

Soil-structure interaction for frame structures on shallow foundations

Interação solo-estrutura para sistemas estruturais reticulados sobre fundações rasas



R. C. PAVAN^a
pavan@unochapeco.edu.br

M. F. COSTELLA^a
costella@unochapeco.edu.br

G. GUARNIERI^a
gustavo_13@unochapeco.edu.br

Abstract

This paper presents a program for consideration of the soil-structure interaction in the spatial analysis of frame structures. The method is based on the assumption of Winkler, which allows discrete adjacent springs to the shallow foundations simulating the influence of the settlements of support in three-dimensional structures. Although the model is in 3D and thus all the six degrees of freedom of each support may suffer displacements due to a settlement, in this paper, the analysis was made considering only the influence of the vertical translation of the support. The work consists in adding the methodology for consideration of flexible supports to the flowcharts presented by Gere and Weaver, Jr. [1], using the stiffness method, which is widely used for the frame structures analysis. Through the integrated analysis, contemplating parameters of infrastructure, superstructure and foundation ground, it was proved that the deformability of the soil has significant influence on the efforts redistribution and the entailment between the soil and the structure that best describes the physical behavior of a building and flexible supports condition.

Keywords: soil-structure; frame structures, shallow foundations.

Resumo

Neste artigo apresenta-se um programa para consideração da interação solo-estrutura na análise espacial de estruturas reticulares. O método empregado baseia-se na hipótese de Winkler, que admite molas discretas adjacentes as fundações rasas, simulando a influência dos recalques de apoio em estruturas tridimensionais. Embora o modelo seja 3D e, portanto, todos os seis graus de liberdade de cada apoio possam sofrer deslocamentos devidos a um recalque, neste artigo, a análise foi feita considerando apenas a influência da translação vertical dos apoios. O trabalho consiste em incorporar a metodologia para consideração de apoios flexíveis aos fluxogramas apresentados por Gere e Weaver Jr. [1], utilizando o Método da Rigidez, o qual é amplamente empregado para análise de estruturas reticulares. Através da análise integrada, contemplando parâmetros da infraestrutura, supraestrutura e do terreno de fundação, comprovou-se que a deformabilidade do solo tem influência significativa na redistribuição dos esforços e a vinculação entre solo e a estrutura que melhor descreve o comportamento físico de uma edificação é condição de apoios flexíveis.

Palavras-chave: solo-estrutura; estruturas reticulares; fundações rasas.

^a Universidade Comunitária da Região de Chapecó - UNOCHAPECÓ, Chapecó, SC, Brasil

1. Introdução

No passado, segundo relatos de Gusmão [2], era comum considerar todos os apoios totalmente rígidos, inclusive para situações passíveis de deslocamento, como fundações. Essa suposição era uma simplificação necessária para tecnologia da época sendo perfeitamente justificada devido à grande dificuldade em analisar manualmente edifícios sobre apoios flexíveis. Entretanto, a escolha pelo modelo indeslocável é um verdadeiro “abismo” entre o protótipo e a realidade de acordo com este autor.

De acordo com Velloso e Lopes [3], a análise do conjunto solo-estrutura é fundamental e tem por objetivo fornecer os deslocamentos da edificação e permitir o estudo do comportamento dos elementos estruturais, a fim de garantir a qualidade do projeto. A proposta para a consideração da interação entre as interfaces do sistema solo-estrutura tem por objetivo aproximar a teoria da realidade, com a finalidade de assegurar a durabilidade, estabilidade e funcionalidade da obra durante sua vida útil.

A evolução da tecnologia propiciou o desenvolvimento de micro-computadores mais velozes, e em consequência, o advento de programas computacionais mais sofisticados, possibilitando análises mais realistas, que levam em consideração a deformabilidade do solo adjacente às fundações. Apesar das facilidades causadas pelo avanço tecnológico é possível observar o uso, por engenheiros estruturais, do mesmo modelo simplificado do passado no cálculo estrutural das edificações atuais.

Fundamentado no princípio, apontado por Gusmão [2], de que o comportamento de uma edificação é o resultado da interação entre a infraestrutura, superestrutura e o terreno de fundação, torna-se necessário o estudo da interação entre esses componentes. Segundo Colares [4] “Vários são os casos de edificações que apresentaram algum tipo de deformidade em decorrência de alterações não previstas no comportamento mecânico idealizado na análise estrutural.”. Dentre as deformidades pode-se destacar a incidência de patologias graves, como fissuras em vigas e lajes ou até mesmo o esmagamento de pilares.

Neste contexto, foi desenvolvido um programa na linguagem de programação Visual Basic (VB), utilizando a plataforma Microsoft Excel®, que considera a deformabilidade do solo adjacente às fundações rasas. O método baseia-se na hipótese de Winkler, que admite molas discretas adjacentes as fundações. Este modelo relógico permite simular os recalques da estrutura e concomitantemente analisar os efeitos da interação solo-estrutura.

2. Interação solo-estrutura

No Brasil as primeiras contextualizações sobre o tema foram feitas por Chamecki [5], no qual a ideia fundamental do trabalho era estabelecer uma ligação entre a rigidez da estrutura e os recalques da fundação. Nas palavras do autor tem-se que “A solidariedade entre os elementos da estrutura, confere a mesma considerável rigidez, o que faz com que os recalques diferenciais fiquem bem menos acentuados do que os calculados [...]” (CHAMECKI, 1954, pg. 37). Com base nesta concepção percebe-se que a eficiência do projeto depende da análise da interação entre o solo e a estrutura.

O projeto estrutural idealizado sobre uma base rígida, sem qualquer possibilidade de deslocamento, permite subdividir a edificação em três partes: superestrutura, infraestrutura e terreno de fun-

dação. Nota-se, através dos estudos de Silva[6], que esta divisão ainda faz parte da análise de estruturas, nos quais as fundações são consideradas como elementos infinitamente rígidos. Esta hipótese é interpretada como uma independência entre as partes, fazendo com que a análise estrutural não seja efetiva, porque desta forma limita-se o estudo de cada subsistema de maneira isolada [2].

Reis [7] destaca que neste método de análise o calculista da superestrutura preocupa-se somente com a parte do sistema acima da superfície do terreno, e o engenheiro de fundação apenas com elementos de fundação e o solo adjacente aos mesmos. Entretanto, o comportamento da edificação está relacionado à interação entre as interfaces componentes do modelo (superestrutura, infraestrutura e maciço), e esta interferência é conceituada como o fenômeno mecânico da interação solo-estrutura (ISE).

Vários autores têm demonstrado a importância da análise estrutural incorporada ao estudo de recalques, segundo Velloso, Santa Maria e Lopes [8], este estudo “[...] tem por objetivo fornecer os deslocamentos reais da fundação – e também da estrutura, se essa estiver incluída na análise – e seus esforços internos.”. Portanto, torna-se fundamental a correta avaliação dos apoios do modelo, para que a obra civil seja representada de maneira mais realista, levando em consideração os fatores de interferência entre o solo e a estrutura.

