

UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ

RAFAEL FELIPE TONDO

**CONSIDERAÇÃO DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA NA ANÁLISE
ESTRUTURAL DE EDIFÍCIOS EM CONCRETO ARMADO COM FUNDAÇÕES EM
ESTACA: ESTUDO DE CASO**

PATO BRANCO

2023

RAFAEL FELIPE TONDO

**CONSIDERAÇÃO DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA NA ANÁLISE
ESTRUTURAL DE EDIFÍCIOS EM CONCRETO ARMADO COM FUNDAÇÕES EM
ESTACA: ESTUDO DE CASO**

Considering soil-structure interaction on reinforced concrete structures with drilled pile foundations analysis: case study

Trabalho de conclusão de curso de graduação apresentado como requisito parcial para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil pela Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Campus Pato Branco. Área de Concentração: Análise de Estruturas

Orientador: Prof. Dr. Gustavo Lacerda Dias
Coorientador: Msc. Tobias Luiz Marchioro Toassi

PATO BRANCO

2023



[Internacional 4.0](https://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/4.0/)

Esta licença permite que outros remixem, adaptem e criem a partir do trabalho para fins não comerciais, desde que atribuam o devido crédito e que licenciem as novas criações sob termos idênticos. Conteúdos elaborados por terceiros, citados e referenciados nesta obra não são cobertos pela licença.

RAFAEL FELIPE TONDO

**CONSIDERAÇÃO DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA NA ANÁLISE
ESTRUTURAL DE EDIFÍCIOS EM CONCRETO ARMADO COM FUNDAÇÕES EM
ESTACA: ESTUDO DE CASO**

Trabalho de Conclusão de Curso de Graduação
apresentado como requisito para obtenção do título de
Bacharel em Engenharia Civil da Universidade
Tecnológica Federal do Paraná (UTFPR).

Data de aprovação: 20 de junho de 2023.

Prof. Dr. Gustavo Lacerda Dias
Doutorado em Engenharia Civil/Estruturas - UFSC
Universidade Tecnológica Federal do Paraná – Campus Pato Branco

Prof. Msc. Tobias Luiz Marchioro Toassi
Mestrado em Engenharia Civil - UTFPR

Prof. Dr. Paola Regina Dalcanal
Doutorado em Engenharia Civil/Estruturas - PUC-RIO
Universidade Tecnológica Federal do Paraná – Campus Pato Branco

Prof. Msc. Thais Elenize de Siqueira
Mestrado em Engenharia Civil - UTFPR
Universidade Tecnológica Federal do Paraná – Campus Pato Branco

PATO BRANCO

2023

AGRADECIMENTOS

Aos meus pais, pelo apoio incondicional durante toda minha vida, e pelo incentivo na busca do conhecimento.

Aos meus irmãos, por trilharem o caminho pelo qual sigo, e por simpatizarem com as dificuldades que encontramos no dia-a-dia.

Ao prof. Dr. Gustavo Lacerda Dias, pela orientação acadêmica e pelos ensinamentos sobre como ser um profissional rigoroso durante meus estudos.

Ao Eng. Msc. Tobias Luiz Marchioro Toassi, pelo auxílio inestimável durante a escrita deste trabalho, bem como com meus primeiros passos dentro da carreira de engenheiro civil.

Aos meus colegas e amigos, que me mantiveram são durante este trajeto.

A todos os professores que participaram desta caminhada, pelos ensinamentos e palavras de encorajamento.

