



**FAPAC - FACULDADE PRESIDENTE ANTÔNIO CARLOS
INSTITUTO TOCANTINENSE PRESIDENTE ANTÔNIO CARLOS PORTO LTDA
ENGENHARIA CIVIL**

MARCOS FELIPE DE ARAÚJO BARBOSA

**INFLUÊNCIA DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA EM EDÍFICIOS DE
CONCRETO ARMADO SOBRE FUNDAÇÃO SUPERFICIAL**

**PORTO NACIONAL - TO
2019**

MARCOS FELIPE DE ARAÚJO BARBOSA

**INFLUÊNCIA DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA EM EDIFÍCIOS DE
CONCRETO ARMADO SOBRE FUNDAÇÃO SUPERFICIAL**

Projeto de conclusão do curso de Engenharia Civil da FAPAC/ITPAC PORTO NACIONAL como requisito parcial para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Área: Estruturas e Geotécnica

Orientador: Douglas Freitas Augusto dos Santos.

**PORTO NACIONAL - TO
2019**

MARCOS FELIPE DE ARAÚJO BARBOSA

**INFLUÊNCIA DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA EM EDIFÍCIOS DE
CONCRETO ARMADO SOBRE FUNDAÇÃO SUPERFICIAL**

Projeto de pesquisa submetido ao curso de Engenharia Civil do Instituto Tocantinense Presidente Antônio Carlos Porto Ltda., como requisito parcial para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Monografia apresentada e defendida em ____/____/____ pela Banca examinadora constituída pelos professores:

Professor: Me. Douglas Freitas Augusto dos Santos (Orientador)

Professor: Me. Flávio Vieira da Silva Júnior

Professor: Alesi Mendes Teixeira

**PORTO NACIONAL - TO
2019**

RESUMO

A análise da interação solo-estrutura (ISE) é um importante parâmetro para se considerar, de forma mais próxima, o comportamento real do sistema estrutural e geotécnico em termos globais. Foi realizado um estudo da ISE com modelos computacionais feitos no software SAP2000 utilizando o método dos elementos finitos (MEF) considerando vigas e pilares como elementos de barra, a laje foi modelada como elemento de casca (shell) e as sapatas isoladas como elementos de casca espesso, basicamente será analisado essa interação em dois modelos de edifícios de concreto armado. O primeiro modelo considera o solo como um apoio indeslocável, ou seja, a superestrutura engastada na fundação. Já o segundo modelo é considerado a superestrutura e infraestrutura como um corpo único e na fundação são aplicados coeficientes de mola simulando as reações do solo. Os resultados de interesse são os deslocamentos laterais dos edifícios, os recalques diferenciais, os esforços normais, momentos fletores, modos de vibração e frequência natural. Logo após a análise dos parâmetros será possível concluir as vantagens da utilização da análise da interação solo-estrutura e as considerações dos elementos e das condições impostas aos projetos.

Palavras Chaves: Interação Solo-Estrutura. SAP 2000. Concepção Estrutural

ABSTRACT

The analysis of the soil-structure interaction (ISE) is an important parameter to consider, in a closer way, the actual behavior of the structural and geotechnical system in global terms. A study was carried of the soil-structure interaction with computational models made in the SAP2000 software was carried out using the finite element method (MEF) considering beams and columns as bar elements, the slab was modeled as a shell element and the shoes isolated as elements of thick shell, basically will be analyzed this interaction in two models of buildings of reinforced concrete. The first model considers the ground as an indeslocável support, that is, the superstructure embedded in the foundation. The second model is considered the superstructure and infrastructure as a single body and in the foundation are applied spring coefficients simulating the soil reaction. The results of interest are the lateral displacements of the buildings, differential pressures, normal stresses, bending moments, modes of vibration and natural frequency. Soon after the analysis of the parameters, it will be possible to conclude the advantages of using the soil-structure interaction analysis and the considerations of the elements and conditions imposed on the projects.

Keywords: Soil-Structure Interaction. SAP2000. Structural Conception.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Recalque versus Rigidez.	15
Figura 2 - Uniformização dos recalques.	16
Figura 3 - Ábacos para determinação de μ_0 e μ_1 .	22
Figura 4 - Esquema para cálculo do recalque com duas camadas de solo.	23
Figura 5 - Propagação da tensão da sapata fictícia para a segunda camada.	25
Figura 6 - Fator de Influência na deformação.	27
Figura 7 - Efeito P-Delta devido ação do vento.	35
Figura 8 - Mapa de isopletras da velocidade básica (V_0).	37
Figura 9 - Sistema massa-mola amortecido com múltiplos graus de liberdade.	41
Figura 10 - Planta baixa da edificação.	43
Figura 11 - Dimensões da sapata sob pilar.	47
Figura 12 - Dimensões da sapata sob pilar, em corte esquemático.	48

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Definição de categorias para determinação do coeficiente S_2 .	38
Quadro 2 - Dimensões da edificação.	38
Quadro 3 - Valores mínimos do fator estatístico S_3 .	39
Quadro 4 - Cronograma da pesquisa.	51

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Fator de influência I_p .	20
Tabela 2 - Fator α .	21
Tabela 3 - Fator K.	21
Tabela 4 - Coeficiente de Poisson.	30
Tabela 5 - Parâmetros meteorológicos.	38
Tabela 6 - Carregamento vertical.	44

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	11
2 OBJETIVOS	12
2.1 OBJETIVO GERAL	12
2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	12
3 REFERENCIAL TEÓRICO	13
3.1 INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA	13
3.1.1 Rigidez referente à estrutura-solo	13
3.1.2 Influência das edificações vizinhas	15
3.1.3 Processo construtivo	16
3.1.4 Número de pavimentos	17
3.1.5 Planta da edificação	17
3.1.6 Cintas estruturais	17
3.2 RECALQUES	17
3.2.1 Tipos de recalques	18
3.2.2 Previsão de recalque em sapatas	19
3.2.2.1 Estimativa de recalque imediato em meio elástico homogêneo	19
3.2.2.1.1 Camada semi-infinita	20
3.2.2.1.2 Camada finita	21
3.2.2.1.3 Multicamadas	23
3.2.2.2 Recalque imediato em meio elástico não homogêneo pelo método de Schmertmann (1970)	26
3.3 OBTENÇÃO DO COEFICIENTE DE REAÇÃO VERTICAL DO SOLO	28
3.3.1 Recalque vertical estimado	29
3.4 ESTABILIDADE GLOBAL	31
3.4.1 Não linearidade física	31
3.5 AÇÕES DO VENTO	36
3.5.1 Influência do vento de acordo com a NBR 6123 (2003)	36
3.6 MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS (MEF)	39
3.7 ANÁLISE DOS MODELOS DINÂMICOS LINEARES	40
3.7.1 Sistema com múltiplos graus de liberdade	40

4 METODOLOGIA	43
4.1 DESCRIÇÃO DO EDIFÍCIO	43
4.2 DIMENSIONAMENTO DA FUNDAÇÃO	46
4.3 MÉTODOS PARA A OBTENÇÃO DO COEFICIENTE DE REAÇÃO VERTICAL	48
4.4 MODELO I	49
4.5 MODELO II	50
5 RESULTADOS ESPERADOS	51
6 CRONOGRAMA	52
REFERÊNCIAS	53
ANEXO A - LAUDO DE SONDAGEM SPT	57

1 INTRODUÇÃO

Muitas inovações têm surgido na Engenharia Civil, desde o descobrimento de novos métodos construtivos, materiais, tecnologias e softwares cada vez mais avançados o que têm possibilitado a construção de estruturas maiores e mais sofisticadas. Entretanto ainda está longe de se conhecer todas as reais situações que ocorrem nas edificações e suas aplicações, de forma mais consistente. Na maioria dos escritórios de projetos estruturais, a superestrutura é dimensionada separada da infraestrutura, considerando o solo como um maciço de apoio indeslocável, homogêneo e isotrópico (ANTONIAZZI, 2011).

O estudo da interação solo estrutura (ISE) é um assunto muito complexo e trabalhoso, pois necessita de um processo iterativo entre a superestrutura, infraestrutura e o maciço de solo o que faz com que esse tema seja desconsiderado pela maioria dos projetistas. Porém a desconsideração da ISE poderá acarretar em um dimensionamento menos eficiente, uma vez que, os esforços irão se redistribuir e deslocamentos maiores podem surgir (MAROSINI; NAVIA; CUNHA; 2014).

O método teórico mais eficiente seria obter a deformação do solo pelo processo da análise interativa tridimensional, pois o maciço do solo, a subestrutura e a superestrutura tornam-se um único sistema. Entretanto uma maneira mais simplificada de quantificar o efeito da deformabilidade dos solos, embora menos precisa que a análise interativa, consiste em considerar uma série de molas discretas sob a base da fundação (SCARLAT, 1993).

2 OBJETIVOS

2.1 OBJETIVO GERAL

Este trabalho tem como intuito analisar a interação solo-estrutura (ISE) em edifício de concreto armado sobre fundação superficial do tipo sapata isolada.

2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Comparar o modelo com apoio indeslocável e o modelo com ISE;
- Verificar a influência da ISE nas tensões e deformações dos pilares por meio da análise dos métodos de elementos finitos (MEF);
- Verificar a redistribuições dos esforços ocasionados pela consideração da ISE;
- Analisar os efeitos de segunda ordem global através do parâmetro Γ_{m2} ;

3 REFERENCIAL TEÓRICO

A grande importância de se analisar a influência da interação solo-estrutura na segurança de uma obra civil é demonstrada com base em que a mesma estrutura, submetida aos mesmos carregamentos, apresenta reações de apoio que divergem entre si, com as diferentes condições particulares do maciço de solo em que está locada (REIS, 2000).

No presente, qualquer que seja o modelo analisado pelo projetista na discretização da estrutura de uma edificação, esta considerada como apoiada em uma superfície indeformável, utiliza-se modelos com as fundações consideradas engastadas (HOLANDA JR, 1998).

3.1 INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA

Os fundamentos encontrados em diversos trabalhos acadêmicos relatam que a Interação Solo-Estrutura, é influenciada pela rigidez tanto do solo quanto da estrutura, a interferência do número de pavimentos, a presença de cintas, o acréscimo da rigidez devido à forma geométrica da planta da edificação e a atuação de edificações vizinhas. Para mais, as etapas de construção podem gerar recalques e reações divergentes a medida que o edifício vai sendo construído.

3.1.1 Rigidez referente à estrutura-solo

A incorporação física entre elementos estruturais como, lajes, vigas e pilares, proporciona um importante valor de rigidez ao edifício, fazendo com que os recalques diferenciais sejam mais moderados, da mesma maneira que, sua deformação mais amena.

