



**UNIVERSIDADE ESTADUAL DA PARAÍBA
CAMPUS VIII – ARARUNA
CENTRO DE CIÊNCIAS, TECNOLOGIA E SAÚDE
COORDENAÇÃO DE ENGENHARIA CIVIL**

LETTYCIA WELLITANYA DOS SANTOS CARLOS

**INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA:
ANÁLISE DE UM EDIFÍCIO APOIADO EM FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS COM A
UTILIZAÇÃO DO PROGRAMA COMPUTACIONAL SAP 2000.**

ARARUNA – PB

2022

LETTYCIA WELLITANYA DOS SANTOS CARLOS

**INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA:
ANÁLISE DE UM EDIFÍCIO APOIADO EM FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS COM A
UTILIZAÇÃO DO PROGRAMA COMPUTACIONAL SAP 2000.**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à Coordenação do Curso de Graduação em Engenharia Civil da Universidade Estadual da Paraíba, como requisito parcial à obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Áreas de concentração: Geotecnia e Estrutura.

Orientador: Prof. D.Sc. Raimundo Leidimar Bezerra.

ARARUNA – PB

2022

É expressamente proibido a comercialização deste documento, tanto na forma impressa como eletrônica. Sua reprodução total ou parcial é permitida exclusivamente para fins acadêmicos e científicos, desde que na reprodução figure a identificação do autor, título, instituição e ano do trabalho.

C284i Carlos, Lettycia Wellitanya dos Santos.
Interação solo-estrutura [manuscrito] : análise de um edifício apoiado em fundações superficiais com a utilização do programa computacional sap 2000. / Lettycia Wellitanya dos Santos Carlos. - 2022.
84 p.

Digitado.

Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Estadual da Paraíba, Centro de Ciências, Tecnologia e Saúde , 2022.

"Orientação : Prof. Dr. Raimundo Leidimar Bezerra ,
Coordenação do Curso de Engenharia Civil - CCTS."

1. Geotecnia. 2. Estrutura. 3. Carga. 4. Solo. I. Título

21. ed. CDD 624.151

LETTYCIA WELLITANYA DOS SANTOS CARLOS

INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA:
ANÁLISE DE UM EDIFÍCIO APOIADO EM FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS COM A
UTILIZAÇÃO DO PROGRAMA COMPUTACIONAL SAP 2000.

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à
Coordenação do Curso de Graduação em
Engenharia Civil da Universidade Estadual da
Paraíba, como requisito parcial à obtenção do
título de Bacharel em Engenharia Civil.

Área de concentração: Geotecnia e Estruturas.

Aprovado em: 06 / 04 /2022.

BANCA EXAMINADORA



Prof. D.Sc. Raimundo Leidimar Bezerra (Orientador)
Universidade Estadual da Paraíba (UEPB)



Prof. Me. Alan Barbosa Cavalcanti
Universidade Estadual da Paraíba (UEPB)



Prof. Esp. Lauandes Marques de Oliveira
Faculdade Três Marias (FTM)

Aos meus pais, Rozimares e Sebastião, aos meus irmãos, Mary e Fernando, ao meu namorado, Gabriel e a todos meus familiares, em especial, Olívia, na certeza que essa conquista tem um pouco de todos vocês, DEDICO.

AGRADECIMENTOS

À Deus pela força e determinação para mim ofertadas, na conclusão deste trabalho.

Aos meus familiares, por todo suporte e acolhimento concebidos ao longo da vida.

Ao meu melhor amigo, colega de curso e companheiro, Gabriel Paz Alves, por todo cuidado, amor, atenção e parceria, recebidos nesses últimos anos.

Aos meus amigos próximos Barbarah Maria, Claudia Gomes, Jardelly Ramalho, Emanuel Jefferson, Bianca Silva e Lucas Lima, pelos dias de luta e de glória.

Aos meus colegas de curso e amigos, Automar Lacerda, Michel Almeida e Thales Mamede, por todo suporte e incentivo doados ao longo do curso.

Ao Professor Dr. Raimundo Leidimar Bezerra, toda minha admiração e agradecimento por ter aceitado tão prontamente o convite de orientação, incentivando as pesquisas e a produção literária.

A todos os docentes que participaram da minha jornada acadêmica universitária, e que fazem parte dessa conquista, em especial aos professores e amigos, Igor Ogata e Eduardo Morais.

Aos até esta ocasião, coordenadores do curso, Dr. Daniel Baracuy da Cunha Campos e Dra. Maria Adriana de Freitas Mágero Ribeiro, por todo apoio e atenção direcionados a nós, discentes.

Ao professor, Me. Alan Barbosa Cavalcanti, meu agradecimento, por ter aceitado o convite para participar da banca examinadora deste trabalho.

Ao professor, Esp. Lauandes Marques de Oliveira, meu agradecimento, por ter aceito tão prontamente o convite para participar da banca examinadora, e também, por todo o suporte acadêmico e amizade construída ao decorrer dos anos em Araruna.

*“A vida jamais nos decepciona. Ela sempre
nos direciona para o que é nosso!”
(ALEXANDRO GRUBER)*

RESUMO

A hipótese dos apoios indeslocáveis, fundações engastadas ou rotuladas, vem sendo bastante utilizada pelos engenheiros projetistas ao longo dos anos. Tal fato se dá pela praticidade do método, e também, pela grande dificuldade que existia no passado em analisar manualmente edifícios sobre apoios flexíveis. Todavia, com o desenvolvimento tecnológico e consequente advento dos microcomputadores, surgiram softwares que proporcionam a análise computacional dos edifícios de forma mais realista, levando em consideração a superfície deformável adjacente às fundações. Não obstante, os projetos em sua maioria ainda são desenvolvidos desconsiderando a existência da Interação Solo-Estrutura (ISE). Posto isto, o objetivo desse trabalho científico é reforçar a importância da usabilidade da análise da Interação Solo-Estrutura (ISE), no dimensionamento e composição de projetos estruturais. Analisando o comportamento de um edifício de cinco pavimentos, em termos de recalques e esforços internos, conflitando resultados entre o método convencional, apoios rígidos, de Schmertmann e o método dos apoios flexíveis de Winkler. A metodologia empregada foi uma sistemática iterativa, na qual o pórtico foi modelado no software SAP 2000[®], considerando o modelo finito de Winkler. O edifício modelado apresentou divergências numéricas para as reações verticais e recalques, mediante a substituição de apoio rígido por apoio elástico. Notou-se que 49% dos pilares apresentaram um aumento das suas reações verticais, quando considerada a ISE, bem como 62% dos pilares apresentaram redução nos valores dos recalques quando considerada a ISE. Tal variabilidade, com redistribuição das cargas nos pilares e vigas, reflete a necessidade da consideração da Interação Solo-Estrutura na elaboração dos projetos estruturais mais diversos.

Palavras-Chave: Apoios flexíveis. Interação Solo-Estrutura. Redistribuição de cargas. Recalque. SAP 2000.

ABSTRACT

The hypothesis of non-displaceable supports, embedded or labeled foundations, has been widely used by design engineers over the years. This fact is due to the practicality of the method, and also due to the great difficulty that existed in the past in manually analyzing buildings on flexible supports. However, with the technological development and consequent advent of microcomputers, software has emerged that provides a more realistic computational analysis of buildings, taking into account the deformable surface adjacent to the foundations. Nevertheless, most projects are still developed disregarding the existence of Soil-Structure Interaction (ISE). That said, the objective of this scientific work is to reinforce the importance of the usability of Soil-Structure Interaction (ISE) analysis in the design and composition of structural projects. Analyzing the behavior of a five-story building, in terms of settlements and internal forces, conflicting results between the conventional method, rigid supports, of Schmertmann and the method of flexible supports of Winkler. The methodology used was an iterative systematic, in which the frame was modeled in the SAP 2000© software, considering the finite model of Winkler. The modeled building presented numerical divergences for the vertical reactions and settlements, through the substitution of rigid support for elastic support. It was noted that 49% of the columns showed an increase in their vertical reactions, when considering the ISE, as well as 62% of the columns showed a reduction in the values of the settlements when considering the ISE. Such variability, with redistribution of loads on columns and beams, reflects the need to consider the Soil-Structure Interaction in the elaboration of the most diverse structural projects.

Keywords: Flexible supports. Soil-Structure Interaction. Redistribution of loads. Repression. SAP 2000.

LISTA DE FIGURA

Figura 1. Partes constituintes de uma edificação	10
Figura 2. Hipóteses básicas do projeto convencional estrutural e de fundações	12
Figura 3. Tipos de sapata para transporte de carga	17
Figura 4. Formas geométricas de sapatas isoladas	18
Figura 5. Representação de fundações sob a ótica de diferentes tipos de recalque.	20
Figura 6. Comportamento tensão x deformação	23
Figura 7. Fator de influência na deformação vertical (Schmertmann, 1970)	26
Figura 9. Valores limites de recalque distorcional	30
Figura 10. Recalques e os danos associados	31
Figura 11. Sistema de referência do indeslocável	34
Figura 12. Efeito de construções vizinhas –carregamento simultâneo	35
Figura 13. Efeito de construções vizinhas – carregamento não simultâneo	36
Figura 14. Efeito de construções vizinhas – terceiro prédio construído entre dois prédios pré-existentes.	37
Figura 15. Efeito de construções vizinhas – dois prédios construídos ao lado de um já existente	37
Figura 16. Sequência construtiva para a análise incremental (considerando a ISE).	39
Figura 17. Influência da construção nos recalques (Gusmão & Gusmão Filho, 1994)	39
Figura 18. Casos de interação solo-estrutura, Chamecki (1969)	40
Figura 19. Recalque x rigidez relativa estrutura-solo (Lopes e Gusmão, 1991)	42

Figura 20. Modelos para estimativa do recalque de edificações (adaptado de gusmão, 1994).	43
Figura 21. Modelos de cálculo considerando a ise	44
Figura 22. Etapas da pesquisa	48
Figura 24. Perfil geotécnico - furo de sondagem - Edifício Irineu Catão	49
Figura 25. Sapata isolada rígida	51
Figura 26. Definição do material utilizado	52
Figura 27. Definição das seções dos elementos estruturais	53
Figura 28. Editando o sistema de coordenadas global	54
Figura 29. Lajes discretizadas pelo método dos elementos finitos	54
Figura 31. Estrutura sobre apoios elásticos	55
Figura 32. Definição da combinação elu	57
Figura 33. Edifício modelado no SAP 2000	61
Figura 34. Planta de locação dos pilares	63
Figura 1-a. Planilha para dimensionamento de sapatas com cargas centradas	74

LISTA DE QUADROS

Quadro 1. Elementos denominados fundações rasas.	16
Quadro 2. Classificação das sapatas quanto a transferência de carga.	16
Quadro 3. Classificação quanto a forma.	17

LISTA DE TABELAS

Tabela 1. Fator de influência i_p (adaptado de Perloff e Baron, 1976).	24
Tabela 2. Fator α de correlação de e_s com q_c	28
Tabela 3. Coeficiente k de correlação entre o q_c e n_{spt}	28
Tabela 4. Fator de influência de deformação vertical do método de Schmertmann.	29
Tabela 5. Dimensões de pilares e sapatas, e cargas totais	62
Tabela 6. Valores de carga total e recalque respectivo para cada sapata.	64
Tabela 7. Ise com controle dos coeficientes de mola (adaptado de Souza e Reis, 2008).....	66
Tabela 1-a. Peso específico de solos arenosos (Godoy, 1972).....	75
Tabela 2-a. Coeficiente $\gamma_f = \Gamma_{f1} \cdot \Gamma_{f3}$	75
Tabela 3-a. Valores do coeficiente γ_{f2}	76

LISTA DE SÍMBOLO

©	Copyright
Φ	Diâmetro
S_t	Recalque total ou absoluto
S_i, S_d	Recalque imediato
S_c	Recalque por adensamento
$\Delta S, \delta$	Recalque diferencial
β	Recalque distorcional angular
E_S	Módulo de Deformabilidade
E_0, k	Constante
z	Profundidade
B	Largura da fundação (menor lado)
σ	Tensão média na superfície de contato entre fundação e solo
ν	Coefficiente de Poisson
I_p, I_z	Fator de influência
ϵ_z	Deformação
C_1	Coefficiente de embutimento da sapata
C_2	Coefficiente do efeito do tempo
q, σ_v	Tensão efetiva
σ^*	Tensão Líquida
L	Largura da fundação (maior lado)
t	Tempo
q_c	Resistência de ponta do ensaio do cone
α	Coefficiente do solo
k	Coefficiente do solo
$I_{zmáx}$	Fator de influência máximo
$I_{\epsilon q}$	Fato de influência para uma sapata quadrada
$I_{\epsilon c}$	Fato de influência para uma sapata corrida
z_f	Distância da base da sapata até o meio da subcamada
$\delta_{máx}$	Recalque diferencial máximo
$\rho_{máx}$	Recalque total máximo

k_{ss}	Rigidez relativa estrutura-solo
E_C	Módulo de elasticidade do material da estrutura
I_B	Momento de inércia da viga típica
E	Módulo de elasticidade do solo
k_h	Coefficiente de mola para os deslocamentos horizontais
k_s^v	Módulo de reação vertical
$w_{(x,y)}$	Deslocamento vertical
k_v	Coefficiente de mola para os deslocamentos verticais
k_θ	Coefficiente de mola para as rotações
v	Deslocamento na direção x
φ	Deslocamento angular
A_f	Área da sapata
N, N_k	Carga vertical na base do pilar
H	Carga horizontal na base do pilar
M	Momento na base do pilar
σ_r, σ_{adm}	Capacidade de carga
B_1, B_2	Dimensões da base da sapata
b_1, b_2	Dimensões dos pilares
S_a	Solicitação admissível
$R_{méd}$	Resistência média
F_s	Fator de segurança
F_d	Valor de cálculo das ações para ELU
γ_g	Coefficiente permanente
F_{gk}	Ações permanentes diretas
γ_q	Coefficiente acidentais
$F_{\varepsilon k}$	Ações indiretas permanentes
$F_{\varepsilon gk}$	Ações indiretas permanentes como a retração
$F_{\varepsilon qk}$	Ações indiretas permanentes variáveis como a temperatura
F_{qk}	Ações variáveis diretas
Ψ_0, Ψ_1 e Ψ_2	Coefficientes variáveis

LISTA DE ABREVIATURA E SIGLAS

ISE	Interação Solo-Estrutura
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
NBR	Norma Brasileira
SAP	Structural Analysis Program
MEH	Meio Homogêneo Elástico
SPT	Standard Penetration Test
CPT	Cone Penetration Test
CLINOS	Clínica Oftalmológica Souza Ltda
ELU	Estado de Limite Último

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO.....	10
1.1 JUSTIFICATIVA	13
1.2 OBJETIVOS	14
1.2.1 Objetivo geral	14
1.2.2 Objetivos específicos.....	14
2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA.....	15
2.1 FUNDAÇÕES	15
2.1.1 Fundações profundas.....	15
2.1.2 Fundações superficiais.....	15
2.1.2.1 Sapatas.....	16
<i>2.1.2.1.1 Classificação das sapatas</i>	<i>16</i>
2.2. RECALQUE	18
2.2.1 Tipos de recalque	18
2.2.1.1 Sob a ótica do solo.....	19
2.2.1.2 Sob a ótica da estrutura	20
2.2.2 Métodos de previsão de recalques	22
2.2.3 Recalques imediatos ou elásticos: Teoria da elasticidade	22
2.2.4 Recalques imediatos em MEH.....	23
2.2.4.1 Recalques imediatos em areia	25
2.2.5 Método de Schmertmann (1970).....	25
2.2.6 Método de Schmertmann (1978).....	28
2.2.7 Tolerância a recalques.....	30
2.2.7.1 Distorção angular	30
2.2.7.2 Recalques e danos associados	31
2.2.7.3 Recalque admissível	32
2.3 INTERAÇÃO SOLO ESTRUTURA	33
2.3.1 Fatores que influenciam a ISE.....	35
2.3.1.1 Fundações vizinhas.....	35

2.3.1.2	Número de pavimentos.....	38
2.3.1.3	Processo construtivo.....	38
2.3.1.4	Influência do tempo.....	40
2.3.1.5	Rigidez relativa da estrutura.....	41
2.3.1.6	Forma em planta da edificação.....	42
2.4	METODOLOGIA PARA ANÁLISE DE MEDIÇÕES DE RECALQUE.....	43
2.5	MÉTODO DE WINKLER.....	44
5	METODOLOGIA.....	47
5.1	CARACTERÍSTICAS CIENTÍFICAS DA PESQUISA.....	47
5.2	ETAPAS DA PESQUISA	47
5.3	CARACTERÍSTICAS DO SOLO.....	49
5.3.1	Perfil geotécnico	49
5.3.2	Peso específico do solo	50
5.3.3	Tensão Admissível.....	50
5.4	CARACTERÍSTICAS DO PROJETO	50
5.5	DIMENSIONAMENTO DAS SAPATAS	50
5.6	MODELAGEM DO EDIFÍCIO.....	51
5.6.1	Definições iniciais	52
5.6.2	Lançamento dos elementos estruturais.....	53
5.6.3	Combinações de ações.....	56
5.7	MÉTODOS PARA ESTIMATIVA DE RECALQUE	57
5.7.1	Método de Schmertmann (1978).....	57
5.7.2	Hipótese de Winkler (1867).....	59
6	RESULTADOS E DISCUSSÃO.....	61
7	CONCLUSÕES.....	68

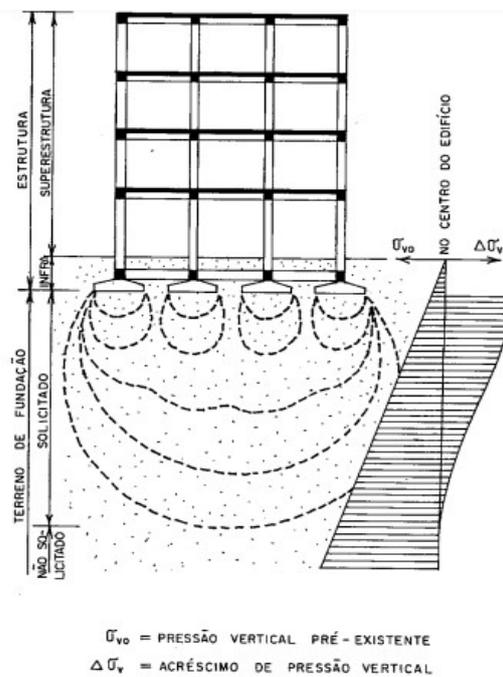
REFERÊNCIAS	69
APÊNDICE A	74
ANEXO A.....	75

1 INTRODUÇÃO

“As modernas teorias de análise estrutural consideram as edificações como sendo constituídas por três partes: superestrutura, infraestrutura e terreno de fundação” (GUSMÃO 1990, p.1).

A superestrutura, ou supra estrutura como é chamada, é a porção da estrutura que se encontra acima do nível do solo, e compreende os elementos como lajes, vigas e pilares. A infraestrutura, por sua vez, constitui-se a parte da edificação responsável pela compatibilização das cargas provenientes da superestrutura e o alívio destas no terreno de fundação. O terreno de fundação ou maciço de solo propriamente dito, a superfície deformável, tem como objetivo absorver os esforços advindos da superestrutura.

Figura 1. Partes constituintes de uma edificação.



Fonte. Gusmão (1990, p.2).

