

INFLUÊNCIA DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA EM EDÍFÍCIOS DE CONCRETO ARMADO SOBRE FUNDAÇÃO PROFUNDA

INFLUENCE OF SOLO-STRUCTURE INTERACTION IN REINFORCEMENT CONCRETE EDIFITIONS ON DEEP FOUNDATION

Vanessa Silva Carvalho¹

Douglas Augusto Freitas dos Santos²

¹ Acadêmica de Engenharia Civil – Instituto Tocantinense Presidente Antônio Carlos

² Engenheiro Civil- Mestre em Engenharia Estrutural – Instituto Tocantinense Presidente Antônio Carlos (Orientador)

RESUMO: O presente trabalho analisa e verifica as ações geradas nos elementos estruturais de uma edificação de concreto armado sobre uma fundação profunda tais como esforços normais nos pilares, momentos fletores, deslocamentos, a estabilidade global com o parâmetro do gama-z e os recalques, considerando um modelo engastado e outro a interação solo-estrutura. Os modelos estruturais de ambos são iguais diferenciando na subestrutura, na qual o primeiro modelo a fundação é admitida como apoio indeslocável, enquanto que no segundo modelo é considerado fundação profunda do tipo estaca cravada de concreto em um solo estratificado. As análises de ambos os modelos foram realizadas no *Software* SAP 2000 V16, que tem como base o método dos elementos finitos. O método utilizado para obtenção dos coeficientes de reação vertical e horizontais foi o modelo numérico SISE (Sistema de Interação Solo-Estrutura) desenvolvido pela TQS. Os resultados apresentado mostraram o quanto é importante a integração dos projetos geotécnicos e estruturais, mesmo de forma simplificada, pois os efeitos gerados principalmente pelos momentos fletores podem levar o colapso da estrutura por flambagem dos pilares.

Palavras chave: Interação Solo-Estrutura; Estabilidade; Concreto Armado.

ABSTRACT: The present work has analyzed and verify how the actions generated in the last two elements of an armed training strategy in a global scenario like the normal ones in the moments, floating moments, displacements, a global stability with the

Option to make the limits and the rewards , Considering an embedded model and the second recital a soil-structure function. The two major groups of social genres are differentiated while the second model is supported on a foundation based on a series of stratification cases in a stratified soil. The analysis of both models in the software are SAP 2000 V16, which is based on the finite elements. The method used to calculate the vertical and horizontal reaction coefficients was the numerical model SISE (Soil-Structure Interaction System) developed by TQS. The results presented are more or less important for the integration of geotechnical and structural projects, even in a simplified way, since they are generated mainly by the bending moments that can lead to the collapse of the structure by buckling of the pillars

Keywords: Soil-Structure interaction; Stability; Concrete Reinforcement.

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 sofisticadas. Entretanto ainda estamos longe de conhecer todas as reais situações que ocorrem nas edificações e aplicá-las de forma mais consistente.

Na maioria dos escritórios de projetos estruturais é dimensionado a superestrutura separada da infraestrutura considerando o solo como um maciço de apoio indeslocável, homogêneo e isotrópico (ANTONIAZZI, 2001).

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).

Dessa maneira o objetivo deste trabalho tem como fundamento a compatibilização do projeto estrutural e geotécnico para obter um projeto mais

eficiente e confiável, levando em consideração a influência do solo no comportamento e rigidez da estrutura da edificação.

2 METODOLOGIA

2.1.DESCRICÃO DO EDIFÍCIO

O objeto de estudo corresponde a um edifício hipotético, localizado na cidade de Porto Nacional. A estrutura consta com um pavimento térreo, com o pé direito de 4 metros, e 3 pavimentos tipo, com o pé direito de 3 metros, resultando em uma edificação de 13 metros de altura. Cada andar conta com quatro salas e um banheiro em cada sala, hall social e escada. Na Figura 1 é apresentada a planta do pavimento tipo do edifício.

