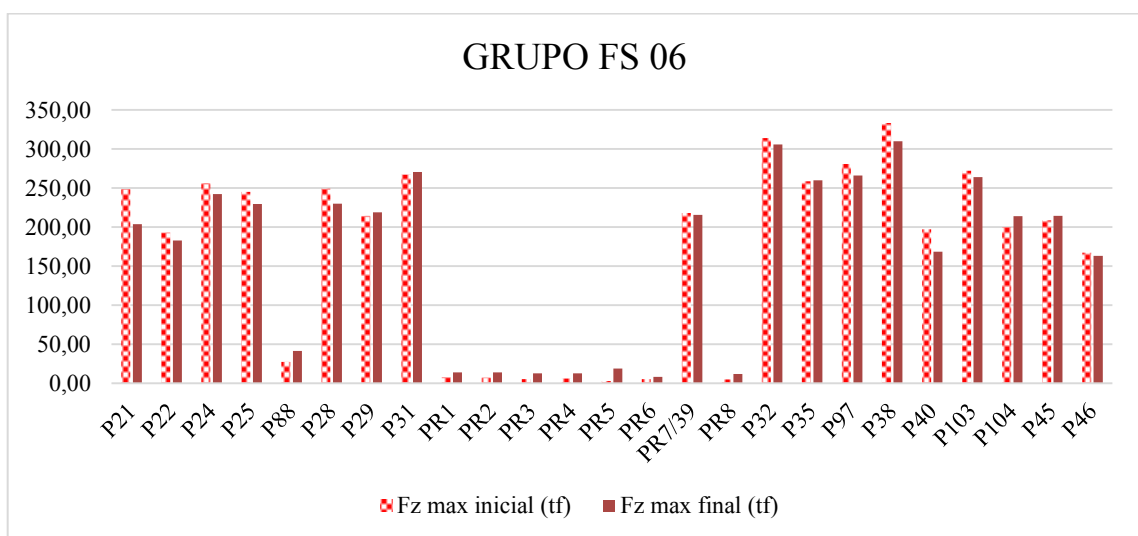
Abaixo, apresenta-se a Figura 20 com a representação das variações de carga para os pilares do grupo FS 05.

Figura 20 - Registro de variação de carga para o grupo FS 05

Fonte: Autor (2019)

O grupo FS 05 registrou um acréscimo médio de tensão de 9,93 tf (4,80%) em dez dos seus vinte membros (P71, P72, P4, P5, P6, P73, P74, P15, P16 e P17), chegando a uma variação individual máxima de 8,45% no pilar P5. O restante dos pilares (P8, P9, P10, P11, P12, P13, P14, P18, P19 e P20) apresentou um alívio médio de 9,33 tf (3,87%) e o máximo que se variou individualmente, foi 9,79% (P10).

De forma análoga, a Figura 21 traz a representação das variações de carga para os pilares do grupo FS 06.

Figura 21 - Registro de variação de carga para o grupo FS 06

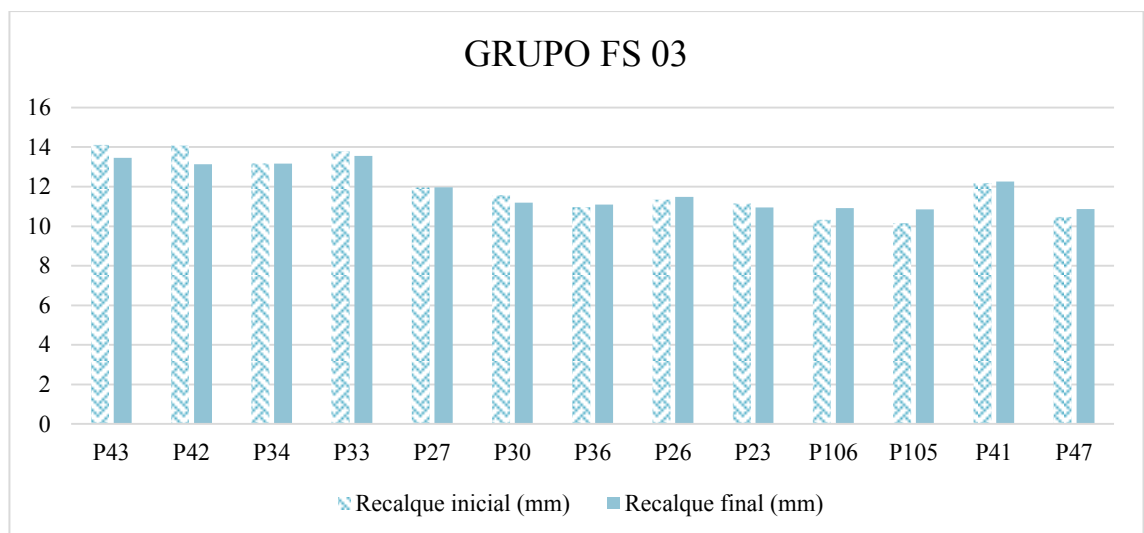
Fonte: Autor (2019)