A interação entre esses três elementos (*Figura 1*), isto é, superestrutura, infraestrutura e maciço de solo, funcionando como um mecanismo único, dá-se o nome Interação Solo-Estrutura (ISE), e pode-se dizer que apesar do desempenho de uma edificação estar estritamente ligado a esse mecanismo, este é comumente desconsiderado na concepção de projetos estruturais, conforme Gusmão (1990).

Com os avanços tecnológicos, diversas áreas do conhecimento se modernizaram. A engenharia civil também adquiriu importantes progressos ao longo dos anos, com ajuda de

aparatos como softwares para se estudar o comportamento das estruturas e fazer análises cada vez mais próximas ao que acontece na prática com uma estrutura.

Santos M. (2017, p.15) descreve:

Há anos, os calculistas de estruturas de edifícios consideram em seus cálculos uma hipótese simplificada do comportamento entre a estrutura e o solo de fundação. Tal hipótese considera que as fundações estão sobre vínculos indeslocáveis, ou seja, engastes. Essa consideração [...] tem fornecido resultados que, em geral, estão sendo usados sem maiores danos às edificações.

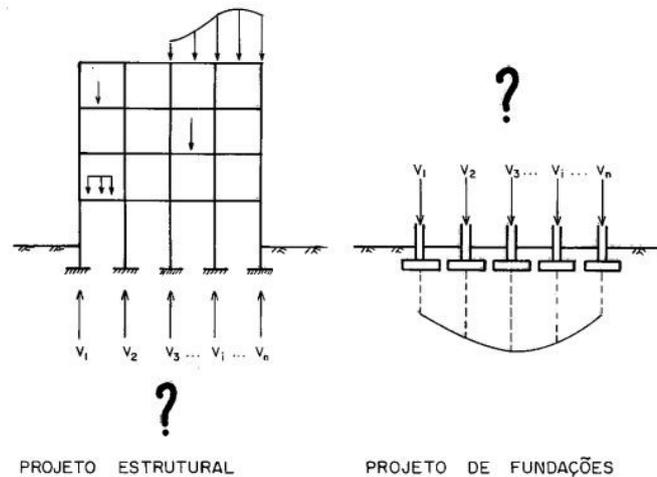
Todavia, tal condição não condiz com a realidade, em virtude da existência de uma superfície deformável sob a edificação, isto é, o solo. A consideração de uma base rígida para cálculo da estrutura, demonstra uma correlação superficial entre a estrutura e a resposta geotécnica do solo, visto que em um comportamento real de um pórtico espacial, as fundações não trabalham de forma independente da superestrutura, conforme observa Cruz e Galvão (2018).

No caso do projeto estrutural, este é desenvolvido assumindo que os apoios da edificação não apresentam recalques diferenciais. Tanto o cálculo das cargas de fundação como o dimensionamento dos elementos estruturais baseiam-se nesta hipótese. Por outro lado, o projeto da fundação é desenvolvido levando em consideração apenas as cargas nos apoios (obtidas de um projeto estrutural convencional) e as propriedades do local da fundação, conforme Gusmão (1994).

Em síntese, na concepção dos projetos estruturais convencionais, as cargas atuantes calculadas pelo engenheiro estrutural são passadas ao engenheiro de fundação para que este, de posse das características geotécnicas do solo, o mapa de carga dos pilares e escolhido o tipo de fundação, possa dimensionar as fundações e estimar os recalques esperados para a estrutura comparando-os com os recalques admissíveis.

Tal método, cria uma espécie de “fosso” entre o maciço de solo e a estrutura (*Figura 2*), no qual é evidente a desconsideração dos efeitos do ISE provocados pelo deslocamento vertical do terreno de fundação. Os deslocamentos verticais da estrutura, ou seja, os recalques diferenciais da fundação tendem a gerar novos esforços, reorganizando o fluxo interno de cargas do sistema e submetendo assim a estrutura a um novo estado de tensão, conforme Gusmão (1994).

Figura 2. Hipóteses básicas do projeto convencional estrutural e de fundações.



Fonte. Gusmão (1990, p.4).

Trazendo para a prática, é conhecido, por exemplo, o caso do recalque da Torre de Pisa que propiciou que o edifício de 58 m de altura se tornasse um dos pontos turísticos mais importantes da Itália, e do mundo, com recalques diferenciais que geraram um desaprumo de 4,5 m. Ainda no exterior, os edifícios da cidade do México, como por exemplo, o Palácio de Belas Artes, principal teatro de ópera do país, os recalques chegam a atingir cerca de 2 m, como observa Cintra, Aoki e Albiero (2011, p.61).

No Brasil, são célebres as dezenas de edifícios na orla marítima da cidade de Santos – SP e Recife-PE que apresentaram esmagamento dos pilares periféricos, devido à sobrecarga proveniente da redistribuição de carga nas estruturas dos mesmos, conforme Gusmão (1990, p.5).

Segundo Cintra, Aoki e Albiero (2011, p.61, grifo nosso):

A quase totalidade dos edifícios sofre recalque de poucas dezenas de milímetros, normalmente invisíveis a olho nu, o que transmite para os leigos a falsa impressão de não haver recalque. A verdade é que todos os edifícios recalcam e, portanto, a **hipótese de apoio fixo para pilares**, geralmente adotada no cálculo estrutural do edifício, é **mera ficção**.

Para Iwamoto (2000, p.2): “Uma das inúmeras vantagens em considerar a [ISE] é a possibilidade de se estimar os efeitos da redistribuição de esforços nos elementos estruturais, a forma e a intensidade dos recalques diferenciais, tornando os projetos mais eficientes e confiáveis.”

A negligência da não consideração da Interação Solo-Estrutura, pode trazer resultados não realistas, resultando em edifícios superdimensionados, subdimensionados, ou ainda com danos estéticos, funcionais e estruturais.

1.1 JUSTIFICATIVA

O método amplamente utilizado para dimensionamento de projetos estruturais é o dos apoios indeslocáveis, ou apoios fixos, no qual a estrutura é analisada em partes independentes sobre o maciço de solo, sem levar em consideração a deformação deste e a reação contrária que o mesmo causaria à estrutura como um todo.

Esse método deve ser contestado, afinal quando se faz uma análise prática, nota-se que as cargas oriundas da superestrutura geram uma deformação no solo, e que este além de absorver as tensões como esperado, reage no sentido oposto redistribuindo as cargas para estrutura, submetendo-a a um estado de tensões diferente do calculado convencionalmente.

Sob essa ótica, ganha particular pertinência o motivo pelo qual foi escolhido este tema. Faz-se necessária uma análise conjunta entre a interação solo-estrutura que acontece com o pórtico, pois nesse tipo de análise se considera o projeto de fundação e o projeto estrutural conjuntamente, o que possibilita observar o desempenho de um edifício como um todo e, deste modo, a redistribuição de carga que acontece na estrutura após o edifício recalcar.

A ABNT NBR 6122 (2019, p. 14), ressalta que em estruturas nas quais as deformações das fundações podem influenciar na distribuição de esforços, deve-se estudar a interação solo-estrutura e, em alguns casos destacados na mesma norma, torna obrigatório esse estudo.

Sendo assim, os benefícios decorrentes da consideração do ISE para análise e dimensionamento dos projetos estruturais, especialmente sob o ponto de vista econômico, de segurança e durabilidade da estrutura, motivam o desenvolvimento desta pesquisa, buscando também difundir e tornar esta metodologia prática e usual nos escritórios onde o mecanismo de interação solo-estrutura pode vir a ser relevante.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo geral

Analisar o comportamento de um edifício modelado no software SAP 2000, em termos dos recalques e esforços internos, utilizando dois métodos de cálculo, o convencional pela hipótese de Schmertmann 1978 e o método dos apoios elásticos, hipótese de Winkler, por meio da Interação Solo-Estrutura.

1.2.2 Objetivos específicos

- Modelar o edifício no SAP 2000 v21.2[©] considerando a hipótese de apoios rígidos;
- Dimensionar as fundações superficiais;
- Estimar os recalques das fundações;
- Calcular os coeficientes de mola respectivos a cada pilar;
- Alterar os apoios da estrutura modelada para molas, para obtenção de novo mapa de carga nos pilares;
- Realizar análise de dados para os diferentes tipos de apoios empregados;

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1 FUNDAÇÕES

As fundações são elementos estruturais cuja finalidade é suportar e distribuir todas as cargas de compressão resultantes das cargas e forças impostas pelo peso próprio de toda a estrutura, mais o peso da sobrecarga, que são os esforços de uso.

Existem vários tipos de fundações, e elas se dividem em dois grandes grupos: *Fundações rasas e Fundações profundas.*

2.1.1 Fundações profundas

Segundo a ABNT NBR 6122 (2019, item 3.27, p.5), as fundações profundas podem ser definidas como:

Elemento de fundação que transmite a carga ao terreno ou pela base (resistência de ponta) ou por sua superfície lateral (resistência de fuste) ou por uma combinação das duas, sendo sua ponta ou base apoiada em uma profundidade superior a oito vezes a sua menor dimensão em planta e no mínimo 3,0 m.

2.1.2 Fundações superficiais

Segundo a ABNT NBR 6122 (2019, item 3.28, p.5), as fundações rasas (diretas ou superficiais) podem ser definidas como:

Elemento de fundação cuja base está assentada em profundidade inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação, recebendo aí as tensões distribuídas que equilibram a carga aplicada; para esta definição adota-se a menor profundidade, caso esta não seja constante em todo o perímetro da fundação.

Constituem as fundações rasas os elementos denominados sapatas e blocos, sendo a divisão desses apresentada no *Quadro 1*.

Quadro 1. Elementos denominados fundações rasas.

Sapata	Isolada
	Corrida
	Associada
	Alavancada
Bloco	Apoiado diretamente no solo

Fonte. Adaptada de Campos (2015).

2.1.2.1 Sapatas

“Elemento de fundação rasa, de concreto armado, dimensionado de modo que as tensões de tração nele resultantes sejam resistidas pelo emprego de armadura especialmente disposta para esse fim” (ABNT NBR 6122, 2019, ITEM 3.38, p.8).

2.1.2.1.1 Classificação das sapatas

a. Classificação quanto ao tipo de carga que transferem ao solo

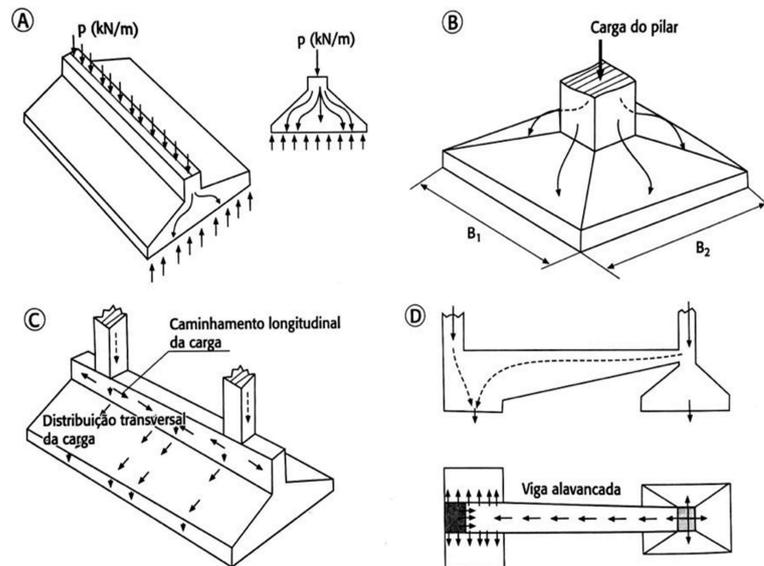
As sapatas podem ser classificadas quanto ao tipo de esforços que estas transferem ao solo. O *Quadro 2* apresenta essa classificação e a *Figura 3* apresenta a ilustração de cada tipo.

Quadro 2. Classificação das sapatas quanto a transferência de carga.

Tipo	Carga que transfere
Isolada	Carga concentrada de um único pilar. Distribui a carga nas duas direções.
Corrida	Carga linear (parede). Distribui a carga em apenas uma direção.
Associada	Cargas concentradas de mais de um pilar transferidas através de uma viga que as associa. Utilizada quando há interferência entre duas sapatas isoladas.
Alavancada	Carga concentrada transferida através de viga-alavanca. É utilizada em pilar de divisa com o objetivo de centrar a área do pilar com a área da sapata.

Fonte. (CAMPOS, 2015, p.155).

Figura 3. Tipos de sapata para transporte de carga:
(A) corrida, (B) isolada, (C) associada e (D) alavancada.



Fonte. (CAMPOS, 2015, p.156).

b. Classificação das sapatas isoladas e corridas quanto à forma

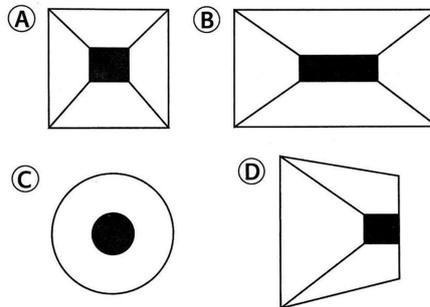
As sapatas isoladas e corridas podem assumir diferentes formas, sendo a retangular a mais usual em virtude do baixo consumo de concreto. O *Quadro 3* apresenta as classificações dessas quanto a forma e a *Figura 4* consta a ilustração de formas geométricas para as sapatas isoladas.

Quadro 3. Classificação quanto a forma.

Forma	Dimensões
Quadrada	$L=B$
Retangular	$(L>B)$ e $(L \leq 3B)$
Corrida	$L \geq 3B$
Circular	$L= \Phi$
Trapezoidal	
Outras formas	

Fonte. (CAMPOS, 2015, p.155).

Figura 4. Formas geométricas de sapatas isoladas:
(A) quadrada, (B) retangular, (C) circular e (D) trapezoidal.



Fonte. (CAMPOS, 2015, 156).

2.2. RECALQUE

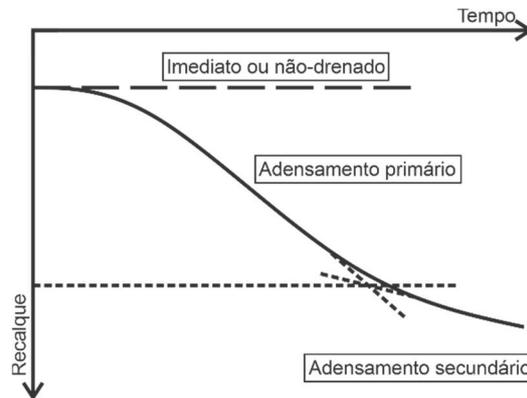
“Define-se como recalque o deslocamento vertical descendente de uma superfície qualquer delimitada no terreno. No caso especial em que essa superfície seja a superfície de contato, entre uma sapata de fundação e o terreno, tal recalque é o da fundação direta” (LUCENA, 2003, p.10).

Os recalques, quando excessivos, podem causar sérios danos às estruturas. Esses deslocamentos podem ser advindos de uma série de carregamentos em sua superfície ou de causa externas, como: rebaixamento de lençol freático, solos colapsáveis, escavações em áreas adjacentes a fundação e etc.

2.2.1 Tipos de recalque

Os recalques nos solos podem acarretar deformações tanto verticais quanto horizontais. E estes podem ser divididos em 3 categorias principais: recalque imediato ou não drenado, recalque por adensamento, podendo este último ser subdividido em primário e secundário. O *Gráfico 1* apresenta como se sucede cada tipo de recalque em função do tempo.

Gráfico 1. Curva Recalque versus Tempo.



Fonte. Adaptado de Marangon (2018).

Geralmente, em estimativas de recalque de edifícios, isso para solos mais granulares, utiliza-se somente a parcela do recalque imediato, pois conforme Souza e Reis (2008, p.165), descreve:

Nos casos mais comuns, a principal parcela de recalque [posto que é o recalque que ocorre simultâneo à aplicação de cargas] é o recalque imediato, de modo que os recalques por adensamento primário e secundário são geralmente negligenciados. Tanto o adensamento primário quanto o adensamento secundário são fenômenos que se desenvolvem ao longo do tempo, sendo significativos em solos de alta compressibilidade (argilas moles).

2.2.1.1 Sob a ótica do solo

Pode-se classificar os recalques em:

a. Recalque imediato ou não drenado

Trata-se de recalque imediato, o que ocorre simultaneamente com a aplicação de carga, a deformação ocorre a volume constante (sem alteração do índice de vazios, apenas alteração da forma), e é predominante em solos não coesivos, conforme Souza e Reis (2008).

b. Recalque por adensamento primário

O recalque primário ocorre basicamente pela redução de vazios do solo, o processo pode durar de horas até anos. Em geral em solos finos é mais demorado e em solos mais grossos o processo é praticamente imediato, isso ocorre pela variação do parâmetro de permeabilidade de cada tipo de solo.

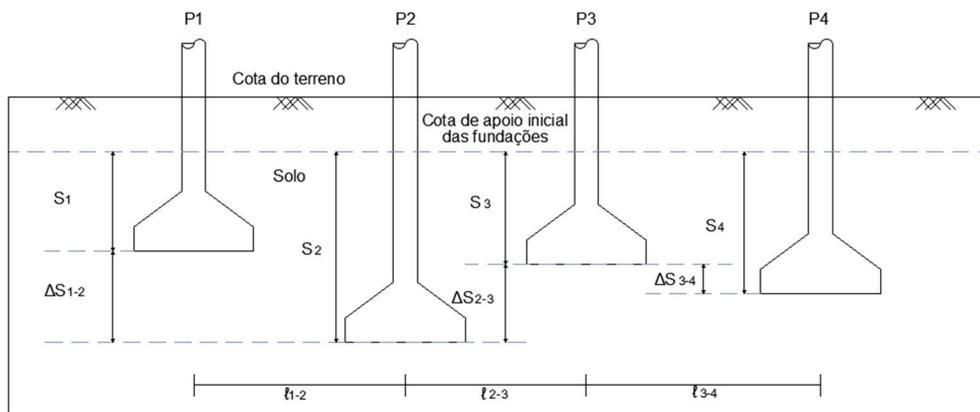
c. Recalque secundário

O recalque por adensamento secundário, também chamado de “*creep*”, ocorre quando as tensões efetivas já se efetivaram. Nessa fase, acontece um rearranjo das partículas do solo em virtude da dispersão do excesso de poropressão. Esse fenômeno acontece de forma mais acentuada em solos com grande quantidade de matéria orgânica.

2.2.1.2 Sob a ótica da estrutura

Pode-se classificar os recalques em:

Figura 5. Representação de fundações sob a ótica de diferentes tipos de recalque.



Fonte. Autora.

a. Recalque total ou absoluto (s_t)

Basicamente o recalque total (s_t) de uma fundação é considerado o recalque absoluto que acontece em um dado elemento de fundação. Sendo este obtido pela soma de duas parcelas de recalque, isto é:

$$s_t = s_i + s_c \quad (1)$$

Em que,

s_i = Recalque imediato;

s_c = Recalque por adensamento (primário + secundário);

Esse quantitativo de recalque total varia de solo para solo. Em solos arenosos, por exemplo, o recalque absoluto corresponde somente a parcela de recalque imediato devido a alta porosidade desse tipo de solo. Já em solos argilosos, o recalque total refere-se aos recalques por adensamento, sendo os secundários somente presentes em argilas saturadas muito moles ou em solos orgânicos.