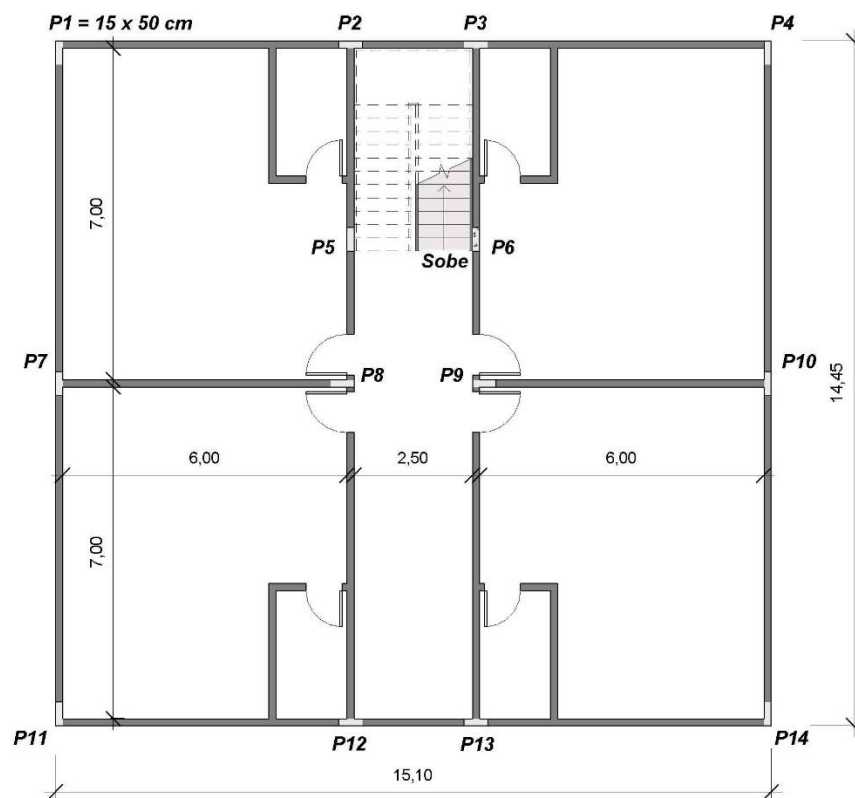


Figura 1– Planta do pavimento tipo
Fonte: Elaborada pela Autora (2018)

2.1.1.Levantamento de Carregamentos

Para a edificação foram admitidos os seguintes carregamentos, representados na Tabela 1, baseadas na NBR 6120 (1980). De modo a simplificar a

consideração da carga de revestimento no projeto do edifício comercial, foi adotado o valor recomendando pela NBR 6120 (1980) para acabamentos simples de 1 kN/m².

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

Tabela 1- levantamento dos carregamentos
Fonte: Adaptada da NBR 6120(1980)

a) Vento

As ações devido ao vento são resultados de uma série de condições específicas do local que uma determinada estrutura será construída. Para o cálculo da velocidade característica do vento foi considerado conforme a Figura 1 - Isopletas da velocidade básica V_0 (m/s) da NBR 6123 (2003) um $V_0 = 30$ m/s².

Para o fator topográfico (S_1) conforme o item 5.2 da NBR 6123 (2003) foi considerado um terreno plano ou pouco acidentado resultando em um $S_1 = 1,0$; Para o fator S_2 que é fruto da combinação dos efeitos da Rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno foi admitida classe A (“maior dimensão da superfície frontal menor ou igual a 20 metros”) e classe IV (“Terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizada.”), obtendo $F_R = 1$, $p = 0,12$ e $b = 0,86$.

Para o último fator, S_3 foi considerado conforme a Tabela 3 - Valores mínimos do fator estatístico (S_3) da NBR 6123 (2003), conforme o grupo 2 (Edificações para hotéis e residência. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação) $S_3 = 1,0$.

A combinação do V_0 , S_1 , S_2 e o S_3 resultou na Velocidade característica (V_k), que posteriormente seguinte a metodologia de cálculo da NBR 6123 (2003) foi possível obter a força de arrasto na direção X e Y, na qual foi utilizada no modelo.

2.1.2.Materiais da Superestrutura

a) Concreto

Foi admitido para o concreto um F_{ck} de 25MPa.

O módulo de elasticidade foi calculado conforme a NBR 6118 (2014), pela seguinte equação 1.

$$E_{ci} = \alpha_e \cdot 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad \text{Equação 1}$$

Onde, α_e é o coeficiente de ajuste baseado no agregado utilizado, adotado 1,0(granito). Resultando em $E_{ci} = 19\,600$ MPa.

b) Aço

Foi considerado o Aço CA-50A, segundo as recomendações da NBR 6118 (2014), e o coeficiente de Poisson adotado foi de 0,2.

2.1.3. Combinações

Toda estrutura está sujeita a ações seja externa ou interna, a consideração dessas ações é de grande importância para estrutura, como já se sabe a estrutura deve ser dimensionada para o estado limite de serviço e o estado limite último, para o caso analisado as combinações foram tomadas como base apenas o estado limite último. A seguir são apresentadas as combinações:

- 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- $F_d = \text{Peso Próprio} \cdot 1,4 + \text{Revestimento} \cdot 1,4 + \text{parede} \cdot 1,4 + \text{cobertura} \cdot 1,4$
- ELU 3- $F_d = \text{PERMANENTE_FAV} + \text{SC} \cdot 1,4 + \text{Vx} \cdot 0,84$
- ELU 4- $F_d = \text{PERMANENTE_FAV} + \text{Vx} \cdot 1,4 + \text{SC} \cdot 0,98$
- ELU 5- $F_d = \text{PERMANENTE_FAV} + \text{SC} \cdot 1,4 + \text{Vx} \cdot 0,84$
- ELU 6- $F_d = \text{PERMANENTE_FAV} + \text{SC} \cdot 1,4 + \text{Vx} \cdot 0,98$
- ELU 7- $F_d = \text{PERMANENTE_DESF} + \text{SC} \cdot 1,4 + \text{Vx} \cdot 0,84$
- ELU8- $F_d = \text{PERMANENTE_DESF} + \text{Vx} \cdot 1,4 + \text{SC} \cdot 0,98$
- ELU9- $F_d = \text{PERMANENTE_DESF} + \text{SC} \cdot 1,4 + \text{Vx} \cdot 0,84$
- ELU 10- $F_d = \text{PERMANENTE_DESF} + \text{SC} \cdot 1,4 + \text{Vx} \cdot 0,98$

Onde:

Perm: cargas permanentes;

DESF. Cargas desfavoráveis

SC: sobrecarga;

V_x e V_y são esforços do vento conforme as coordenadas da planta.

2.2.MODELO I - FUNDAÇÃO COM ENGASTE PERFEITO

O primeiro modelo constitui um pórtico espacial, na qual os elementos lineares como pilar e viga foram considerados como elemento de barra e a laje como elemento de casca (*Shell*), simulando o comportamento conjunto do pórtico e lajes.