RESUMO

Este trabalho busca examinar o comportamento estrutural de um edifício estudo de caso de 4 pavimentos localizado na região de Pato Branco, Paraná, variando-se os vínculos de fundação. Foi visada a comparação das situações de vínculos engastados e semi-rígidos, com o intuito de analisar a variação do comportamento das reações de apoio, esforços solicitantes nos pilares, parâmetros de estabilidade global e o recalque imediato para cada simulação. A modelagem do edifício foi realizada no software de dimensionamento estrutural AltoQi Eberick™, adotando fundações em estacas escavadas com profundidade igual a 12 metros e diâmetro da seção transversal iguais a 30 e 40 centímetros, de acordo com o carregamento determinado para cada estaca. Com o intuito de comparar o parâmetro de recalque das fundações, os diâmetros dos grupos de estacas de um bloco, bem com o número de estacas dos blocos se manteve fixo. A diferença máxima de carregamento axial absoluto observado entre o caso de vínculos engastados e flexíveis nos pilares foi de 189.90 kN em um dos pilares centrais da estrutura, equivalente a um acréscimo de 23.09%, enquanto a redistribuição média observada foi de 46.71 kN, equivalente a 11.95 %. O valor de acréscimo de carregamento máximo relativo entre os dois casos observados foi de 35.69%, ou 72.6 kN, em um dos pilares de canto da estrutura. Foi observada uma redistribuição dos recalques dos elementos de fundação mais carregados da estrutura para os elementos de fundação mais próximos conectados por vigas. O recalque diferencial máximo da estrutura de estudo foi de 1.59 mm para os elementos de fundação com vínculos engastados e 0.79 mm para os elementos de fundação com vínculos semi-rígidos. Foram observados deslocamentos horizontais maiores para o pórtico estrutural com vínculos de fundação flexíveis, resultando em um aumento dos esforços de segunda ordem na estrutura, bem como nos momentos solicitantes das seções transversais dos pilares, evidenciando que a rigidez da estrutura diminuiu quando foi retirado o vínculo engastado das estruturas de fundação.

Palavras-chave: Interação solo-estrutura, Design de fundação, Teoria da Elasticidade, Recalque.

ABSTRACT

This paper aims to examine the structural behaviour of a 4 story building located in the city of Pato Branco, Paraná, switching the foundation design between rigid and flexible, while comparing support reactions, the columns' internal loads, global stability parameters and immediate soil settlement for each simulation. The structure's modeling was performed through the structural design software AltoQi Eberick™, using drilled pile foundations, totalling 12 meters in depth and cross section diameter assumed to be either 30 or 40 centimeters, according to the pile's determined load. Attempting to compare the foundation's settlement parameters, each pile group kept its cross section diameter, as well as its number of piles, equal between both simulations. The column's biggest axial load difference between the rigid and flexible foundation simulations observed on a column located close to the structure's centre, totaling 189.90 kN, which represents a 23.09% gain, while the average reallocation was 46.71 kN, or 11.95 %. The largest relative axial load difference observed to be 35.69 %, or 72.6 kN, on a column located on the structure's edge. A settlement redistribution was observed on the building's foundation elements, from those supporting larger loads to those adjacent foundations which were directly connected by beams. The largest differential settlement observed was 1.59 mm on the rigid foundation simulation, and 0.79 mm on the flexible foundation simulation. Horizontal displacements were observed to be larger on the building simulated with flexible foundations, which subsequently increased loads for the second order analysis, as well as cross section bending moment on the structure's columns, implying that the structure's rigidity diminishes as its foundations alternate from rigid to flexible.

Keywords: Soil-structure interaction, Foundation design, Elasticity Theory, Soil Settlement.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Ponto de referência indeslocável.	13
Figura 2 – Efeitos da ISE na estrutura.	14
Figura 3 – Redistribuição de esforços e suavização de recalques conforme a rigidez da superestrutura.	14
Figura 4 – Representação do modelo de Winkler	21
Figura 5 – Representação do comportamento esperado e modelado de deformação do solo	22
Figura 6 – Modelo Modificado de Kerr-Reisner	22
Figura 7 – Vistas frontal, lateral e isométrica.	25
Figura 8 – Planta arquitetônica.	26
Figura 9 – Planta arquitetônica com locação dos elementos de fundação sobreposta.	27
Figura 10 – Interface dos parâmetros de flexibilização do apoio de pilares do Eberick.	31
Figura 11 – Interface dos parâmetros de flexibilização do apoio de pilares para o pilar P1.	34
Figura 12 – Comparação dos valores de carregamento máximo dos pilares de fundação da estrutura	36
Figura 13 – Comparação dos valores de carregamento mínimo dos pilares de fundação da estrutura	37
Figura 14 – Comparação dos valores de recalque dos blocos de fundação da estrutura	38
Figura 15 – Comparação dos momentos fletores de cálculo da viga V112	39
Figura 16 – Comparação dos momentos fletores de cálculo da viga V105	40
Figura 17 – Comparação dos momentos fletores de cálculo da viga V107	40
Figura 18 – Deslocamentos do pórtico	42
Figura 19 – Planta de Carga da estrutura para o caso engastado.	55
Figura 20 – Planta de Carga da estrutura para o caso semi-rígido.	56