Para Cintra, Aoki e Albiero (2011, p.62, grifo nosso):

Recalques absolutos elevados, mas de mesma ordem de grandeza em todas as partes das fundações, geralmente são tolerados, pois os recalques diferenciais é que são preocupantes. No entanto, os recalques diferenciais normalmente são maiores quando os recalques absolutos são maiores. **Por isso, a magnitude do recalque absoluto pode ser aceita como uma medida indireta para o recalque diferencial.**

b. Recalque diferencial (ΔS)

É a diferença do deslocamento vertical entre dois elementos de fundação (*Figura 5*). São recalques que não são toleráveis como os recalques uniformes, pois neste tipo de recalque a estrutura se comporta como um corpo rígido, causando danos funcionais a estrutura, como rompimento de instalações sanitárias, emperramento de esquadrias, entre outros.

Esse tipo de recalque também altera o fluxo de esforços internos da estrutura, além de proporcionar o desaprumo da edificação, sendo esta a principal característica desse tipo de deslocamento.

c. Recalque distorcional angular

O recalque distorcional ($\Delta S/l$), é a diferença entre o recalque diferencial, dividido pela distância horizontal entre dois pontos quaisquer da fundação (*Figura 5*). Considerado o pior tipo de recalque, o recalque distorcional ocorre geralmente em terrenos de fundação com perfis mais heterogêneos. E deve ser dada a devida atenção pois este causa danos à estrutura podendo colocar a edificação em ELU.

O parâmetro de recalque distorcional (β) é obtido pela relação entre o recalque diferencial entre duas fundações (ΔS) pela distância entre elas (2):

$$\beta = \Delta S/l \quad (2)$$

Em que,

ΔS = Recalque diferencial;

l = Distância horizontal entre dois pontos quaisquer da fundação;

2.2.2 Métodos de previsão de recalques

Conforme Velloso e Lopes (2011), os métodos de previsão de recalques podem ser divididos em três grandes categorias:

- a) Métodos racionais;
- b) Métodos semiempíricos;
- c) Métodos empíricos.

Para os métodos racionais, os parâmetros de deformação obtidos em laboratório ou "in situ" são combinados com modelos teóricos para previsão de recalques.

Em uma abordagem semiempírica, os parâmetros de deformação do solo obtidos por correlação com ensaios de penetração "in situ" (CPT ou SPT) são combinados com modelos teóricos ou suas adaptações.

Os métodos empíricos não fornecem valores de recalques, porém incluem o uso de tabelas de tensões admissíveis para diferentes solos que se relacionam com recalques geralmente aceitos em estruturas convencionais.

2.2.3 Recalques imediatos ou elásticos: Teoria da elasticidade

Segundo Cintra, Aoki e Albiero (2011, p.63):

As fundações diretas [...] sofrem recalques provenientes de deformações a volume constante (sem redução do índice de vazios). Contrariamente ao adensamento, esse tipo de recalque se processa em tempo muito curto, quase simultâneo a aplicação do carregamento, em condições não drenadas. Por isso, é denominado recalque imediato.

Ao considerar um elemento de solo deformável sob a base de uma fundação seja ela superficial ou profunda, o recalque imediato correspondente, representa uma distorção desse elemento, visto que não há diminuição do volume, nem dos vazios do solo.

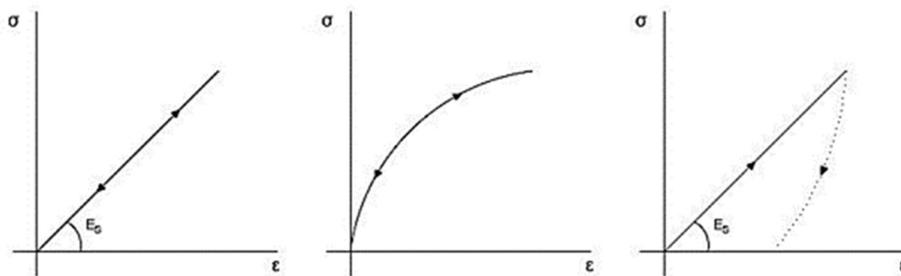
Por ser calculado pela Teoria da Elasticidade, o recalque imediato é chamado de recalque elástico. Tal nomenclatura é inadequada, uma vez que após o recalque imediato, caso fosse realizado um descarregamento o solo só alcançaria reversibilidade ao estado inicial, parcialmente.

Para Cintra, Aoki e Albiero (2011), é a linearidade admitida da *Curva Carga x Recalque* em seu trecho inicial que justifica o uso da Teoria na estimativa de recalques.

Por esse motivo, segundo Vargas (1978), para cálculo de recalques pela Teoria da Elasticidade é preferível a substituição do termo Módulo de Elasticidade, E_s , para Módulo de Deformabilidade.

Um material elástico pode ainda ser elástico- linear, elástico não linear ou ainda linear não elástico (*Figura 6*), por isso que para definição do valor de E_s , no comportamento linear será dado pelo coeficiente angular da reta, enquanto para o comportamento não linear pode-se utilizar os módulos secante e tangente à curva.

Figura 6. Comportamento tensão x deformação:
(A) Elástico-linear; (B) Elástico não linear e (C) Linear não elástico.



Fonte. Cintra, Aoki e Albiero (2011, p.64).

Definido o módulo de deformabilidade, será analisado se este valor varia com a profundidade. Se o valor de E_s for constante com a profundidade, temos o chamado **Meio Elástico Homogêneo (MEH)**, sendo este o caso das argilas sobreadensadas. Por outro lado, caso a variação do módulo (E_s), seja variável com a profundidade (z), temos o “meio elástico não homogêneo” ou “meio linearmente não homogêneo”, como é o caso das areias. Podendo esta última situação ser representada pela equação (3):

$$E_s = E_0 + kz \quad (3)$$

Em que o E_0 e k são constantes.

Para Cintra, Aoki e Albiero (2011), na condição específica de $E_0 = 0$, tem-se o meio de Gibson, isto é, $E_s = kz$, enquanto para $k=0$, temos o MEH, isto é, $E_s = E_0 = \text{cte}$.

2.2.4 Recalques imediatos em MEH

Existem camadas semi-infinitas, camadas finitas e casos multicamadas no processo analítico de estimativa de assentamento direto de fundação direta em meios elásticos homogêneos.

Boussinesq (1885), para estimativa de recalque imediato pela Teoria da Elasticidade Linear, considera uma placa rígida, com diâmetro B, apoiada na superfície de um MEH, como uma camada de argila sobreadensada. Para contemplar as condições de placa flexível, quadrada ou retangular, com lado B, a equação foi estendida para:

$$s_i = \sigma \cdot B \cdot \left(\frac{1-\nu^2}{E_s} \right) \cdot I_p \quad (4)$$

Em que:

s_i : Recalque;

σ : Tensão média na superfície de contato entre fundação e solo;

B: Largura da fundação;

ν : Coeficiente de Poisson do maciço de solo;

E_s : Módulo de deformabilidade;

I_p : Fator de influência, que varia de acordo com a rigidez e forma da fundação (Tabela 1).

Na equação (4), tem-se o cálculo do recalque em meio elástico homogêneo (MEH), como uma camada semi-infinita, no qual o módulo de deformabilidade, E_s , não varia com a profundidade (Tabela 1).

Tabela 1. Fator de Influência I_p (adaptado de Perloff e Baron, 1976).

Forma	Sapata Flexível			Rígida
	Centro	Canto	Médio	
Circular	1,00	0,64	0,85	0,79
Quadrada	1,12	0,56	0,95	0,99
L/B=1,5	1,36	0,67	1,15	
2	1,52	0,76	1,30	
3	1,78	0,88	1,52	
5	2,10	1,05	1,83	
10	2,53	1,26	2,25	
100	4,00	2,00	3,70	

Fonte. Cintra, Aoki e Albiero (2011, p.99).

Ou seja, pode-se perceber que, em um MEH, sapatas flexíveis apresentam maiores recalques no centro e menores nas bordas.

2.2.4.1 Recalques imediatos em areia

Mesmo para areias com granulometria homogênea, seu módulo de deformabilidade não é constante independente da profundidade. Ou seja, o módulo de deformabilidade do solo (E_s) aumenta com o aumento da profundidade, devido ao efeito de confinamento nesse tipo de solo.

Dividindo o solo em várias camadas de pequenas espessuras, de forma a considerar que para tal camada, teremos um E_s constante. Arranjaremos com isto um problema de multicamadas para MEH.

Para Cintra, Aoki e Albiero (2011, p.74):

A divisão em subcamadas é a essência do método concebido especialmente para a estimativa de recalques de fundações diretas em areia. Trata-se do método de Schmertmann, que faz uma adaptação da teoria da elasticidade para levar em conta uma variação qualquer do módulo de deformabilidade com a profundidade, tanto na versão inicial de 1970, como na aprimorada em 1978.

2.2.5 Método de Schmertmann (1970)

De acordo com Cintra, Aoki e Albiero (2011, p.74): “Dado um carregamento uniforme σ , que atua na superfície de um semiespaço elástico, isotrópico e homogêneo, com módulo de elasticidade E_s , a deformação vertical ε_z à profundidade z , sob o centro do carregamento [...]”. Pode ser expresso por:

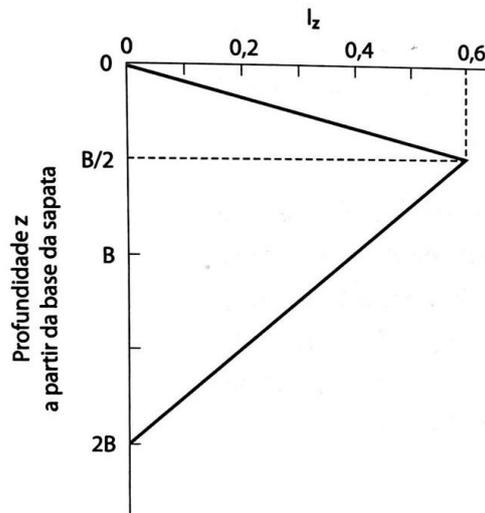
$$\varepsilon_z = \frac{\sigma}{E_s} I_z \quad (5)$$

Em que, o I_z é o fator de influência na deformação vertical.

Em 1970, por meio de análises teóricas e simulações pelo método dos elementos finitos, o autor analisou em solos arenosos e homogêneos sob sapatas rígidas, a variação da deformação vertical ao longo da profundidade z .

Dada a *Figura 7*, observou-se que a deformação máxima acontece a uma profundidade em torno de $z = B/2$, e que ao longo da profundidade as deformações diminuem gradualmente podendo ser desprezadas depois de $z = 2B$, sendo B o valor da largura da sapata.

Figura 7. Fator de influência na deformação vertical (Schmertmann, 1970)



Fonte. Cintra, Aoki e Albiero (2011, p.74).

a. Embutimento da sapata

Levando em conta que o maior embutimento da sapata no solo pode reduzir o recalque em 50%, Schmertmann define o fator de correção do recalque (C_1) variando de 1 a 0,5. A correção pode ser dada por:

$$C_1 = 1 - 0,5 \left(\frac{q}{\sigma^*} \right) \geq 0,5 \quad (6)$$

Em que,

q = é a tensão vertical efetiva na cota de apoio da fundação;

σ^* = é a tensão líquida aplicada por a sapata;

Sendo a tensão líquida dada por a diferença entre a tensão aplicada por a sapata (σ) e a sobrecarga (q).

b. Efeito do tempo

No monitoramento de sapata sobre areia, tem-se que além do recalque imediato outra parcela de recalque se desenvolve com o tempo (t), por isso adota-se um valor de correção C_2 dado por:

$$C_2 = 1 + 0,2 \log \left(\frac{t}{0,1} \right) \quad (7)$$

Em que, t é o valor do tempo em anos.

Assim a parcela da equação que contém logarítmico representa um acréscimo no valor do recalque mediante o tempo. Por isso no caso de haver interesse apenas no recalque imediato basta considerar $C_2 = 1$.

c. Formulação

O recalque de sapatas rígidas sobre areia é dado pelo somatório dos recalques das n subcamadas consideradas homogêneas na profundidade de 0 a $2B$. Por a seguinte equação (8):

$$s_d = C_1 C_2 \sigma^* \sum_{i=1}^n \left(\frac{I_z}{E_s} \Delta z \right)_i \quad (8)$$

Em que,

I_z =fator de influência na deformação a meia altura da camada;

E_s =módulo de deformabilidade da camada;

Δz =espessura da camada;

d. Módulo de deformabilidade

Para estimativa do módulo de deformabilidade (E_s) de cada camada, sem dispor de ensaios de laboratório, Teixeira e Godoy (1996) apresentam correlações com a resistência de ponta do ensaio do cone (q_c) e com o índice de resistência N_{spt} do SPT. As Tabelas 2 e 3 apresentadas por Teixeira e Godoy (1996), sugerem os valores dos fatores de acordo com o tipo de solo.

Para estimativa do E_s , usa-se as Tabelas na equação (9):

$$E_s = \alpha K N_{spt} \quad (9)$$

Tabela 2. Fator α de correlação de E_s com q_c .

Solo	α
Areia	3
Silte	5
argila	7

Fonte. Teixeira e Godoy (1996).

Tabela 3. Coeficiente k de correlação entre o q_c e N_{spt} .

Solo	K (Mpa)
Areia com pedregulho	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

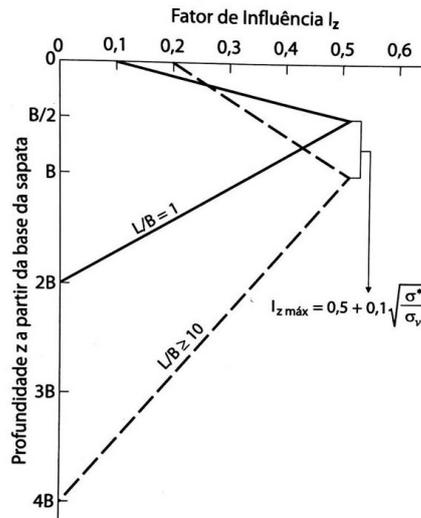
Fonte. Teixeira e Godoy (1996).

2.2.6 Método de Schmertmann (1978)

Schmertmann em 1978 introduz um aperfeiçoamento com um objetivo de diferenciar a sapata corrida (deformação plana) de sapata quadrada (assimetria). Conforme Cintra, Aoki e Albiero (2011), foi proposto dois novos diagramas (*Figura 8*) com três novidades:

- 1º) Bulbo de recalques maior para a sapata corrida;
- 2º) Valor inicial de I_z diferente de 0;
- 3º) Valor de I_{zmax} não é fixo e nem ocorre a mesma profundidade para a sapata quadrada e corrida.

Figura 8. Fator de influência na deformação vertical (Schmertmann, 1978).



Fonte. Cintra, Aoki e Albiero (2011, p.77).

Nesta mudança o valor máximo do I_z que ocorre a uma profundidade de $\frac{1}{4}$ do bulbo de recalques, sendo $z = B/2$, para a sapata quadrada e $z = B$ para a sapata corrida, é dado pela expressão:

$$I_{z\max} = 0,5 + 0,1 \sqrt{\frac{\sigma_v^*}{\sigma_v}} \quad (10)$$

Em que, o σ_v é a tensão vertical efetiva na profundidade correspondente a $I_{z\max}$.

Portanto o valor de $I_{z\max}$ aumenta de acordo com a tensão líquida aplicada por a sapata. Para as sapatas intermediárias ($1 < L/B < 10$), pode-se construir um diagrama interpolado com uso da Tabela 4, em que o bulbo de recalques atinja a profundidade dada por:

$$\frac{z}{B} = 2 \left[1 + \log \left(\frac{L}{B} \right) \right] \quad (11)$$

Tabela 4. Fator de Influência de deformação vertical do método de Schmertmann.

Forma da fundação	Profundidade	Expressão de I_ε
Quadrada ou circular	$0 \leq z_f \leq B/2$	$I_{\varepsilon q} = 0,1 + (z_f/B)(2I_{\varepsilon p} - 0,2)$
	$B/2 \leq z_f \leq 2B$	$I_{\varepsilon q} = 0,667I_{\varepsilon p}(2 - z_f/B)$
Continua $10 \leq L/B$	$0 \leq z_f \leq B$	$I_{\varepsilon c} = 0,2 + (z_f/B)(I_{\varepsilon p} - 0,2)$
	$B \leq z_f \leq 4B$	$I_{\varepsilon c} = 0,333I_{\varepsilon p}(4 - z_f/B)$
$1 < \frac{L}{B} < 10$	$I_\varepsilon = I_{\varepsilon q} + 0,111(I_{\varepsilon c} - I_{\varepsilon q})(L/B - 1)$ $I_{\varepsilon q}$ -Valor de I_ε para uma sapata quadrada $I_{\varepsilon c}$ -Valor de I_ε para uma sapata contínua	

Fonte. (Adaptado de FERNANDES, 2014).

2.2.7 Tolerância a recalques

2.2.7.1 Distorção angular

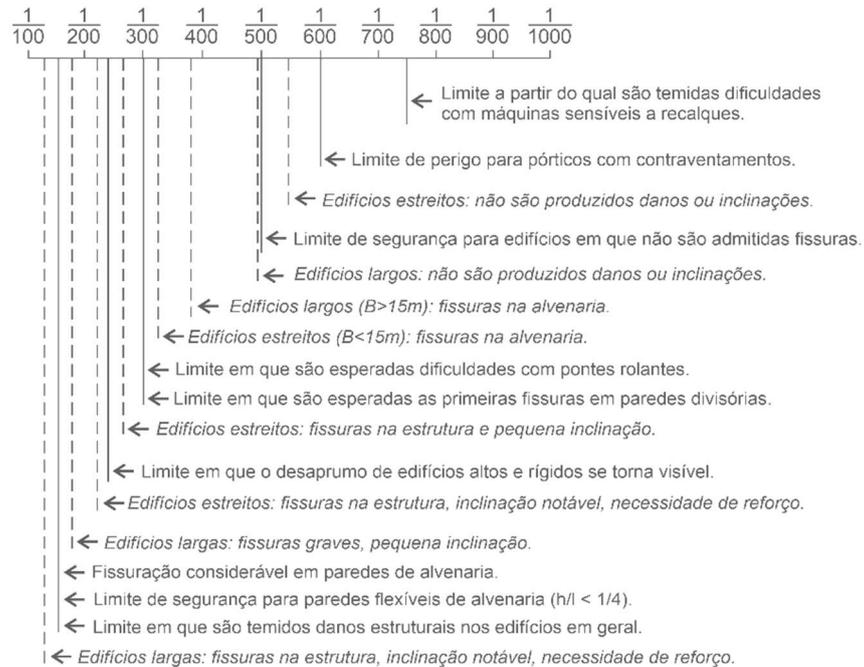
Com base em observações de cerca de cem edifícios, Skempton e MacDonald (1956, apud Burland et al., 1977) associaram a ocorrência de danos a limiares de distorção angular (δ/l), onde δ é o recalque diferencial e l é a distância entre eles. Os limites de Skempton-MacDonald são os seguintes:

$\delta/l = 1:300$ - Trincas em paredes de edifícios

$\delta/l = 1:150$ - Danos estruturais em vigas e colunas de edifícios correntes

Tem-se também os valores limites sugeridos por Bjerrum (1963, apud Vargas e Silva, 1973). A *Figura 9* apresenta os valores da distorção angular (δ/l) e os danos associados. No entanto, deve-se ter cuidados com essas relações, visto que a distorção angular deve depender de valores como: tipo e características do solo; tipo e função da estrutura; tipo da fundação; propriedades mecânicas dos materiais utilizados.