A estrutura foi engastada 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.

Após a aplicação do material, nos respectivos elementos e a aplicação das cargas e combinações o modelo foi processado. De acordo com a Figura 2.

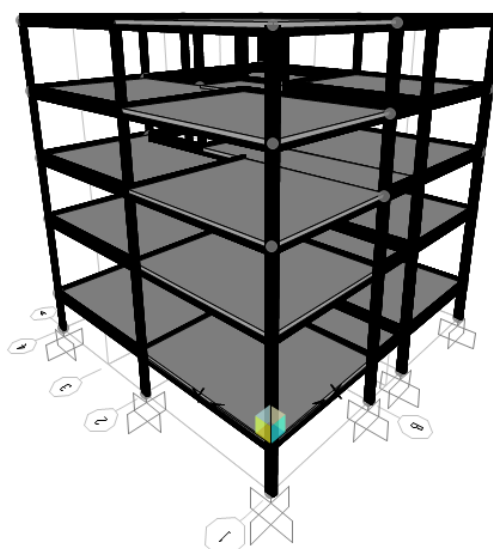


Figura 2- Modelo Indeslocável
Fonte: Elaborada pela autora, abril (2018)

2.3.MODELO II –INTERAÇÃO SOLO ESTRUTURA

Após o processamento do primeiro modelo foram retirados os valores das cargas que são transmitidas as fundações. Como foi analisado várias combinações, foi considerado apenas os valores mais desfavoráveis. As reações de apoio foram

usadas para calcular os recalques e os coeficientes de reações do solo, buscando uma situação final de equilíbrio através da compatibilização dos deslocamentos ocorridos na estrutura, considerando o equilíbrio no topo das fundações. Através do processo iterativo, as forças são aplicadas nas fundações, gerando recalques, e estes, geram por sua vez, deslocamentos na superestrutura. Este modelo considera que a estrutura e a fundação são integradas como um corpo único, 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 de metro a metro, permitindo que em cada nó sejam empregadas molas para representar a deformabilidade do solo. De acordo com Figura 3.

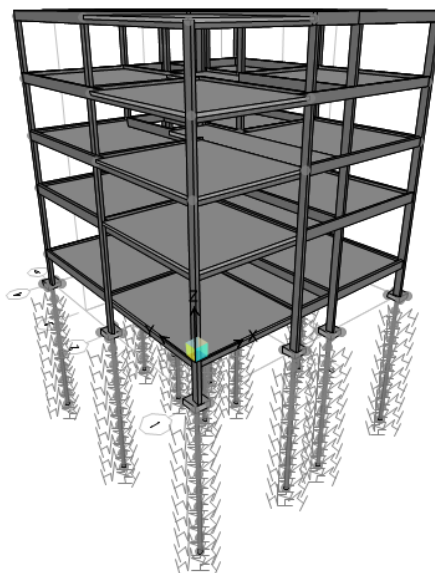


Figura3- Modelo ISE

Fonte: Elaborada pela autora, abril (2018)

2.3.1. Dimensionamento da Fundação

Na consideração da fundação profunda foi adotada estaca pré-moldada de concreto armado. De acordo com Velloso (2010) as principais vantagens da estaca pré-moldada de concreto é que apresenta boa capacidade de carga e boa resistência a esforços de flexão e cisalhamento, além do controle tecnológico dos materiais.

Segundo Cintra e Aoki (2010) para o método do Aoki-Velloso valor da resistência de ponta e do atrito lateral podem ser estimados utilizando-se correlações

com o índice de resistência à penetração (NSPT), como mostrado na equação 2 e equação 3.

$$r_p = \frac{qc}{F_1} = \frac{K \cdot N_{spt}}{F_1}$$

Equação 2

$$r_l = \frac{fs}{F_2} = \frac{\alpha \cdot K \cdot N_{spt}}{F_2}$$

Equação 3

Em que α é a razão de atrito, expressa em função do tipo de solo e K é um coeficiente que também depende do tipo de solo. Os fatores de correção F_1 e F_2 que levam em conta a diferença de comportamento entre a estaca e o cone do CPT/SPT e também a influência do método executivo de cada tipo de estaca.

Segundo Cintra e Aoki (2010) a capacidade de carga (R) pelo método de Aoki-Velloso pode ser estimada pela seguinte equação 4.

$$R = \frac{k \cdot N_{spt1}}{F_1} \cdot A_p + \frac{U}{F_2} \sum_1^N (\alpha \cdot k \cdot N_{spt2} \cdot \Delta L) \quad \text{Equação 4}$$

Onde o N_{spt1} e o N_{spt2} são o NSPT na cota de apoio da ponta da estaca e o NSPT médio na camada de solo de espessura ΔL .

Por fim, a capacidade de carga admissível do solo (Q_{adm}) é obtida conforme a equação 5.

$$Q_{adm} = \frac{R}{C_s} \quad \text{Equação 5}$$

Onde C_s é o coeficiente de segurança global adotado conforme as prescrições da NBR 6122(2010).

Com isso foi utilizado um N_{spt} , conforme o ANEXO I, de Porto Nacional-TO, na qual foi possível obter resistência de ponta aos 9m de profundidade com uma capacidade de carga de admissível do solo de 1437,23 kN.