3. Análise da deformabilidade do solo

Para compreender os efeitos da interação solo-estrutura é necessária a compreensão de como se comporta o solo quando submetido às cargas de uma edificação, bem como seu comportamento físico durante o processo de carregamento. Durante este processo, na concepção de Cintra, Aoki e Albiero [9], inevitavelmente ocorrerão deslocamentos verticais, para baixo, normalmente na ordem de centímetros, sendo que em casos excepcionais podem atingir centenas de centímetros. Esta deformação em relação ao indeslocável é denominada recalque.

De acordo com Simons e Menzies [10] os recalques de fundações podem ser considerados como: recalque imediato (w_i); recalque por adensamento primário (w_c); e recalque por adensamento secundário (w_s), $w = w_i + w_c + w_s$. O recalque imediato é a parcela de recalque predominante em solos arenosos e independe do tempo. O mesmo resulta na deformação quase que instantânea quando o carregamento é aplicado ao solo, sem que ocorra a redução do índice de vazios do maciço de solo. Embora o solo não seja um material elástico, pois os recalques não são recuperados com o descarregamento, o recalque imediato é calculado usando a teoria da elasticidade, devido à deformação volumétrica inicial ser constante no maciço [6].

Em solos pouco permeáveis, como no caso de argilas saturadas, boa parte do recalque de fundação é devido ao adensamento da camada subjacente as mesmas. No caso de recalques por adensamento, tanto o primário como o secundário são dependentes do tempo e resultam da redução do índice de vazios. O recalque primário ocorre devido à dissipação do excesso da pressão neutra presente no maciço após o carregamento, enquanto o recalque secundário modifica a estrutura do solo sem que aconteça um acréscimo de carga, ou seja, sem o aumento da tensão efetiva. Mas, apesar nomenclatura usada para diferenciá-los, isso não significa que os mesmos acontecem em momentos distintos [10].

3.1 Modelo de Winkler

Prever o comportamento mecânico de um maciço de solo é uma tarefa complexa devido a heterogeneidade do material, que varia desde partículas de argila até matacões. Apesar do solo não ser um material elástico, pois não recupera o volume original ao efetuar o descarregamento do mesmo, em análises convencionais limita-se a tensão atuante na base da fundação à tensão admissível do solo. Nestas condições é possível a aplicação do modelo de Winkler.

Este modelo de comportamento do solo admite que as pressões de contato são proporcionais ao deslocamento (w) de qualquer ponto situado na superfície do solo quando carregado. Para o caso de deformação vertical, a tensão é dada pela Equação (1):

$$\sigma = k_s^v \cdot w_i \quad (1)$$

Em que:

σ é a tensão de contato média na base da fundação.

w_i é o deslocamento vertical (recalque).

k_s^v é o módulo de reação vertical, em função do tipo de solo que compõe o maciço da fundação.

Estas molas são representadas pelo coeficiente de apoio elástico K_s (kN/m), que é diretamente proporcional ao módulo de reação vertical K_i (kN/m³) e a área carregada A_f (m²), conforme equação (2).

$$K_i = \frac{K_s}{A_f} \quad (2)$$

Segundo Moraes [11] é possível admitir que a base da funda-

ção permaneça rígida após a deformação elástica do solo, o que permite considerar uma variação linear das tensões. Nestas condições, é possível calcular os deslocamentos a partir dos coeficientes de apoio elástico K_s (kN/m), conforme a equação (3).

$$w = \frac{N}{K_V} = \frac{F}{K_s^v \cdot A_f} \quad (3)$$

Onde:

N é a ação na base da fundação.

F é a força normal a seção analisada.

O módulo de reação K_s^v não é uma constante do solo e depende de vários fatores, tais como: forma e dimensão da fundação, tipo de construção e mudanças de carregamento (MORAES, 1976). Em geral, o coeficiente K_s^v pode ser determinado de três maneiras: ensaios de placa, tabelas de valores típicos e por meio de correlações com o módulo de elasticidade.

Na falta de ensaios apropriados Béton-Kalender (1962, *apud* MORAES [11]) recomenda utilizar os valores da tabela 3.1, para o módulo de reação vertical, e valores da tabela 3.2, para módulo de elasticidade (para solos submetidos tensões inferiores à 1 MPa). Estas propriedades foram obtidas através de ensaios de placas metálicas com diâmetro de 45 cm.

Os valores propostos pela bibliografia devem ser corrigidos, pois de acordo com Velloso e Lopes [3] os módulos de reação vertical não derivam apenas das propriedades do solo e sim de um sistema de carregamento, portanto, os mesmos devem ser corrigidos para a situação em questão, considerando dimensão e forma do elemento analisado. Os autores propõem a uma correlação por meio da equação (4), admitindo o solo como um

Tabela 3.1 – Valores de K_s^v

| Tipo de solo | K_s^v (kN.m ⁻³) |
|--|-------------------------------|
| Turfa leve - solo pantanoso | 5.000 a 10.000 |
| Turfa pesada - solo pantanoso | 10.000 a 15.000 |
| Areia fina de praia | 10.000 a 15.000 |
| Aterro de silte, de areia e cascalho | 10.000 a 20.000 |
| Argila molhada | 20.000 a 30.000 |
| Argila úmida | 40.000 a 50.000 |
| Argila seca | 60.000 a 80.000 |
| Argila seca endurecida | 100.000 |
| Silte compactado com areia e pedra | 80.000 a 100.000 |
| Silte compactado com areia e muita pedra | 100.000 a 120.000 |
| Cascalho miúdo com areia fina | 80.000 a 120.000 |
| Cascalho médio com areia fina | 100.000 a 120.000 |
| Cascalho grosso com areia grossa | 120.000 a 150.000 |
| Cascalho grosso com pouca areia | 150.000 a 200.000 |
| Cascalho grosso com pouca areia compactada | 200.000 a 250.000 |

Tabela 3.2 – Valores de E_o (módulo de elasticidade edométrico) e E (módulo de elasticidade)

| Valores de E_o e E | E_o (MPa) | E (MPa) |
|------------------------------|-------------|-------------|
| Turfa | 0,1 a 0,5 | 0,07 a 0,35 |
| Argila molhada | 1,5 a 4,0 | 0,99 a 2,2 |
| Argila plástica | 4,0 a 8,0 | 2,6 a 5,3 |
| Argila endurecida - plástica | 8,0 a 15,0 | 5,3 a 9,9 |
| Areia solta | 10,0 a 20,0 | 6,6 a 13,2 |
| Areia compacta | 50,0 a 80,0 | 33,0 a 53,0 |

material elástico homogêneo e semi-infinito, para aproximar o valor da situação real.

$$K_B^v = K_b^v \cdot \frac{b I_s b}{B I_s B} \quad (4)$$

Onde:

K_B^v é o módulo de reação vertical da fundação;

K_b^v é o módulo de reação vertical da placa.

b é a menor dimensão da placa;

B é a menor dimensão da fundação;

I_s é o fator de forma da fundação;

I_b é o fator de forma da placa.

Os fatores de forma são recomendados por Perloff (1975, *apud* VELLOSO; LOPES [3]), conforme a tabela 3.3 [3]. No caso de problemas com espessuras de camadas compressíveis finitas utiliza-se uma tabela semelhante que pode ser obtida em Velloso e Lopes [3].