Lopes e Gusmão (1991), analisaram o comportamento de um pórtico de concreto armado modelado sobre um solo de característica elástica, para avaliar a ordem de grandeza dos recalques, apresentando, assim, o cálculo do parâmetro rigidez relativa estrutura-solo (K_{ss}), de acordo com a equação 1.

$$K_{ss} = \frac{E_c \cdot I_b}{E_s \cdot l^4} \quad \text{Equação 1}$$

Onde,

E_c - módulo de elasticidade do material da estrutura;

E_s - módulo de elasticidade do solo;

I_b - momento de inércia da viga típica;

l - comprimento do vão entre pilares.

Sendo assim, esta mesma rigidez relativa, foi melhor detalhada por Meyerhof (1953), onde são relacionadas as rigidezes do solo e da superestrutura, conforme a equação 2.

$$K_{ss} = \frac{K_e}{K_s} = \frac{n \cdot \sum \frac{E_c \cdot I}{l^4}}{E_s} \quad \text{Equação 2}$$

Onde,

K_e - rigidez da superestrutura;

K_s - rigidez do solo;

n - número de pavimentos;

E_c - módulo de elasticidade do material da estrutura;

E_s - módulo de elasticidade do solo;

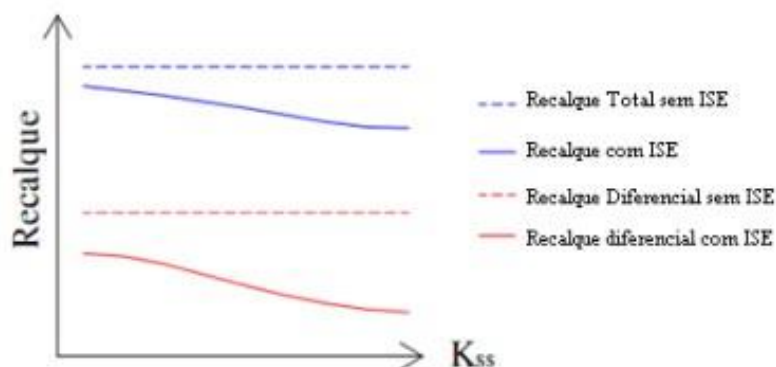
I - momento de inércia da seção transversal de cada viga;

l - comprimento dos vãos.

A viga típica ou equivalente utilizada em Lopes e Gusmão (1991), conforme se vê em Meyerhof (1953), é, portanto, uma viga com resistência à flexão é igual a soma das rigidezes à flexão de todas as barras que compõem o pórtico avaliado.

Comprovando então o trabalho elaborado por Meyerhof (1953), Lopes e Gusmão (1991) concluíram que o aumento da rigidez relativa estrutura-solo (K_{ss}) reduz o valor do recalque total, e com uma redução maior em relação ao recalque diferencial, como pode ser visualizado na Figura 1.

Figura 1 - Recalque versus Rigidez.



Fonte: Lopes e Gusmão (1991).

3.1.2 Influência das edificações vizinhas

Um dos pioneiros no estudo da influência das edificações vizinhas no comportamento dos recalques foi Costa Nunes (1956), onde o mesmo determinou que os carregamentos provenientes das construções vizinhas poderiam ser divididos em quatro tipos de avaliação, de acordo com as descrições a seguir.

Tipo I: edifícios construídos relativamente ao mesmo tempo. Existe uma sobreposição, no encontro dos bulbos de tensões ocasionado pelas fundações dos prédios, sendo assim, esta a região em que se concentra as tensões maiores e com tendência ao tombamento de um edifício em relação ao outro.

Tipo II: prédios construídos em períodos diferentes. Neste caso ocorre um pré-adensamento do solo, causado pelo edifício primeiramente executado. Quando se inicia a construção do segundo prédio, surge então um aumento das tensões no maciço de solo, e conseqüentemente crescendo os recalques do edifício já construído.

Tipo III: construção entre dois prédios já existentes. O edifício construído ao meio, provoca um aumento de tensões no maciço, ocasionando recalques nos prédios existentes e conseqüentemente seus tombamentos em sentidos opostos. Assim uma forma de minimizar os efeitos das tensões e recalques, seria se as edificações vizinhas fossem de porte semelhante à central.

Tipo IV: construção de dois prédios vizinhos a um já existente. O edifício construído primeiro ocasionará o pré - adensamento do maciço, dessa forma, os prédios

novos, ao serem edificados, sofrerão tombamento no sentido da edificação central.

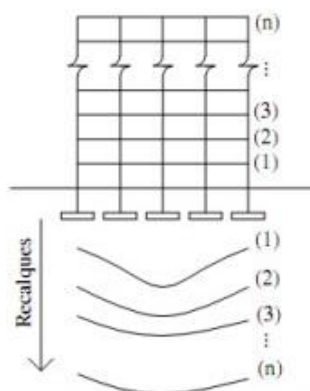
3.1.3 Processo construtivo

Após estudos envolvendo a interação solo-estrutura, é comumente adotada a simplificação dos carregamentos, em que se considera o mesmo somente atuando após o término da construção. Sabe-se que a estrutura tem sua rigidez aumentada de maneira significativa com o aumento do número de pavimentos. Sendo assim, importante considerar de fato todo o processo construtivo para analisar a interação solo-estrutura (ANTONIAZZI, 2011).

De acordo com Antoniazzi (2011) a consideração da sequência construtiva na análise estrutural, basicamente se resume em aplicar o carregamento na estrutura de forma gradativa, ou seja, as cargas são acrescidas à medida que cada pavimento vai sendo construído. Contudo, os esforços solicitantes vão sendo somados a cada etapa construtiva.

Gusmão e Gusmão Filho (1994), monitoraram edifícios em Recife-PE, desde o momento em que começaram a erguê-los até o final da obra, e leituras constataram que houve um aumento dos recalques de acordo com que as forças atuantes nos pilares eram adicionadas, neste mesmo trabalho, os autores observaram juntamente com o progresso da construção, que a rigidez da estrutura aumentou e como consequência disto uma tendência para uniformização dos recalques e redistribuição das cargas no maciço de solo, de acordo com a Figura 2.

Figura 2 - Uniformização dos recalques.



Fonte: Gusmão e Gusmão Filho (1994).

3.1.4 Número de pavimentos

Segundo Gusmão e Gusmão Filho (1994), a rigidez da estrutura tende a um valor final com o aumento progressivo do número de pavimentos. Fato ocorrido devido à interação solo-estrutura, a qual faz com que os recalques, a partir desse ponto, tornam-se dependentes apenas do carregamento.

Edificações de médio a alto porte (mais de 8 pavimentos) podem ter seus recalques e distorções angulares reduzidas de 30 a 60% de acordo com a contribuição da rigidez do conjunto solo-estrutura (GUSMÃO FILHO, 1998).

De acordo com Iwamoto (2000), o aumento do número de pavimentos, leva o edifício a possuir uma estrutura mais rígida, contudo, não possui um crescimento em si linear, pois, os primeiros pavimentos possuirão maiores influências na rigidez, observando assim uma redução dos recalques.

3.1.5 Planta da edificação

Para um mesmo maciço de solo, o efeito da forma em planta da edificação pode tender a uniformizar os recalques, principalmente em estruturas flexíveis (GUSMÃO, 1990). De acordo com o trabalho de Barata (1986), quanto mais próxima a planta do edifício for de um quadrado, maior será a tendência à uniformização dos recalques na estrutura.

3.1.6 Cintas estruturais

Segundo Velloso e Lopes (2011), as cintas estruturais possuem importantes funções em uma edificação, como por exemplo, evitar deslocamentos horizontais das fundações, absorver grandes parcelas de momentos fletores, limitando as rotações e consequentemente contribuem para a estabilidade global da estrutura.

3.2 RECALQUES

Apesar de que o enfoque principal do trabalho não é este, para se entender melhor o funcionamento da interação solo-estrutura é necessário ter conhecimento

relacionado às teorias de recalques. Também, as fórmulas apresentadas para a previsão dos recalques serão utilizadas para determinar os coeficientes de reação vertical do solo, dos modelos estruturais desenvolvidos para este trabalho.

De acordo com Cintra, Aoki e Albiero (2011) os recalques são deslocamentos verticais no sentido para baixo, que acontecem nos pontos de apoio de uma estrutura devido à deformabilidade do maciço de solo presente entre a base da sapata até uma superfície considerada indeslocável, como por exemplo a rocha sã. Os deslocamentos que surgem, são devidos às deformações do solo por diminuição de volume e/ou mudança geométrica do maciço de solo confinado neste espaço.

3.2.1 Tipos de recalques

Em qualquer estrutura apoiada no solo, podem ocorrer recalques, sejam eles totais e diferenciais. O recalque total (ρ) diz respeito ao deslocamento integral em um dos apoios da edificação ou da estrutura como um todo. O recalque diferencial (δ), é basicamente a diferença entre os recalques totais de duas fundações na mesma estrutura analisada. Visto que em um projeto pode existir diferentes modelos para as fundações, além de solicitações variadas e diferentes características do solo, os recalques são irregulares e, sendo assim, surgindo os recalques diferenciais (MENDES, 2016).

Segundo Cintra, Aoki e Albiero (2011), o recalque total de uma fundação pode ser dividido em duas partes, conforme a equação 3.

$$\rho = \rho_c + \rho_i \quad \text{Equação 3}$$

Onde,

ρ - recalque total;

ρ_c - recalque por consolidação;

ρ_i - recalque imediato.

O recalque por consolidação é extremamente importante para o tipo de solo, argila saturada, e acontece por meio da dissipação da poropressão ao longo do tempo com a diminuição da água em seu interior e consequente redução do índice de

vazios. Para casos com areias e argilas ligeiramente sobreadensadas em que as tensões que sejam aplicadas forem menores que a tensão de pré-adensamento, esta modalidade de recalque pode ser desconsiderada Cintra, Aoki e Albiero (2011 apud MENDES, 2016).

Diferentemente do recalque por adensamento, que pode levar bastante tempo para acontecer, o recalque imediato, como próprio nome sugere, acontece de forma muito veloz, quase que considerado instantâneo ao carregamento. O índice de vazios do solo não se altera com este tipo de recalque, pois as deformações são constantes em relação ao volume, sendo assim comprovando que há uma distorção no solo (MENDES, 2016).

3.2.2 Previsão de recalque em sapatas

Para se obter a previsão de recalque em sapatas, Velloso e Lopes (2011), dividiram em três grupos, os métodos mais utilizados:

- a. método racional;
- b. método semiempírico;
- c. método empírico.

O método racional, é utilizado levando em consideração parâmetros de deformabilidade do solo obtidos através de ensaios em laboratório ou *in situ* e a geometria da fundação. Já no método semiempírico, os parâmetros obtidos do solo são por meio de correlações com ensaios de penetração *in situ*, como por exemplo, CPT e SPT. Por último, nos métodos empíricos, são utilizadas tabelas contendo valores de tensões admissíveis tipicamente usados, a fim de limitar os recalques que surgirão na fundação.

Sendo assim, este trabalho somente irá considerar os efeitos dos recalques imediatos, determinados a partir de métodos racionais para a construção dos modelos a serem analisados, não levando em consideração os recalques por adensamento.