Nos outros vinte e cinco pilares que restaram, constituintes do grupo FS 06, observou-se uma variação individual máxima de 640,00% no pilar PR5, o que pode ser aparentemente justificado pela baixa carga inicial de 2,5 tf, o menor Fz max inicial registrado entre os pilares do edifício. Após as iterações esse elemento registrou um Fz max final de 18,5 tf, superando o acréscimo médio de 6,56 tf (57,13%) dos outros 12 doze pilares que também sofreram sobrecarga (P88, P29, P31, PR1, PR2, PR3, PR4, PR6, PR8, P35, P104 e P45). Ainda nesse grupo, outros doze pilares tiveram suas tensões aliviadas (P103, P21, P22, P24, P25, P28, PR7/39, P32, P97, P38, P40, P46), correspondendo a uma média de alívio de 16,18 tf (6,59%) para cada pilar. Porém, o pilar P21 sofreu uma suavização de esforços na escala de 44,80 tf, representando a maior variação percentual individual, de 18,03%.

Similarmente, repetiu-se a análise para os valores de recalques estimados. Entende-se por “recalque inicial” os valores obtidos após o primeiro processamento da estrutura, onde todos os apoios eram do tipo engaste. Os valores encontrados após as iterações são indicados por “recalque final”.

A Figura 22 representa as variações de recalque para os elementos do grupo FS 03

Figura 22 - Registro de variação de recalque para o grupo FS 03



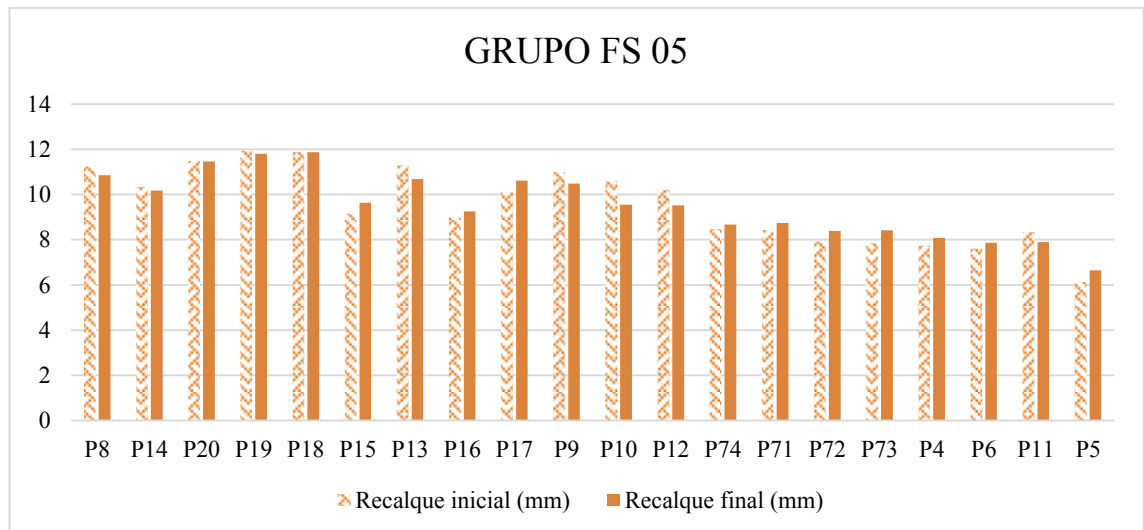
Fonte: Autor (2019)

No referido grupo, sete dos treze pilares (P26, P27, P36, P41, P47, P105 e P106) apresentaram uma variação positiva nos valores estimados para o recalque, com uma média de 0,3 mm (2,83%). O pilar P105 foi o que registrou uma maior variação individual em termos percentuais, atingindo 6,91% (0,7 mm). Nos outros seis pilares (P23, P30, P33, P34,

P42 e P43) a variação foi negativa, registrando média de -0,4 mm (2,99%), sendo o pilar P42 o responsável pela maior variação, que foi de 6,66%, ou seja, -0,94 mm.