O recalque (w) também pode ser obtido através do cálculo direto, baseado na teoria da elasticidade. De acordo com Velloso e Lopes [3], esse método é amplamente utilizado na análise da ISE, e sempre associado a modelos simplificados de comportamento do solo.

Os autores apresentam para a previsão de recalque, em sapatas sob carga centrada, a equação (5).

$$w = q \cdot B \cdot \frac{1 - \nu^2}{E} \cdot I_s \cdot I_d \cdot I_h \quad (5)$$

Onde:

w é o recalque direto;

ν é a pressão média aplicada;

B é a menor dimensão da fundação;

ν é o coeficiente de Poisson;

E é o módulo de elasticidade;

I_s é o fator de forma;

I_d é o fator de embutimento;

I_h é o fator de espessura da camada compressível.

O coeficiente de I_s é uma função da forma da sapata e de sua rigidez. No caso flexível depende da posição do ponto sobre a sapata (centro, borda, etc) para o qual é desejada a estimativa do recalque imediato. Assim, a equação (5) pode ser usada para sapatas rígidas e flexíveis, com os valores apropriados de I_s apresentados na tabela 3.3. A dimensão característica da sapata, B , é tomada, por convenção, como o diâmetro da sapata circular ou como o comprimento do lado menor de uma sapata retangular.

Os fatores de forma (I_s) são em geral tabulados para determinados valores de I_d e I_h . A tabela 3.3 mostra esses valores para o caso de carga-

Tabela 3.3 – Fatores de forma I_s , para carregamentos na superfície de um meio de espessura infinita (12)

| Forma | Flexível | | | Rígido |
|-----------|----------|-------|-------|--------|
| | Centro | Borda | Média | |
| Círculo | 1,00 | 0,64 | 0,85 | 0,79 |
| Quadrado | 1,12 | 0,56 | 0,95 | 0,99 |
| Retângulo | – | – | – | – |
| 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 | – |
| 1000 | 5,47 | 2,75 | 5,15 | – |
| 10000 | 6,90 | 3,50 | 6,60 | – |

Figura 4.1 – Vista parcial da entrada de dados do programa

| PARÂMETROS DA ESTRUTURA | | SISTEMA DE COORDENADAS E AÇÕES POSITIVAS DE MEMBRO | INSERIR DADOS CALCULAR RECALCULAR APAGAR ENTRADA EXCLUIR RESULTADO |
|---------------------------|-----|--|--|
| N° membros (M) | 9 | | |
| N° nós (NJ) | 10 | | |
| N° nós restringidos (NRJ) | 5 | | |
| DADOS DE CARREGAMENTO | | | |
| N° nós carregados (NLJ) | 5 | | |
| N° mem. carregados (NLM) | 4 | | |
| APOIO ELÁSTICO (Opcional) | | | |
| Deseja utilizar ? | Sim | | |
| Q.T.D de nós com mola | 2 | | |

mentos na superfície de um meio de espessura infinita sendo I_d e I_n tomados iguais a 1,0. A partir do recalque torna-se possível a determinação coeficiente de mola (K_v) aplicando a deformação obtida na equação (3).

4. Procedimentos metodológicos

4.1 Desenvolvimento do programa

A etapa inicial foi a formalização do programa computacional, baseado nos fluxogramas apresentados pelos autores Gere e Weaver Jr. [1], para pórticos espaciais, utilizando o método da rigidez, para determinação dos esforços e deslocamentos em estruturas reticulares. Utilizou-se a linguagem de programação Visual Basic (VB), plataforma Microsoft Excel®. A vista principal do software desenvolvido pode ser observada na figura 4.1.

Entretanto, o requisito fundamental para comprovar o êxito do modelo computacional é que o mesmo produza resultados satisfatórios quando comparado aos resultados da bibliografia da qual deriva o fluxograma de cálculo. Portanto, por meio de um exemplo de pórtico espacial, exemplo I (5.1.1), disponíveis no livro *Análise de Estruturas Reticuladas*, dos autores Gere e Weaver Jr. [1], foi realizado um teste numérico para o procedimento de cálculo do método da rigidez.

4.2 Metodologia para inclusão de apoio flexível

Este procedimento é realizado através da substituição do apoio rígido por um flexível, através da substituição do grau de liberdade por uma mola de rigidez definida. Esta mola restringe parcialmente o deslocamento de um nó específico, caracterizando assim, uma condição de apoio elástico.

4.3 Metodologia para consideração da iteração solo-estrutura

A técnica consiste inicialmente em calcular as reações de apoio da

estrutura com apoios rígidos e a partir desses valores estimar as dimensões da fundação, para posteriormente aplicar a equação (5) para obtenção do recalque imediato. O coeficiente elástico para a base de cada pilar pode então ser obtido através da equação (3). Em uma nova análise de esforços, os apoios rígidos são substituídos pelos coeficientes de molas, desta maneira são obtidas novas reações de apoios, novos recalques e novos coeficientes de molas. Como os coeficientes de mola derivam especificamente do tipo de solo e das dimensões da fundação assente sobre o mesmo, a cada iteração os elementos de fundação devem ser redimensionados. O processo é iterativo e chega ao final quando os recalques ou as reações de apoio convergem para um mesmo valor. Esse procedimento baseia-se na metodologia apresentada por Chamecki [5].

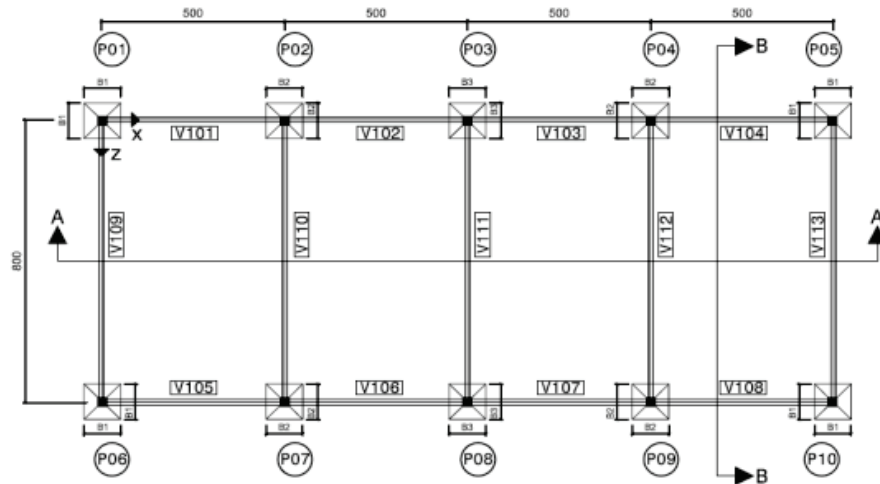
4.3.1 Modelo espacial

O modelo espacial, ilustrado através da figura 4.2, é constituído por sessenta e nove membros e quarenta nós, inicialmente os nós de 1 a 10 serão restringidos, em seguida as restrições verticais dos mesmos serão substituídas por coeficientes de rigidez relativa, calculada conforme a equação (3), de acordo com o recalque elástico dos pontos que se apoiam no maciço de solo.