3.2.2.1 Estimativa de recalque imediato em meio elástico homogêneo

Segundo Antoniazzi (2011), o recalque imediato considera a forma, a rigidez, e as dimensões das sapatas, estas consideradas sobre um meio elástico

homogêneo, com módulo de deformabilidade constante com a profundidade da camada.

3.2.2.1.1 Camada semi-infinita

De acordo com Cintra, Aoki e Albiero (2011), para casos de camada semi-infinita em um meio elástico homogêneo, como por exemplo argilas sobreadensadas, o recalque imediato pode ser calculado de modo geral através da equação 4.

$$\rho = \sigma B \left[\frac{1 - \nu^2}{E_s} \right] \cdot I_p \quad \text{Equação 4}$$

Onde,

ρ - recalque imediato;

σ - tensão média na superfície de contato entre a placa e o solo;

B - menor lado de uma sapata retangular ou quadrada ou diâmetro de uma sapata com base circular;

E_s - módulo de deformabilidade do solo;

ν - coeficiente de Poisson do solo;

I_p - fator de influência, que depende da rigidez e forma da sapata, conforme a Tabela 1.

Tabela 1 - Fator de influência I_p .

Forma	Sapata Flexível			Sapata 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	
*borda				

Fonte: Adaptado de Perloff e Baron (1976).

Conforme Teixeira e Godoy (1996), o módulo de deformabilidade do solo pode ser considerado por meio de correlações com o N_{spt} , conforme a equação 5.

$$E_s = \alpha \cdot K \cdot N_{spt}$$

Equação 5

Onde, α e K , são fatores de correlação que dependem do tipo de solo, encontrados na Tabela 2 e Tabela 3, respectivamente, propostos por Teixeira e Godoy (1996).

Tabela 2 - Fator α .

Tipo de solo	α
Areia	3
Silte	5
Argila	7

Fonte: Adaptada de Teixeira e Godoy (1996).

Tabela 3 - Fator K .

Tipo de solo	K
Areia com pedregulhos	1,10
Areia	0,90
Areia siltosa	0,70
Areia argilosa	0,55
Silte arenoso	0,45
Silte	0,35
Argila arenosa	0,30
Silte argiloso	0,25
Argila siltosa	0,20

Fonte: Adaptada de Teixeira e Godoy (1996).

3.2.2.1.2 Camada finita

De acordo com Cintra, Aoki e Albiero (2011), uma camada pode ser considerada finita quando o meio elástico homogêneo possui uma espessura limitada em que logo pode se encontrar um material pouco deformável, como a base rochosa.

Janbu et al. (1956 *apud* CINTRA; AOKI; ALBIERO, 2011) determinam o recalque médio para uma camada finita conforme a equação 6.

$$\rho = \mu_0 \mu_1 \frac{\sigma B}{E_s} \quad \text{Equação 6}$$

Onde,

ρ - recalque imediato;

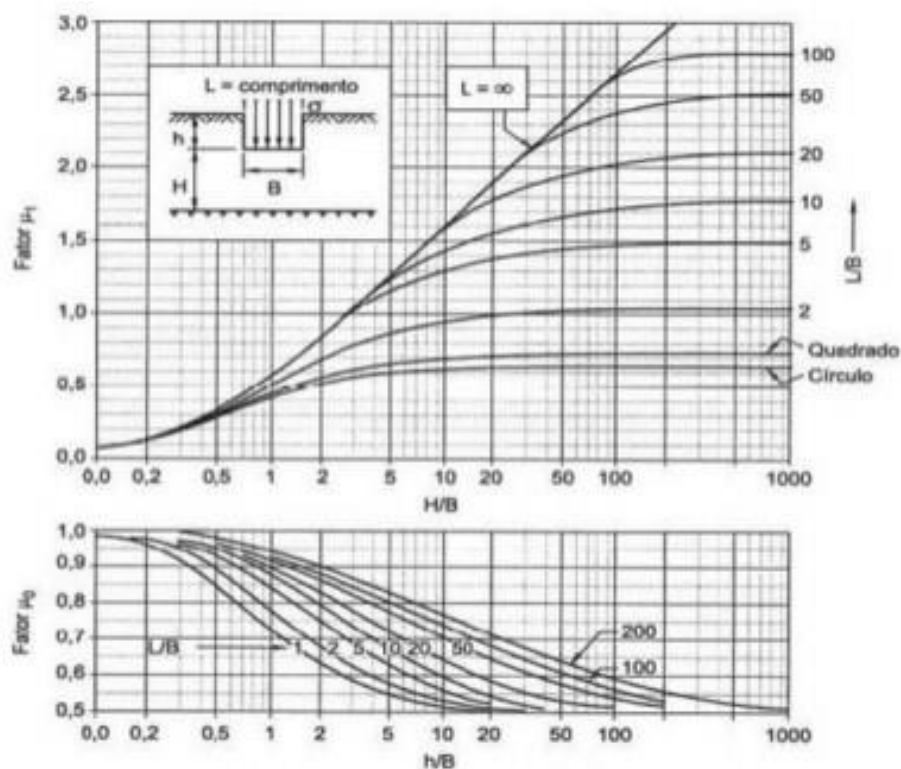
μ_0 e μ_1 - fatores de influência, adimensionais, que consideram fatores como, embutimento (h), espessura da camada (H) e as dimensões da sapata, conforme a Figura 3;

σ - tensão média na superfície de contato entre a placa e o solo;

B - menor lado de uma sapata retangular ou quadrada ou diâmetro de uma sapata com base circular;

E_s - módulo de deformabilidade do solo.

Figura 3 - Ábacos para determinação de μ_0 e μ_1 .



Fonte: Mendes (2016).

3.2.2.1.3 Multicamadas

É muito raro encontrar uma camada de solo de espessura considerável, com características totalmente uniformes. Geralmente o solo é composto de várias camadas com propriedades e inclusive módulos de deformabilidade diferentes. Cintra, Aoki e Albiero (2011) apresentou três métodos possíveis para solucionar este problema, são eles:

- a. camada hipotética;
- b. sapata fictícia;
- c. média dos módulos.

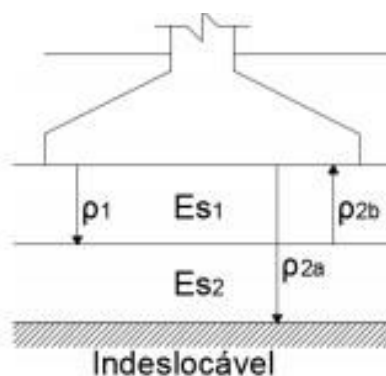
Na camada hipotética necessita-se calcular o recalque de cada camada para então se obter os valores finais, através de uma somatória dos recalques individuais, como mostra a equação 7.

$$\rho = \sum_i^n \rho_i$$

Equação 7

Pegando como exemplo um modelo com duas camadas para representar o método, porém podendo expandir para os demais casos, conforme a Figura 4.

Figura 4 - Esquema para cálculo do recalque com duas camadas de solo.



Fonte: Mendes (2016)

No cálculo do recalque da primeira camada (p_1) é utilizado o princípio básico da camada finita, considerando o início da segunda camada como uma base indeslocável. Para a segunda camada, Simons e Menzies (1981) sugeriram calcular

primeiramente o recalque de uma camada hipotética considerando a soma das espessuras das duas camadas (p_{2a}) e o módulo de deformabilidade do solo da segunda camada (E_{s2}). Posteriormente subtrair o recalque do espaço excedente da camada (p_{2b}) utilizando ainda o módulo de deformabilidade E_{s2} . Sendo assim, deduzindo-se o que se tem na equação 8, foi possível estabelecer a equação 8 para duas camadas.

$$\rho = \rho_1 + \rho_2 = \rho_1 + (\rho_{2a} - \rho_{2b}) \quad \text{Equação 8}$$

Ainda assim, levando em consideração o caso de n camadas de solo, a solução pode ser generalizada por meio da equação 9.

$$\rho = \rho_1 + \sum_{i=2}^n (\rho_{ia} - \rho_{ib}) \quad \text{Equação 9}$$

Onde,

ρ - recalque imediato total da fundação;

ρ_1 - recalque da primeira camada;

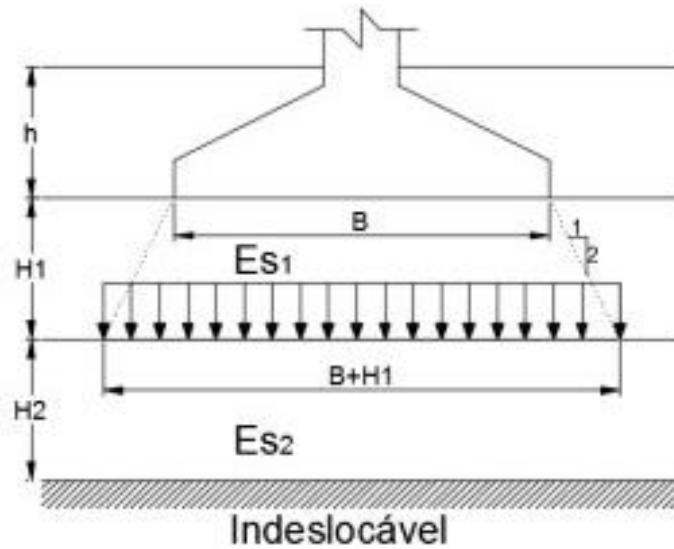
ρ_{ia} - recalque da camada hipotética i , considerada da base da fundação até o indeslocável;

ρ_{ib} - recalque do trecho excedente da camada hipotética i , considerada da base da sapata até o início da camada i .

Segundo Mendes (2016) o método da camada hipotética, explicado logo acima, é considerado por muitos autores como o mais correto dentro os métodos analisados, matematicamente exato e dentro das limitações da geotecnia. Entretanto, desconsiderando a primeira camada, para as demais é necessário calcular os valores de u_0 e u_1 novamente, e como estes valores são obtidos através de ábacos, se torna algo mais trabalhoso.

Sendo assim, para simplificar os cálculos do recalque nestas camadas de solo, pode-se considerar uma sapata fictícia apoiada no topo de cada uma, porém quanto mais profundas forem as camadas, proporcionalmente maiores serão as dimensões das sapatas fictícias, considerando um fator de projeção de 1:2 de acordo com a Figura 5.

Figura 5 - Propagação da tensão da sapata fictícia para a segunda camada.



Fonte: Mendes (2016).

Levando em consideração o modelo criado por Mendes (2016), para sapatas fictícias em formatos retangulares e circulares, a área pode ser encontrada de acordo com as equações 10 e 11, respectivamente.

$$A_r = \left[(B + \sum H) \cdot (L + \sum H) \right] \quad \text{Equação 10}$$

$$A_c = \frac{\pi (B + \sum H)^2}{4} \quad \text{Equação 11}$$

Onde,

A_r - área da sapata retangular;

A_c - área da sapata circular;

B - base ou diâmetro da sapata;

H - altura da camada de solo;

L - lado menor da sapata retangular.