Figura 9. Valores limites de recalque distorcional.



Fonte: Bjerrum (1963, apud VARGAS E SILVA, 1973).

2.2.7.2 Recalques e danos associados

Os danos associados aos recalques (*Figura 10*) de fundações são classificados em três tipos por Skempton – MacDonald (apud Teixeira e Godoy, 1996), em:

a. Danos arquitetônicos

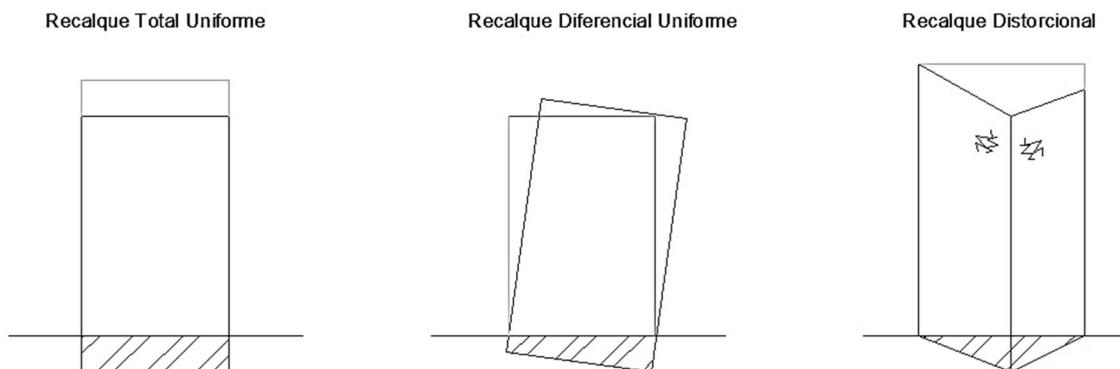
Típico de recalque uniforme, são danos à aparência visual da construção, que causam desconforto visual a estética da edificação, são exemplos trincas em paredes, recalques de piso e etc;

b. Danos à funcionalidade

Típicos ao recalque diferencial, podem gerar problemas relacionados ao uso e ocupação da edificação. O desaprumo de um edifício pode causar problemas de funcionalidade voltados a emperramentos de esquadrias, rompimento de tubulações, em casos de existência de elevadores podem atrapalhar o funcionamento da máquina.

c. Danos estruturais

São os danos causados à estrutura da edificação e que podem comprometer sua estabilidade, sendo o caso dos recalques distorcionais.



Fonte. Autora.

2.2.7.3 Recalque admissível

De acordo com Teixeira e Godoy (1996, p. 262):

Teoricamente uma estrutura que sofresse recalques uniformes não sofreria danos, mesmo para valores exagerados do recalque total. Na prática, no entanto, a ocorrência de recalque uniforme não acontece, havendo sempre recalques diferenciais decorrentes de algum tipo de excentricidade de cargas, ou heterogeneidade do solo. A limitação do recalque total é uma das maneiras de limitar o recalque diferencial.

Tomando como base casos rotineiros de estruturas usuais de aço ou concreto, Burland et al. (1977) consideram aceitáveis como valores limites as seguintes recomendações de Skempton – MacDonald para valores de recalques diferenciais e recalques totais limites:

a. Areias

$\delta_{\max} = 25 \text{ mm};$
 $\rho_{\max} = 40 \text{ mm}$ para sapata isolada;
 $\rho_{\max} = 40 \text{ a } 65 \text{ mm}$ para radier.

b. Argilas

$\delta_{\max} = 40 \text{ mm};$
 $\rho_{\max} = 65 \text{ mm}$ para sapata isolada;
 $\rho_{\max} = 65 \text{ a } 100 \text{ mm}$ para radier.

Terzaghi e Peck (1977) concluem que para a maioria das estruturas comuns como edifícios residenciais ou industriais pode sofrer entre pilares adjacentes em torno de 20 mm de recalque diferencial; portanto esse recalque diferencial não será excedido se a maior sapata recalcar até 25 mm.

Para os autores, sapatas contínuas carregadas uniformemente e sapatas isoladas de aproximadamente mesmas dimensões, o recalque diferencial geralmente não excede 50% do recalque observado.

Em resumo, os autores recomendam valores admissíveis para o recalque diferencial e total para sapatas em areia de, respectivamente:

$$\delta_a \cong 20 \text{ mm e } \rho_a = 25 \text{ mm}$$

2.3 INTERAÇÃO SOLO ESTRUTURA

Convencionalmente, ao se elaborar um projeto estrutural de concreto armado, três partes diferentes são consideradas: a superestrutura, que é composta por lajes, vigas e pilares; a infraestrutura composta pelos elementos de fundação; e, finalmente, o maciço do solo, sendo este último responsável por suportar as solicitações provenientes da superestrutura.

As cargas atuantes calculadas pelo engenheiro estrutural são passadas ao engenheiro de fundação para que este, de posse das características geotécnicas do solo, o mapa de carga dos pilares e escolhido o tipo de fundação, possa dimensionar as fundações e estimar os recalques esperados para a estrutura comparando-os com os recalques admissíveis.

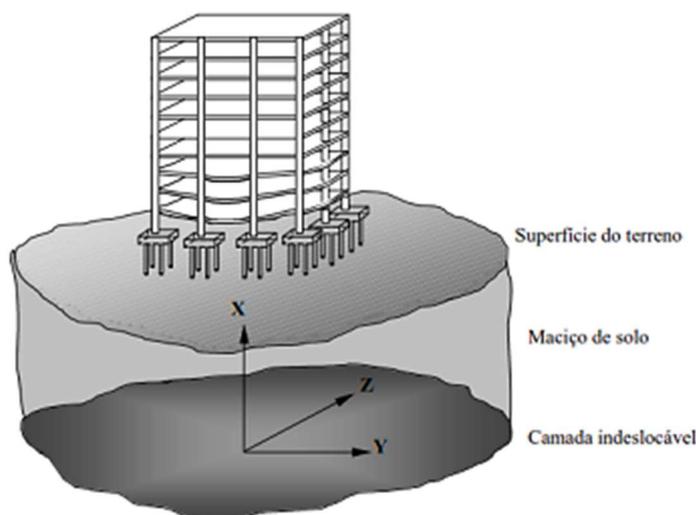
As reações de apoio de uma estrutura estão diretamente interligadas às características intrínsecas do maciço de solo sobre o qual esta foi construída. Posto isto, a deformabilidade proporcionada pelo solo não deve ser ignorada, visto que comparada a um método simples com referencial indeslocável, os resultados podem ser significativamente diferentes levando em consideração a presença do maciço (REIS, 2000).

Logo, a fração de solo que circunda as fundações não é indeformável como se costuma considerar engastando a estrutura nos apoios, e sim, sofre deslocamentos verticais mediante a aplicação de cargas, fazendo com que a estrutura recalque, gerando assim, uma redistribuição de esforços nos elementos estruturais (ANTONIAZZI, 2011).

A análise feita comumente para o dimensionamento estrutural, divide a estrutura em superestrutura e infraestrutura, definindo o ponto de intersecção entre elas como o referencial de cálculo. Esta escolha de referencial é equivocada, uma vez que o engenheiro estrutural olha para o ponto de seu interesse (laje, viga e pilar), ou seja, voltado para cima, e o engenheiro de fundações avalia a estrutura voltado para baixo (fundação ou bloco de fundação).

Nenhuma dessas convenções é interessante pois considera o ponto de referência na base do pilar, ou seja, uma análise independente dos elementos estruturais. A escolha mais coerente seria um ponto, em que a estrutura fosse pensada globalmente. O melhor ponto de origem seria na camada indeslocável, isto é, num ponto localizado abaixo da superfície do maciço de solo, onde não ocorrem deformações em função do carregamento da estrutura (IWAMOTO,2000).

Figura 11. Sistema de referência do indeslocável.



Fonte. IWAMOTO, R. K (2000), p. 2.

Ao efeito da relação entre a resposta geotécnica do solo e a redistribuição de cargas da estrutura dá-se o nome de Interação Solo–Estrutura (ISE). Segundo Aoki e Cintra (1996), o estudo da interação solo estrutura requer uma visão abrangente dos diferentes materiais que compõem o sistema, ou seja, o sistema estrutural mais o sistema geotécnico. Sendo o maciço de solo um conjunto formado por um certo número de solos ocupando continuamente o espaço pela superfície do terreno e a superfície do indeslocável.

No que se refere aos métodos matemáticos e científicos da ISE, alguns autores elaboraram modelos e teorias dos quais foi possível aferir a rigidez de um determinado volume de solo, analisando as respostas geotécnicas que correlacionam dados do solo e as tensões oriundas da estrutura, transferidas para o sistema solo-fundação.

Segundo Khouri (2001), existem dois modelos que exemplificam a transferência de carga estaca-solo: os modelos que consideram o conjunto num espaço contínuo (Modelo dos elementos finitos) e o modelo discreto de Winkler. Outras teorias podem ser consideradas variações destes dois.

Conforme Lucena (2003), um dos principais efeitos do ISE é a redistribuição de forças nos elementos estruturais (principalmente cargas nos pilares), que podem levar (no caso de recalques elevados) a danos às edificações, como trincas e esmagamento nos pilares.

O segundo efeito muito importante é a rigidez relativa da estrutura-solo, que limita o movimento relativo entre os apoios estruturais e faz com que o recalque diferencial medido seja menor do que os recalques estimados convencionalmente.

De acordo com Burland et al. (1977), é importante distinguir dois pontos principais na análise da interação solo-estrutura: o primeiro passo é estimar a magnitude do recalque e a deformada de recalques da edificação, e o segundo passo é calcular a distribuição de cargas e forças na estrutura.

2.3.1 Fatores que influenciam a ISE

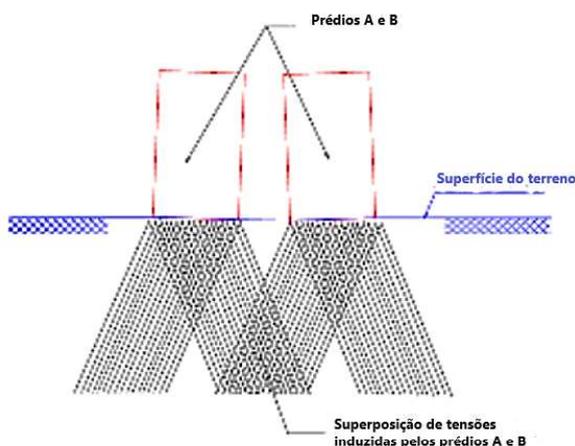
A interação solo-estrutura pode ser afetada por diversos fatores, tais como o tipo de fundação, fundações vizinhas, número de pavimentos, processo construtivo, influência do tempo, a rigidez relativa estrutura-fundação e edificações vizinhas. Mediante o exposto, este tópico abordará alguns dos fatores que afetam a interação solo-estrutura.

2.3.1.1 Fundações vizinhas

Costa Nunes (1956) foi pioneiro na discussão da influência das construções vizinhas na configuração de recalques e desaprumos de prédios no Brasil, classificando os movimentos característicos causados pelos carregamentos em quatro tipos, cada um com base no período de construção e levando em conta prédios semelhantes.

Tipo 1: Prédios próximos construídos simultaneamente. Há uma sobreposição de tensões na área entre os prédios, o que é causado por seus carregamentos. Como resultado, cria - se uma concentração de tensões nesta área, resultando em maiores recalques e o eventual colapso de edifícios em direções opostas (*Figura 12*).

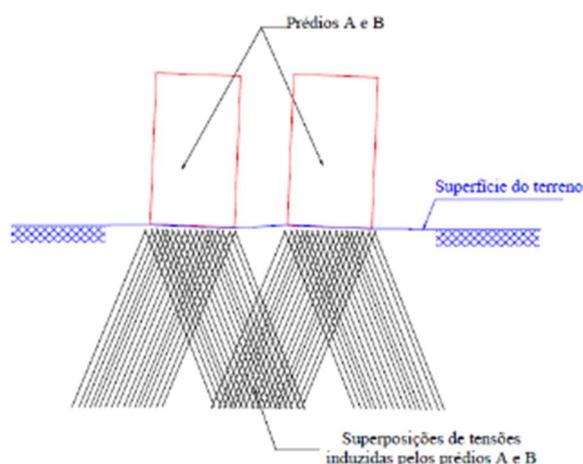
Figura 12. Efeito de construções vizinhas –carregamento simultâneo.



Fonte. Antoniazzi (2011, p.17).

Tipo 2: Prédios contemporâneos construídos em diferentes tempos. A primeira vez que um edifício é construído, ele provoca o pré-adensamento do solo em sua fundação. A estrutura construída posteriormente gera um aumento de tensões no maciço, que, somado às tensões causadas pela estrutura anterior, resulta em aumento de recalques. Por se tratar do segundo prédio executado em cima do único pré-adensado, os recalques do lado oposto do vizinho serão maiores do que os do lado adjacente, fazendo com que o tombamento dos prédios ocorra na mesma direção (*Figura 13*).

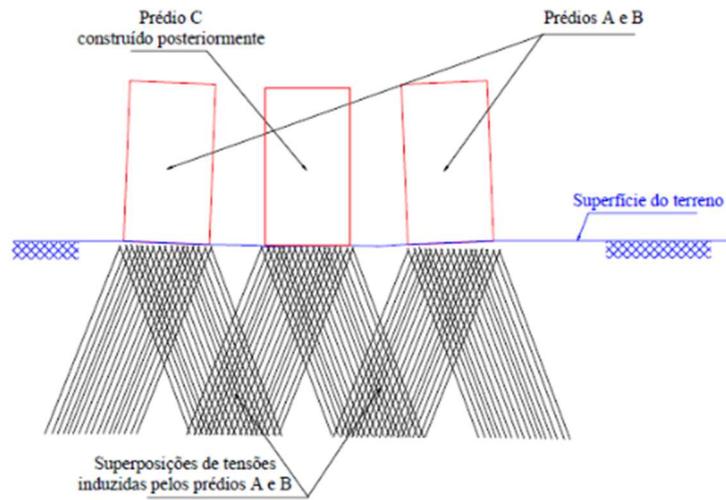
Figura 13. Efeito de construções vizinhas – carregamento não simultâneo.



Fonte. Antoniazzi (2011, p.17).

Tipo 3: Entre dois edifícios existentes, foi construído um novo edifício. O edifício recém-construído provoca um aumento da tensão no maciço, resultando em recalques em edifícios anteriormente construídos e, conseqüentemente, seus soterramentos em direções inesperadas. Como o diagrama de tensão do maciço é simétrico em relação ao prédio construído posteriormente, ele não sofrerá desaprumos (*Figura 14*).

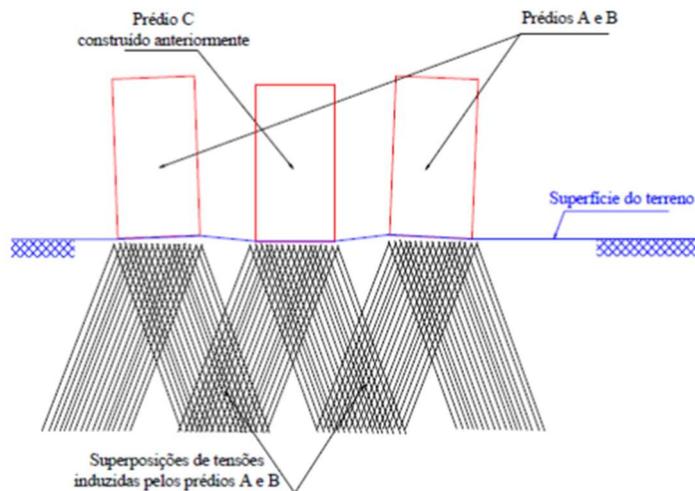
Figura 14. Efeito de construções vizinhas – terceiro prédio construído entre dois prédios Pré-existentes.



Fonte. Antoniazzi (2011, p.17).

Tipo 4: Construção de dois novos edifícios adjacentes a um existente. O primeiro prédio fará com que o maciço seja pré-adensado, fazendo com que novos prédios sejam construídos na outra direção. O diagrama de tensão será simétrico em relação ao prédio pré-existente, garantindo que ele não sofra desaprumos (*Figura 15*).

Figura 15. Efeito de construções vizinhas – dois prédios construídos ao lado de um já existente.



Fonte. Antoniazzi (2011, p.17).

2.3.1.2 Número de pavimentos

A estrutura global será tanto mais rígida quanto mais alta para um edifício. No entanto, esse comportamento não apresenta linearidade em toda a estrutura, implicando que, segundo Goshy (1978), os primeiros andares têm um papel muito maior. Lopes e Gusmão (1991) observaram que quando o valor de K_{ss} (rigidez relativa estrutura -solo) é fixo e o número de pavimentos é variado, os recalques diferenciais diminuem com o crescimento vertical da edificação, reforçando a maior influência dos primeiros andares.

Com o aumento progressivo do número de pavimentos de um edifício, a rigidez da estrutura atinge um limite. Isso ocorre em decorrência do mecanismo de interação solo-estrutura, que faz com que os recalques fiquem exclusivamente dependentes do carregamento (GUSMÃO & GUSMÃO FILHO, 1994).

Gusmão Filho (1998) afirma que, na prática, nas edificações de porte médio a alto (acima de 8 pavimentos), a rigidez do conjunto solo-estrutura pode ajudar a reduzir em 30 a 60% os recalques e distorções angulares estimadas convencionalmente.

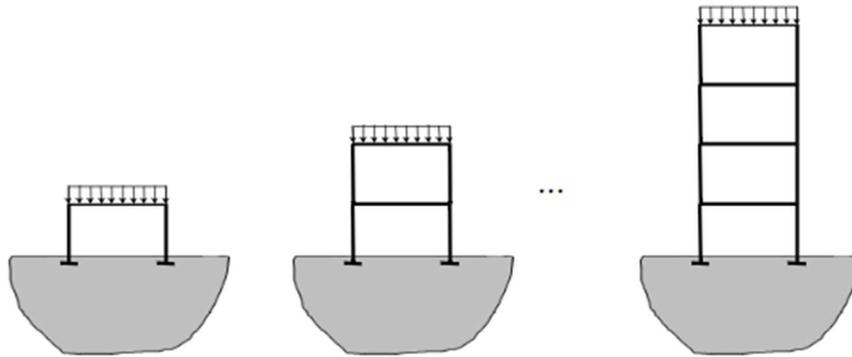
2.3.1.3 Processo construtivo

Segundo Antoniazzi (2011, p.22), descreve:

Quando se estuda interação solo-estrutura, é comum adotar-se a simplificação de que todo o carregamento só passa a atuar na edificação após o término da construção. Porém, é sabido que a rigidez da estrutura aumenta significativamente com o acréscimo do número de pavimentos. Logo, é importante a consideração da sequência construtiva para a análise da ISE.

Considerar a sequência de construção em uma análise estrutural envolve a aplicação gradual de cargas na estrutura, ou seja, a aplicação de cargas à medida que cada pavimento é efetivamente construído. Isso aumenta o esforço da sollicitação em cada estágio, conforme mostrado na *Figura 16*. A rigor, essa forma de análise é mais realista do que o método tradicional de considerar a prontidão da estrutura e a aplicação imediata de cargas.