Para o dimensionamento das estacas foi relacionado a carga desfavorável e a carga admissível do solo, assim obtendo uma estaca por bloco com diâmetro de 0,25m². Conforme a equação 6.

$$n^{\circ}estaca = \frac{Qadm(solo)}{Carga\ solicitante} \quad \text{Equação 6}$$

Devido a desconsideração do efeito de grupo, o fator de eficiência adotado para o mesmo foi de 1.

Segundo Manual de Fundações Profunda: Estaca (2004) recomenda as dimensões mínimas para o bloco em função do n° de estacas e o diâmetro, levando as considerações as dimensões mínimas devem atender a equação 7.

$$A = 1,10.S \quad \text{Equação 7}$$

Onde A é o lado do bloco e S é a distância do centro da estaca a face externa do bloco e é dado em função do tipo fundação, no caso em estudo trata-se de uma fundação pré-moldada, onde o S é considerando $S = 2,5 .\varnothing$, onde \varnothing é o diâmetro da estaca.

Para a altura do bloco é obtido pela equação 8.

$$h = 1,2.\varnothing \quad \text{Equação 8.}$$

Seguindo a metodologia de cálculo acima, as dimensões obtida para o bloco foi de 80x80x30cm.

2.3.2.Recalque

Qualquer projeto deve atender os critérios de estado limite último (ELU) e de serviço (ELS), em vista ao ELS um exemplo é quando uma edificação sofre recalque, os danos causados podem impactar os aspectos estéticos e funcionais da edificação (PRUNUNCIATI et al., 2017).

Sob essa perspectiva o método utilizado para usado para a estimativa do recalque foi o do Cintra e Aoki (2010), no qual leva em consideração o encurtamento elástico da estaca e o recalque propriamente dito do solo, conforme a equação 9.

$$\rho = \rho e + \rho s \quad \text{Equação 9}$$

Onde ρ_e é o recalque elástico e ρ_s é o recalque do solo

Para o encurtamento elástico, leva-se em consideração a capacidade de carga admissível e o esforço normal da estaca, resultante devido ao carregamento aplicado.

Aplicando-se a Lei de Hooke, o encurtamento elástico da estaca pode ser obtido por meio da equação 10.

$$\rho_e = \frac{1}{A \cdot E_c} \cdot \sum(P_i \cdot l_i) \quad \text{Equação 10}$$

Onde A = área da seção transversal do fuste da estaca (m^2); E_c = módulo de deformabilidade do concreto (MPa); P_i = esforço normal médio na camada "i" (kN); l_i é a espessura da camada de solo.

De acordo com Cintra e Aoki (2010), à estaca aplica ao solo cargas ao longo do fuste que são transmitidas para a ponta da estaca. Em razão a esse carregamento, as camadas situadas entre a base da estaca e a superfície do indeslocável sofrem deformações que convertem a recalques.

Diante disso, o deslocamento pode ser subdividido em duas parcelas, o recalque devido á reação de ponta e a parcela a reação ás cargas laterais, conforme a equação 11.

$$\rho_s = \rho_{s,p} + \rho_{s,l} \quad \text{Equação 11}$$

Onde $\rho_{s,p}$ é devido á reação de ponta e $\rho_{s,l}$ é devido a reação ás cargas laterais.

Para o cálculo da primeira parcela do recalque da estaca devido a carga de ponta é admitida a força devido a reação de ponta, vertical e para baixo na qual aplicada gerará tensões nas camadas subjacentes, da mesma forma as reações as parcelas laterais constituem forças aplicada pela estaca ao solo, verticais para baixo na qual provoca acréscimo de tensões na camada.

Desta forma estima-se o acréscimos de tensões nas camadas a partir da base da estaca, até o indeslocável. Cintra e Aoki (2010) Por fim recomendam como é

possível calcular o recalque devido ao solo (ρ_s) por meio da teoria da elasticidade linear, de acordo com a equação 12.

$$\rho_s = \Sigma \left(\frac{\Delta\sigma}{E_s} \cdot H \right) \quad \text{Equação 12}$$

Onde ρ_s = recalque devido ao solo (mm); $\Delta\sigma$ = soma de todas as tensões devido às parcelas de atrito lateral e reação de ponta (kPa); H = comprimento da camada subjacente (m); E_s = Módulo de deformabilidade da camada de solo (MPa).

2.3.3.Obtenção do coeficiente de Reação vertical

De acordo com o Manual do CAD/TQS (2009), o coeficiente de reação vertical (CRV) é entendido como a rigidez de contato entre a estaca e o solo, quando aplicado uma carga no topo da estaca provocado por carregamentos da superestrutura. O CVR é calculado pela equação 13.

$$CRV_{estaca\ i} = \frac{P_i}{\delta_i} \quad \text{Equação 13}$$

Onde P_i é a carga aplicada no topo da estaca e δ_i e o recalque na base da estaca+ deformação elástica do fuste.

Em razão da proporcionalidade das forças distribuídas ao longos do fuste e da força na base da estaca, obtém-se a seguinte equação 14.

$$CRV_{fuste\ j,i} = \frac{(F_{fuste\ j,i} \cdot CRV_{estaca\ i})}{(\sum_{j=1}^m F_{fuste\ j,i} + F_{ponta,i})} \quad \text{Equação 14}$$

Onde $F_{fuste\ j,i}$ é as forças ao longo do fuste é $\sum_{j=1}^m F_{fuste\ j,i} + F_{ponta,i} = P_i$, pode ser entendido como a carga atuante no topo da estaca.