Quando se utiliza este método de sapata fictícia, tem-se que levar em consideração parâmetros voltados ao modelo, como por exemplo, o embutimento da camada n será $(h + \sum H)$ e a determinação dos parâmetros μ_0 e μ_1 também devem ser utilizadas as dimensões da sapata fictícia.

Este método de cálculo pode conduzir a resultados bem próximos dos obtidos pelo método da camada hipotética, porém, a principal dúvida fica quanto a relação de propagação das tensões que se utilizou 1:2 (CINTRA; AOKI; ALBIERO, 2011).

Por fim, de acordo com Mendes (2016) o método da média dos módulos, é o mais fácil de todos, pois considera que todas as camadas podem ser transformadas em uma única camada com o módulo de deformabilidade calculado pela média ponderada dos módulos dos solos das camadas. Sendo assim, para n camadas, o valor médio de deformabilidade do solo é dado pela equação 12.

$$E_{s,médio} = \frac{\sum_{i=1}^n H_i \cdot E_{s,i}}{\sum_{i=1}^n H_i} \quad \text{Equação 12}$$

Onde,

$E_{s,médio}$ - módulo de deformabilidade médio das camadas;

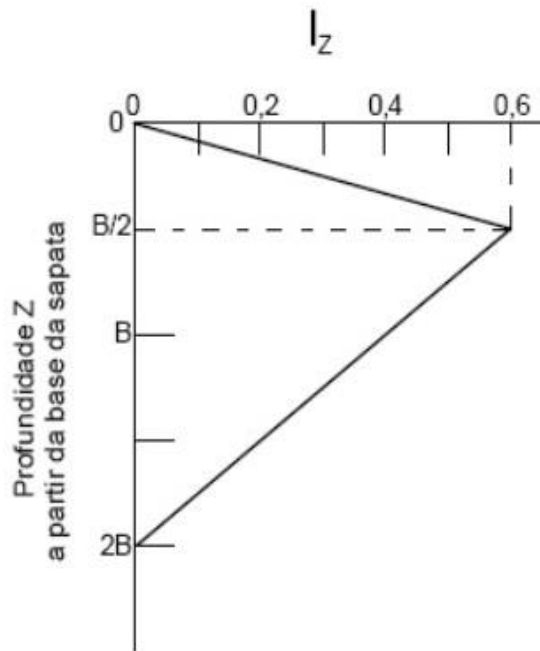
H_i - espessura da camada;

$E_{s,i}$ - módulo de deformabilidade da camada.

3.2.2.2 Recalque imediato em meio elástico não homogêneo pelo método de Schmertmann (1970)

É fundamentado na teoria da elasticidade, e divide o solo de fundação em semi-espacos elásticos, homogêneos e isotrópicos e com módulo de deformabilidade, E_s , não constante, caracterizando assim um meio elástico não homogêneo. Com análises numéricas e teóricas, foram calculadas as deformações do solo logo abaixo da sapata e definida sua distribuição de acordo com a profundidade. Diante disso, foi proposto um fator de influência na deformação, I_z , como mostra na figura 6. A imagem mostra que a deformação maior ocorrerá a uma profundidade $z=B/2$ do nível de apoio da sapata e tendem a diminuir até uma profundidade $z=2B$, onde neste ponto podem ser consideradas nulas.

Figura 6 - Fator de Influência na deformação.



Fonte: Schmertmann (1970).

Portanto, o recalque de sapatas em meio elástico não homogêneo, é determinado pelo somatório dos recalques de n subcamadas, na profundidade de 0 a $2B$, considerando os efeitos do embutimento e do tempo, conforme a equação 13.

$$\rho_d = C_1 C_2 \sigma^* \cdot \sum_{i=1}^n \left(\frac{I_z}{E_s} \Delta Z \right) \quad \text{Equação 13}$$

Sendo, $\sigma^* = \sigma - q$, o acréscimo de tensão aplicada pela sapata, onde σ = tensão atuante sob a sapata, q = tensão geostática pré-existente no solo à cota de D_f , e ΔZ = espessura de cada camada de solo. O coeficiente C_1 , que considera o embutimento da sapata no solo é dado pela equação 14.

$$C_1 = 1 - 0,5 \left(\frac{q}{\sigma^*} \right) \geq 0,5 \quad \text{Equação 14}$$

Considerando-se agora o efeito do tempo para o recalque, utiliza-se o coeficiente C_2 , de acordo com a equação 15. Para se calcular o recalque imediato, considerar $C_2 = 1$.

$$C_2 = 1 + 0,2 \log \left(\frac{t}{0,1} \right) \quad \text{Equação 15}$$

Onde,

t - tempo em anos após carregamento.

O módulo de deformabilidade do solo, E_s , é determinado através de correlações com o ensaio de penetração de cone (CPT), de acordo com o próprio autor, onde está discriminado sua origem na equação 16.

$$E_s = 2q_c \quad \text{Equação 16}$$

Sendo,

q_c - resistência de ponta encontrada através do ensaio CPT.

O autor também explica que quando não se tem valores dos resultados das resistências de ponta do ensaio CPT, pode-se correlacionar com valores de N_{spt} , de acordo com a equação 17.

$$q_c = K \cdot N_{spt} \quad \text{Equação 17}$$

Onde, o coeficiente de correlação K, pode ser encontrado através da Tabela 3.

3.3 OBTENÇÃO DO COEFICIENTE DE REAÇÃO VERTICAL DO SOLO

Para se realizar uma modelagem de uma estrutura com maior realidade à edificação construída, é preciso considerar um fator muito importante, o conhecimento das características do solo onde a edificação será implantada. Sendo assim, através destas informações se torna viável a simulação da interação solo-estrutura nos modelos estruturais, empregando-se molas (representando a deformabilidade do solo) ou impondo deslocamentos (simulação dos efeitos de recalque) (ANTONIAZZI, 2011).

As constantes de molas que representarão o solo são calculadas após a obtenção do coeficiente de reação vertical (K_v), que é somente a relação entre a tensão aplicada no solo (σ) e o recalque respectivo (ρ), de acordo com a equação 18.

$$k_v = \frac{\sigma}{\rho} \quad \text{Equação 18}$$

O método mais preciso para se considerar a deformabilidade do solo, de acordo com Scarlat (1993), seria com uma análise interativa tridimensional, com a estrutura e o solo sendo modelados como um sistema único, considerando o solo até os limites em que os efeitos de tensão possam ser praticamente nulos. Esta análise requer a aplicação de métodos numéricos, como o Método dos Elementos Finitos (MEF). Entretanto, por tamanha complexidade, acaba sendo utilizada em maioria dos casos, somente em meio acadêmico.

O coeficiente pode ser obtido através de ensaios, tabelas de valores padronizados e/ou pelo recalque vertical estimado, e tendo este último como o método utilizado para se calcular o coeficiente de reação vertical do solo (K_v) neste trabalho, porém comparando com a tabela de valores padronizados. Para os modelos analisados da ISE serão considerados modelos simplificados no lançamento das reações nas fundações. A busca por um modelo que melhor representasse o solo instigou vários autores que assim concluíram suas pesquisas afins de mostrar diferentes métodos (ANTONIAZZI, 2011).

3.3.1 Recalque vertical estimado

Nesta parte, conforme TQS (2011) são utilizadas expressões analíticas de Mindlin (1936), vistas em Poulos e Davis (1974), que são as respostas exatas de deslocamentos (d) dentro do meio contínuo semi-infinito homogêneo para um certo carregamento, porém é necessário se conhecer os valores do módulo de elasticidade e do coeficiente de Poisson do solo em cada camada.

O módulo de elasticidade é obtido conforme os valores descritos no item 3.2.2.1.1. O coeficiente de Poisson do solo pode ser determinado de acordo com a Tabela 4, valores sugeridos por Teixeira e Godoy (1996).

Tabela 4 - Coeficiente de Poisson.

Descrição do tipo de solo	v
Argila conforme SPT	*
Areia conforme SPT	*
Areia fofa (SPT ≤ 4)	0,30
Areia pouco compactada (SPT 5 a 8)	0,29
Areia medianamente compactada (SPT 9 a 18)	0,28
Areia compacta (SPT 19 a 40)	0,27
Areia muito compacta (SPT > 40)	0,26
Argila muito mole (SPT ≤ 2)	0,24
Argila mole (SPT 2 a 5)	0,23
Argila média (SPT 6 a 10)	0,22
Argila rija (SPT 11 a 19)	0,21
Argila dura (SPT > 19)	0,21

Fonte: Teixeira e Godoy (1996).

O recalque (d) abaixo da sapata carregada uniformemente constante, é determinado pela equação 19, de Poulos e Davis (1974). A expressão foi desenvolvida para se calcular o recalque apenas no vértice da sapata, assim, para se calcular o recalque em seu centro é necessário dividi-la em quatro regiões retangulares, ou seja, utiliza-se a metade do valor dos seus lados e multiplicar por quatro para obter o recalque central da sapata.

$$d = \frac{4 \cdot p \cdot b}{E} \cdot (1 - v^2) \cdot \left(A - \frac{1 - 2v}{1 - v} \cdot B \right) \quad \text{Equação 19}$$

Onde,

$$A = \frac{1}{2\pi} \left[\ln \left(\frac{\sqrt{1 + m^2 + n^2} + m^2}{\sqrt{1 + m^2 + n^2} - m^2} \right) \right] + m \cdot \ln \left(\frac{\sqrt{1 + m^2 + n^2} + 1}{\sqrt{1 + m^2 + n^2} - 1} \right) \quad \text{Equação 20}$$

$$B = \frac{\pi}{2\pi} \cdot \arctg \left(\frac{m}{n \cdot \sqrt{1 + m^2 + n^2}} \right) \quad \text{Equação 21}$$

$$m = \frac{L}{b} \quad \text{Equação 22}$$

$$n = \frac{z}{b}$$

Equação 23

Com,

p - carga uniformemente distribuída;

b - metade do menor lado da fundação;

L - metade do lado maior da fundação;

E - módulo de elasticidade;

ν - coeficiente de Poisson;

d - recalque calculado.

3.4 ESTABILIDADE GLOBAL

De acordo com Oliveira (2007), há uma tendência para que os prédios fiquem cada vez mais altos e esbeltos, ocasionando assim maiores esforços verticais e horizontais. Com base nisso, fatores importantes, que antes eram desconsiderados, hoje são fundamentais para a análise da estabilidade global, que são as não-linearidades física e geométrica e também os efeitos de 2ª ordem.

Moncayo (2011), diz que em relação à análise da estabilidade, a norma garante dois métodos para auxílio da estimativa dos esforços de segunda ordem, que são: α (alpha) e γ_z (gama z), sendo assim através destes parâmetros se consegue discriminar as estruturas em nós fixos e nós móveis.