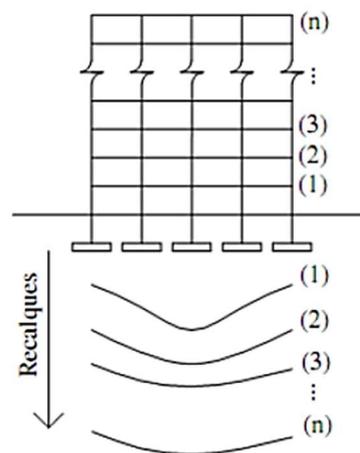
Figura 16. Sequência construtiva para a análise incremental (considerando a ISE).



Fonte. Iwamoto (2000, p.11).

Prédios em Recife, PE, foram acompanhados desde o início do projeto até o final, com as leituras revelando um aumento nos recalques à medida que as forças atuantes nos pilares foram aumentadas. Junto com o andamento da construção, Gusmão & Gusmão Filho (1994) observaram um aumento na rigidez da estrutura, confirmando uma tendência de uniformização de recalques e redistribuição de cargas (*Figura 17*).

Figura 17. Influência da construção nos recalques (GUSMÃO & GUSMÃO FILHO, 1994).



Fonte. Antoniazzi (2011, p.23).

Fonte et al. (1994 a, b) compararam os resultados de recálculos em fundações tipo sapata obtidos in situ com as previsões de modelos numéricos com e sem consideração de interação solo-estrutura e efeitos construtivos para um edifício de dez andares.

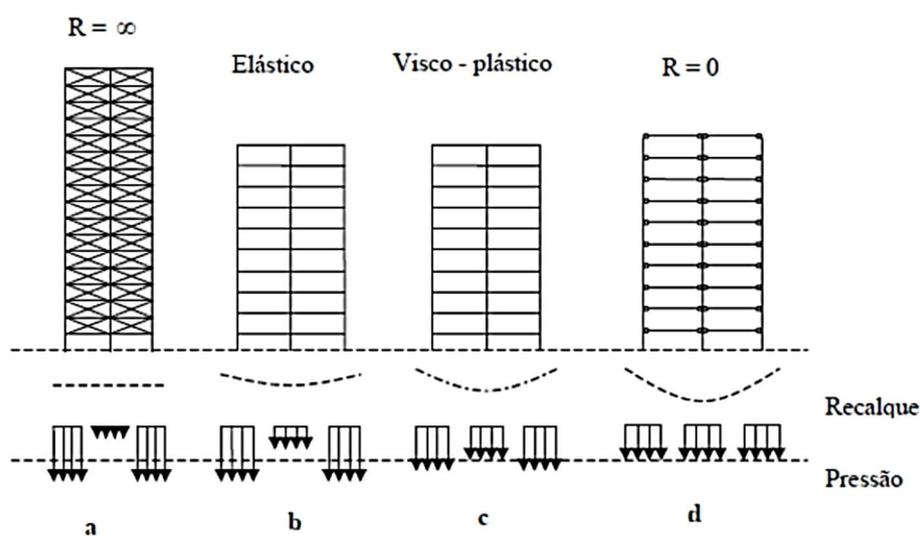
Os resultados mostraram que o modelo que não levou em consideração a ISE acabou superando a previsão das diferenças de recálculo por não levar em consideração a rigidez da estrutura. Em contrapartida, no modelo considerado pela ISE, mas que aplicou o

carregamento apenas uma vez no final do projeto, a previsão dos recalques foi subestimada, devido ao facto de não ter sido aplicado carregamento gradual à estrutura com o devido aumento em rigidez, resultando em uma estrutura com maior rigidez que a original.

2.3.1.4 Influência do tempo

Segundo Chamecki (1969), quatro casos podem demonstrar a interação que ocorre entre solos e estruturas com diferentes valores de rigidez, possuindo ou não influência do tempo no comportamento do recalque e na pressão de contato, conforme mostrado na *Figura 18*.

Figura 18. Casos de interação solo-estrutura, CHAMECKI (1969).



Fonte. Antoniazzi (2011, p.25).

No **caso (a)**, a estrutura infinitamente rígida tem recalque uniforme. Como o solo é mais facilmente deformado no centro do que na periferia, devido à continuidade parcial do solo, a distribuição da pressão de contato nos apoios é mínima no centro e máxima nos cantos externos. Esta distribuição de pressão é semelhante ao caso de um corpo rígido infinito suportado por um meio elástico. O comportamento exibido por esta estrutura é independente do tempo. Edifícios muito altos, com fechamentos de paredes resistentes que trabalham com a estrutura, podem apresentar comportamento semelhante a este modelo.

O caso oposto de **(a)** é uma estrutura na qual não há rigidez de recalque diferencial (**caso d**). Este tipo de estrutura adapta-se perfeitamente à deformação do solo, a distribuição

da pressão de contacto não se altera à medida que o recalque progride, este comportamento não é afetado pelo tempo. Este tipo de estrutura se adapta perfeitamente às deformações do maciço de solo e a distribuição de pressões de contato não se modifica perante a progressão dos recalques, comportamento este que não sofre influência do tempo. Este tipo de estrutura adapta-se perfeitamente à deformação do solo, à distribuição da pressão de contacto não se altera à medida que o recalque progride, este comportamento não é afetado pelo tempo.

No **caso b**, a rigidez de uma estrutura totalmente elástica não depende da velocidade de progressão do recalque e pode ser mais rápida ou mais lenta sem afetar os resultados. O recalque diferencial é claramente menor do que o recalque com rigidez zero (**caso d**), e a mudança na distribuição da pressão de contato durante o recalque é muito menor. As estruturas de aço se assemelham a esse comportamento.

Caso c, uma estrutura visco-plástica, como o concreto armado, cuja rigidez depende da velocidade com que progride o recalque diferencial, ou seja, é temporal. Se o recalque ocorrer dentro de um curto período de tempo, a estrutura se comporta de forma elástica (**caso b**), mas se este progride muito lentamente, a estrutura se comporta como um líquido viscoso e tende ao **caso d**. A última propriedade se deve ao fenômeno de fluência do concreto, que redistribui a tensão em outros blocos de concreto armado menos carregados, relaxando significativamente a tensão local.

2.3.1.5 Rigidez relativa da estrutura

De acordo com Antoniazzi (2011, p. 20): “A vinculação física entre lajes, vigas e pilares promove considerável rigidez ao edifício, tornando os recalques diferenciais mais amenos bem como sua deformada mais suave.”

Para a estimativa da magnitude dos recalques, Lopes e Gusmão (1991) analisaram o comportamento de um pórtico de concreto armado vinculado a apoios elásticos, propondo o cálculo do parâmetro rigidez relativa estrutura-solo (K_{ss}), apresentada na *Equação 10*:

$$K_{ss} = \frac{E_c I_B}{E \cdot L^4} \quad (12)$$

Em que,

E_c = módulo de elasticidade do material da estrutura;

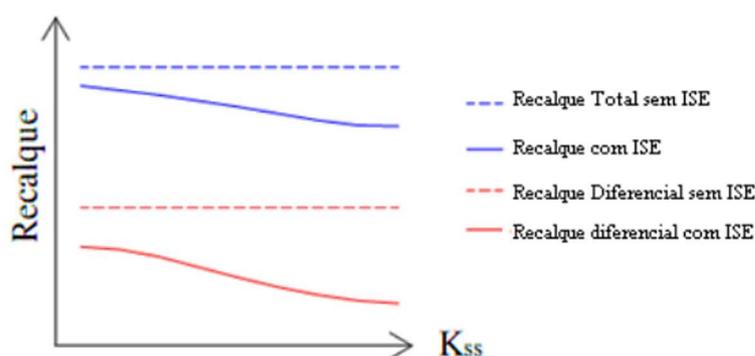
E = módulo de elasticidade do solo;

I_B = momento de inércia da viga típica;

L = comprimento do vão entre pilares;

Confirmando o trabalho desenvolvido por Meyerhof (1953), Lopes e Gusmão (1991) chegaram a conclusão que o aumento da rigidez relativa estrutura-solo (K_{ss}) tende a reduzir os valores de recalque, sendo essa redução mais significativa nos recalques diferenciais conforme apresenta a *Figura 19*.

Figura 19. Recalque x Rigidez relativa estrutura-solo (LOPES E GUSMÃO, 1991)



Fonte. Antoniazzi (2011, p.21).

Uma outra consequência decorrente da ISE, é que a união existente entre os elementos confere aos mesmos certa rigidez-relativa, restringindo movimento entre estes e gerando dessa forma recalques diferenciais menores que os estimados convencionalmente, resultando assim numa deformada de recalques com curvatura bem menor que a prevista, conforme Gusmão (1990, p.5).

2.3.1.6 Forma em planta da edificação

Trabalhos difundidos na literatura sobre monitoramento de recalques em diferentes tipos de edificações apresentam uma influência da forma em planta da edificação em tender a uniformização dos recalques.

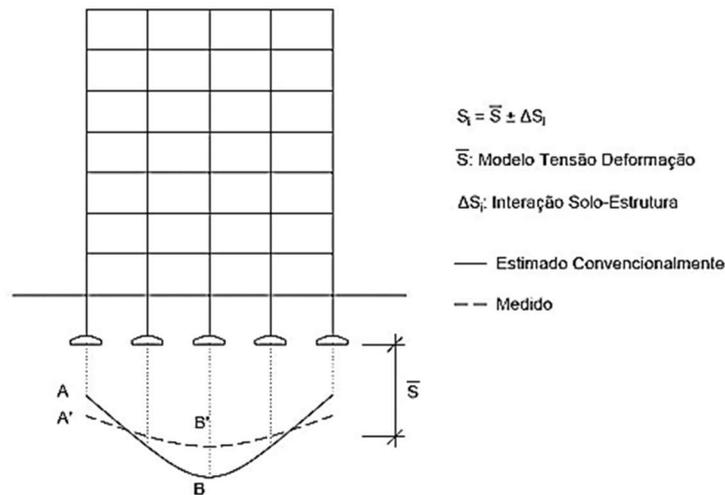
Gusmão (1990) ao abordar o tema ressaltado atestou que, para um dado terreno de fundação o efeito da forma em planta da edificação nessa tendência de uniformização é mais importante em estruturas flexíveis.

2.4 METODOLOGIA PARA ANÁLISE DE MEDIÇÕES DE RECALQUE

Uma forma de avaliar os efeitos da interação solo-estrutura nas edificações é acompanhar os recalques durante o processo construtivo, o que permite estimar os parâmetros de deformabilidade (LUCENA; BEZERRA; GUSMÃO, 2004).

Gusmão (1990,1994) explica que existem duas deformadas distintas de recalques associadas a cada edifício sujeito a um determinado carregamento, uma das quais corresponde a recalques estimados e a outra a recalques medidos. Gusmão (1990, 1994) propõe um método de análise para avaliar o desempenho de uma edificação utilizando dois modelos: um representando o valor médio dos recalques (tensão deformação do terreno) e o outro representando sua dispersão (solo - estrutura).

Figura 20. Modelos para estimativa do recalque de edificações (Adaptado de Gusmão, 1994).



Fonte. Silva (2018, p.31).

Outro problema ao considerar o sistema convencional, isto é, calcular as distorções e quantificá-las de acordo com a literatura, está no fato de que ao monitorar recalques em obras, estes valores apresentam a consideração ISE de forma indireta. E, portanto, não é coerente comparar tais valores com os obtidos através de métodos de cálculos tradicionais, posto que, a consideração da ISE, pode viabilizar projetos que não seriam aceitos por uma análise convencional.

2.5 MÉTODO DE WINKLER

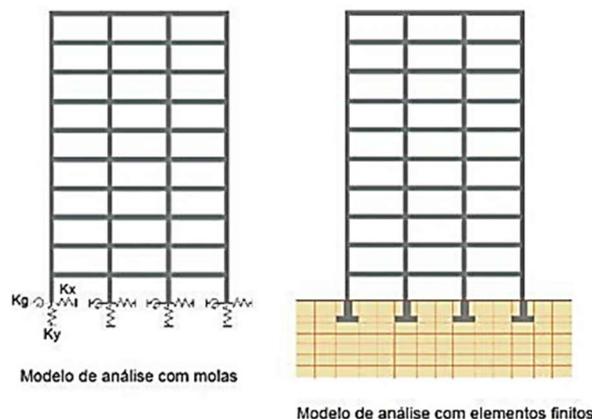
“Os elementos estruturais que interagem com o solo, transferindo-lhe as cargas das superestruturas, geralmente estão submetidos a cargas e tensões altas, enquanto o solo, por sua vez, possui baixa capacidade resistente” (CAMPOS, 2015, p.114).

Durante décadas, os cálculos para edifícios levaram em conta a simples suposição de que as fundações estão apoiadas sobre vínculos fixos, como rótulas ou engastes. Embora simplista, essa suposição possibilitou avanços importantes, principalmente no período anterior ao advento dos microcomputadores, conforme Souza e Reis (2008). A limitação computacional da época, é uma das justificativas para uso do método.

De acordo com Scarlat (1993), do ponto de vista teórico, o método mais preciso de estimar a deformabilidade do solo é a análise tridimensional interativa, onde o solo e a estrutura são idealizados como um sistema. No entanto, afirma também que a forma mais simplificada de quantificar o efeito da deformação do solo, embora menos precisa do que a análise interativa considerando um meio contínuo tridimensional, é considerar uma série de molas discretas sob a base da fundação, isto é, fazer uma análise utilizando a Hipótese de Winkler.

Winkler (1867 apud Santos J., 2008), propôs assimilar o solo a um modelo de molas independentes com comportamento elástico e linear, a qual a rigidez dessa mola é caracterizada por uma constante de proporcionalidade chamada de reação horizontal (k_h), entre a pressão aplicada e o deslocamento vertical do solo. A Figura 21 apresenta dois métodos de cálculo considerando a ISE.

Figura 21. Modelos de cálculo considerando a ISE.



Fonte. Da Cruz e Galvão (2018).

Segundo Campos (2015, p.116), “Para cálculo dos esforços nos elementos de fundações [...], supõe-se que as deformações que ocorrem na estrutura são iguais às deformações que se desenvolvem no solo em que está inserida”.

Levando em consideração uma linearidade entre a deformação e a pressão do solo, a Hipótese de Winkler é dada pela equação:

$$\sigma_{(x,y)} = k_s^v \cdot w_{(x,y)} \quad (13)$$

Em que,

$\sigma_{(x,y)}$ - Tensão de contato média na base da fundação;

k_s^v - Modulo de reação vertical (definido em função do tipo de solo);

$w_{(x,y)}$ - Deslocamento vertical;

Segundo Souza e Reis (2008), caso assuma-se que a base da fundação permanece rígida pós deformação da superfície do solo, pode-se admitir uma variação linear das tensões, consequentemente o conjunto de molas pode ser substituído por três molas globais no centro de cada fundação, com as seguintes características:

$$k_v (\text{kN} \cdot \text{m}^{-1}): \text{Coeficiente de mola para os deslocamentos verticais } (w) \quad (14)$$

$$k_h (\text{kN} \cdot \text{m}^{-1}): \text{Coeficiente de mola para os deslocamentos horizontais } (u,v) \quad (15)$$

$$k_\theta (\text{kN} \cdot \text{m} \cdot \text{rad}^{-1}): \text{Coeficiente de mola para as rotações } (\varphi, \omega) \quad (16)$$

De modo que os coeficientes apresentados permitem calcular os deslocamentos a partir da Hipótese de Winkler, conforme mostram as equações (5) a (7).

$$w = N/k_v \therefore w = F/k_s^v \cdot A_f \quad (17)$$

$$v = H/k_h \therefore v = H/k_s^h \cdot A_f \quad (18)$$

$$\varphi = M/k_\theta \therefore \varphi = M/k_s^\theta \cdot I_f \quad (19)$$

Normalmente, costuma-se assumir que: $k_s = k_s^v = k_s^h = k_s^\theta$, no entanto vários ensaios mostram que estes valores são diferentes. Uma vez que o modulo de reação vertical não é constante do solo e depende de alguns fatores como: forma e dimensões da fundação,

tipo de fundação, tipo de construção e flutuações de carregamento. No geral, o valor de k_s pode ser determinado de três maneiras: ensaios de placa, tabelas de valores típicos e formulações relacionadas com o módulo de elasticidade.

Para Souza e Reis (2008), existem duas maneiras de se considerar a ISE, isto é, pelo método de controle de recalques e pelo método dos coeficientes de mola. No entanto, para casos mais complexos a convergência com controle, a partir de coeficientes de mola, tende a convergir mais rapidamente.

5 METODOLOGIA

5.1 CARACTERÍSTICAS CIENTÍFICAS DA PESQUISA

Existem várias características na pesquisa e, para cada tipo distinto de classificação, a definição por parte do pesquisador de cada característica é importante para validar o método científico utilizado no estudo.

De acordo com Silva e Menezes (2001), este trabalho se classifica, quanto às pesquisas como um trabalho de pesquisas aplicadas, já que o mesmo utiliza técnicas já desenvolvidas pelas academias, aplicada a uma realidade ainda não muito explorada.

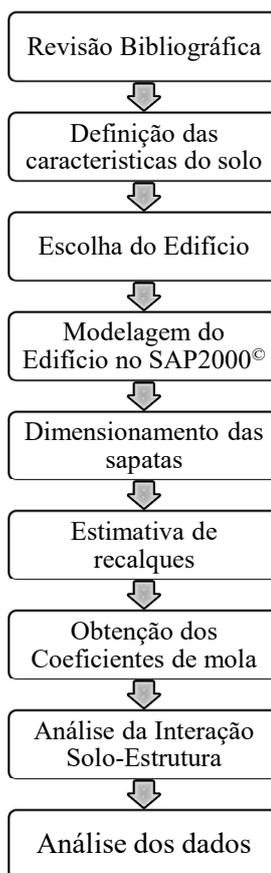
Quanto aos procedimentos, a pesquisa classifica-se em experimental, visto que esse método científico submete o fenômeno estudado à influência de variáveis controladas para analisar o impacto dessas mudanças no objeto estudado. Esse tipo de método exige que o pesquisador faça um planejamento rigoroso de como será feito.

Do ponto de vista da forma de abordagem do problema, a pesquisa é quantitativa, no qual o pesquisador, nesse caso, é apenas um observador, que não pode analisar os dados de forma subjetiva. A função dele é de simplesmente apresentar os resultados, a partir de uma estrutura, como tabelas e gráficos. Isso significa traduzir opiniões e números em informações para elaborar classificações e análises.

No que se refere aos tipos de pesquisa quanto aos objetivos, esta pesquisa classifica-se em explicativa. A pesquisa explicativa é uma tentativa de conectar as ideias e fatores identificados para compreender as causas e efeitos de determinado fenômeno. Conforme Gil (2007), a pesquisa experimental objetiva selecionar as variáveis que seriam capazes de influenciar o objeto.

5.2 ETAPAS DA PESQUISA

Os procedimentos utilizados na confecção deste trabalho, podem ser divididos em partes. A *Figura 22* apresenta as etapas do presente trabalho.

Figura 22. Etapas da pesquisa.

Fonte. Autora.

O fluxograma apresentado na *Figura 22*, explicita as etapas adotadas para construção deste trabalho. Este inicia com uma revisão literária sobre fundações, recalques e ISE, na sequência, revela escolha e caracterização do perfil de solo e edifício escolhidos para estudo. Posteriormente, discorre como se sucedeu a modelagem do edifício no software SAP 2000 v21.2[®], para na sequência, apresentar os valores obtidos das reações de apoio para a consideração de base engastada.