Para o coeficiente de reação vertical de ponta, temos equação 15.

$$CRV_{ponta\ i} = \frac{F_{ponta,\ i}}{\delta_i} \quad \text{Equação 15}$$

Onde P_i é a carga aplicada na base da estaca e δ_i é o recalque na base da estaca+ deformação elástica do fuste.

A soma dos coeficiente de reação do fuste e da ponta resulta no coeficiente de reação geral da estaca, ou seja, conforme a equação 16

$$CRV_{geral\ i} = \sum_{j=1}^m CRV_{fuste\ j,\ i} + CRV_{ponta\ i} \quad \text{Equação 16}$$

O conjunto de equações de 13 a 16 pode ser entendida como um conjunto de “molas” que são distribuídas ao longo do fuste e da base da estaca e representam a proporcionalidade da distribuição de rigidez entre a estaca e o solo.

2.3.4.Obtenção do coeficiente de Reação Horizontal.

Baseado na mesma idea do CHV o coeficiente de reação horizontal (CRH) consiste analisar os esforços atuantes na direção horizontal do modelo.

Pode ser entendido como esforços horizontal ações geradas pelo empuxo de terra, vento, etc. Em um projeto de fundação profunda submetida a carregamento é necessário calcular os deslocamentos para obter os diagramas de momento fletor e esforço cortante.

De acordo com o manual teórico CAD/TQS (2009) o CRH é entendido como a pressão atuante na profundidade z ou seja é proporcional ao deslocamento sofrido pelo solo, de acordo com a equação 17.

$$K_z = \frac{\sigma_z}{y} \quad \text{Equação 17}$$

3 RESULTADOS E DISCURSÕES

A partir dos resultados obtidos para o modelo indeslocável e o com interação solo estrutura. Foram comparados os esforços normais nos pilares, os momentos fletores para as combinações mais desfavorável do vento na direção X e Y, os

deslocamento por pavimento, os recalques e a verificação da estabilidade global pelo parâmetro do gama-z.

3.1.ESFORÇOS NORMAIS

É apresentado no gráfico 1 a dispersão entres os valores dos esforços axiais no modelo indeslocável e com ISE. Observa-se que alguns pontos ficaram abaixo da linha de tendência, estes são dos pilares internos (P8 e P9), alguns pilares de extremidades (P2, P3, P7, P10 e P12) obtiveram uma redução nos esforços. Enquanto os valores acima da linha são representados pelos pilares de canto (P1, P4, P11 e P14), os de suporte para a escada (P5 e P6) e o pilar de extremidade (P13) tiveram aumento nos esforços.

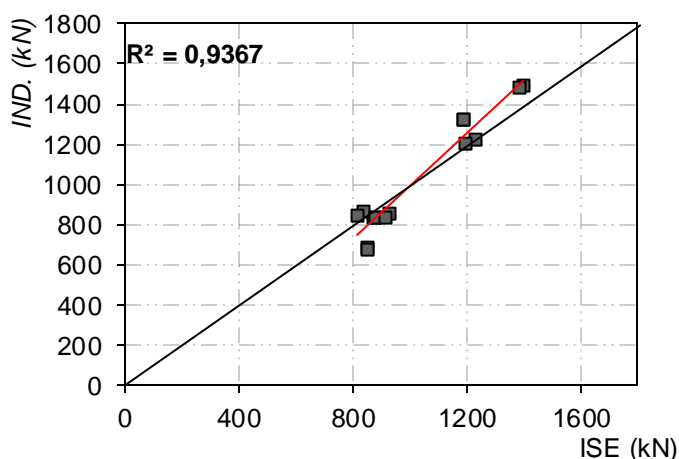


Gráfico 1 - dispersão entres os valores do esforços axiais

Fonte: Elaborada pela autora (2018)

O gráfico 2 apresenta uma avaliação quantitativa dos decréscimos e acréscimos da relação indeslocável (IND.) pela interação solo-estrutura (ISE). É possível avaliar que os pilares de canto (P1, P4, P11 e P14) sofreram um acréscimo entre 4 e 8%. Os pilares internos (P5 e P6) houve um aumento de 21% e 19% e o de extremidade (P13) um pequeno aumento de 1%.

Já os pilares de extremidade (P2, P3, P7 e P10) tiveram uma redução entre -4 e -7% e por último P8 e P9, correspondente aos pilares interno obtiveram uma redução de -12 e -11%.

Por meio dos resultados expressos pode-se verificar que a diferença da redistribuição dos esforços axiais não foi tão expressiva, permanecendo dentro

margem de um desvio padrão de 10%, o que minimiza o risco de ruptura do pilar por esmagamento do concreto.