3.4.1 Não linearidade física

A não linearidade física está ligada diretamente ao comportamento do material, no caso do concreto armado, um material não linear. O módulo de elasticidade do concreto pode ser afetado pela fluência, retração e fissuração do mesmo, então daí surge a não linearidade física do concreto (FREITAS; LUCHI; FERREIRA, 2016)

Para o estudo da estabilidade global, a norma NBR 6118 (2014), determina no item 15.7.3, a consideração da não linearidade física de maneira aproximada, tendo como rigidez dos elementos estruturais os seguintes valores:

$$\text{Lajes: } (EI)_{\text{sec}} = 0,3 \cdot E_{ci} \cdot I_c$$

Vigas: $(EI)_{sec} = 0,4 \cdot E_{ci} \cdot I_c$ para $A'_s \neq A_s$

$(EI)_{sec} = 0,5 \cdot E_{ci} \cdot I_c$ para $A'_s = A_s$

Pilares: $(EI)_{sec} = 0,8 \cdot E_{ci} \cdot I_c$

Sendo,

I_c - momento de inércia da seção bruta de concreto;

E_{ci} - módulo de elasticidade inicial do concreto, por $E_{ci} = 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}}$;

A'_s - área da armadura comprimida quando houver armadura dupla;

A_s - área da armadura tracionada;

f_{ck} - resistência característica do concreto à compressão, em MPa.

3.4.2 Não linearidade geométrica

A consideração dos efeitos da não linearidade geométrica, está relacionada às alterações que podem acontecer na geometria de cada elemento da estrutura. Do mesmo modo que a não linearidade física, esta também é determinada pela análise da estrutura deformada. Em edifícios altos, a consideração da não linearidade geométrica se torna imprescindível, pois a mesma gera um aumento dos esforços devido as cargas verticais e aos deslocamentos horizontais (FREITAS; LUCHI; FERREIRA; 2016)

3.4.3 Efeitos de 2ª ordem

Segundo Lacerda *et al.* (2014), efeitos de segunda ordem ocorrem devido a solicitações horizontais, provindas da ação do vento e/ou erros no processo construtivo, como desaprumos, falta de retilinidade e assimetria consequente dos carregamentos verticais, sendo assim os prédios de concreto armado são solicitados a flexão, e consequentemente os efeitos de segunda ordem devem ser levados em consideração nos cálculos.

Efeitos de segunda ordem são efeitos adicionais à estrutura que são gerados a partir das deformações provenientes. Sendo assim responsáveis por provocar um comportamento não linear na estrutura (FEITOSA; ALVES; FERREIRA; 2016).

De acordo com a NBR 6118 (2014) a estrutura pode ser classificada em dois tipos: nós fixos e nós móveis. Quando a estrutura apresenta uma rigidez considerável, é classificada em nós fixos, em razão disso, os deslocamentos horizontais presentes nos nós são desprezados no cálculo dos efeitos de segunda ordem. Porém, quando a estrutura se apresenta de nós móveis, os efeitos de segunda ordem são significativos afins de cálculos e devem ser considerados.

3.4.4 Coeficiente alfa - α

Com o uso do coeficiente alfa, é possível obter um valor da deformação horizontal da estrutura, que irá avaliar os efeitos de segunda ordem do prédio. Sendo assim, estabelecido um limite para o parâmetro, onde se encontrado valores extrapolados aos limites, torna-se então necessário a consideração dos efeitos de segunda ordem (OLIVEIRA, 2007).

Segundo a ABNT 6118 (2014, pg. 104), o item 15.5.2 esclarece sobre o parâmetro de instabilidade α , informa que uma estrutura reticulada simétrica pode ser considerada como sendo de nós fixos se o valor de α for menor que o valor α_1 , conforme a equação 24.

$$\alpha = H_{tot} \sqrt{\frac{N_k}{(E_{cs}I_c)}} \quad \text{Equação 24}$$

Onde,

$$\alpha_1 = 0,2 + 0,1n \quad \text{se: } n \leq 3$$

$$\alpha_1 = 0,6 \quad \text{se: } n \geq 4$$

Sendo,

n - número de pavimentos;

H_{tot} - altura total da estrutura;

N_k - somatório das cargas verticais atuantes na estrutura, com seu valor característico;

$E_{cs}I_c$ - somatório dos valores de rigidez de todos os pilares na direção considerada.

O valor de I_c , que representa o momento de inércia inicial, deve ser calculado considerando as seções brutas dos pilares.

3.4.5 Coeficiente γ_z

O coeficiente gama-z é um parâmetro de avaliação bastante eficiente e simples, da estabilidade global de edifícios estruturados em concreto armado (MONCAYO, 2011).

A ABNT 6118 (2014) diz que a avaliação da importância dos esforços de segunda ordem globais, feita pelo coeficiente gama-z, é válido para estruturas reticuladas de no mínimo quatro pavimentos. Ele pode ser determinado conforme os resultados da análise linear de primeira ordem, para cada caso de carregamento, adotando-se os valores de rigidez descritos no item 3.3.1 Não linearidade física, sendo assim o valor de γ_z para cada combinação de carregamento é dado pela equação 25.

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad \text{Equação 25}$$

Onde,

$M_{1,tot,d}$ - momento de tombamento, ou seja, a soma dos momentos de todas as forças horizontais da combinação considerada, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura.

$\Delta M_{tot,d}$ - soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura, na combinação considerada, com seus valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos na análise de primeira ordem.

De acordo com Freitas, Luchi e Ferreira (2016) quando se satisfaz a condição de $\gamma_z \leq 1,1$, considera-se que a estrutura é de nós fixos, caso o valor encontrado esteja no intervalo $1,1 \leq \gamma_z \leq 1,3$, a NBR 6118 (2014) diz que os esforços globais de segunda ordem podem ser considerados, já quando $\gamma_z > 1,3$, a estrutura será caracterizada como de nós móveis, sendo necessária a análise dos efeitos de segunda ordem adotando métodos mais sofisticados, como o caso do P- Δ .

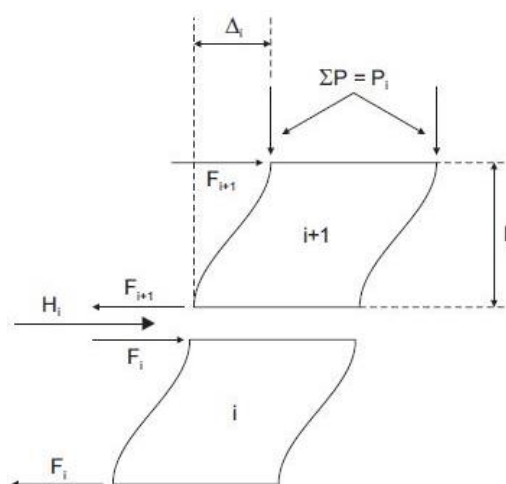
3.4.6 P-Delta (P- Δ)

Utiliza-se o método do P-delta quando se deseja obter resultados mais satisfatórios considerando os efeitos de segunda ordem, por ser um processo de elaboração de dados claro e eficiente em relação aos outros casos. Portanto, até então, representa um sistema iterativo, em razão dos deslocamentos subsequentes que são transformados em forças horizontais uniformes.

O efeito P-Delta corresponde a um aumento de momentos de consequência da deformação da estrutural, mais precisamente um deslocamento horizontal, o que resulta de uma alteração do ponto de aplicação das cargas verticais, não estando alinhadas com os pilares (TEIXEIRA, 2008).

No início da análise estrutural, são destacadas as ações horizontais e verticais, que ambas resultam em deslocamentos relativos (Δ_i) para cada pavimento, estes deslocamentos podem proporcionar momentos ($P_i \cdot \Delta_i$) por toda extensão vertical do edifício. O aumento dos momentos é substituído por um binário de mesmo efeito ($F_1, 1_i$) causados por forças horizontais equivalentes ($F_i = (P_i \cdot \Delta_i)/1_i$), de acordo com a Figura 7.

Figura 7 - Efeito P-Delta devido ação do vento.



Fonte: Campoó; Corrêa; Ramalho (2005)

Posteriormente, as forças horizontais são somadas às forças originais, e é realizado um novo processamento na estrutura, obtendo novos deslocamentos no nós, que por consequência provocam um aumento de momentos e ações horizontais,

esse processo é continuado progressivamente até que os deslocamentos sejam praticamente nulos.

3.5 AÇÕES DO VENTO

Toda edificação está sujeita a sofrer esforços tanto na vertical quanto na horizontal. As solicitações oriundas da direção horizontal são ações do vento, com base nessa informação é fundamental um estudo para saber como o vento pode agir na estrutura e como se calcula o mesmo.

3.5.1 Influência do vento de acordo com a NBR 6123 (2003)

A ação de carregamento que o vento vai gerar na estrutura depende de uma série de parâmetros específicos do edifício e da região onde o mesmo será implantado. A norma brasileira define que as forças estáticas oriundas das ações do vento podem ser determinadas de acordo com o cálculo da pressão dinâmica (q) atuante na estrutura, conforme a equação 26.

$$q = 0,613 \cdot V_k^2 = 0,613 \cdot (V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3)^2 \quad \text{Equação 26}$$

Onde,

V_k - velocidade característica do vento;

V_0 - velocidade básica do vento (m/s);

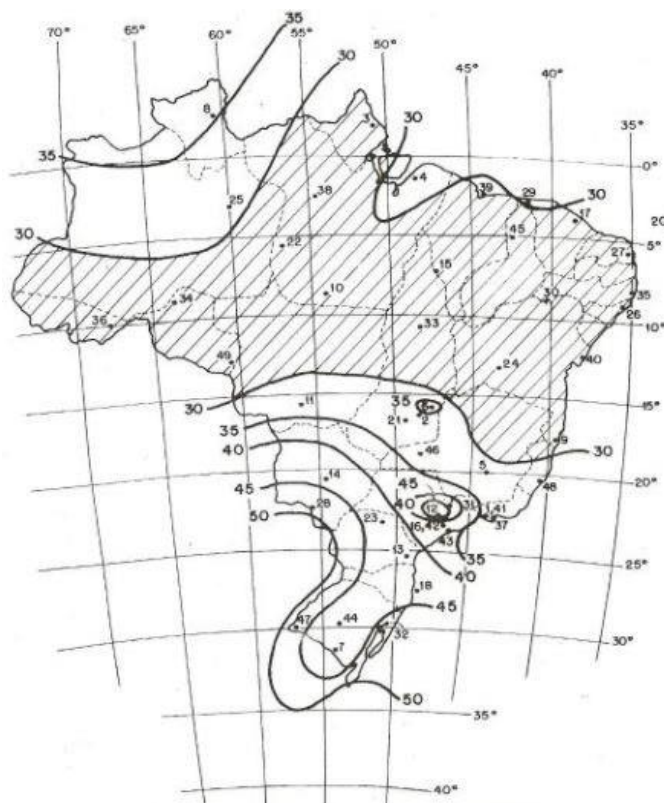
S_1 - fator topográfico;

S_2 - fator que correlaciona os efeitos da rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno;

S_3 - fator estatístico.

Para determinar a velocidade básica do vento (V_0) recomenda-se a utilização do mapa de isopletas do Brasil, conforme a Figura 8.