A seguir, apresenta-se a Figura 23 com a representação das variações de recalque para o grupo FS 05.

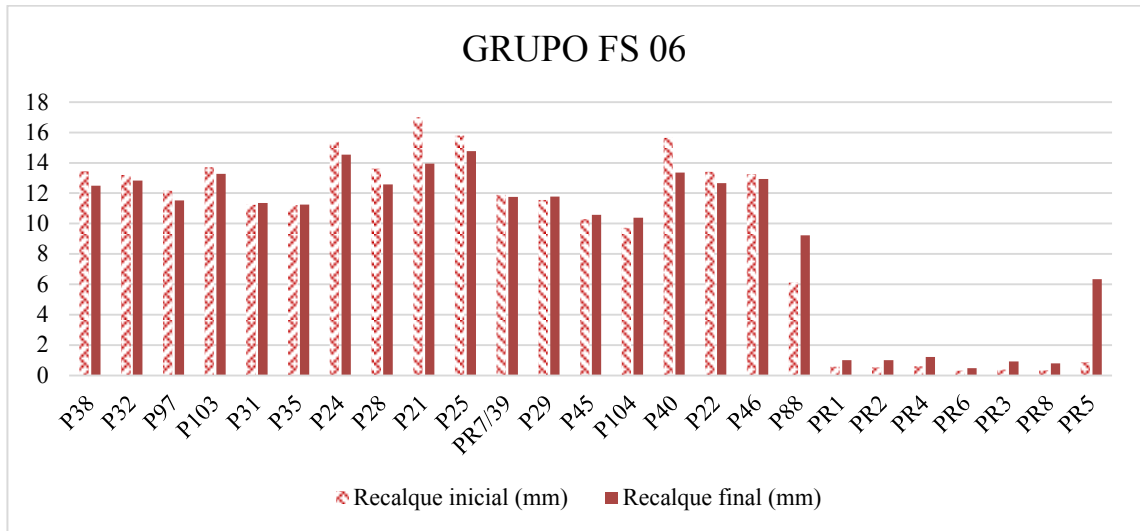
Figura 23 - Registro de variação de recalque para o grupo FS 05



Fonte: Autor (2019)

O grupo FS 05 ficou marcado por uma variação positiva na estimativa dos recalques, com média de 0,39 mm (4,80%) em dez dos seus vinte pilares (P71, P72, P4, P5, P6, P73, P74, P15, P16 e P17), chegando a uma variação individual máxima de 8,45% (0,52 mm) no pilar P5. O restante dos pilares apresentou variação negativa nos valores, com média de -0,40 mm (3,87%) e a máxima variação individual foi de -1,04 mm (9,79%) no pilar P10.