Logo após, mostra como foi realizado o dimensionamento das sapatas e estimativas dos recalques imediatos para cada sapata isolada. Para então, estimar os coeficientes de mola do método dos modelos finitos de Winkler e analisar os efeitos da consideração dos apoios elásticos.

5.3 CARACTERÍSTICAS DO SOLO

5.3.1 Perfil geotécnico

O terreno de fundação utilizado para análise da interação solo-estrutura foi selecionado da dissertação de mestrado de Lucena (2003) e corresponde ao solo de fundação do Edifício Residencial Irineu Catão, localizado na Rua Wenceslau Braz, nº 408, bairro do Bessa, Joao Pessoa.

A *Figura 24* mostra o perfil geotécnico obtido de uma das sondagens, sendo este o perfil utilizado neste trabalho. Nele podem ser observadas ocorrências de areia variando de moderadamente compacta a compacta até cerca de 7,0 m, com N_{SPT} de 36 a cerca de 6,0 m. Em seguida, nota-se a presença de camadas de silte com espessuras que variam de 2,0 a 3,0m, e N_{SPTs} da ordem de 2 a 22. Finalmente, seguem-se mais camadas, principalmente areia média a muito densa, até que o impenetrável (rocha calcária) seja alcançado, conforme descreve Lucena (2003).

Figura 24. Perfil geotécnico - Furo de sondagem - Edifício Irineu Catão.



Fonte. Lucena (2003, p. 49).

5.3.2 Peso específico do solo

Para determinação do peso específico do solo, utilizou a *Tabela 1-A* (ANEXO A), que correlaciona o peso específico do solo com a compacidade e o número de golpes do ensaio SPT.

5.3.3 Tensão Admissível

Para Cintra, Aoki e Albiero (2011, p.13):

Em uma fundação direta com dezenas de sapatas ou tubulões, a capacidade de carga (σ_r) dos elementos isolados de fundação, isto é, a tensão que provoca a ruptura do maciço geotécnico, não será a mesma, por causa da variabilidade do solo e dos diferentes tamanhos da base das sapatas [...].

No entanto, adotou-se uma tensão admissível uniforme no valor de 250 kPa, posto que esta tensão será a mínima calculada para as sapatas situadas a 1,5 m de profundidade e sapatas com vários valores de larguras consideradas.

5.4 CARACTERÍSTICAS DO PROJETO

O edifício utilizado como parâmetro de estudo é um projeto estrutural base de uma rede de clínica oftalmológica. Foi considerado para análise solo-estrutura, o edifício constituído de quatro pavimentos mais cobertura, sobre vinte e nove pilares, em concreto armado convencional, área em planta resultando em aproximadamente 2300 m².

5.5 DIMENSIONAMENTO DAS SAPATAS

Para dimensionamento das sapatas foi utilizada uma planilha no Excel[®] (*APÊNDICE A*), programada com base no método dos balanços iguais. O método consiste em definir as dimensões da sapata que resultem em uma relação entre dimensões da sapata e dimensões do pilar, conforme *Equação 20 e 21*. A ABNT NBR 6122 (2019) sugere ainda que seja utilizado valores de B_1 e B_2 superiores a 60 centímetros.

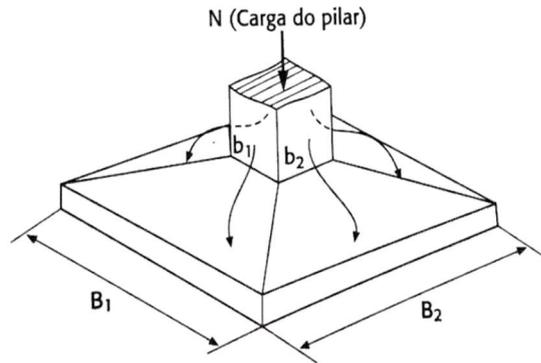
$$B_1 - b_1 = B_2 - b_2 \quad (20)$$

e

$$B = \frac{1}{2} \cdot \left[(b_2 - b_1) + \sqrt{(b_1 - b_2)^2 + 4 \cdot \frac{N_k}{\sigma_{adm}}} \right] \quad (21)$$

Em que, N_k é a carga de compressão na sapata.

Figura 25. Sapata isolada rígida.



Fonte: Campos (2015, p.162).

O dimensionamento foi realizado utilizando a filosofia de projeto da Solicitação Admissível (S_a). O princípio da filosofia é garantir que, nas fundações diretas, a solicitação em cada sapata (S_i), não seja superior à solicitação admissível. De modo que seja garantido a seguinte relação:

$$S_i \leq S_a$$

O cálculo da tensão admissível é dado pela *Equação (22)*:

$$S_a = R_{méd} / F_s \quad (22)$$

Em que,

S_a = Solicitação admissível;

$R_{méd}$ = Resistência média;

F_s = Fator de segurança;

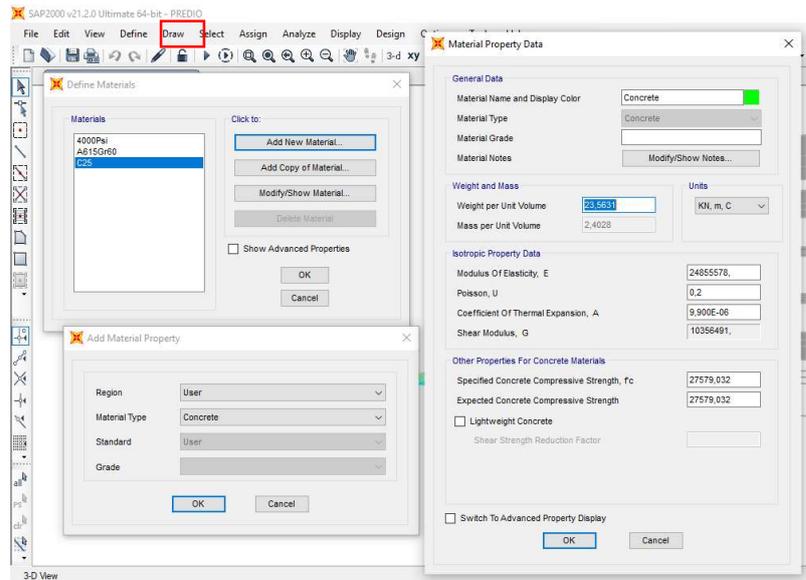
5.6 MODELAGEM DO EDIFÍCIO

Para modelagem do Edifício CLINOS, utilizou-se o software de análises estruturais tridimensionais e numéricas, SAP 2000 v.21.2[©]. Os procedimentos para obtenção dos esforços finais da estrutura, foram:

5.6.1 Definições iniciais

Inicialmente, foi definido a Classe de resistência do concreto armado da ordem de 25 MPa. A *Figura 26*, apresenta a seleção do material, bem como algumas definições quanto a valores de deformabilidade, unidades, cores representativas, entre outros.

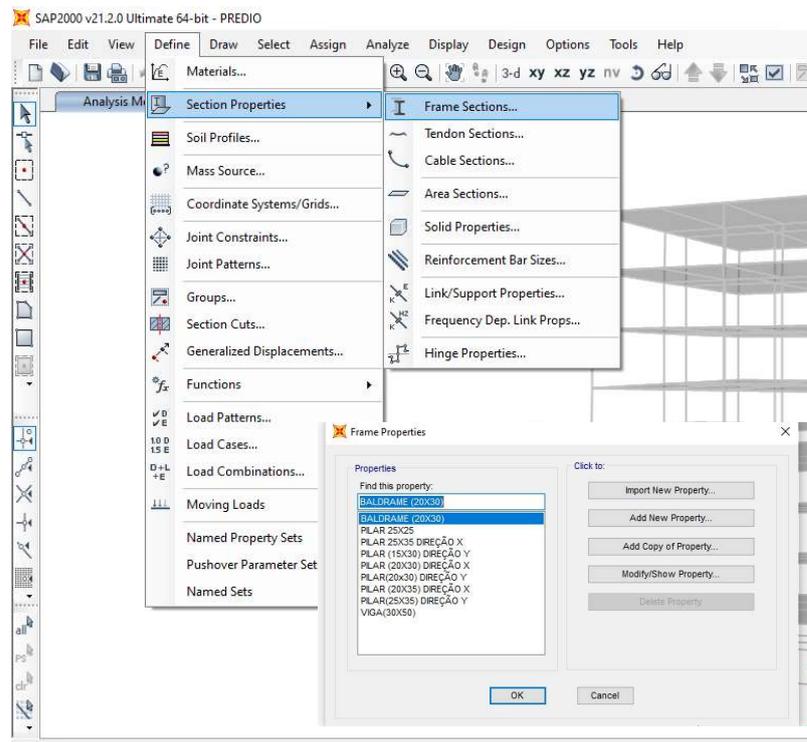
Figura 26. Definição do material utilizado.



Fonte. Autora.

Na sequência, definiu-se também as seções dos elementos estruturais do projeto. A *Figura 27* apresenta as seções utilizadas para os respectivos elementos de concreto.

Figura 27. Definição das seções dos elementos estruturais.



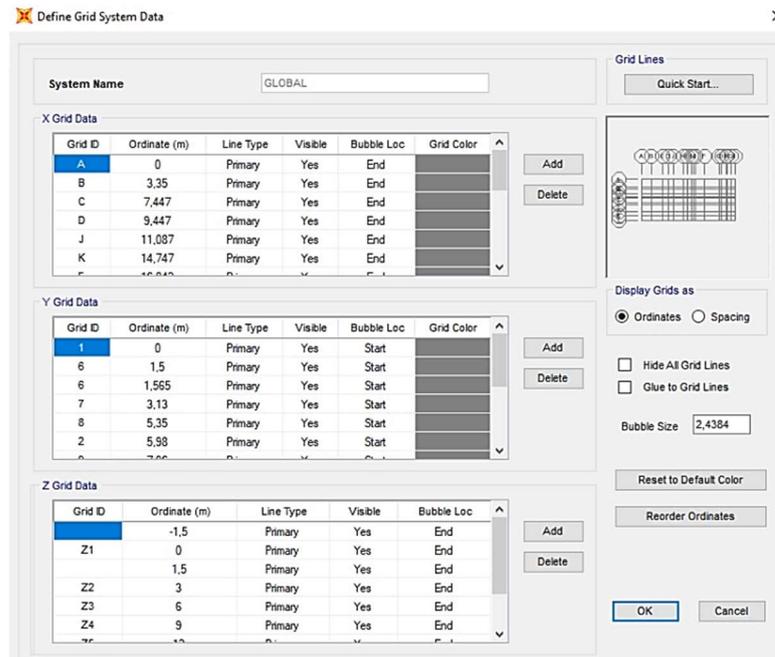
Fonte. Autora.

5.6.2 Lançamento dos elementos estruturais

Após essas definições iniciais, marcou-se os eixos utilizando a ferramenta “*Edit Grid Data*” (Figura 28) que deram vez a locação dos eixos dos elementos estruturais (laje, viga e pilar). De modo que, o lançamento de cada elemento se sucede da seguinte maneira:

- Laje: Marcando a área no sentido anti-horário, seguindo o plano xyz.
- Viga: Da esquerda para direita.
- Pilar: De cima para baixo.

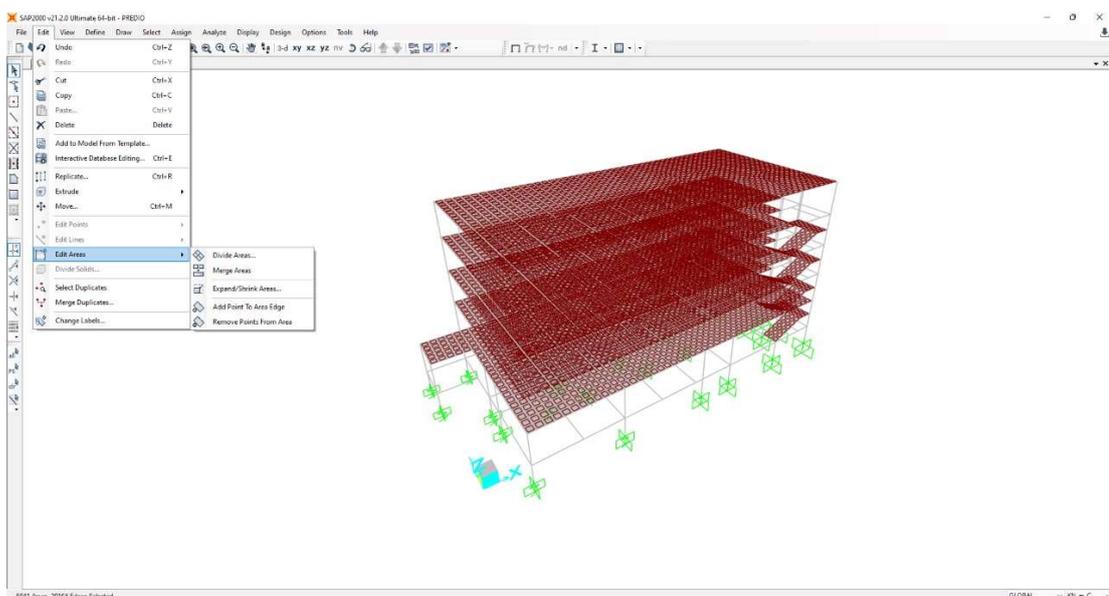
Figura 28. Editando o sistema de coordenadas global.



Fonte. Autora.

Esta metodologia emprega em sua análise o Método dos Elementos Finitos, a *Figura 29* apresenta a laje discretizada. Na sequência com vínculos fixos *Figura 30* a estrutura foi lançada e obteve-se o primeiro conjunto de reações verticais, para estimativa de recalques e coeficientes de mola.

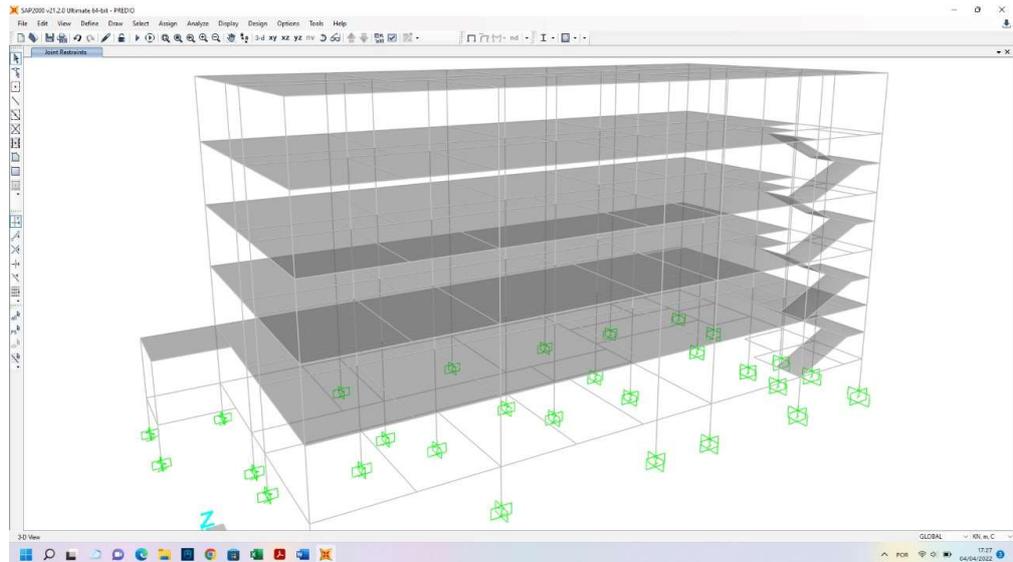
Figura 29. Lajes discretizadas pelo Método dos Elementos Finitos.



Fonte. Autora.

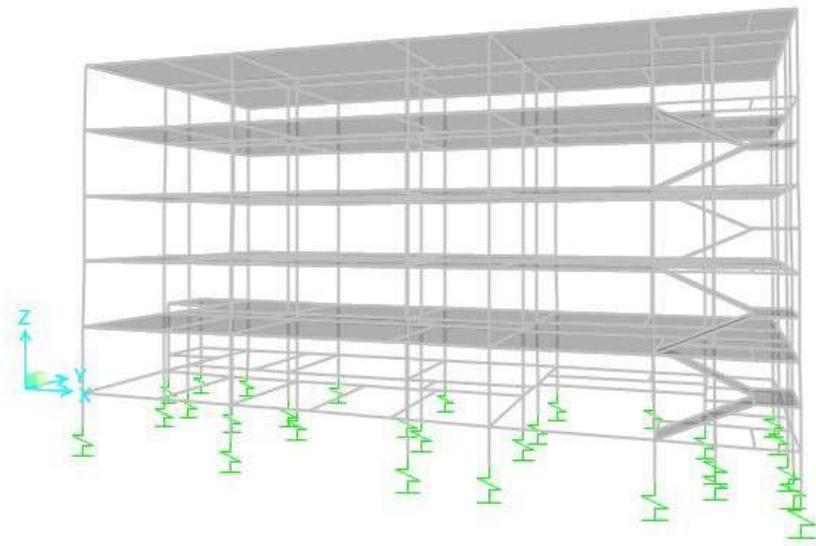
Posteriormente as bases engastadas foram removidas e substituídas por molas verticais, com isso foi lançado novamente a estrutura no programa para a obtenção de novos esforços considerando apoios elásticos (*Figura 31*), tal procedimento descrito por último foi realizado até os valores de reação e coeficientes de mola convergirem.

Figura 30. Estrutura sobre apoios rígidos.



Fonte. Autora.

Figura 31. Estrutura sobre apoios elásticos.



Fonte. Autora.

5.6.3 Combinações de ações

Os carregamentos são definidos por combinações de ações com probabilidade não desprezível que atuam simultaneamente na estrutura por um período de tempo pré-determinado. A combinação de ações deve ser realizada de forma a determinar o efeito mais adverso sobre a estrutura; as verificações de segurança relativas ao estado limite e ao estado limite de serviço devem ser realizadas em função da combinação limite e da combinação de serviços, respectivamente, conforme a ABNT NBR 6118 (2014).

Uma combinação última pode ser classificada como normal, especial ou de construção e excepcional, para o estudo em pauta, foi utilizado o Estado Limite Último (ELU) para combinação normal.

Conforme sugere a ABNT NBR 8681 (2003), em cada combinação, foram incluídas ações permanentes e ações variáveis primárias, juntamente com seus autovalores e demais ações variáveis, para serem consideradas secundárias, com seu valor combinado decrescente.