Figura 8 - Mapa de isopletas da velocidade básica (V_0).



Fonte: NBR 6123 (2003).

O fator topográfico, S_1 , considera as variações do relevo do terreno e pode ser determinado levando em consideração dois modos:

- a) terreno plano ou francamente acidentado, em que $S_1 = 1,0$;
- b) taludes e morros, o valor de S_1 irá variar de acordo com a altura e inclinação, seja do talude ou do morro.

O fator S_2 , que correlaciona os efeitos da rugosidade do terreno, da variação da velocidade com a altura acima do terreno e das dimensões da edificação ou parte da estrutura considerada. A determinação da categoria em que a estrutura se aplica é de acordo com a descrição do ambiente em que se implantará a mesma, conforme o Quadro 1.

Quadro 1 - Definição de categorias para determinação do coeficiente S_2 .

Categoria	Descrição do ambiente
I	Mar calmo, lagos, rios, pântanos.
II	Campos de aviação, fazendas.
III	Casas de campo, fazendas com muros, subúrbios, com altura média dos obstáculos de 3,0 m.
IV	Cidades pequenas, subúrbios densamente construídos, áreas industriais desenvolvidas, com muros, subúrbios, com altura média dos obstáculos de 10,0 m.
V	Florestas com árvores altas, centros de grandes cidades, com altura média igual ou superior a 25,0 m.

Fonte: NBR 6123 (2013)

De acordo com o Quadro 2, para se determinar a classe da estrutura deve-se analisar as dimensões frontais da mesma.

Quadro 2 - Dimensões da edificação.

Classe	Descrição
A	Maior dimensão da superfície frontal menor ou igual a 20 metros
B	Maior dimensão da superfície frontal entre 20 e 50 metros
C	Maior dimensão da superfície frontal que 50 metros

Fonte: NBR 6123 (2013)

Após a escolha da classe e categoria, é possível então determinar os valores dos parâmetros meteorológicos b e p , conforme a Tabela 5.

Tabela 5 - Parâmetros meteorológicos.

Categoria	Z_g (m)	Parâmetro	Classes		
			A	B	C
I	250	b	1,10	1,11	1,12
		p	0,06	0,065	0,07
II	300	b	1,00	1,00	1,00
		F_z	1,00	0,98	0,95
		p	0,085	0,09	0,10
III	350	b	0,94	0,94	0,93
		p	0,10	0,105	0,115
IV	420	b	0,86	0,85	0,84
		p	0,12	0,125	0,135
V	500	b	0,74	0,73	0,71
		p	0,15	0,16	0,175

Fonte: NBR 6123 (2013).

Após a análise dos parâmetros, pode ser determinado o fator S_2 , a partir da equação 27.

$$S_2 = b \cdot F_r \left(\frac{z}{10} \right)^p \quad \text{Equação 27}$$

Onde,

F_r - fator de rajada, correspondente à categoria II;

b e p - parâmetros meteorológicos;

z - altura do edifício a ser analisada.

Por último, o fator S_3 , baseado em conceitos estatísticos, considera sua vida útil e o grau de segurança que a edificação requer. Então é possível determinar o valor para a estrutura de acordo com o Quadro 3.

Quadro 3 - Valores mínimos do fator estatístico S_3 .

Grupo	Descrição	S_3
1	Edificações cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiros e de forças de segurança, centrais de comunicação, etc.)	1,10
2	Edificações para hotéis e residenciais. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação.	1,00
3	Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação (depósitos, silos, construções rurais, etc.)	0,95
4	Vedações (telhas, vidros, painéis de vedação, etc.)	0,88
5	Edificações temporárias. Estruturas dos grupos 1 a 3 durante a construção.	0,83

Fonte: NBR 6123 (2013).

3.6 MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS (MEF)

De acordo com Soriano (2009), o Método dos Elementos Finitos é reconhecido unanimemente como um dos melhores métodos de análise, por ser universal é bastante usado em diversos problemas da engenharia, por apresentar uma análise numérica/computacional é possível verificar o comportamento de qualquer sistema físico, desde que seja regido por equações diferenciais ou integrais.

Segundo Azevedo (2003) os elementos finitos são classificados em três grupos:

- a. modelo reticulado;
- b. modelo contínuo;
- c. modelo misto.

Para cada tipo de modelo acima citados, haverá a necessidade de se conhecer sobre a geometria dos elementos, ações impostas e o comportamento que se deseja verificar, para realizar a análise da estrutura.

Sendo assim, o Método dos Elementos Finitos é conectado entre si por um conjunto de pontos nodais, que a partir deste conjunto se formam as malhas ou grelhas. A precisão do MEF é um resultado da quantidade de nós e elementos, ou seja, quanto menor for a ligação entre esses nós, com mais precisão será realizada a análise, gerando assim um resultado mais exato.

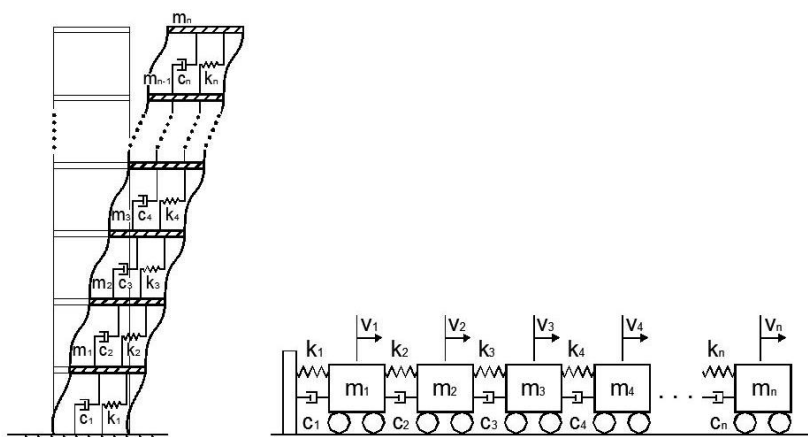
3.7 ANÁLISE DOS MODELOS DINÂMICOS LINEARES

Segundo Cutrim (2014) durante um longo tempo a análise de modelos dinâmicos foi baseada na teoria linear e admitida como suficiente para compressão das características de vibração de praticamente todas as estruturas projetadas. Entretanto, com o crescimento da modernização das estruturas e utilização de novas tecnologias com mais graus de liberdade, a não-linearidade se tornou mais dinâmica, possibilitando novas vibrações com aspectos não-lineares. Sendo assim, nesses casos a análise dinâmica linear se torna essencial e deve ser considerada como parte inicial do projeto.

3.7.1 Sistema com múltiplos graus de liberdade

Em maioria das estruturas analisadas, não é possível serem avaliadas por meio de modelos que valem apenas um grau de liberdade, este que pode ser compreendido como deslocamentos nodais que são necessários para se caracterizar uma estrutura, pois o desempenho da mesma não se restringe apenas a uma direção, isto é, para se caracterizar a estrutura se torna necessário o uso do sistema com múltiplos graus de liberdade, conforme a Figura 9. (NASCIMENTO, 2015)

Figura 9 - Sistema massa-mola amortecido com múltiplos graus de liberdade.



Fonte: Nascimento (2015).

Para o movimento de um sistema com múltiplos graus de liberdade em forma matricial, utilizou-se a equação 28.

$$Mv(t) + Cv(t) + Kv(t) = p(t) \quad \text{Equação 28}$$

Onde,

M - matriz de massa;

C - matriz de amortecimento;

K - matriz de rigidez;

v - vetor de deslocamentos;

p - vetor de cargas externas.

3.7.2 Análise Modal

De acordo com Soriano (2009) a análise modal é para se determinar as características dinâmicas de um modelo de estrutura, com isso toda estrutura possui caráter único. Dentro do caráter dinâmico também se inclui as frequências de ressonância, ou comumente chamadas de frequências naturais. Para se obter os parâmetros de vibração quando submetido a cargas operacionais, necessita-se conhecer a massa, a rigidez, e a distribuição da carga na estrutura, sendo assim, cada estrutura possuirá uma frequência natural por apresentar características materiais diferentes. Através da equação 29 pode-se obter os valores das frequências naturais.

$$[K - \omega^2 M]q = 0$$

Equação 29

Onde,

ω - frequências naturais angulares de vibração;

q - modos de vibração correspondentes a cada frequência natural.

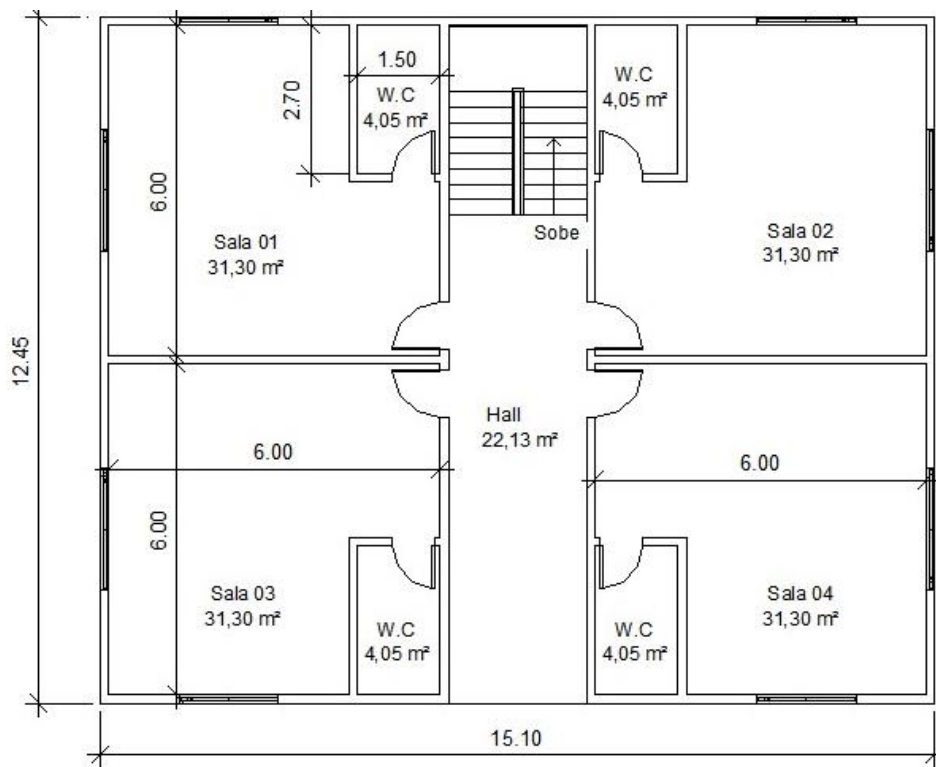
4 METODOLOGIA

Neste capítulo são apresentadas concepções referentes à descrição do edifício analisado, procedimento de cálculo para reação vertical (molas) e metodologias de análises da ISE (Interação Solo-Estrutura).