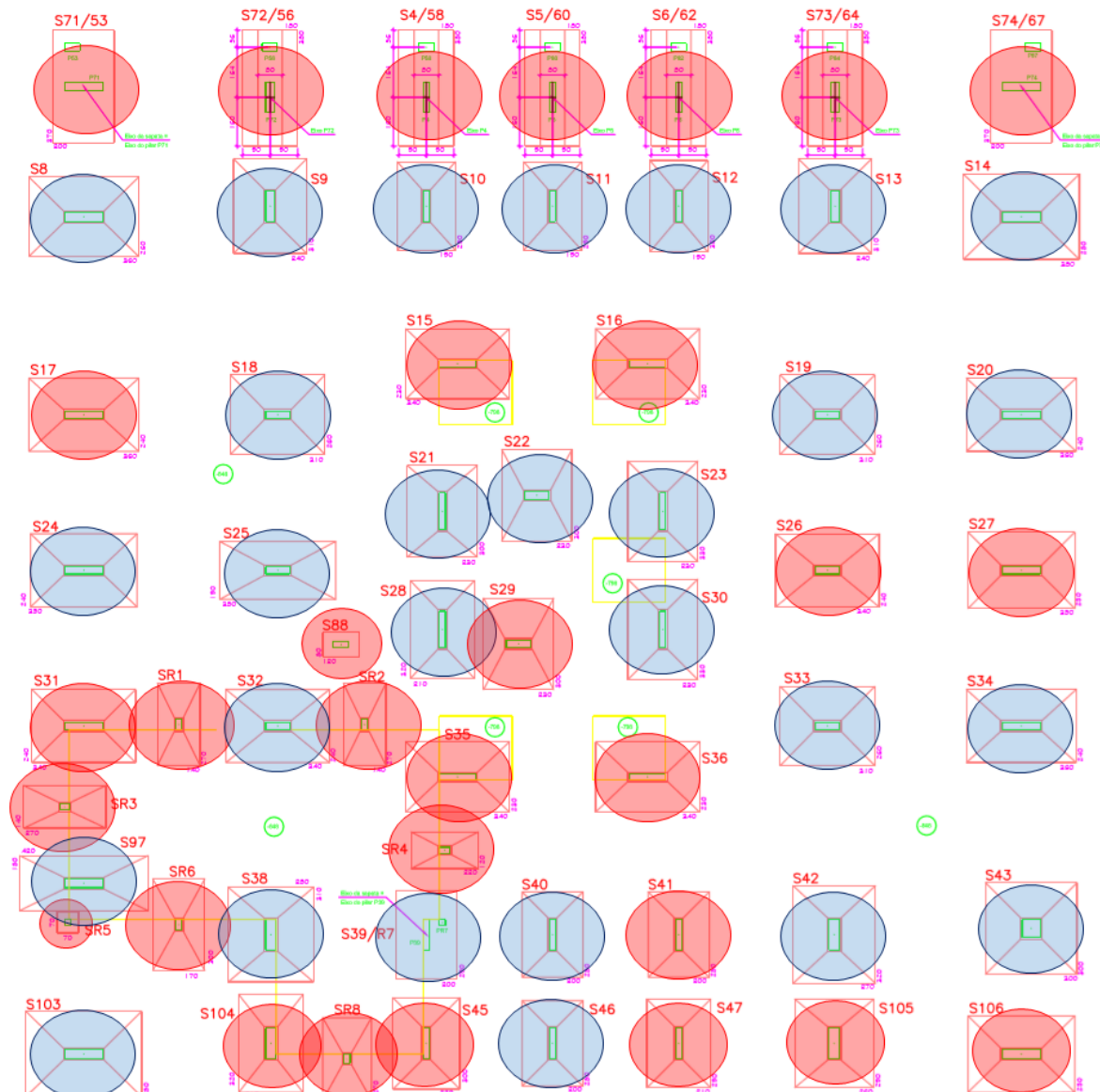
Por fim, a Figura 24 traz a representação de como variaram os recalques nos pilares do grupo FS 06.

Figura 24 - Registro de variação de recalque para o grupo FS 06

Para este grupo, observou-se a maior variação média positiva entre os três grupos, de 0,98 mm (101,97%). O pilar que mais influenciou nesse valor foi o pilar PR5, variando 5,74 mm. Já no grupo de elementos que variaram negativamente, constatou-se uma variação média de -6,59%, que expressam os mesmos 0,98 mm registrados na variação positiva, com destaque para o pilar P21, que variou significativos -3,07 mm.

De forma geral, o mapa de variações de carregamento da edificação foi registrado na Figura 25, onde as marcações em vermelho indicam regiões de acréscimo de cargas e recalques, enquanto as marcações em azul indicam zonas em que os mesmos foram suavizados.

Figura 25 - Zonamento de acréscimo e suavização de cargas e recalques



Fonte: Fornecido pela empresa e modificado pelo autor (2019)

Apesar de não ter ocorrido um processo migratório padrão das tensões dos elementos centrais em direção aos elementos periféricos, como observado em outros trabalhos, ficou evidente 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 15 (quinze) pilares de maior Fz max inicial, 13 (treze) foram suavizados, ou seja, o alívio de carga ocorreu em 86,67% dos casos.