O edifício foi avaliado para cálculo das solicitações em ELU, para tanto, utilizou-se a *Equação (23)*:

$$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{\varepsilon g} F_{\varepsilon gk} + \gamma_q (F_{q1k} + \sum \Psi_{0j} F_{qjk}) + \gamma_{\varepsilon q} \Psi_{0\varepsilon} F_{\varepsilon qk} \quad (23)$$

Em que,

F_d -valor de cálculo das ações para combinação última;

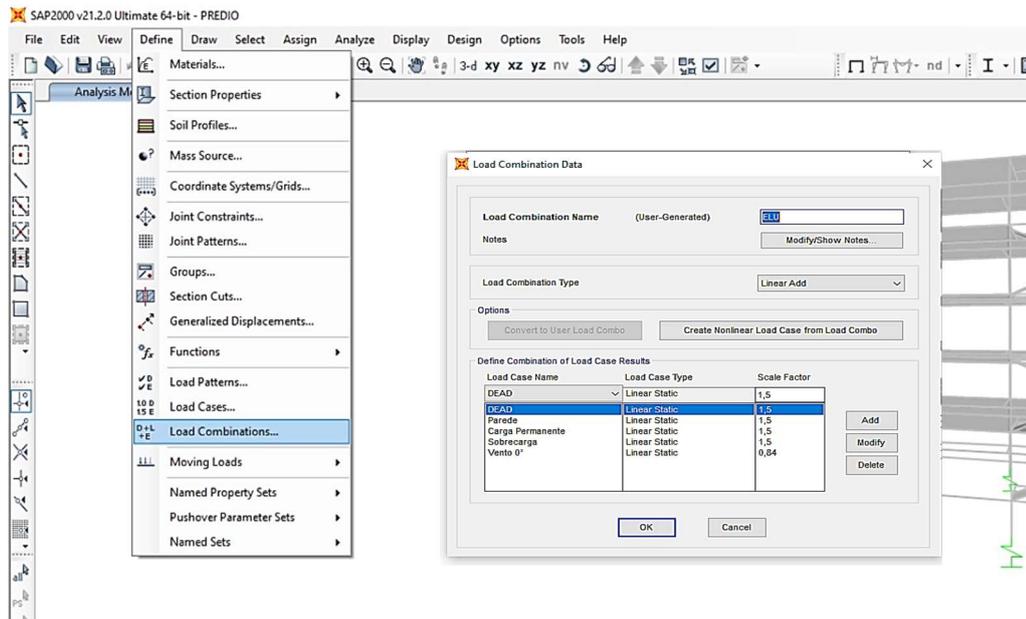
F_{gk} - representa as ações permanentes diretas;

$F_{\varepsilon k}$ -representa as ações indiretas permanentes como a retração $F_{\varepsilon gk}$ e variáveis como a temperatura $F_{\varepsilon qk}$;

F_{qk} - representa as ações variáveis diretas das quais F_{q1k} é escolhida principal.

Para determinação dos coeficientes permanentes e acidentais, utilizou-se as *Tabelas 2 e 3 do ANEXO A*.

Figura 32. Definição da combinação ELU.



Fonte. Autora.

5.7 MÉTODOS PARA ESTIMATIVA DE RECALQUE

5.7.1 Método de Schmertmann (1978)

a. Sobrecarga

Com base na ilustração de sondagem fornecida, e sabendo que, a profundidade que as sapatas estão assentadas é de -1,5 m de profundidade, localizada na camada de areia fina, medianamente compacta. A sobrecarga aplicada na sapata é dada pelo produto entre peso específico do solo e a profundidade de apoio desta, sendo assim, tem-se:

$$\sigma_v = \gamma \cdot z \quad (24)$$

Em que,

σ_v - Sobrecarga;

γ - Peso específico;

z - Profundidade.

b. Tensão Líquida (σ_L)

Sendo esta a diferença dada pela Tensão aplicada pela sapata e o embutimento. Tem-se:

$$\sigma_L = \sigma - \sigma_v \quad (25)$$

Em que,

σ_L - Tensão Líquida;

σ – Tensão na base da sapata;

σ_v - Sobrecarga.

c. Influência máxima ($I_{zmáx}$)

A influência máxima de acordo com Schmertmann (1978) para as sapatas quadradas acontecem na profundidade B/2 e para as sapatas corridas acontece na profundidade B a partir de onde a sapata foi assentada.

O $I_{zmáx}$, é calculado pela seguinte equação:

$$I_{zmáx} = 0,5 + 0,1 \sqrt{\frac{\sigma_L}{\sigma_v}} \quad (26)$$

Em que,

$I_{zmáx}$ - Influência máxima;

σ_L - Tensão Líquida;

σ_v - Sobrecarga;

A tensão vertical na profundidade onde ocorre a máxima influência para as **sapatas quadradas** é dada por:

$$\sigma_{vquad} = \sigma_v + \left(\gamma \cdot \frac{B}{2} \right) \quad (27)$$

A tensão vertical na profundidade onde ocorre a máxima influência para as **sapatas corridas** é dada por:

$$\sigma_{vquad} = \sigma_v + (\gamma \cdot B) \quad (28)$$

Para uma acurácia maior, as camadas foram divididas em 20 cm, como pré-determinado, sendo assim teremos que z_f é de 10 cm para a primeira camada, esse valor é o fator de influência no centro da camada em análise.

Para esse dimensionamento tem-se que o bulbo de tensões atinge a sua maior profundidade na sapata quadrada igual a $2B$ já na sapata corrida é igual a $4B$, logo para a sapata a uma profundidade z .

Para cálculo das influências máximas para cada tipo de sapata, utilizou-se as equações presentes na *Tabela 4*.

d. Módulo de deformabilidade

Para o cálculo do módulo de deformabilidade fez-se necessário atribuir valores dos coeficientes presentes nas *Tabelas 2* e *Tabela 3* diretamente relacionados ao tipo de solo, isto é, devido as dimensões das sapatas têm-se bulbos de recalque que ultraspasam mais de uma camada, e com isso existirá módulos de deformabilidade variando com a profundidade. De posse dos valores dos coeficientes, calcula-se o módulo de deformabilidade de cada camada de acordo com a *Equação (9)*.

e. Coeficientes de recalque

Para o cálculo dos coeficientes considera-se o C_2 igual a um, posto que o método utilizado para a estimativa de recalque leva em consideração apenas a parcela de recalque imediato e o C_1 que é o coeficiente devido ao embutimento será dado pela *Equação (6)*.

5.7.2 Hipótese de Winkler (1867)

A determinação de k_s^v considerando ISE consiste em calcular as forças de reação de apoio para estruturas considerando apoios rígidos. A partir das respostas calculadas, determina-se os recalques dos pilares. A partir da *Equação (17)* pode-se obter uma primeira aproximação para o valor do módulo de reação vertical na base de cada pilar, de maneira a simular os apoios elásticos.

Conforme Souza e Reis (2008, p.165), menciona:

Em seguida, calcula-se a estrutura sobre apoios elásticos, obtendo-se uma nova configuração das reações de apoio, que, por sua vez, resultam em uma nova configuração para os recalques. Utilizando novamente a *Equação [17]*, calcula-se a segunda aproximação para o módulo de reação vertical. Esse processo iterativo é repetido até que haja convergência de deslocamentos (recalques) ou forças (reações de apoio).

A técnica utilizada para se levar em conta a ISE consiste em calcular as reações de apoio da estrutura levando em consideração os apoios rígidos. Na sequência, a partir das

reações verticais mensuradas, são determinados os recalques da base de cada pilar, mediante aplicação da *Equação (8)*.

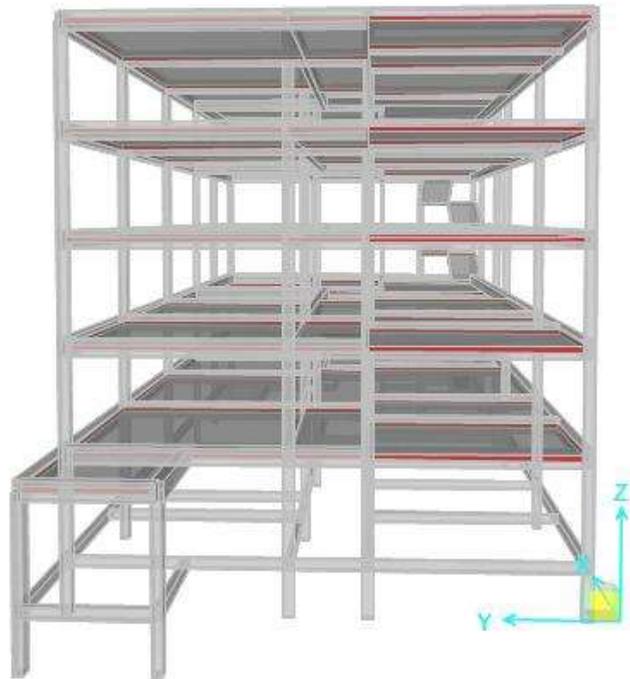
A partir da *Equação (17)*, pode-se obter o coeficiente de mola na base de cada pilar, de forma a simular a situação de solo elástico.

Na nova análise de tensões, os apoios rígidos foram substituídos por coeficientes elásticos, resultando em novas reações de apoio, novos recalques e novos coeficientes de mola. O processo é iterativo e terminou quando os coeficientes de mola ou respostas de suporte convergiram para o mesmo valor ou permanecerem dentro de uma pequena faixa de variação, na ordem de 5%.

6 RESULTADOS E DISCUSSÃO

De posse das dimensões dos pilares e cargas provenientes de cada um, obtidas a partir do lançamento da estrutura (Figura 33) considerando uma base rígida no software SAP 2000[®], foi possível entrar na planilha com as dimensões dos pilares e respectivas cargas de compressão para dimensionamento das sapatas, os valores obtidos são apresentados pela *Tabela 5*.

Figura 33. Edifício modelado no SAP 2000.



Fonte. Autora.

Tabela 5. Dimensões de pilares e sapatas, e cargas totais.

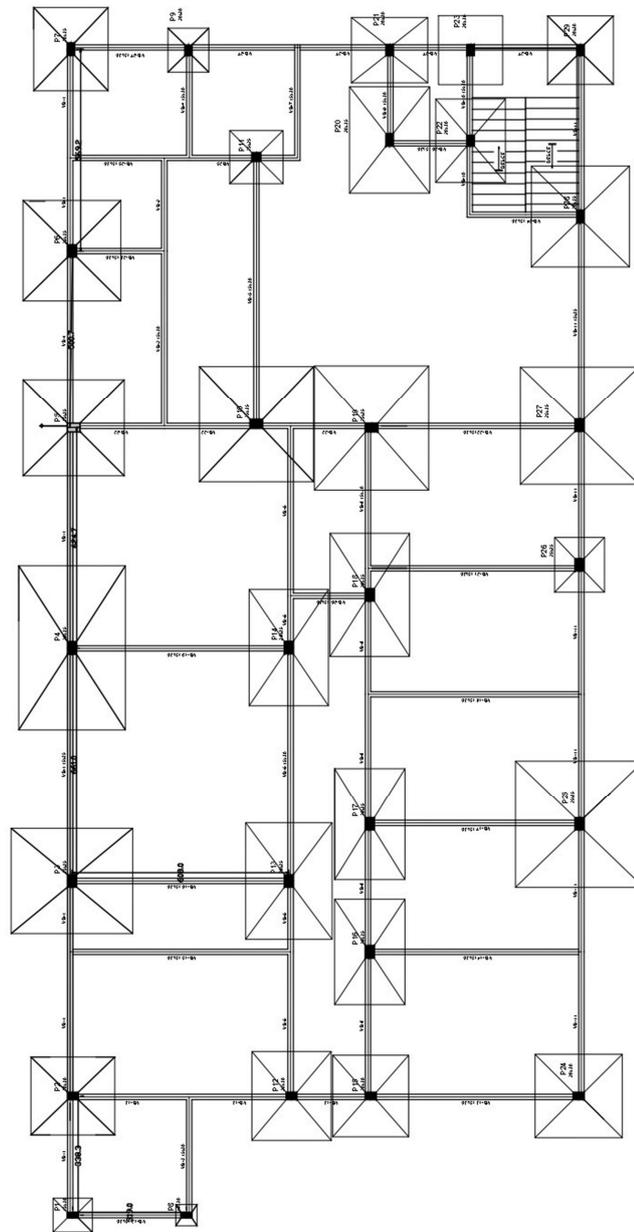
Pilar	Carga total de projeto (kN)	Dimensões dos pilares		Dimensões das sapatas	
		b ₁ (cm)	b ₂ (cm)	B ₁ (m)	B ₂ (m)
1	218,26	0,15	0,30	0,95	1,10
2	1176,81	0,20	0,30	2,25	2,35
3	2216,51	0,35	0,25	3,15	3,00
4	2104,62	0,35	0,25	3,10	3,00
5	1759,23	0,25	0,35	2,75	2,85
6	1859,84	0,35	0,25	2,85	2,75
7	1044,32	0,35	0,20	2,30	2,10
8*	24,04	0,15	0,30	0,60	0,60
9	339,44	0,30	0,20	1,25	1,15
10	2790,83	0,25	0,35	3,30	3,20
11	2699,73	0,25	0,25	3,30	3,25
12	1427,59	0,20	0,30	2,50	2,20
13	2642,59	0,35	0,25	3,30	2,40
14	2591,11	0,35	0,25	3,30	3,20
15	1222,19	0,20	0,30	2,30	2,10
16	2220,80	0,35	0,25	2,95	2,00
17	2409,30	0,35	0,25	3,15	2,00
18	2912,64	0,35	0,25	3,50	2,20
19	3084,14	0,25	0,35	3,20	3,55
20	2069,30	0,35	0,20	3,00	2,25
21	1034,56	0,30	0,20	1,85	2,15
22	1487,18	0,30	0,20	1,95	2,35
23	737,71	0,30	0,20	1,95	1,80
24	1285,31	0,20	0,30	2,35	2,45
25	3090,93	0,35	0,25	3,75	3,60
26	490,32	0,35	0,25	1,55	1,40
27	2598,40	0,35	0,25	3,45	3,35
28	1931,32	0,35	0,20	2,85	2,75
29	739,12	0,30	0,20	1,95	1,85

* Sapata foi dimensionada para o valor mínimo.

Fonte. Autora.

Com isso foi possível desenhar a planta de locação das sapatas do bloco principal do Edifício. A *Figura 34* apresenta a planta de forma do edifício, com as dimensões das sapatas calculadas de acordo com o perfil de solo em estudo.

Figura 34. Planta de Localização dos pilares.



Fonte. Autora.

Em seguida, calculou-se os recalques imediatos para cada uma das sapatas, considerando estas isoladas. O método utilizado foi o de Schmertmann 1978, haja vista que o perfil geotécnico, em suma, constitui um solo arenoso. A *Tabela 6* apresenta os valores obtidos para cálculo de recalque considerando os apoios fixos para cada um dos elementos de fundação.

Tabela 6. Valores de carga total e recalque respectivo para cada sapata-Apoio Rígido.

Pilar	Carga total de projeto (kN)	Recalque (mm)
1	218,26	3,82
2	1176,81	9,89
3	2216,51	12,71
4	2104,62	12,05
5	1759,23	11,29
6	1859,84	12,19
7	1044,32	9,09
8	24,04	0,35
9	339,44	5,53
10	2790,83	15,38
11	2699,73	14,01
12	1427,59	12,15
13	2642,59	18,47
14	2591,11	13,91
15	1222,19	11,31
16	2220,80	19,12
17	2409,30	19,65
18	2912,64	20,35
19	3084,14	16,32
20	2069,30	15,87
21	1034,56	10,68
22	1487,18	15,11
23	737,71	7,70
24	1285,31	10,20
25	3090,93	13,73
26	490,32	6,62
27	2598,40	12,69
28	1931,32	12,83
29	739,12	10,25

Fonte. Autora.

Para Terzaghi e Peck (1977), edifício comercial simples, podem sofrer em torno de 25 mm de recalque diferencial, e portanto, esse recalque diferencial só seria excedido caso a maior sapata recalcar até 25 mm.

Para o método dos apoios indeslocáveis, a sapata que apresentou maior recalque foi a S18, com 20,35 mm. Logo, pode-se concluir que para o método convencional os recalques não extrapolaram o limite previsto.

Dado o mapa de carga dos pilares e o recalque imediato, pôde-se estimar os coeficientes de mola para cada elemento de fundação, para que de posse deste primeiro coeficiente iniciasse a sistemática iterativa para obtenção de valores de reações verticais considerando apoios elásticos. A *Tabela 7* apresenta os dados das interações.

Tabela 7. ISE com controle dos coeficientes de mola (adaptado de SOUZA e REIS, 2008)

Pilar	Apoio Rígido		Apoio Flexível											
			Iteração 1			Iteração 2			Iteração 3			Iteração 4		
	R _Z (kN)	w _i (mm)	k _v (kN.m ⁻¹)	R _Z (kN)	w _i (mm)	k _v (kN.m ⁻¹)	R _Z (kN)	w _i (mm)	k _v (kN.m ⁻¹)	R _Z (kN)	w _i (mm)	k _v (kN.m ⁻¹)	R _Z (kN)	w _i (mm)
P1	-218,26	3,82	57123,49	-243,07	4,47	54407,33	-247,63	4,59	53964,27	-245,41	4,53	54178,06	-245,41	4,53
P2	-1176,81	9,89	118978,90	-1172,86	10,62	110406,09	-1046,05	10,13	103245,06	-1232,19	10,54	116857,29	-1232,19	10,54
P3	-2216,51	12,71	174393,32	-2235,99	12,86	173834,81	-2201,64	12,82	171790,72	-2238,80	12,88	173755,00	-2238,80	12,88
P4	-2104,62	12,05	174680,77	-2127,96	12,23	173962,77	-2109,03	12,50	168768,29	-2191,19	12,73	172090,42	-2191,19	12,73
P5	-1759,23	11,29	155796,82	-1890,10	12,24	154439,51	-1802,93	11,93	151180,00	-1834,43	11,96	153355,17	-1834,43	11,96
P6	-1859,84	12,19	152572,20	-1829,79	12,14	150670,87	-1826,26	12,11	150779,01	-1865,46	8,89	209751,84	-1865,46	8,89
P7	-1044,32	9,09	114890,59	-1064,50	10,07	105691,96	-1049,72	9,88	106271,97	-1131,68	10,16	111425,31	-1131,68	10,16
P8	-24,04	0,35	68053,77	-35,86	0,84	42729,55	-35,46	0,82	43153,25	-23,66	0,34	69827,82	-23,66	0,34
P9	-339,44	5,53	61422,69	-414,03	6,14	67432,01	-420,01	6,22	67571,91	-337,06	5,47	61675,92	-337,06	5,47
P10	-2790,83	15,38	181460,47	-2775,95	13,69	202822,91	-2795,58	13,62	205258,44	-2662,01	13,59	195921,91	-2662,01	13,59
P11	-2699,73	14,01	192676,59	-2621,46	13,46	194713,32	-2596,96	13,29	195374,38	-2526,53	13,22	191145,21	-2526,53	13,22
P12	-1427,59	12,15	117518,03	-1460,85	11,16	130955,50	-1469,46	11,25	130663,21	-1501,38	11,38	131976,22	-1501,38	11,38
P13	-2642,59	18,47	143106,45	-2554,48	13,21	193371,70	-2704,04	13,63	198448,58	-2690,87	13,54	198797,44	-2690,87	13,54
P14	-2591,11	13,91	186230,93	-2795,69	13,62	205255,53	-2774,65	13,68	202791,91	-2501,15	13,26	188605,36	-2501,15	13,26
P15	-1222,19	11,31	108073,37	-1318,45	11,89	110876,08	-1263,76	10,72	117911,80	-1292,12	10,76	120136,32	-1292,12	10,76
P16	-2220,80	19,12	116130,27	-2064,34	14,40	143314,74	-2114,21	12,41	170429,73	-1975,12	11,67	169236,76	-1975,12	11,67
P17	-2409,30	19,65	122585,57	-2287,41	15,60	146620,32	-2300,87	12,69	181299,36	-2231,56	11,59	192590,52	-2231,56	11,59
P18	-2912,64	20,35	143146,40	-2711,23	16,80	161404,19	-2668,82	13,59	196429,07	-2777,51	13,70	202716,93	-2777,51	13,70
P19	-3084,14	16,32	189011,93	-3042,98	13,99	217551,14	-3106,85	14,19	218953,57	-3023,01	14,05	215147,09	-3023,01	14,05
P20	-2069,30	15,87	130423,19	-1892,91	12,23	154831,02	-1969,30	12,19	161580,26	-2098,03	12,59	166585,23	-2098,03	12,59
P21	-1034,56	10,68	96913,23	-1082,44	10,13	106810,18	-1077,76	10,07	106991,10	-1138,54	10,37	109780,16	-1138,54	10,37
P22	-1487,18	15,11	98433,65	-1344,66	11,89	113051,53	-1386,45	11,04	125581,47	-1385,12	11,02	125702,00	-1385,12	11,02
P23	-737,71	7,70	95852,19	-949,98	9,76	97287,39	-883,82	9,27	95338,20	-820,66	8,93	91867,74	-820,66	8,93
P24	-1285,31	10,20	125982,32	-1331,68	11,00	121038,43	-1318,53	10,85	121499,04	-1357,54	11,00	123387,64	-1357,54	11,00
P25	-3090,93	13,73	225174,75	-3138,99	14,22	220800,62	-3100,15	14,18	218629,52	-3209,06	14,47	221808,22	-3209,06	14,47
P26	-490,32	6,62	74077,40	-567,26	7,56	75077,10	-571,67	7,33	77950,91	-508,23	6,96	73048,96	-508,23	6,96
P27	-2598,40	12,69	204680,26	-2624,78	13,56	193615,66	-2576,99	13,43	191928,41	-2713,72	12,91	210240,96	-2713,72	12,91
P28	-1931,32	12,83	150566,05	-1932,28	12,36	156390,13	-1902,54	12,06	157696,54	-1838,65	11,96	153705,14	-1838,65	11,96
P29	-739,12	10,25	72076,10	-756,18	8,66	87269,23	-786,99	8,84	88976,28	-857,43	8,69	98691,97	-857,43	8,69

Fonte. Autora.