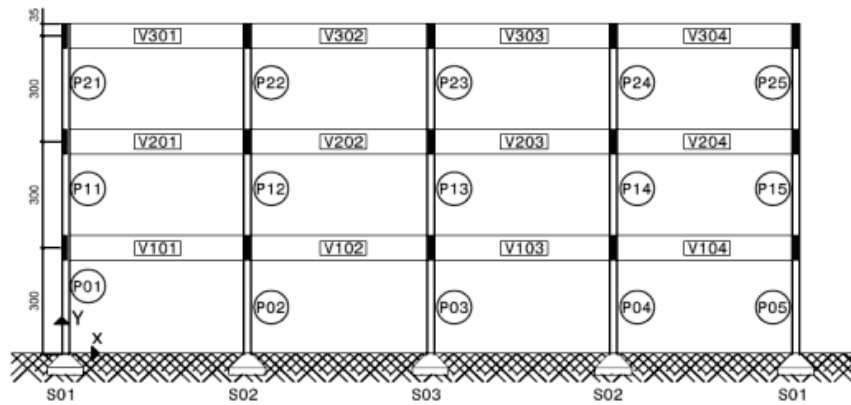
Tabela 4.1 – Parâmetros físicos gerais para o modelo estrutural espacial

| Q (kN/m) | E (kN/m ²) | G (kN/m ²) |
|------------|--------------------------|--------------------------|
| 30,0 | 28.000.000,00 | 11.666.666,70 |
| L_x (m) | L_y (m) | L_z (m) |
| 5,0 | 3,0 | 8,0 |

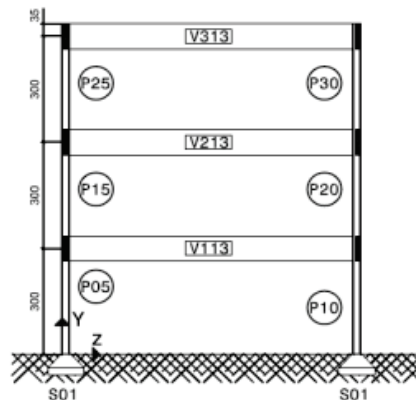
Figura 4.2 – Nomenclatura para os membros do modelo estrutural espacial



PLANTA BAIXA
Nomenclatura

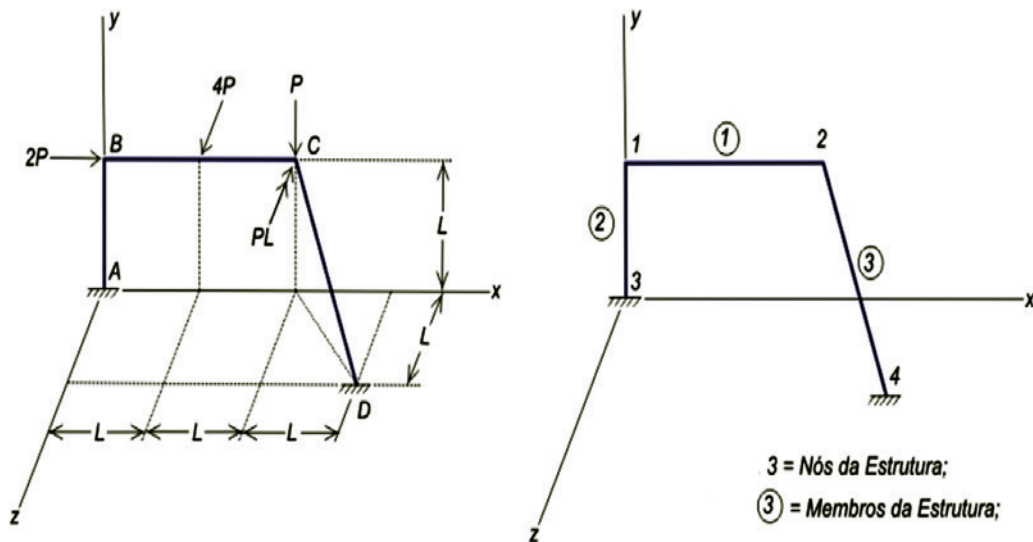


CORTE A-A
Nomenclatura



CORTE B-B
Nomenclatura

Figura 5. 1 – Exemplo I



Quanto aos carregamentos, o modelo espacial apresenta apenas carregamentos uniformes Q , atuantes no sentido negativo de Y , aplicados a todos os elementos horizontais da estrutura, e todos os membros estão submetidos a ações devido ao peso próprio ($\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$). Os elementos estruturais são de concreto armado, com resistência a compressão (f_{ck}) de 25 MPa.

Inicialmente o modelo foi submetido à análise da ISE em situações de solo homogêneo, no caso específico de areia e argila. Em seguida (em uma combinação caracterizada como um aterro realizado em uma faixa lateral, no sentido transversal (Z) da estrutura) os pilares P01 (membro 01) e P06 (membro 06) foram submetidos a coeficientes de mola de menor rigidez do que para os demais pilares.

As vigas têm dimensões de 15x70cm, respectivamente base e altura, enquanto os pilares são dotados de uma seção 20x20cm. Os demais parâmetros físicos para resolução desse modelo estrutural estão listados na tabela 4.1. A numeração, localização e nomenclatura dos membros e fundações podem ser observadas na figura 4.2. São utilizadas na análise duas tipologias de maciço, um solo com pouca resistência e outro de elevada capacidade de suporte. O maciço de menor rigidez trata-se de um solo argiloso com módulo de elasticidade (E_s) de 35MPa e coeficiente de Poisson igual a 0,3,

com uma tensão básica resultante de 0,2 MPa. O solo de maior resistência trata-se de uma areia com módulo de elasticidade (E_s) de 70MPa e coeficiente de Poisson igual a 0,4, com uma tensão básica resultante de 0,4MPa. Para efeito de cálculo as sapatas serão consideradas na superfície do terreno e rotuladas, limitando a análise apenas aos deslocamentos verticais de cada apoio.

5. Apresentação e discussão dos resultados

5.1 Validação do programa

5.1.1 Exemplo I

O primeiro exemplo, apresentado na figura 5.1[1], é formado por três membros e quatro nós, dentre os quais dois são totalmente restringidos (A e D), totalizando doze restrições; os demais estão livres conferindo doze graus de liberdade à estrutura (seis em cada um dos nós B e C). Os carregamentos nodais consistem em: força $2P$ na direção positiva do eixo X , no ponto B; força P na direção negativa do eixo Y , no ponto C; e um binário PL no sentido negativo do eixo Z , no ponto C. Ainda, sobre o membro BC, há uma carga de $4P$, na direção positiva do eixo Z , aplicada no meio do vão do membro.

Os parâmetros físicos para resolução desse modelo estrutural estão relacionados na tabela 5.1 (Gere e Weaver Jr. [1]).

Os resultados gerados pelo software para os deslocamentos e reações do exemplo I estão apresentados na tabela 5.2.