4.1 DESCRIÇÃO DO EDIFÍCIO

O objeto de estudo corresponde a um edifício hipotético, situado na cidade de Porto Nacional no Tocantins. Com aproximadamente 188 m² de área, o mesmo possui 13,70 metros de altura a partir do nível 0 do terreno e comporta 4 pavimentos, divididos em térreo com pé direito de 4 (quatro) metros e tipo com pé direito de 3 (três) metros. Cada andar é composto por hall social, escada e 4 (quatro) salas comerciais, contando com 1 (um) banheiro em cada cômodo citado, conforme a Figura 10.

Figura 10 - Planta baixa da edificação.



Fonte: Elaborada pelo autor.

Sua estrutura é de concreto armado e aporticada composta por lajes, vigas e pilares, com resistência característica de 30 MPa e o módulo de elasticidade calculado pela expressão $E = \alpha_E \cdot 5600 \sqrt{f_{ck}}$, com $\alpha_E = 1,0$. As paredes internas e externas não possuem características estruturais, sendo assim o uso da alvenaria de vedação com bloco cerâmico furado. A fundação superficial utilizada foi do tipo sapata isolada com resistência de 25 MPa.

Toda a estrutura foi modelada no software SAP2000 V20.0, vigas e pilares foram compreendidos como elementos de barra, a laje como elemento de casca (SHELL), devido sua rigidez os esforços laterais são transmitidos aos pilares, e as sapatas isoladas como elementos sólidos.

Para o edifício foram admitidos os carregamentos permanentes e acidentais, representados na Tabela 6, baseadas na NBR 6120 (1980). De modo a simplificar a consideração da carga de revestimento no projeto da edificação, foi adotado o valor recomendando pela NBR 6120 (1980) para acabamentos simples de 1 kN/m².

Tabela 6 - Carregamento vertical.

Tipo	Carregamento	Peso específico dos materiais (kN/m ³)
Permanente	Peso próprio da estrutura	25,0
Permanente	Alvenaria	13,0
Tipo	Carregamento	Valores mínimos das cargas verticais (kN/m ²)
Permanente	Revestimento	1,0
Acidental	Sobrecarga cobertura	0,5
Acidental	Sobrecarga tipo	2,0

Fonte: Elaborada pelo autor, adaptada da NBR 6120 (1980).

Qualquer estrutura está exposta a ações, sejam elas externas ou internas, a consideração dessas ações é de suma importância, pois o edifício necessita ser dimensionado para o estado limite de serviço (ELS) e estado limite último (ELU). De acordo com a NBR 6118 (2014) o dimensionamento das peças estruturais deve ser feito com base no estado limite último (ELU), sendo assim as combinações discriminadas abaixo:

- ELU1- $F_d = \text{Peso Próprio} \cdot 1,0 + \text{Revestimento} \cdot 1,0 + \text{parede} \cdot 1,0 + \text{cobertura} \cdot 1,0$;

- $ELU\ 2-Fd = \text{Peso Próprio}.1,4 + \text{Revestimento}.1,4 + \text{parede}.1,4 + \text{cobertura}.1,4;$
- $ELU\ 3-Fd = \text{PERMANENTE_FAV} + SC.1,4 + Vx.0,84;$
- $ELU\ 4-Fd = \text{PERMANENTE_FAV} + Vx.1,4 + SC.0,98;$
- $ELU\ 5-Fd = \text{PERMANENTE_FAV} + SC.1,4 + Vx.0,84;$
- $ELU\ 6-Fd = \text{PERMANENTE_FAV} + SC.1,4 + Vx.0,98;$
- $ELU\ 7-Fd = \text{PERMANENTE_DESF} + SC.1,4 + Vx.0,84;$
- $ELU\ 8-Fd = \text{PERMANENTE_DESF} + Vx.1,4 + SC.0,98;$
- $ELU\ 9-Fd = \text{PERMANENTE_DESF} + SC.1,4 + Vx.0,84;$
- $ELU\ 10-Fd = \text{PERMANENTE_DESF} + SC.1,4 + Vx.0,98.$

Onde,

FAV - cargas favoráveis;

DESF - Cargas desfavoráveis

SC - sobrecarga;

Vx e Vy - esforços do vento nas direções x e y, respectivamente.

Ações horizontais podem ser caracterizadas pela força exercida do vento nos pórticos, seguindo as recomendações da NBR 6123 (1988). Para se calcular a velocidade característica do vento foi considerado conforme a Figura 8, um valor da velocidade básica do vento para Porto Nacional-TO de 30 m/s.

Para o fator topográfico (S_1) conforme o item 3.5.1, foi considerado um terreno plano e pouco acidentado, resultando em um valor de $S_1=1,0$; Para o fator S_2 que é consequência da combinação dos efeitos de rugosidade do terreno, altura sobre o terreno e dimensões da edificação, foi admitida classe A (“maior dimensão da superfície frontal menor ou igual a 20 metros”), conforme o Quadro 1 e classe IV (“terrenos cobertos por obstáculos numerosos e poucos espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizada”), de acordo com o Quadro 2, obtendo $F_r=1,0$; $p=0,12$ e $b=0,86$, de acordo com a Tabela 5.

Por último, o fator estatístico (S_3), encontrado no Quadro 3, se diz a respeito do grau de segurança e vida útil da edificação, se adequa ao grupo 2 (“edificações para hotéis e residência. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação”), sendo assim $S_3=1,0$.

A união de V_0 , S_1 , S_2 e S_3 , conforme a equação 26, resultou na Velocidade característica (V_k), que seguindo a metodologia de cálculo em 3.5.1, conforme a NBR 6123 (2003) foi possível obter as pressões dinâmicas aplicadas no modelo estrutural.

4.2 DIMENSIONAMENTO DA FUNDAÇÃO

A formulação teórica de Terzaghi é o método de calcular a tensão de ruptura do solo para fundações superficiais que mais se encaixa com o perfil de estratigráfico que está sendo utilizado neste trabalho, de acordo com o laudo SPT localizado no anexo 1. Terzaghi (1943) traz a equação 30, contento seus fatores e coeficientes imprescindíveis para o cálculo da tensão de ruptura do solo, assim como também são necessárias características do terreno.

$$\sigma_R = c \cdot N_c \cdot S_c + q \cdot N_q \cdot S_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \quad \text{Equação 30}$$

Onde,

c : coesão do solo;

N_c , N_q , N_γ - fatores de capacidade de carga;

S_c , S_q , S_γ - fatores de forma;

q - tensão efetiva ao nível da base ($\gamma \cdot H$);

H - distância da superfície do solo até a cota de assentamento da fundação;

γ - peso específico do solo;

B - lado de menor dimensão da sapata;

σ - tensão de ruptura.

Após a obtenção do valor da tensão de ruptura do solo (σ_R), deve-se calcular qual a tensão máxima que o solo admite, Equação 31, minorando-a com o fator de segurança proposto pela NBR 6122 (1996) para fundações superficiais, com valor igual a 3.

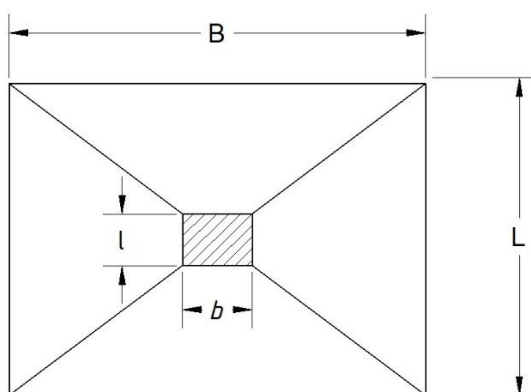
$$\sigma_{adm} \leq \frac{\sigma_R}{FS} \quad \text{Equação 31}$$

Ainda conforme a NBR 6122 (1996), o ângulo de atrito e a coesão, usados para a determinação da capacidade de carga do solo, devem ser reduzidos por coeficientes de ponderação. Então levando em consideração que tensão é a razão entre força e área, isola-se na equação a incógnita da área (A), descobrindo-se a mesma após se ter os valores da força normal de cálculo do pilar (N_d) e da tensão admissível (σ_{adm}), como mostra a equação 32.

$$\sigma_{adm} = \frac{N_d}{A} \therefore A = \frac{N_d}{\sigma_{adm}} \quad \text{Equação 32}$$

Após determinar o valor da área da sapata, é necessário descobrir quais as dimensões em planta da mesma (B e L), sendo assim, possuindo a mesma proporção de tamanho do pilar (b e l) que arranca da sapata isolada (ARAÚJO, 2010), conforme a Figura 11 demonstra e as equações 33 e 34 representam o cálculo.

Figura 11 - Dimensões da sapata sob pilar.



Fonte: Elaborada pelo autor.

$$B = \sqrt{\frac{b}{l} \cdot A} \quad \text{Equação 33}$$

$$L = \sqrt{\frac{l}{b} \cdot A} \quad \text{Equação 34}$$

Onde,

B - lado maior da sapata;

L - lado menor da sapata;

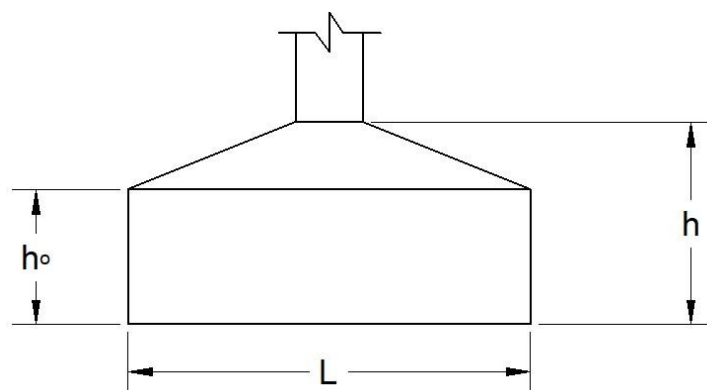
b - lado maior do pilar;

l - lado menor do pilar;

A - área da sapata.

Segundo Araújo (2010) a Figura 12 mostra o corte lateral de uma sapata para discretizar seus elementos dimensionais.

Figura 12 - Dimensões da sapata sob pilar, em corte esquemático.



Fonte: Elaborada pelo autor.

Para se obter a altura total (h) da sapata isolada, deve-se obedecer dois limites impostos, conforme a expressão 35.

$$h \geq \left(\frac{B - b}{4} \right) \text{ e } h \geq \left(\frac{L - l}{4} \right) \quad \text{Equação 35}$$

E ainda conforme Araújo (2010), altura de borda (h_0) deve respeitar os limites impostos na expressão 36.

$$h_0 \geq \begin{cases} h/3 \\ 20 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{Equação 36}$$

4.3 MÉTODOS PARA A OBTENÇÃO DO COEFICIENTE DE REAÇÃO VERTICAL

Uma variável de suma importância, que se deve ser levada em consideração ao interesse em modelar uma estrutura o mais próximo da realidade, é a informação do solo no qual será construído o edifício. Com base neste conhecimento

é possível realizar simulações da ISE em modelos que irão ser analisados, aplicando o uso de molas, representando a deformação do solo. Para que seja praticável o uso das molas, é importante a obtenção do coeficiente de reação vertical (K_v), que é basicamente a razão entre a pressão da superfície de contato (q) e o recalque (w), como diz Winkler (1867 *apud* ANTONIAZZI, 2011), representado na equação 37.

$$K_v = \frac{q}{w} \quad \text{Equação 37}$$

Em que,

k_v : módulo de reação vertical do solo;

σ : tensão média aplicada na base da fundação;

ρ : recalque médio da fundação.