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Caracterização dos fatores de correção F_i de acordo com o tipo de estaca	17
Tabela 2 – Coeficiente K e razão de atrito lateral α em função da característica do solo	18
Tabela 3 – Valores dos coeficientes α e β em função dos tipos de estaca e características do solo	19
Tabela 4 – Padronização do coeficiente C característico do solo	19
Tabela 5 – Coeficiente K padronizado de acordo com a caracterização do solo	21
Tabela 6 – Coeficiente α padronizado de acordo com a caracterização do solo	21
Tabela 7 – Fator de redução de grupo do coeficiente de reação horizontal k_h .	24
Tabela 8 – Determinação da capacidade resistente admissível das estacas . .	28
Tabela 9 – Detalhes de projeto das fundações	29
Tabela 10 – Determinação dos recalques dos blocos da estrutura com vínculos engastados	32
Tabela 11 – Determinação dos coeficientes de reação vertical e horizontal . . .	34
Tabela 12 – Comparação dos valores médios de carregamento máximo das estacas da estrutura	35
Tabela 13 – Determinação dos recalques dos blocos da estrutura com vínculos semi-rígidos	38
Tabela 14 – Determinação dos deslocamentos horizontais do edifício para cada respectivo pavimento.	41
Tabela 15 – Determinação dos momentos de cálculo de base dos pilares de fundação	45
Tabela 16 – Comparação do peso da armadura de cada grupo de elementos estruturais	46

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ISE	Interação Solo-Estrutura
NBR	Norma Brasileira Regulamentadora
SPT	Standart Penetration Test
MEF	Método dos Elementos Finitos

LISTA DE SÍMBOLOS

A_p	Área transversal da ponta da estaca
D	Diâmetro da estaca
E	Módulo de Young
E_s	Módulo de Elasticidade do Solo
I	Momento de Inércia
k_v	Coefficiente de reação vertical
k_h	Coefficiente de reação horizontal
M_{db}	Momento de cálculo da seção transversal do pilar na menor direção
M_{dh}	Momento de cálculo da seção transversal do pilar na maior direção
N_{spt}	Número de golpes do ensaio SPT
N_L	N_{spt} da camada de solo L
N_p	N_{spt} na cota da ponta
P	Carga atuante de projeto da estaca
$P - \delta$	Coefficiente P-Delta
R	Capacidade de carga da estaca
U	Perímetro Lateral
γ_z	Coefficiente Gamma Z
Δ_L	Comprimento da camada de solo L
δ	Recalque
ν	Coefficiente de Poisson

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	11
1.1	Objetivos	11
1.1.1	Objetivo Geral	11
1.1.2	Objetivos Específicos	11
1.2	Justificativa	12
2	REFERENCIAL TEÓRICO	13
2.1	Interação Solo-Estrutura	13
2.2	Determinação da Carga Admissível de Fundações Profundas	16
2.2.1	Método de Aoki-Velloso	17
2.2.2	Método de Décourt-Quaresma	18
2.3	Determinação do Recalque de Fundações Profundas	19
2.4	Determinação dos Coeficiente de Reação	21
2.4.1	Método de Winkler	21
2.4.2	Coeficientes de Reação Horizontal	23
3	METODOLOGIA	25
3.1	Modelagem da Estrutura	28
3.2	Flexibilização dos Apoios	30
4	RESULTADOS	32
4.1	Determinação do recalque inicial	32
4.2	Determinação dos coeficientes de reação vertical e horizontal	33
4.3	Reprocessamento da estrutura	35
4.4	Obtenção dos recalques da estrutura com vínculos semi-rígidos	37
4.5	Deslocamentos horizontais da estrutura	41
4.6	Estabilidade global do pórtico	43
4.7	Momentos de cálculo dos pilares de fundação	45
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS	47
	REFERÊNCIAS	49
	ANEXO A – ANEXOS	52
A.1	Ábacos de cálculo de Poulous e Davis	52
A.2	Sondagem do Terreno	53
A.3	Plantas de Carga da estrutura	55

1 INTRODUÇÃO

Durante o processo de elaboração de um projeto estrutural, é importante que o profissional responsável não se atente apenas aos esforços solicitantes e resistentes dos elementos estruturais, mas também as deformações às quais estes elementos estarão sujeitos.