Curiosamente, constatou-se também que entre os 15 (quinze) pilares de menor Fz max inicial, o acréscimo de cargas registrou a mesma variação percentual.

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.

7. CONCLUSÃO

Este trabalho apresentou os efeitos da interação solo-estrutura, através de uma breve revisão bibliográfica de conceitos importantes inerentes ao tema e de uma análise prática das consequências da flexibilização dos apoios de uma edificação de médio porte. A análise se deu por meio da inserção de coeficientes de reação vertical em cada um dos seus elementos de fundação superficial, 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 e dos recalques dos elementos de fundação. Os valores médios de acréscimo e alívio de carga foram consideráveis, se levados em conta fatores como o porte da edificação e a baixa quantidade de iterações necessárias para a conversão dos valores, uma vez que, mantidas as proporções para edifícios de grande porte, a tendência seria de médias ainda maiores.

O processo migratório das tensões tendeu obedecer a um padrão que, apesar de não ter se tornado uma regra para todo o sistema, se caracterizou pela suavização dos pilares inicialmente mais carregados e pelo acréscimo de tensões nos pilares inicialmente menos solicitados. 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 possa mitigar dimensionamentos equivocados, prezando sempre pelo fator de maior importância da construção civil, a segurança.

8. SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

- Realizar os mesmos procedimentos desse trabalho para analisar a influência da interação solo-estrutura em uma edificação de grande porte, com fundações superficiais, levando em consideração o acréscimo de tensões induzidas entre elementos de fundações vizinhos.
- Estudar os impactos econômicos ao se considerar a ISE em um grande empreendimento.
- Comparar resultados de monitoramento de recalques em uma estrutura real com seu respectivo modelo analisado considerando a interação solo-estrutura.
- Observar a influência da sequência construtiva no processamento dos recalques de uma edificação.
- Verificar alterações nos valores dos momentos fletores em pilares e vigas de edifícios após consideração da ISE.

BIBLIOGRAFIA

- ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: projeto de estruturas de concreto – procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122**: projeto e execução de fundações. 2. ed. Rio de Janeiro, 2010.
- 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.
- ALVA, G. M. S. **Concepção estrutural de edifícios em concreto armado**. Santa Maria: Universidade Federal de Santa Maria, maio 2007.
- ANTONIAZZI, J. P. **Interação solo-estrutura de edifícios com fundações superficiais**. 2011. 139 f. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental, Universidade Federal de Santa Maria, Rio Grande do Sul, 2011.
- BASTOS, P. S. S. **Estruturas de concreto armado**. Bauru/SP: Universidade Estadual Paulista, set. 2014. (Notas de Aula – Disciplina: 2117 - Estruturas de concreto I).
- BERBERIAN, D. **Engenharia de fundações**. 35. ed. Brasília: Editora UnB, 2012.
- BUDHU, M. **Fundações e estruturas de contenção**. 1. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2015.
- CINTRA, J. C. A.; AOKI, N.; ALBIERO, J. H. **Fundações diretas**: projeto geotécnico. Oficinas de Texto, 2011.
- CINTRA, J. C. A.; AOKI, N.; ALBIERO, J. H. **Tensão admissível em fundações diretas**. São Carlos: Editora Rima, 2003.
- 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.
- DAS, B. M.; SOBHAN, K. **Fundamentos da engenharia geotécnica**. São Paulo: Cengage Learning, 2014.
- HACHICH, V. *et al.* (Eds.). **Fundações**: teoria e prática. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998.
- IGLESIA, S. M. **A interação solo-estrutura e sua aplicação na análise de estruturas de edifícios**. AltoQi, [s. l.] [s. d.]. *E-book*.

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.

MOTA, M. M. C. **Interação solo-estrutura em edifícios com fundação profunda**: método numérico e resultados observados no campo. 2009. 222 f. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2009.

NEWMARK, N. M. **Simplified computation of vertical pressures in elastic foundations**. University of Illinois: Engineering Experiment Station. Circular 24, v. 33, n 4, 1935.

PINHEIRO, A. C. F. B.; CRIVELARO, M.; PINHEIRO, R. G. B. **Projetos de fundações e terraplenagem** (Série Eixos). 1. ed. São Paulo: Érica/Saraiva, 2015.