O coeficiente de reação vertical (K_v) não é determinado somente por uma característica do solo, mas também por outros diversos fatores como a forma e dimensão das fundações, características da obra civil, carregamentos e ações.

O coeficiente pode ser obtido através de ensaios, tabelas de valores padronizados e/ou pelo recalque vertical estimado, e tendo este último como o método utilizado para se calcular o coeficiente de reação vertical do solo (K_v) neste trabalho, porém comparando com a tabela de valores padronizados.

Para os modelos analisados da ISE serão considerados modelos simplificados no lançamento das reações nas fundações. A busca por um modelo que melhor representasse o solo instigou vários autores que assim concluíram suas pesquisas afins de mostrar diferentes métodos.

4.4 MODELO I

A estrutura será analisada no software comercial SAP 2000, sendo a estrutura discretizada por elementos finitos, o pórtico espacial será considerado elemento de barra e as lajes elementos de casca (*shell*), simulando o comportamento conjunto do pórtico e lajes. O pórtico será considerado engastado nos blocos de fundação, sem consideração da interação solo-estrutura, ou seja, a edificação sendo considerada já construída e que é suportada por uma fundação com apoios rígidos (indeslocáveis), sendo este o sistema que é adotado na maioria dos escritórios.

4.5 MODELO II

A estrutura também será analisada no programa comercial SAP2000, porém, neste modelo será considerado que a estrutura e os elementos de fundação são integrados como um corpo só, resultando em uma única estrutura que interage com o maciço de solo no contorno dos elementos de fundação. Neste tipo de modelagem a estrutura da fundação é discretizada, permitindo que em cada nó sejam empregadas molas para representar a deformabilidade do solo.

5 RESULTADOS ESPERADOS

Comparando o primeiro modelo, utilizado em grande parte dos escritórios de engenharia, e o segundo modelo, com a interação do solo e estrutura, espera-se comprovar que a deformabilidade do solo tem influência sobre a estrutura da edificação, pois gera uma redistribuição dos esforços, acarretando a uma consideração de fatores que influenciam de forma significativa o desempenho da edificação, principalmente nos primeiros pavimentos, onde se tem concentrações de cargas maiores, ocasionando uma estrutura mais onerosa, entretanto mais segura se comparada ao modelo habitual.

6 CRONOGRAMA

Quadro 4 - Cronograma da pesquisa.

	2019/1					2019/2			
Atividade	MESES					MESES			
	FEV	MAR	ABR	MAI	JUN	AGO	SET	OUT	NOV
Concepção do projeto	X								
Revisão de literatura		X							
Metodologia		X	X	X					
Defesa do projeto				X					
Correções e ajustes necessários					X				
Modelagem Computacional						X			
Análise dos esforços obtidos na modelagem							X		
Discussão dos dados							X		
Escrita dos resultados obtidos na análise								X	
Conclusão e Redação final									X

Fonte: Elaborado pelo autor.

REFERÊNCIAS

- ANTONIAZZI, Juliana Pizzi. Interação solo-estrutura em edifícios com fundações superficiais. 2011. 139f. **Dissertação** (Dissertação apresentada ao programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental). Universidade Federal de Santa Maria, 2011.
- ARAUJO, José Milton de. **Curso de Concreto Armado**. 3. ed. Rio Grande: Dunas, 2010.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR-6118: Projeto de Estrutura de Concreto-Procedimento**. 2014. 256f. Rio de Janeiro, 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR-6120: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações**.1980. 6f. Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR-6122: Projeto e Execução de Fundações**- 2010. 91f. Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR-6123: Forças devidas ao vento em edificações**. 2013. 66f. Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.
- AZEVEDO, Álvaro Ferreira Marques. **Método dos Elementos Finitos**.1ºed. Portugal. 2003. 258f.
- BARATA, F. E. **Recalques de edifícios sobre fundações diretas em terrenos de compressibilidade rápida e com consideração da rigidez da estrutura**. Tese de concurso para professor Titular do Departamento de Construção Civil do Setor de Geomecânica da EEUFRJ, Rio de Janeiro, 1986.
- CAMPOÓ, Leandro B.; CORRÊA, Marcio R.S.; RAMALHO, Marcio A. **Efeitos de segunda ordem em edifícios de alvenaria estrutural**. Revista: Minerva-Tecnologia e Pesquisa 2005, volume 2, p.173-213.
- CINTRA, J. C. A, AOKI N., ALBIERO, J. H. **Fundações diretas: projeto geotécnico**. São Paulo: Oficina de textos, 2011.
- COSTA NUNES, A. J. **Curso de mecânica dos solos e fundações**. Editora Globo, 1956.
- CUTRIM, Isabela Abreu. Uma Revisão de Modelos Lineares Dinâmicos. 2014. 43f. **Monografia** (Bacharel em Estatística.). Universidade Federal de Juiz de Fora, Juiz de Fora, Minas Gerais.
- FEITOSA, Leo; ALVES, Elcio; FERREIRA, Walnorio. **Análise da estabilidade global das estruturas e ações de controle dos seus efeitos**. Revista IBRACON 2016, Volume 9, p. 192-213. ISSN 1983-4195.

FREITAS, Felipe Coelho; LUCHI, Lorenzo, Augusto Ruschi; FERREIRA, Walnório Graça. **Análise da estabilidade global das estruturas e ações de controle dos seus efeitos**. Revista INBRACON 2016, volume 9, p. 192-213.abril de 2016. ISSN 19834195.

GUSMÃO FILHO, J.A. **Fundações do conhecimento geológico à pratica da engenharia**. Editora Universitária, UFPE, Recife, 1998.

GUSMÃO, Alexandre Duarte. Estudo da interação solo-estrutura e sua influência em recalques de edificações. 1990. **Dissertação** (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, COPPE - UFRJ, Rio de Janeiro, 1990.

GUSMÃO. Alexandre D.; GUSMÃO FILHO, Jaime A. **Avaliação da influência da interação solo-estrutura em edificações**. X COBRAMSEF, Foz do Iguaçu, 1994.

HOLANDA JÚNIOR, Osvaldo Gomes de. Interação solo-estrutura para edifícios de concreto armado sobre fundações diretas.1998. **Dissertação** (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Escola de Engenharia de São Carlos - USP, São Carlos, 1998.

IWAMOTO, Roberto Kunihiro. Alguns aspectos dos efeitos da Interação Solo-Estrutura em edifícios de múltiplos andares com fundação profunda.2000. 157f. **Dissertação** (Mestre em Engenharia de Estruturas). Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, São Paulo.

LACERDA, Maisa Moana Silva; FLORENCIO, Ágatha Cristine; DA SILVA, Wellington Andrade; DELALIBERA, Rodrigo Gustavo; **Avaliação dos critérios para análise da estabilidade global em edifícios de concreto armado: estudo de caso**. Revista REEC (Revista Eletrônica de Engenharia Civil) 2014, volume 9, nº2 p. 24-37.

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, 1991, v. 2, p.505-509.

MAROSINI, Gustavo Marques; NAVIA, João Paulo Bianco; CUNHA, José Mário Batista. Aplicação da interação solo-estrutura na análise de um edifício com fundações profundas – estudo de caso. 2014. 59p. **Dissertação** (Trabalho de Conclusão de Curso do Curso de Engenharia de Produção Civil). Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Curitiba, 2014.

MENDES, Eduardo José. Analise de edifícios considerando a interação solo-estrutura. 2016.169f. **Monografia** (Trabalho de conclusão de curso apresentado ao curso de Engenharia Civil). Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, Santa Catarina, 2016.

MEYERHOF, G. G. **Some recent foundation research and its application to design**. Londres, 1953.

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

MONCAYO, Winston Junior Zumaeta. Análise de segunda ordem global em edifícios com estrutura de concreto armado. 2011. 221f. **Dissertação** (Mestre em Ciências). Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, São Paulo.

NASCIMENTO, Adauto Cesar Rosa. Estudo numérico experimental da influência da alvenaria de vedação na rigidez de edifícios de concreto armado. 2015. 112f. **Dissertação** (Mestrado em Construção Civil e Estruturas). Universidade Federal do Pará. Belém, 2015.

OLIVEIRA, Danielle Meireles de. Estudo dos processos aproximados utilizados para a consideração das não-linearidades físicas e geométricas na análise global das estruturas de concreto armado. 2007. 327f. **Tese** (Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas). Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2007.

PERLOFF, William H.; BARON, William. **Soil mechanics: principles and applications**. Minnesota: Ronald Press Co., 1976.745 p.

POULOS, H.G.; DAVIS, E.H. (1974). **Elastic solutions for soil and rock mass**. New York, John Wiley & Sons 535p.

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

SCARLAT, A. S. **Effect of Soil Deformability on Rigidity – Related Aspects of Multistory Buildings Analysis**. ACI Structural Journal, v.90, n.02, 1993.

SCHMERTMANN, J. H. **Static cone to compute settlement over sand**. Journal Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, v. 96, n. SM3, 1970. p. 1011-1043.

SIMONS, Noel E.; MENZIES, Bruce K. **Introdução à engenharia de fundações**. Rio de Janeiro: Interciência, 1981. 199p.

SORIANO, Humberto Lima; **Elementos Finitos: Formulação e aplicação na estática e Dinâmica das estruturas**.1 ed. Rio de Janeiro: Editora ciência moderna Ltda, 2009. 411p.

TEIXEIRA, A. H.; GODOY, N.S. (1996). **Análise, projeto e execução de fundações rasas. Fundações: teoria e prática**, Hachich et al. (editores), Ed. Pini, São Paulo, Cap 7, p. 227-264.

TEIXEIRA, Ana Maria da Costa. Análise dos efeitos de segunda ordem de estruturas de edifícios de betão armado: Avaliação da aplicação em projecto das metodologias preconizadas no EC2. 2008. 159 f. **Dissertação** (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade do Porto, Porto, 2008.

TERZAGHI, Karl. **Teorical Soil Mechanics**. New York, Jonh Willey e sons, 1943.

TQS. **SISEs - Sistema de Interação Solo - Estrutura**. São Paulo: TQS Informática Ltda, 2011. 160p [Manual Teórico].

VELLOSO, Dirceu de Alencar; LOPES, Francisco de Resende. **Fundações, volume 1: critérios de projeto – investigações do solo – fundações superficiais**. São Paulo: Oficina de Textos, 2^a ed, 2011.

WINKLER, Emil. **Die lehre von der Elastizitat und Festigkeit**. Domicius, Praga, 1867.

ANEXO A - Laudo de sondagem SPT