Os resultados para os deslocamentos e reações do exemplo I, de acordo com Gere e Weaver Jr. (1987, p. 366), podem ser observados na tabela 5.3[1].

Pode-se perceber a compatibilidade entre os resultados apresentados por Gere e Weaver Jr. (1987, p. 366) e os resultados obtidos com o software desenvolvido. Cabe ressaltar que foram

Tabela 5. 1 – Dados exemplo I

| E (MPa) | P (kN) | A_x (m ²) | I_y (m ⁴) |
|-----------|--------|-------------------------|-------------------------|
| 206842,71 | 4,45 | 0,0071 | $2,33 \cdot 10^{-5}$ |
| G (MPa) | L (m) | I_x (m ⁴) | I_z (m ⁴) |
| 82737,08 | 3,5 | $3,45 \cdot 10^{-5}$ | $2,33 \cdot 10^{-5}$ |

Tabela 5.2 – Deslocamentos e reações do exemplo I

| Deslocamentos de nó (m e rad/m) e Reações (kN e kN.m) | | | | | | |
|---|---------------------|---------------------|---------------------|------------------|------------------|------------------|
| Nó | Trans. X Força X | Trans. Y Força Y | Trans. Z Força Z | Rot. X Mom. X | Rot. Y Mom. Y | Rot. Z Mom. Z |
| 1 | -0,00388112 0 | 0,00000618 0 | 0,01590856 0 | 0,0001914 0 | -0,0001387 0 | 0,0000679 0 |
| 2 | -0,00391674 0 | 0,01158629 0 | 0,01559181 0 | 0,0000910 0 | 0,0001459 0 | -0,0000686 0 |
| 3 | 0 -0,396 | 0 -2,980 | 0 -9,038 | 0 -25,694 | 0 5,123 | 0 -3,628 |
| 4 | 0 -8,762 | 0 7,43 | 0 -8,762 | 0 -2,903 | 0 -5,032 | 0 3,50 |

Tabela 5.3 – Deslocamentos e reações para o exemplo I, de acordo com a bibliografia

| Deslocamentos de nó (m e rad/m) e Reações (kN e kN.m) | | | | | | |
|---|---------------------|---------------------|---------------------|------------------|------------------|------------------|
| Nó | Trans. X Força X | Trans. Y Força Y | Trans. Z Força Z | Rot. X Mom. X | Rot. Y Mom. Y | Rot. Z Mom. Z |
| 1 | -0,0038811 0 | 0,0000062 0 | 0,0159085 0 | 0,000191 0 | -0,000139 0 | 0,000068 0 |
| 2 | -0,0039167 0 | 0,0115863 0 | 0,0155918 0 | 0,000091 0 | 0,000146 0 | -0,000069 0 |
| 3 | 0 -0,4 | 0 -2,98 | 0 -9,04 | 0 -25,69 | 0 5,12 | 0 -3,63 |
| 4 | 0 -8,76 | 0 7,43 | 0 -8,76 | 0 -2,90 | 0 -5,03 | 0 3,50 |

Tabela 5.4 – Coeficientes de rigidez, reações e elementos de fundação

| Combinação – aterro lateral - P01/P06 | | | | | | | | | |
|---------------------------------------|--------------------------------|---------|-----------------------|--------------------------------|---------|-----------------------|--------------------------------|---------|-----------------------|
| Pilar | Apoio rígido | | | Apoio flexível | | | | | |
| | K_v (kN.m ⁻¹) | Rv (kN) | Sapata (m) (BxLxH) | Iteração 1 | | | Iteração 2 | | |
| | K_v (kN.m ⁻¹) | Rv (kN) | Sapata (m) (BxLxH) | K_v (kN.m ⁻¹) | Rv (tf) | Sapata (m) (BxLxH) | K_v (kN.m ⁻¹) | Rv (kN) | Sapata (m) (BxLxH) |
| P1 | ∞ | 608,87 | 1,85x1,85x0,55 | 71872,6 | 603,41 | 1,85x1,85x0,55 | 71872,6 | 601,84 | 1,85x1,85x0,55 |
| P2 | ∞ | 927,48 | 1,60x1,60x0,47 | 134680,1 | 935,87 | 1,65x1,65x0,48 | 138888,9 | 939,83 | 1,65x1,65x0,48 |
| P3 | ∞ | 887,30 | 1,60x1,60x0,47 | 134680,1 | 893,04 | 1,60x1,60x0,47 | 134680,1 | 890,76 | 1,60x1,60x0,47 |
| P4 | ∞ | 927,48 | 1,60x1,60x0,47 | 134680,1 | 912,67 | 1,60x1,60x0,47 | 134680,1 | 911,61 | 1,60x1,60x0,47 |
| P5 | ∞ | 608,87 | 1,30x1,30x0,37 | 109427,6 | 615,01 | 1,35x1,35x0,38 | 113636,4 | 615,95 | 1,35x1,35x0,38 |
| P6 | ∞ | 608,87 | 1,85x1,85x0,55 | 71872,6 | 603,41 | 1,85x1,85x0,55 | 71872,6 | 601,84 | 1,85x1,85x0,55 |
| P7 | ∞ | 927,48 | 1,60x1,60x0,47 | 134680,1 | 935,87 | 1,65x1,65x0,48 | 138888,9 | 939,83 | 1,65x1,65x0,48 |
| P8 | ∞ | 887,30 | 1,60x1,60x0,47 | 134680,1 | 893,04 | 1,60x1,60x0,47 | 134680,1 | 890,76 | 1,60x1,60x0,47 |
| P9 | ∞ | 927,48 | 1,60x1,60x0,47 | 134680,1 | 912,67 | 1,60x1,60x0,47 | 134680,1 | 911,61 | 1,60x1,60x0,47 |
| P10 | ∞ | 608,87 | 1,30x1,30x0,37 | 109427,6 | 615,01 | 1,35x1,35x0,38 | 113636,4 | 615,95 | 1,35x1,35x0,38 |

Tabela 5.5 – Reações de convergência

| Modelo espacial - axial pilares | | | | |
|---------------------------------|------------------|-----------|----------------|----------------|
| Pilar | Apoio rígido | | Apoio flexível | |
| | Rigidez infinita | Areia | Argila | Aterro P01/P06 |
| P1 | 608,87 kN | 616,17 kN | 619,50 kN | 601,84 kN |
| P2 | 927,48 kN | 912,91 kN | 907,44 kN | 939,83 kN |
| P3 | 887,30 kN | 901,82 kN | 906,12 kN | 890,76 kN |
| P4 | 927,48 kN | 912,91 kN | 907,44 kN | 911,61 kN |
| P5 | 608,87 kN | 616,17 kN | 619,50 kN | 615,95 kN |
| P6 | 608,87 kN | 616,17 kN | 619,50 kN | 601,84 kN |
| P7 | 927,48 kN | 912,91 kN | 907,44 kN | 939,83 kN |
| P8 | 887,30 kN | 901,82 kN | 906,12 kN | 890,76 kN |
| P9 | 927,48 kN | 912,91 kN | 907,44 kN | 911,61 kN |
| P10 | 608,87 kN | 616,17 kN | 619,50 kN | 615,95 kN |

analisados outros exemplos e todos os resultados obtidos são compatíveis com a literatura, não sendo acrescentados ao presente trabalho, para não alongar muito o texto.