PINTO, C. S. **Curso básico de mecânica dos solos em 16 aulas**. 3. ed. Oficinas de texto, 2006.

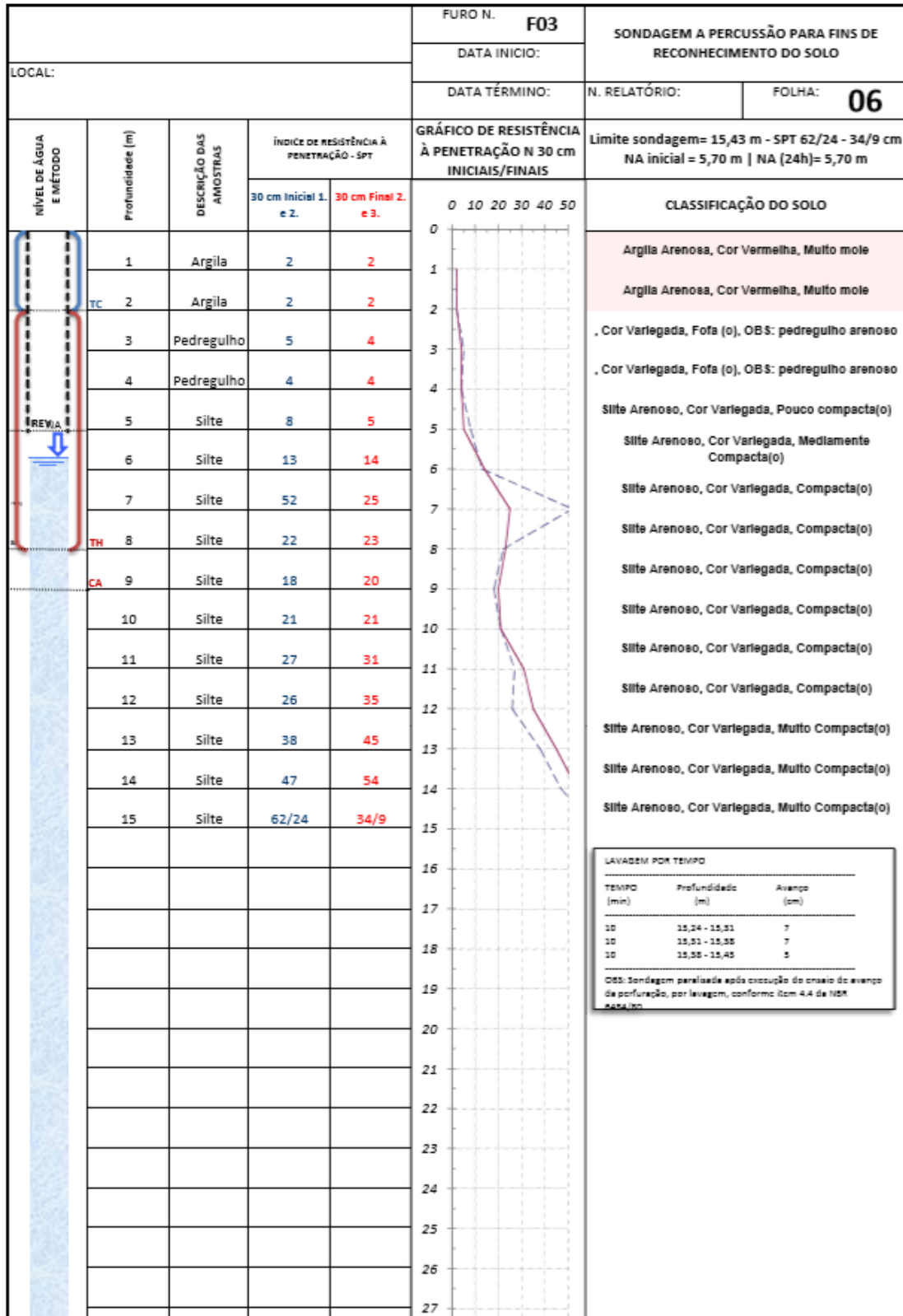
TEIXEIRA, A. H.; GODOY, N. S. Análise, projetos e execução de fundações rasas. *In*: HACHICH, V. *et al.* (Eds.). **Fundações**: teoria e prática. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. Concepção de obras de fundações. *In*: HACHICH, V. *et al.* (Eds.). **Fundações**: teoria e prática. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998.