Nota-se da *Tabela 7* que o método de controle dos coeficientes convergiu ainda na quarta interação, visto que os valores das reações verticais apresentaram mesmo valor da interação 3. Tal fato, pode-se dar por inúmeros fatores, como: tipo de método ISE utilizado, número de pavimentos, rigidez-relativa da estrutura, processo construtivo, fundações vizinhas, entre outros.

Considerando uma análise entre o apoio rígido e o apoio flexível na última interação, temos que para os apoios flexíveis apresentou-se um aumento nas forças verticais em 49% dos pilares, em relação aos indeslocáveis, tal fato se dá pela redistribuição das tensões no pórtico. Também foi estimado uma diminuição para o caso dos apoios flexíveis nos valores de recalque em 62% dos pilares, demonstrando uma suavização na deformada de recalques da estrutura.

Como previsto a variação das reações verticais observadas reforça a redistribuição de cargas que acontece após a estrutura ou parte dela sofrer algum deslocamento vertical. Posto isto, faz-se necessário a implementação do método ISE na execução de projetos estruturais buscando reduzir os danos estéticos, estruturais e funcionais associados aos recalques, bem como a incerteza vinculada aos métodos convencionais de dimensionamento, haja vista que, pela imprecisão os elementos estruturais podem vir a estar sendo superdimensionados, o que traria prejuízos econômicos, ou por sua vez, poderiam estar sendo subdimensionados o que colocaria a estrutura em estado limite.

7 CONCLUSÕES

O trabalho buscou fornecer contribuições no estudo da Interação Solo Estrutura, sendo feita uma análise de um edifício com cinco andares, utilizando métodos numéricos, com o uso de programa de cálculo estrutural, SAP 2000 v21.2[©].

Foram feitas análises comparando os dois métodos de cálculos, o que considera os apoios como elementos indeslocáveis, ou seja, apoios rígidos, bem como uma análise considerando a ISE, neste caso os apoios analisados são elásticos e comportam-se como molas, constituindo assim uma situação mais próxima da realidade. Comparações foram realizadas entre os valores de recalque e carregamentos, a fim de exemplificar e comprovar a redistribuição de cargas provenientes da consideração da ISE.

Os resultados obtidos convergem com as pesquisas bibliográficas, que mostram a existência de uma redistribuição dos esforços na estrutura, o que pode ocasionar em mudanças significativas dos projetos estruturais, para o caso deste estudo, por exemplo, 49% dos pilares apresentaram um aumento das suas reações verticais, quando considerada a ISE, bem como 62% dos pilares apresentaram redução nos valores dos recalques quando considerada a ISE.

À vista disto, torna-se indubitável que a utilização da ISE mesmo sendo mais fatigante que os métodos convencionais, se faz necessária, em virtude da perspectiva mais realista de análise de esforços que o método proporciona ao projeto estrutural.

Contudo, existem algumas dificuldades na aplicabilidade deste método, que é a necessidade da integração entre engenheiro projetista e o engenheiro de fundações, uma vez que para um bom dimensionamento estrutural, faz-se necessário a obtenção de parâmetros geotécnicos, previsão de recalques e capacidade de carga, dados estes que devem ser fornecidos pelo engenheiro geotécnico. Porém, na maioria dos casos esse contato não existe, ou não têm dados suficientes do solo, impossibilitando que esse tipo de análise seja realizada, e a estrutura acaba sendo calculada considerando a base engastada.

REFERÊNCIAS

ANTONIAZZI, J. P. **Interação solo-estrutura de edifícios com fundações superficiais.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2011.

AOKI, N.; CINTRA, J.C.A. **Influência da variabilidade do maciço de solos no comprimento de estacas.** In: SEFE III-3º Seminário Engenharia Fundações Especiais, São Paulo. Anais, São Paulo, p.173-183, 1996.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6023: Informação e documentação: Referências.** Rio de Janeiro, 2002.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento.** Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122: Projeto e execução de Fundações.** Rio de Janeiro, 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681: Ação e segurança nas estruturas.** Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8800: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios.** Rio de Janeiro, 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 10520: apresentação de citações em documentos.** Rio de Janeiro, 2002.

BJERRUM, L. **“Discussion”.** European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Wiesbaden, v.2, p.135, 1963.

BOUSSINESQ, J. **Application des potentiels à l'étude de l'équilibre et du mouvements des solides élastiques.** Gauthier-Villard, Paris, 1885.

BURLAND, J. B.; BROMS, B.B.; MELLO, V.F.B. **Behaviour of foundations and structures**. In: INT. CONF. ON SOIL MECH. AND FOUND. ENGG., 9., Tóquio. Anais..., Ico-somef: Tóquio, 1977. V.2, p. 495-546.

CAMPOS, J. C. **Elementos de Fundações em Concreto**. São Paulo: Oficina de Textos, 2015.

CHAMECKI, S. **Calcul des tassements progressifs des fondations em tenant compte de l'interaction des structures et du sol**. In: Annales de l'ITBTP, n°261, 1969.

CINTRA, J.C.A.; AOKI, N.; ALBIERO, J.H. **Fundações diretas: Projeto geotécnico**. São Paulo: Oficina de Textos, 2011.

CINTRA, J.C.A.; AOKI, N. **Fundações por estacas: Projeto geotécnico**. São Paulo: Oficina de Textos, 1996.

COSTA NUNES, A.J. **Curso em Mecânica dos Solos e Fundações**. Editora Globo,1956.

DA CRUZ, V. M.; GALVÃO, A. S. **Influência da interação solo-estrutura na redistribuição de esforços internos em pórticos tridimensionais utilizando software computacional**. Simpósio de Mecânica Computacional. 8 ed. Vitória, 2018.

FERNANDES, M.M. **Mecânica dos Solos: Introdução à Engenharia Geotécnica**, v.2, cap.5. São Paulo: Oficina de Textos, 2014.

FONTE, A. O.C.; JUCÁ, J.F.T.; PONTES FILHO, J.D.S. **Interação solo-estrutura em edifícios altos**. In: X COBRAMSEF/1° SBMR,1994, Foz do Iguaçu. Anais...Foz do Iguaçu, Paraná,1994.

FONTE, A. O.C.; JUCÁ, J.F.T.; PONTES FILHO, J.D.S. **Building performance founded on na improved sand in Recife, Brazil**. In: Geotechnical Special Publication, n.40, ASCE, v.2, p.12021213, 1994.

GIL, A.C. **Métodos e técnicas de pesquisa social**. 4 ed. São Paulo: Atlas, 1994.

GODOY, N.S. **Fundações: Notas de Aula, Curso de Graduação.** São Carlos (SP): Escola de Engenharia de São Carlos-USP, 1972.

GOSHY, B. **Soil-foundation-structure interaction.** Journal of the Structural Division, ASCE, vol. 104, n ST5, p.749-761, 1978.

GUSMÃO, A. D. **Aspectos relevantes da interação solo-estrutura em edificações.** Solos e Rochas, São Paulo, v. 17, n. 1, p.47-55, abr. 1994. 15.

GUSMÃO, A. D. **Estudo da interação solo-estrutura e sua influência em recalques de edificações.** Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, 1990.

GUSMÃO, A.D.; GUSMÃO FILHO, J.A. **Avaliação da influência da interação solo-estrutura.** In: X COBRAMSEF, Foz de Iguaçu, PR, ABMS, Anais...v.1, p.68-74, 1994.

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

KHOURI, M. E. **Contribuição ao projeto de pilares de pontes de concreto armado com consideração das não-linearidades física e geométrica e interação solo – estrutura.** Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2001.

LOPES, F.R.; GUSMÃO, A.D. **On the influence of soil-structure interaction in the distribution of foundation loads and settlements.** In: EUROPEAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 10, Firenze, 1991. Proceedings. Rotterdam, A.A. Balkema, v.2, p.505-9, 1991.

LUCENA, A. E. F. L. **Monitoramento de Recalques de Edifícios e Avaliação da Interação Solo-Estrutura.** 2003. 125 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Campina Grande, Campina Grande, 2003. 18.

LUCENA, A. E. F. L.; BEZERRA, R. L.; GUSMÃO, A. D. **Monitoramento de Recalques de Edifícios sobre Fundações Diretas desde o Início da Construção e Avaliação da Interação Solo-Estrutura**. Solos e Rochas, São Paulo, v. 27, n. 3, p.212-229, jan. 2004.

MARANGON, M. **“Mecânica dos Solos II: Programação da disciplina 2020.1-Teórica”**. Faculdade de Engenharia NuGeo, São Paulo, 2018.

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

REIS, J.H.C. **Interação solo- estrutura de um grupo de edifícios com fundações superficiais em argila mole**. Dissertação de Mestrado-ESSC da USP, São Carlos, SP, 2000.

REIS, J.H.C. **Modelo de atrito estático em interfaces de contato entre concreto e areia**. Tese (Doutorado em Geotecnia) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.

SANTOS, M.K. **Estudo de interação solo-estrutura em um edifício fictício com múltiplos pavimentos**. Dissertação (Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Pernambuco, Caruaru, 2017.

SANTOS, J.A. **Obras geotécnicas: fundações por estacas- ações horizontais - elementos teóricos**. Instituto Superior Técnico da Universidade de Lisboa, 2008.

SCARLAT, A.S. **Effect of soil deformability on rigidity: related aspects of multistory buildings analysis**. ACI Struct. J., Detroit, v.90, n.2, p.156-162,1993.

SCHMERTMANN, J.H. **“Static cone to compute static settlement over sand”**, Journal of the Soil Mech. And Found. Div., ASCE, 96(SM3), p. 1011-1043,1970.

SCHMERTMANN, J.H. **“Estimating settlements”**. Guidelines for cone penetration test-performance and design, Federal Highway Administration, FHWA-TS-78-208, Jul, Cap.6, p.49-56, 1978.

SILVA, R. L. **Análise da interação solo-estrutura de um edifício com Fundações em sapatas**. Dissertação (Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Campina Grande, Campina Grande, 2018.

SILVA, E. L.; MENEZES, E. M. **Metodologia da Pesquisa e Elaboração de Dissertação**. Florianópolis: Laboratório de Ensino a Distância da UFSC, 2001.

SKEMPTON, A.W.; MACDONALD, D.H. “**Allowable Settlements of Buildings**”. Institution of Civil Engineers, Part.3, v.5, pp. 727-768, 1956.

SOUZA, R.A.; REIS, J.H. C. **Interação solo-estrutura para edifícios sobre fundações rasas**. Acta Scientiarum. Technology, Maringá, v. 30, n. 2, p.161-171, 20 out. 2008.

TEXEIRA, A.H; GODOY, N.S. “**Análise, projeto e execução de fundações rasas**”, in: HACHICH, W. et al. (ed.) *Fundações: teoria e prática*. São Paulo: Pini, Cap.7, p.227-264, 1996.

TERZAGHI, K.; PECK, R.B. **Soil mechanics in engineering practice**. New YORK: Jonh Wiley and Sons,1967.

VARGAS, M. **Introdução à mecânica dos solos**. São Paulo: McGraw-Hill do Brasil, 1978.

VARGAS, M.; SILVA, F. R. **O problema das fundações de edifícios altos: experiência em São Paulo e Santos**. CONFERENCIA REGIONAL SUL-AMERICANA SOBRE EDIFÍCIOS ALTOS. Anais...Porto Alegre: 1973

VELLOSO, D. A.; LOPES, F.R. **Fundações, volume 1: Critérios de Projeto - Investigação do Subsolo - Fundações Superficiais**. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2011. 225 p.

WINKLER, E. **Die lehre von Elastizistat und Festigkeit**, Domicius. Prag, 1867.

APÊNDICE A

Figura 1-a. Planilha para dimensionamento de sapatas com cargas centradas.

DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL - SAPATA												
INFORMAÇÕES GERAIS												
TIPO	SAPATA RÍGIDA		CARGA	COMPRESSÃO CENTRADA			FILOSOFIA	TENSÃO ADMISSÍVEL				
DADOS DE ENTRADA												
DADOS DO PILAR			DADOS DO CONCRETO			DADOS DO AÇO			DADOS DO SOLO		SOLICITAÇÕES	
b2	15	cm	fck	25	MPa	TIPO	AÇO	CA-50	σ_{ult}	MPa	Gk	kN
b1	30	cm	yc	1,4		fyk	500	MPa	FSg	3	Qk	kN
			fcd	17,86	MPa	ys	1,15		σ_{adm}	0,35	Nk	218,26
			yconc	25	kN/m ³	fyd	434,78	MPa	psolo	18	Mx	kNm
			classe	CAIII		Φ	16	mm			My	kNm
			c	4	cm							
DIMENSIONAMENTO DA SAPATA												
Área da Sapata	Asap	0,655	m ²									
Dimensões da sapata (Balancos iguais)	B1	0,888	m									
	B2	0,689	m									
Área efetiva da sapata	Aef.sap	1,045	m ²									
Altura mínima da sapata	h	0,21667	m									
Ângulo do fuste c/ a horizontal	α	14,036	°									
Altura do cuscuz	h1	10	cm									
Altura da base de aterramento	h0	40	cm									
Área do tronco da pirâmide	a	0,057	m ²									
Volume da sapata	Vsap	0,463	m ³									
Peso da sapata	Gsap	11,571	kN									
Peso do solo	Gsolo	1,074	kN									
VAI UTILIZAR O VALOR CALCULADO ?				SIM								
Carga solicitante corrigida	Nsd	323,27	kN									
Altura útil	d	0,428	m									
Carga solicitante na armadura	Rsd	61,3679	kN									
CÁLCULO DAS ARMADURAS												
- ÁREA DE AÇO												
Armadura na direção B1	As.B1	1,28315	cm ² /m									
Espaçamento B1 (max)	eB1	156,694	cm									
Armadura na direção B2	As.B2	1,48575	cm ² /m									
Espaçamento B2 (max)	eB2	135,327	cm									
DETALHAMENTO DAS ARMADURAS												
- ARMADURA NA DIREÇÃO B1												
Comprimento reto B1	C reto.B1	0,790	m									
Comprimento total B1	C total.B1	117,166	cm									
- ARMADURA NA DIREÇÃO B2												
Comprimento reto B2	C reto.B2	0,940	m									
Comprimento total B2	C total.B2	132,166	cm									
VERIFICAÇÃO DAS TENSÕES NAS BIELAS												
- CARGA SOLICITANTE NA PULSÃO												
Perímetro	μ	0,9	m									
Tensão solicitante	τ_{sd}	0,839	MPa									
Parâmetro	α_v	0,9	-									
Carga resistente	τ_{Rd2}	4,339	MPa									
$\tau_{Rd2} > \tau_{sd}$				Verificação atendida!								
VERIFICAÇÃO DA ANCORAGEM DA ESPERA DO PILAR												
TEMOS:												
Aço	CA-50	η_1	2,25	-								
Situação de	Boa aderência	η_2	1,00	-								
Φ	16	mm	η_3	1,00	-							
Força de tração	fctd	1,282	MPa									
Resistência de aderência	fbd	2,886	MPa									
Comprimento de ancoragem básico	lb	60,2696	cm									
Comprimento de ancoragem necessário	lb.nec	42,1887	cm									
Comprimento de ancoragem superior	loc	36,1618	cm									
	Δ loc	36	cm									
com gancho de ancoragem				$lb > lb.nec$ VERDADEIRO								
				$d > lb.nec$ VERDADEIRO								
Como o comprimento disponível é maior que o necessário, a verificação é atendida!												
DIMENSIONAMENTO REALIZADO COM SUCESSO! :)												

Fonte. (CARLOS; ALVES, 2021).

ANEXO A

Tabela 1-A. Peso específico de solos arenosos (GODOY, 1972).

N _{spt}	Compacidade	Peso específico (kN / m ³)		
		Areia seca	Úmida	Saturada
< 5	Fofa	16	18	19
5 - 8	Pouca compacta			
9 - 18	Medianamente compacta	17	19	20
19 - 40	Compacta	18	20	21
> 40	Muito Compacta			

Fonte. Cintra, Aoki e Albiero (2011, p.46).

Tabela 2-A. Coeficiente $\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f3}$

Combinações de ações	Ações							
	Permanentes (g)		Variáveis (q)		Protensão (p)		Recalques de apoio e retração	
	F	D	G	T	F	D	D	F
Normais	1,4 ^a	1	1,4	1,2	1,2	0,9	1,2	0
Especiais ou de construção	1,3	1	1,2	1	1,2	0,9	1,2	0
Excepcionais	1,2	1	1	0	1,2	0,9	0	0
<p>Onde</p> <p>D é desfavorável F é favorável, G representa as cargas variáveis em geral e T é a temperatura.</p> <p>^a Para as cargas permanentes de pequena variabilidade, como o peso próprio das estruturas, especialmente as pré-moldadas, esse coeficiente pode ser reduzido para 1,3.</p>								

Fonte. ABNT NBR 6118 (2014).

Tabela 3-A. Valores do coeficiente γ_{f2} .

Ações		γ_{f2}		
		Ψ_0	$\Psi_1^{1)}$	Ψ_2
Cargas acidentais de edifícios	Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoa. ²⁾	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevada concentração de pessoas. ³⁾	0,7	0,6	0,4
	Biblioteca, arquivos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
Vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura	Variações uniformes de temperatura em relação á média anual local	0,6	0,5	0,3
¹⁾ Para os valores de Ψ_1 relativos às pontes e principalmente aos problemas de fadiga, ver seção 23. ²⁾ Edifícios residenciais. ³⁾ Edifícios comerciais, de escritórios, estações e edifícios públicos.				

Fonte. ABNT NBR 6118 (2014).