5.2 Resultados do modelo espacial

A partir das reações de apoio obtidas do modelo espacial para cada combinação, sob base indeslocável e flexível, considerando a metodologia descrita para a consideração da interação solo-estrutura (item 4.3), foram elaborados quadros para cada iteração e para cada pilar. O processo de convergência para a combinação aterro lateral (P01/P06), que pode ser observado na tabela 5.4.

Aplicando novamente a metodologia deu-se origem a tabela 5.5,

que apresenta uma tabela resumo de reações finais para todos os casos propostos no item 4.3.1.

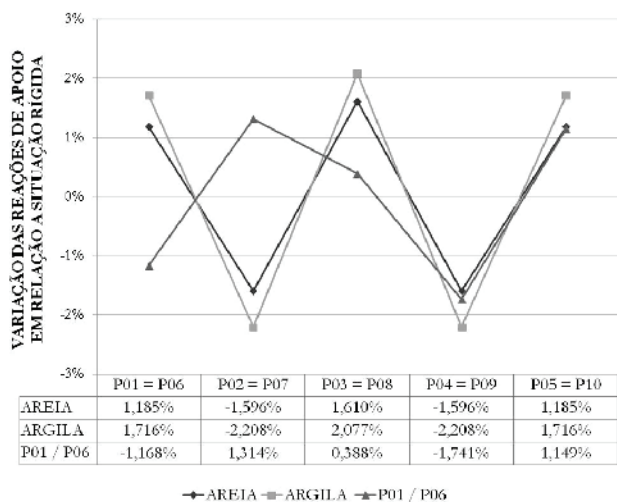
O comportamento da estrutura pode ser analisado conforme os percentuais de variação das três combinações, para reações dos pilares, em relação aos esforços obtidos na situação de apoio rígido. A figura 5.2 tem o intuito de demonstrar a migração dos esforços de acordo com a base elástica (a combinação P01/P06 simula um aterro lateral, de acordo com o item 4.3.1).

Os resultados de variação demonstram uma tendência de uniformização das cargas. Percebe-se que o solo com menor coeficiente de reação provoca maiores redistribuição de esforços. Porém, deve-se notar que a magnitude da redistribuição de esforços não foi tão expressiva, devido às grandes dimensões das fundações do modelo espacial e, por consequência, mais rígidas. As variações atingiram

Tabela 5.6 – Esforços atuantes nos membros da prumada P01-P21

| Modelo espacial - esforços prumada P01-P21 | | | | | | |
|--|------------------|------------|------------|----------------|------------|-----------|
| Pilar | Apoio rígido | | | Apoio flexível | | |
| | Rigidez infinita | | | Areia | | |
| | N | MY | MZ | N | MY | MZ |
| P01 = P06 | 608,87 kN | 0,00 kN.m | 0,00 kN.m | 616,17 kN | 0,00 kN.m | 0,00 kN.m |
| P11 = P16 | 407,03 kN | 30,56 kN.m | 7,01 kN.m | 411,73 kN | 30,56 kN.m | 8,82 kN.m |
| P21 = P26 | 202,93 kN | 30,54 kN.m | 7,84 kN.m | 204,98 kN | 30,54 kN.m | 9,57 kN.m |
| Pilar | Apoio flexível | | | | | |
| | Argila | | | P01 / P06 | | |
| | N | MY | MZ | N | MY | MZ |
| P01 = P06 | 619,50 kN | 0,00 kN.m | 0,00 kN.m | 601,84 kN | 0,00 kN.m | 0,00 kN.m |
| P11 = P16 | 413,89 kN | 30,56 kN.m | 9,75 kN.m | 402,41 kN | 30,56 kN.m | 5,75 kN.m |
| P21 = P26 | 205,91 kN | 30,54 kN.m | 10,48 kN.m | 200,80 kN | 30,54 kN.m | 6,62 kN.m |

Figura 5.2 – Análise gráfica da variação percentual das reações verticais do modelo estrutural espacial



o máximo de 2,08% para acréscimos e o mínimo de -2,21% para alívios, ambos enquanto o modelo estava assente sobre argila.

Na combinação entre as duas tipologias de solo, onde os pilares P01 e P06 são submetidos a um coeficiente de rigidez menor em relação aos demais, nota-se a influência da rotação da estrutura no comportamento da mesma, causando alívio de carga, na ordem de 1,17%, nos pilares P01 e P06 e sobrecarregando os pilares vizinhos, P02 e P08, na ordem de 1,31%.

O comportamento dos esforços, de acordo com o aumento de pavimentos, pode ser observado através da prumada P01-P21, simétrica às prumadas P06-P26. Os esforços normais e de flexão atuantes na base dos pilares, analisados em módulo devido à simetria dos arranjos de armação, estão listados respectivamente nas tabelas 5.6.

Em contrapartida à discreta variação nos esforços normais dos pilares, os momentos tiveram acréscimos significativos, em relação a situação indeslocável, chegando a atingir até 39,087% sob base de argila. Identificou-se que momentos atuantes no senti-

Figura 5.3 – Variação do esforço axial para prumada P01-P21

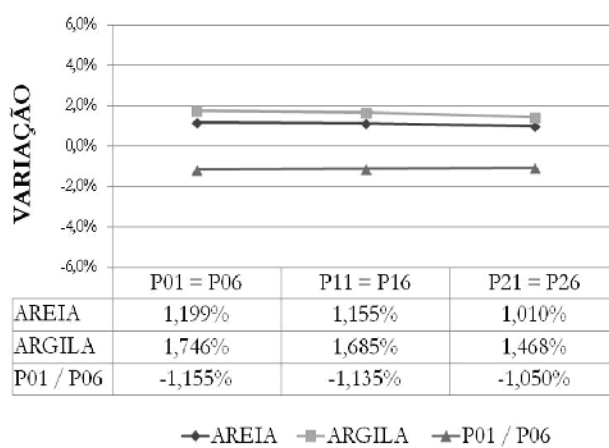


Figura 5.4 – Variação do momento fletor (MZ) para prumada P01-P21

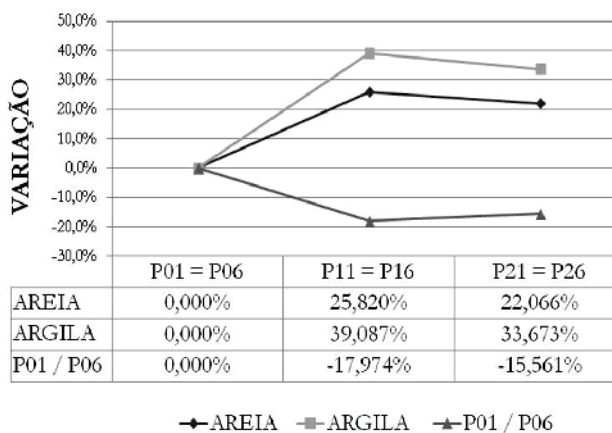


Tabela 5.7 – Esforço cisalhante para vigas V101,V201 e V301

| Modelo espacial - cisalhamento | | | | | |
|--------------------------------|--------------|------------------|---------|---------|----------------|
| Viga | Apoio rígido | Apoio flexível | | | |
| | | Rigidez infinita | Areia | Argila | Aterro P01/P06 |
| V101 | P01 | 68,3 kN | 70,9 kN | 72,1 kN | 65,9 kN |
| | P02 | 94,8 kN | 92,2 kN | 91,0 kN | 97,2 kN |
| V201 | P11 | 70,6 kN | 73,3 kN | 74,5 kN | 68,1 kN |
| | P12 | 92,5 kN | 89,9 kN | 88,7 kN | 95,0 kN |
| V301 | P21 | 69,4 kN | 71,5 kN | 72,4 kN | 67,3 kN |
| | P22 | 93,7 kN | 91,6 kN | 90,7 kN | 95,8 kN |