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

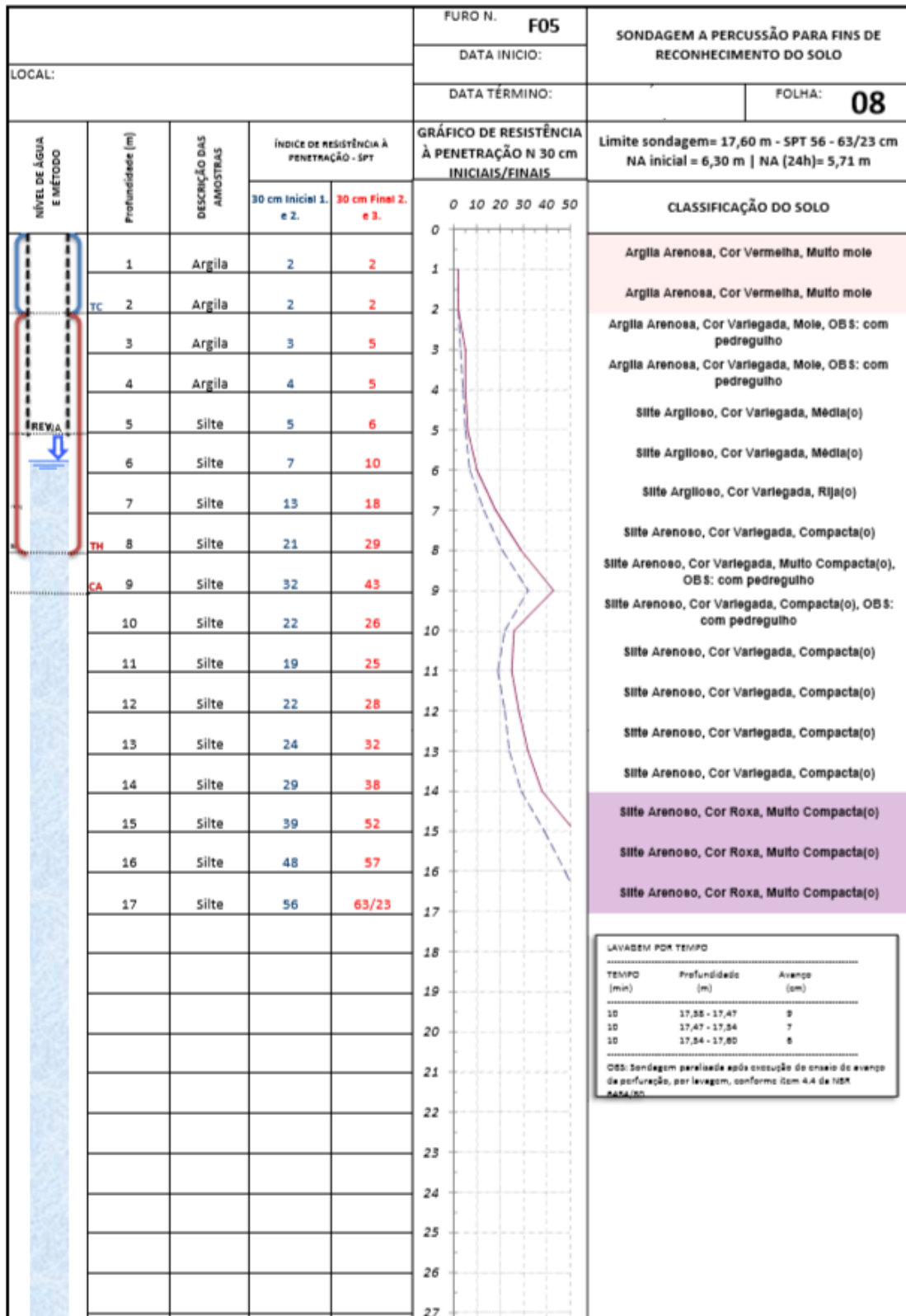
ANEXO A

Figura 26 - Relatório de sondagem do Furo 03



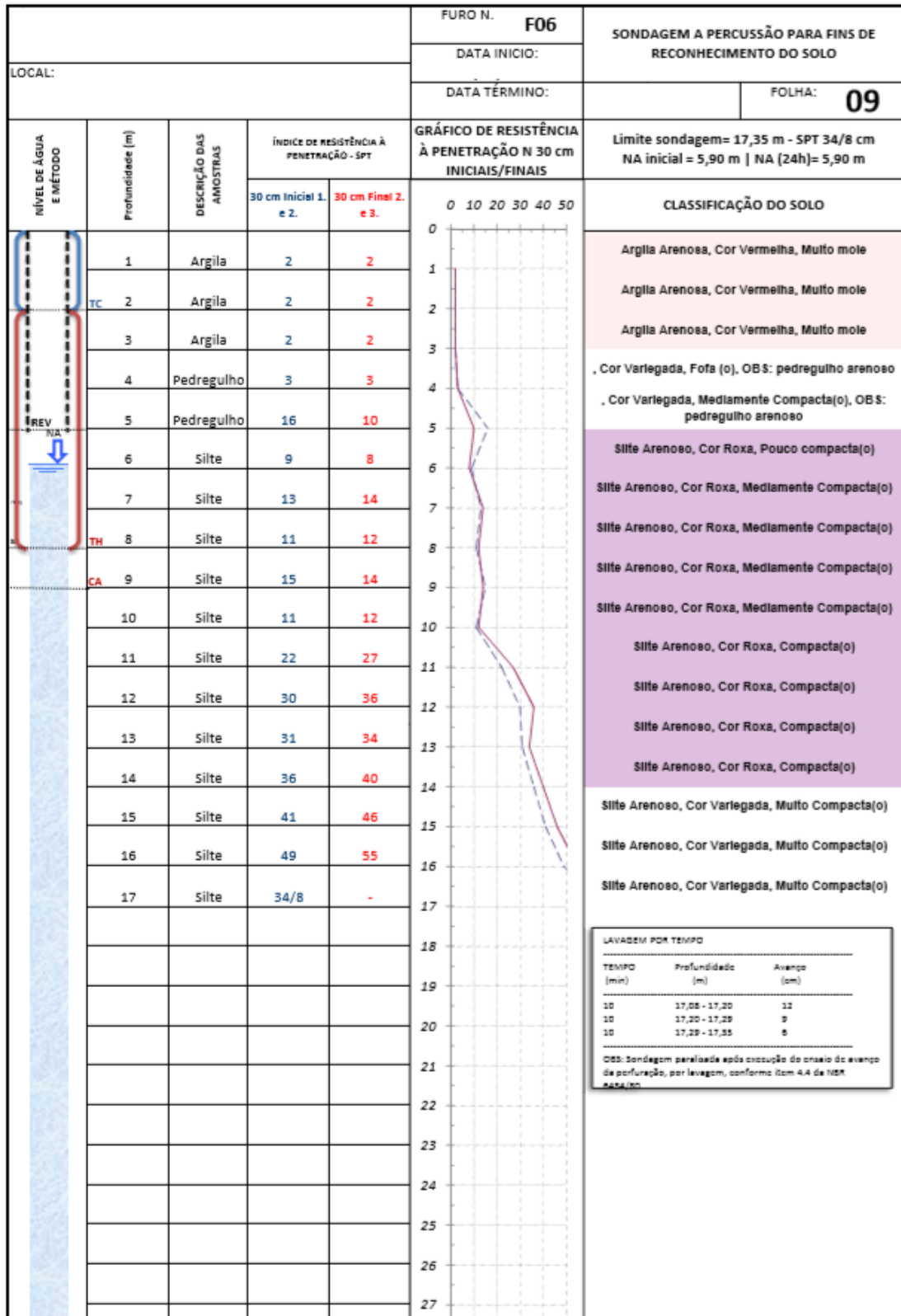
Fonte: Fornecido pela empresa e modificado pelo autor (2019)

Figura 27 - Relatório de sondagem do Furo 05



Fonte: Fornecido pela empresa e modificado pelo autor (2019)

Figura 28 - Relatório de sondagem do Furo 06



Fonte: Fornecido pela empresa e modificado pelo autor (2019)