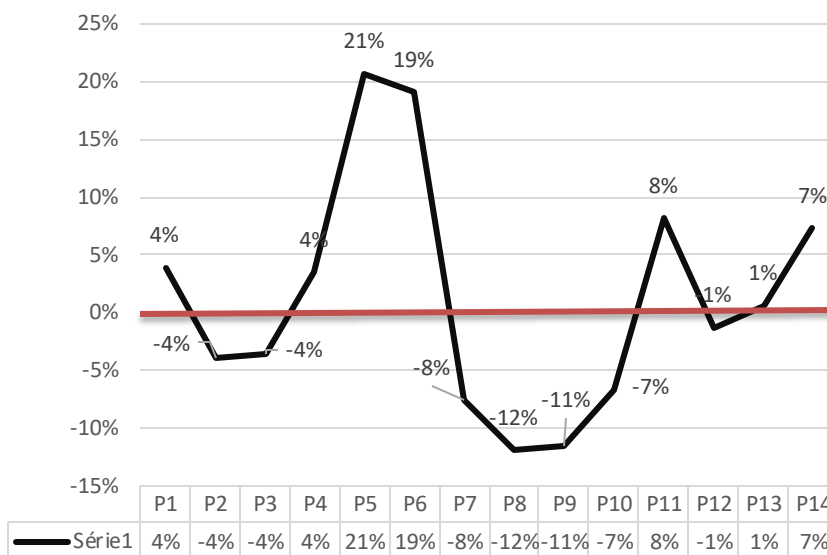


Gráfico 2- Ganho e perda de força normal do ISE em relação ao Indeslocável

Fonte: Elaborada pela autora, maio (2018)

3.2. MOMENTOS FLETORES

Os momento fletores foram analisados de forma global, como pode ser visto na gráfico 3. Foi verificado que houve um aumento dos momentos fletores para a estrutura. Para o momento em X os pilares de canto tiveram um aumento de 41,35%, os de extremidade de 32,19% e os internos de 39,73% em relação ao modelo indeslocável. Já para o momento em Y os acréscimos para os pilares de canto foram de 41,2%, os de extremidade de 12,33% e os internos de 37,61% em relação ao modelo indeslocável.

Esses acréscimos de momentos confirmam o quanto a consideração da ISE é significativa nos cálculos, confirmando o que a consideração da deformabilidade do solo nos projetos estruturais gera uma redistribuição nos esforços ao longo da estrutura, que pode trazer mudanças significativas ao dimensionamento estrutural.

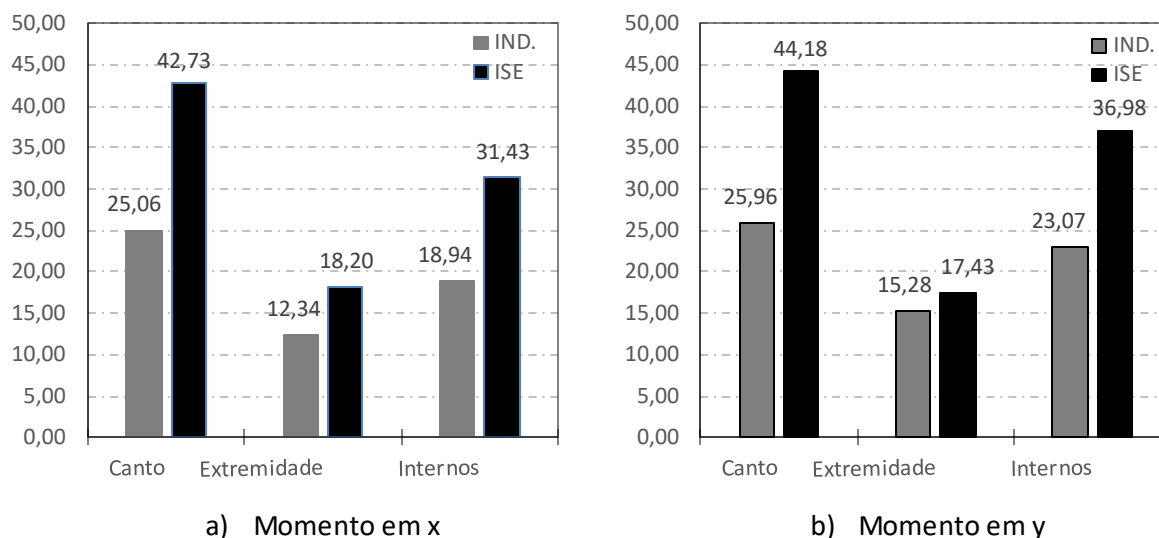


Gráfico 3 - Valores médios dos momentos fletores de acordo com a posição dos pilares para o modelo indeslocável e com ISE.

Fonte: Elaborada pela Autora (2018).

3.4.DESLOCAMENTOS

Com os resultados obtidos para os modelos indeslocável e com ISE foi possível compor um gráfico dos deslocamentos da direção x e y por pavimento, conforme o gráfico 4. Os deslocamentos nos eixos x e y para o modelo ISE foram consideráveis ao modelo indeslocável, isso se explica pelo fato dos momentos fletores nos pilares aumentarem consideravelmente, devido as reações das molas.

O acréscimo de deslocamento em X do ISE em relação a estrutura indeslocável para o primeiro pavimento foi de 40,11% e no ultimo com 30,99% verificando uma diminuição dos deslocamentos ao longo dos pavimentos a medida que cresce a altura da edificação. Isto pode ser verificado para os deslocamento em Y, essa característica pode ser atribuída aos efeitos do processo construtivo que são suavizado pela interação.