Figura 5.5 – Variação do esforço cisalhante para vigas V101,V201 e V301

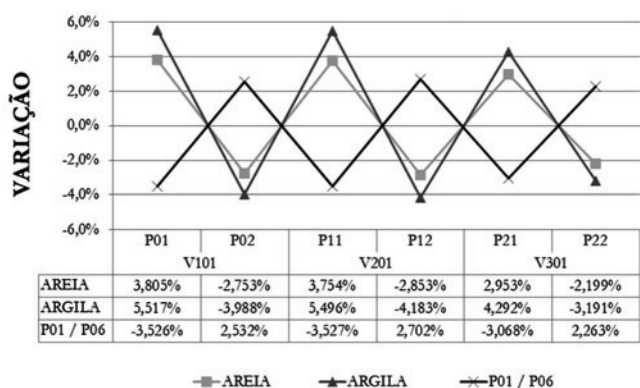
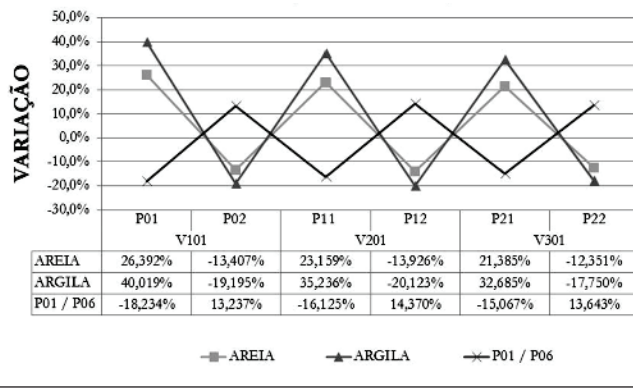


Figura 5.6 – Variação do momento fletor para vigas V101, V201 e V301



do transversal do modelo espacial não apresentaram nenhuma variação em comparação aos esforços resultantes ao modelo de apoios fixos, justificada pela ausência da rotação nos membros transversais.

O comportamento para prumada P01-P21, ao longo de cada pavimento, pode ser visualizado através das análises gráficas presentes nas figuras 5.3 e 5.4.

De acordo com as variações, obtidas ao longo de cada pavimento, percebe-se que independente da combinação, ou da prumada analisada, as variações são maiores nos membros mais próximos das fundações. A ocorrência deste fato decorre do aumento de rigidez da estrutura, proporcionalmente ao aumento de pavimentos, o que faz com que as rotações sejam menores.

Para analisar o comportamento das vigas foram selecionadas vigas de referência longitudinal (eixo X). São elas as vigas V101-V301, simétricas às vigas V105-V305, no sentido longitudinal. Os esforços de cisalhamento estão relacionados na tabela 5.7, e as variações para os mesmos estão representadas através do gráfico da figura 5.5.

Os momentos fletores podem ser visualizados na tabela 5.8, e as variações para os mesmos apresentam-se através do gráfico da figura 5.6.

Analisando as figuras 5.5 e 5.6 percebe-se que os esforços de cisalhamento não sofreram variações significativas percentuais. Contudo, a variação elevada dos momentos fletores é devida a influência direta da rotação das extremidades, que no caso de apoios deformáveis é maior. Também é notável a reduzida variação com o aumento de pavimentos, isto é justificado pela convergência das deformações entre a análise rígida e a flexível, fazendo com que as variações tornem-se desprezíveis medida em que a análise se afasta da interface da estrutura com as fundações.

Ao realizar a análise dos recalques imediatos das fundações do modelo comprova-se a uniformização também dos recalques para situações de apoio flexível. Os valores dos recalques estão relacionados entre apoio flexível e rígido, para areia, argila e a combinação de ambos os solos, que respectivamente diz respeito às figuras 5.7, 5.8 e 5.9. Admite-se como cota 0,00m a base para fundações.

Ao observar a uniformização dos recalques, causada pela compatibilização entre solo e estrutura, verificou-se que os recalques diferenciais tornam-se menores. Os recalques diferenciais, obtidos para o modelo espacial, não ultrapassem distorções maiores que 0,0352% (recalque diferencial máximo entre P01 e P02, respectivo a situação de apoio flexível sobre argila).

Tabela 5.8 – Momentos fletores para vigas V101,V201 e V301

| Modelo espacial - momentos fletores | | | | | |
|-------------------------------------|------------------|------------|----------------|------------|----------------|
| Viga | Apoio rígido | | Apoio flexível | | |
| | Rigidez infinita | | Areia | Argila | Aterro P01/P06 |
| V101 | P01 | 10,4 kN.m | 13,2 kN.m | 14,6 kN.m | 8,50kN.m |
| | P02 | -76,5 kN.m | -66,3 kN.m | -61,8 kN.m | -86,7 kN.m |
| V201 | P11 | 15,1 kN.m | 18,6 kN.m | 20,4 kN.m | 12,6 kN.m |
| | P12 | -69,9 kN.m | -60,1 kN.m | -55,8 kN.m | -79,9 kN.m |
| V301 | P21 | 8,20kN.m | 10,0 kN.m | 10,9 kN.m | 7,00kN.m |
| | P22 | -68,9 kN.m | -60,4 kN.m | -56,7 kN.m | -78,3 kN.m |

6. Conclusões

A solução de Winkler, empregada para obtenção dos coeficientes de rigidez para as fundações, admite o solo como um material elástico, homogêneo e semi-infinito, que responde elasticamente aos carregamentos. No entanto, sabe-se que o solo não recupera o volume original ao efetuar o descarregamento sobre o mesmo, devido à deformabilidade permanente da sua estrutura. Contudo, limitando as tensões na base das fundações a tensões admissíveis, é possível considerar uma resposta elástica do solo. Nestas condições, este modelo reológico apresentou-se como uma solução relativamente simples e prática, devido à convergência dos resultados em poucas iterações.

Da análise comparativa dos resultados percebe-se que as redistribuições dos esforços são proporcionais às rotações sofridas pelos elementos do modelo.

De modo geral, solos com menor coeficiente de reação provocam

maiores redistribuições de esforços, forçando sua compatibilização de acordo com as rigidezes das molas posicionadas na base de cada pilar. Todavia, cabe salientar que as constantes elásticas utilizadas para simular a deformação do solo, negligenciam a interação entre molas adjacentes, portanto os erros tendem a crescer para solos moles.

A solidariedade entre os elementos estruturais foi observada através da uniformização dos recalques, causada pela compatibilização entre as deformações do solo e da estrutura, tornando menores os recalques diferenciais. Mesmo que os valores dos recalques não apresentem grandes diferenças por dependerem diretamente do estado de tensão, a qual submete-se o maciço, provocaram consideráveis variações nos esforços de vigas e pilares. Entretanto, para que aconteça a redistribuição dos carregamentos, existe a necessidade que ocorra recalque diferencial nos apoios, rotacionando assim as vigas e provocando a migração das cargas para os pilares vizinhos com recalques menores, o que não aconteceria caso os apoios tivessem recalques idênticos.

Fica claro que os efeitos de redistribuição são mais acentuados nas extremidades das vigas do que nos pilares. A influência da rigidez dos elementos horizontais também é notável na redistribuição das cargas, visto que a transferência dos esforços ocorre através dos mesmos, portanto, quanto maior a rigidez das vigas mais próximo será o comportamento da estrutura a de um bloco rígido. As variações nos esforços são maiores para os membros mais próximos às fundações, independente da combinação. Isto decorre do aumento de rigidez da estrutura com o aumento de pavimentos, sendo assim um fator a ser considerado no projeto de vigas de transição em subsolos.

Neste contexto comprovou-se a existência de variação nos esforços atuantes em estruturas reticulares, assentes sobre fundações rasas, devido a interação entre o solo e a estrutura, alertando a importância em considerar este fenômeno em situações com elevada concentração de esforço normal, o que provocaria recalques diferenciais elevados, cujos efeitos seriam negligenciados em uma análise convencional. Portanto, mesmo com a utilização de um modelo simplificado, conclui-se que desconsiderar a influência dos recalques de apoio pode conduzir a esforços não-realísticos capazes de prejudicar a segurança e a durabilidade das edificações.

Figura 5.7 – Recalques elásticos para areia

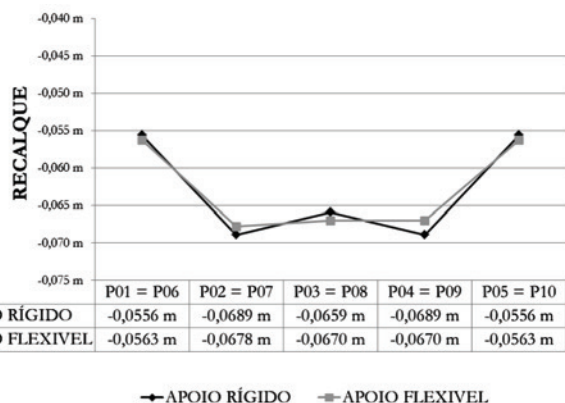


Figura 5.8 – Recalques elásticos para argila

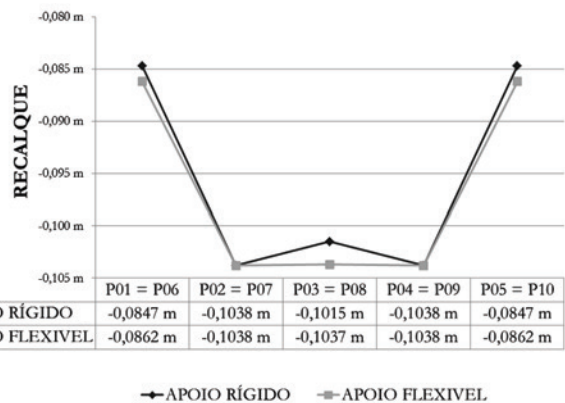
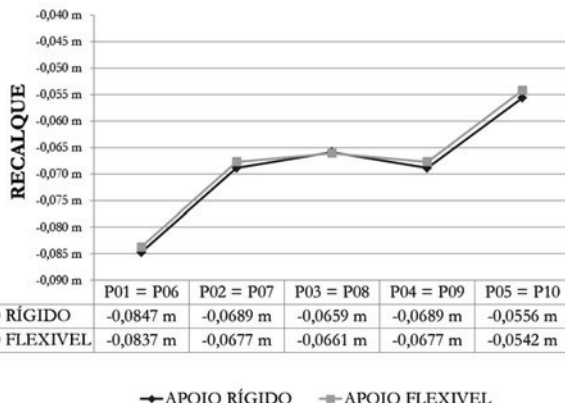


Figura 5.9 – Recalques elásticos para combinação de solo arenoso e argiloso



7. Referências bibliográficas

- [01] GERE, James M.; WEAVER JR., William. *Análise de Estruturas Reticuladas*. Rio de Janeiro: Guanabara, 1987. 443 p.
- [02] GUSMÃO, Alexandre Duarte. Aspectos relevantes da interação solo-estrutura em edificações. *Rev. Solos e Rochas*, São Paulo, v. 17, n. 1, p. 47-55, 1994.
- [03] VELLOSO, Dirceu de Alencar; LOPES, Francisco de Rezende. *Fundações: critérios de projeto, investigação de subsolo, fundações superficiais*. São Paulo: Oficina de Textos, 2004. 226 p.
- [04] COLARES, George Moura . Programa para análise da interação solo-estrutura no projeto de edifícios. 2006. 74f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos. 2006.
- [05] CHAMECKI, Samuel. Consideração da Rigidez da Estrutura no Cálculo dos Recalques da Fundação. In: *Separata dos Anais do I Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos – Volume I*, Porto Alegre, RS, 1954. pp. 35 - 80.
- [06] SILVA, Wagner Queiroz. *Análise não linear geométrica do acoplamento solo-estrutura através da combinação MEC-MEF*. 2010. 131 f. Dissertação (Mestrado em Estruturas), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. 2010.
- [07] REIS, Jeselay Hemetério Cordeiro dos. *Interação solo-estrutura de grupo de edifícios com fundações superficiais em argila mole*. 2000. 148 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. 2000.
- [08] VELLOSO, Dirceu de Alencar; SANTA MARIA, Paulo Eduardo Lima de; LOPES, Francisco de Rezende. Princípios e modelos básicos de análise. In: HACHICH, Waldemar. *Fundações: teoria e prática*. 2. ed. São Paulo: PINI, 1998. p. 163-196.
- [09] CINTRA, José Carlos A.; AOKI, Nelson; ALBIERO, José Henrique. *Tensão admissível em fundações diretas*. São Carlos: Rima, 2003. 134 p.
- [10] SIMONS, Noel E.; MENZIES, Bruce K.. *Introdução à engenharia de fundações*. Rio de Janeiro: Interciência, 1981. 199 p.
- [11] MORAES, Marcello da Cunha. *Estruturas de fundações*. 2. ed. São Paulo: McGraw Hill, 1976. 205 p.
- [12] PERLOFF, W. H. Pressure distribution and settlement. In *Foundation Engineering Handbook*, ed. H. F. Winterkorn and H.-Y. Fang, pp. 148–196, Van Nostrand Reinhold, New York, 1975.