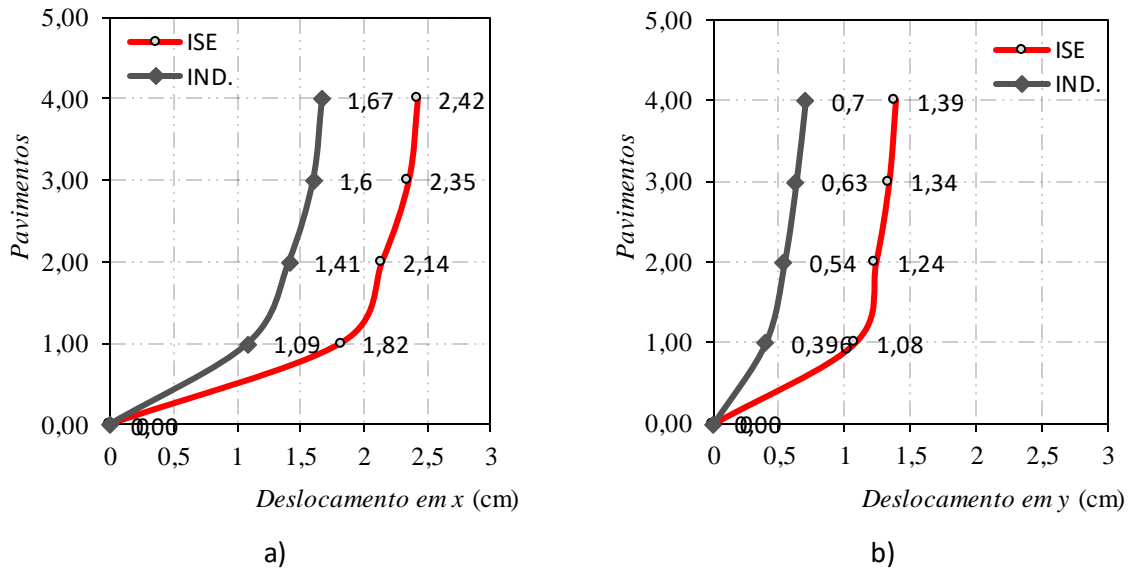


Gráfico 4- Comparação dos deslocamentos por pavimento na direção x (a) e y (b).

Fonte: elaborada pela autora, maio (2016)

3.5.ESTABILIDADE GLOBAL

A verificação da estabilidade global pelo parâmetro do gama-z é apresentada no gráfico 5. Na busca de assimilar os efeitos da ISE a estabilidade global da estrutura, notou-se que para o modelo ISE os valores de gama-z foram superiores ao modelo indeslocável.

O aumento para o eixo X chegou a 16,87% e no eixo Y a 14,61%. Essa diferença ocorre devido a consideração da deformabilidade do solo gerar uma redistribuição dos esforços na estrutura aumentando os momentos de 2º ordem.

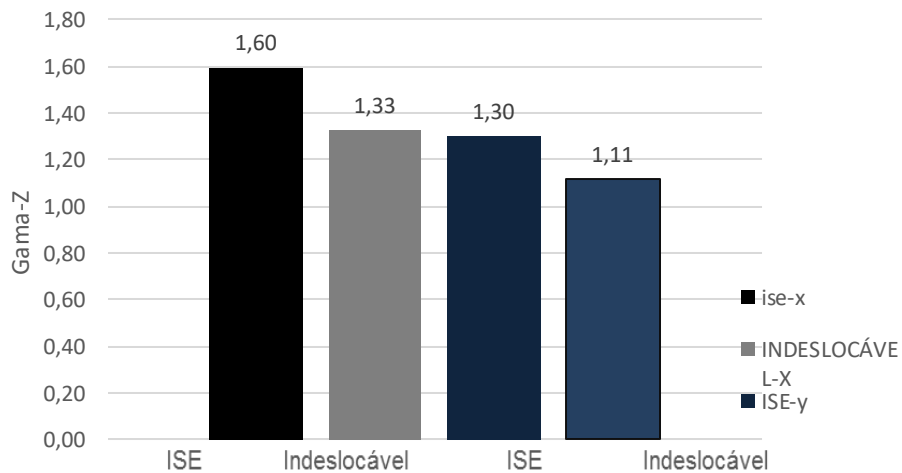


Gráfico 5- Variação do gama-z

Fonte: Elaborada pela autora, maio (2018)

3.1. RECALQUE

No gráfico 6, pode-se observar os esforços transmitidos para as fundações considerando a combinação mais desfavorável, foi possível avaliar que com a consideração da deformabilidade do solo houve uma diminuição dos recalques nos pilares P2, P3, P7, P8, P9, P10, P12 e P13 enquanto os pilares P5, P6, P11 e P14 foi possível perceber um acréscimo do recalque. Os pilares P1 e P4, a diferença entre os modelos foi de 0,1mm.

Como a alteração dos valores de reação de apoio, alteram-se também os deslocamentos verticais, os pilares centrais o deslocamento diminui e nos pilares de extremidade aumenta, o recalque diferencial tende a diminuir ao considerar a ISE.

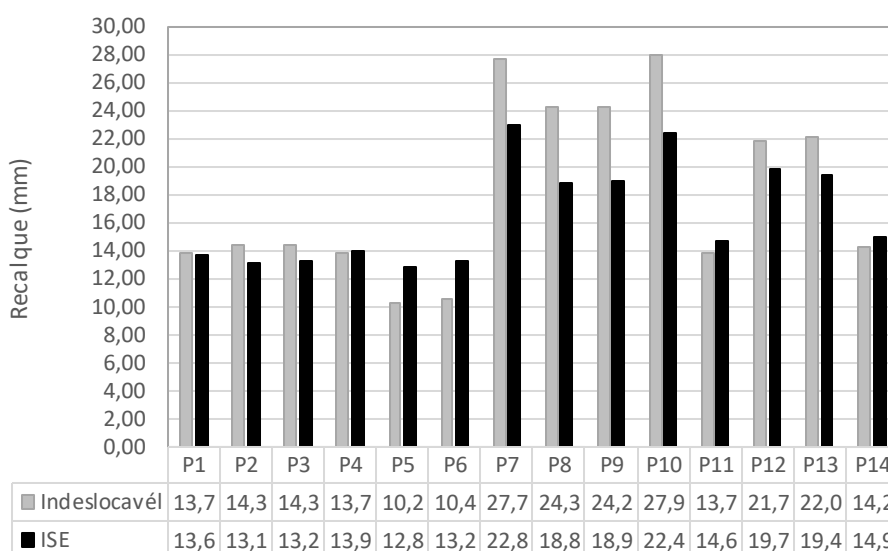


Gráfico 6 - Análise da variação de recalques do modelo indeslocável com ISE.

Fonte: Elaborada pela Autora

5 CONCLUSÃO

As análises relatadas neste trabalho contribuíram para verificar a importância da influência ISE no dimensionamento estrutural de edificações de concreto armado. Com os modelos propostos foi possível identificar diferentes análises na edificação.

A princípio buscou-se comparar os esforços normais de maneira global nos pilares da estrutura, verificou-se que a diferença foi pouco significativa, o que minimiza o risco de ruptura do pilar por esmagamento do concreto quando não se considera a

ISE. Entretanto para os momentos fletores, os deslocamentos horizontais e o gama-z a diferença entre os modelos foi considerável, devido ao fato do modelo engastado levar em consideração o solo como uma poio indeslocável, originando uma estrutura mais rígida que por sua vez resultará em valores menores.

Mesmo admitindo uma análise simplificada para a consideração da interação, foi possível observar que os valores obtidos foram mais próximos do que ocorre nas estruturas reais. O ideal seria repetir o processo de dimensionamento das fundações e fornece novos valores de molas até que houvesse uma convergência dos resultados.

Vale ressaltar que há outros modelos para verificar as influências da interação como método iterativo tridimensional, o qual o solo é considerado até o limite em que os efeitos de tensão possam ser desprezado, métodos para calcular o recalque como Streibenner e Mindlin na qual torna possível a verificação do grupo de estaca, estes ficam de sugestão para futuros trabalhos pois a muito a ser desenvolvido a respeito da interação solo-estrutura.

7 REFERÊNCIAS

ANTONIAZZI, Juliana Pizzi. **Interação solo-estrutura em edifícios com fundações superficiais**. 2001. 139f. Dissertação (Dissertação apresentada ao programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental). Universidade Federal de Santa Maria, Rio Grande do Sul.

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 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

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. **Fundações por estacas: projeto geotécnico**. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

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, Paraná

PRUNUCIATI, Pedro Lucas; GARCIA, Jean Rodrigo; RODRIGUES, Tiago Garcia. **Recalques em fundação profunda-Análise em estacas hélice contínua**. Revista REEC (Revista Eletrônica de Engenharia Civil). 2017, volume 14, nº1, p.112-113. Disponível :< https://www.revistas.ufg.br/reec/article/download/47915/pdf_1 >

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

SÃO PAULO. HELIX ENGENHARIA E GEOTECNIA. **Manual de Fundações Profunda: Estaca**. 2004, 47p. Disponível: <[http://www.helix.eng.br/downloads/estacas_\(6\).pdf](http://www.helix.eng.br/downloads/estacas_(6).pdf)>

TQS INFORMATICA LTDA (2009). **Programa computacional cad/tqs**. São Paulo. Disponível: < www.tqs.com.br>

VELLOSO, DIRCEU DE ALENCAR. **Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profunda**. São Paulo. Oficina de Textos, 2010.

ANEXO I- SPT

PERFIL GEOTÉCNICO DE SONDAGEM				FURO SP 01	DATA INÍCIO 20/12/2010	DATA FIM 21/12/2010	COTA 3,80		
Standard Penetration Test (N_{spt})				Escala 1:100	Perfil Geológico	Profundidade da Camada	Revestimento	Origem	Descrição e Classificação do Material
1 ^o /2 ^a	2 ^o /3 ^a	10	20						
ND	ND							AT	ATERRO COM CALISSA
3	4			1		0,78		SR	ARGILA cor cinza variegada consistência mole
4	4			2		2,85	2,0	SR	ARGILA SILTOSA COM AREIA FINA cor cinza variegada consistência média a rija
7	8			3		5,78		SR	AREIA MÉDIA COM ARGILA cor amarela claro medianamente compacta a compacta
7	9			4		7,87		SR	ARGILA SILTOSA COM AREIA VARIADA cor cinza variegada consistência dura
9	12			5		9,85		SR	SILTE ARGILOSO COM AREIA VARIADA E PEDREGULHO, cor cinza variegada consistência dura
15	18			6					Limite de Sondagem Impenetrável ao Trépano de Lavagem (Lavagem por Tempo: 10'-3cm, 10'-2cm, 10'-0cm)
20	25			7					
25	35			8					
31	28			9					
52	27/15			10					
58/25	30/10			11		11,30			
Nível D'água		Inicial	Data: 20/12/2010	Hora: 15:00 h	Prof.: 1,37 m	Obs.: NE = Não Encontrado , ND = Não Determinado , AT = Aterro SR= Solo Residual, SC= Colúvio, SA= Alúvio, ★ = Furo Obstruído			
		Final	Data: 22/12/2010	Hora: 14:55 h	Prof.: ★ ND				