As estacas servem como exemplo de estruturas sujeitas a deformações e como estas podem alterar o comportamento dos esforços dentro da estrutura, já que estas são responsáveis por transmitir o carregamento dos pilares ao solo principalmente por meio de sua resistência de atrito lateral. Este tipo de interação, denominada Interação Solo-Estrutura (ISE), é fundamental para a obtenção de um comportamento estrutural mais próximo da realidade, embora muitos projetos estruturais ainda considerem vinculações engastadas em seus apoios.

Diversas pesquisas apontam que a adoção de parâmetros de apoios semi-rígidos na ISE influenciam drasticamente os resultados de esforços obtidos durante o dimensionamento das estruturas de fundação, com diferenças de esforços normais em estacas podendo variar mais que 25% para mais ou para menos, como os observado por Iwamoto (2000) e Souza e Reis (2008).

Considera-se que o comportamento de duas estruturas idênticas, com os mesmos esforços solicitantes, e sujeitas a dois maciços de solo distintos um do outro também devem se comportar de forma diferente. Diante destas discussões, este trabalho é relevante por trazer uma análise comparativa do comportamento estrutural de uma edificação com fundações profundas contando com vínculos engastados e com a consideração do mecanismo de ISE.

1.1 Objetivos

1.1.1 Objetivo Geral

Este trabalho visa avaliar o comportamento de uma estrutura utilizando fundações profundas em relação as reações de apoio, esforços solicitantes, parâmetros de estabilidade global e recalques, variando os vínculos como engastados e com a consideração da interação da estrutura com o maciço deformável de solo.

1.1.2 Objetivos Específicos

- Efetuar uma revisão bibliográfica sobre a modelagem de elementos de fundação, especialmente quanto às vinculações semi-rígidas, abordagens de dimensionamento e peculiaridades dos métodos abrangidos.

- Efetuar a modelagem de uma estrutura de um edifício adotando fundações do tipo estaca escavada, variando os vínculos de fundação entre engastados e semi-rígidos.
- Analisar e avaliar os efeitos da interação solo-estrutura nos parâmetros de estabilidade global, esforços nos elementos estruturais e redistribuição de carregamentos e recalques no elementos de apoio da estrutura.

1.2 Justificativa

Um dos grandes desafios para o crescimento da competitividade mundial de competências do Brasil é a infraestrutura. O Índice de Competitividade Mundial classifica a infraestrutura nacional na 53ª posição dos 63 países avaliados em 2022 (BRIS et al., 2022). Para melhorar este índice, não basta apenas ampliar a infraestrutura mas também a qualidade de sua instalação. Desta forma, a elaboração de projetos estruturais deve se tornar mais sofisticada, evitando desconsiderar efeitos que comumente passam despercebidos, como por exemplo o recalque da estrutura.

De acordo com estudos realizados por Gusmão e Filho (1994), o recalque dos apoios de uma estrutura provocam uma redistribuição dos carregamentos de toda a estrutura, especialmente dos pilares. Esta redistribuição acontece em consequência da mudança de rigidez dos elementos estruturais, e pode acarretar em recalques diferentes do que os previstos, já que o carregamento é parcialmente redistribuído. JUNIOR (2022) cita ainda que a redistribuição de esforços da estrutura influenciam os valores do índice de confiabilidade e da probabilidade de ruína de elementos de fundação.

Estas considerações, em conjunto, podem resultar em diferenças significativas no comportamento estrutural e, conseqüentemente, resultar em uma estrutura cujo comportamento modelado é mais próximo da realidade, possivelmente possibilitando a adoção de modelos estruturais que seriam inviáveis caso a interação solo-estrutura não fosse considerada.

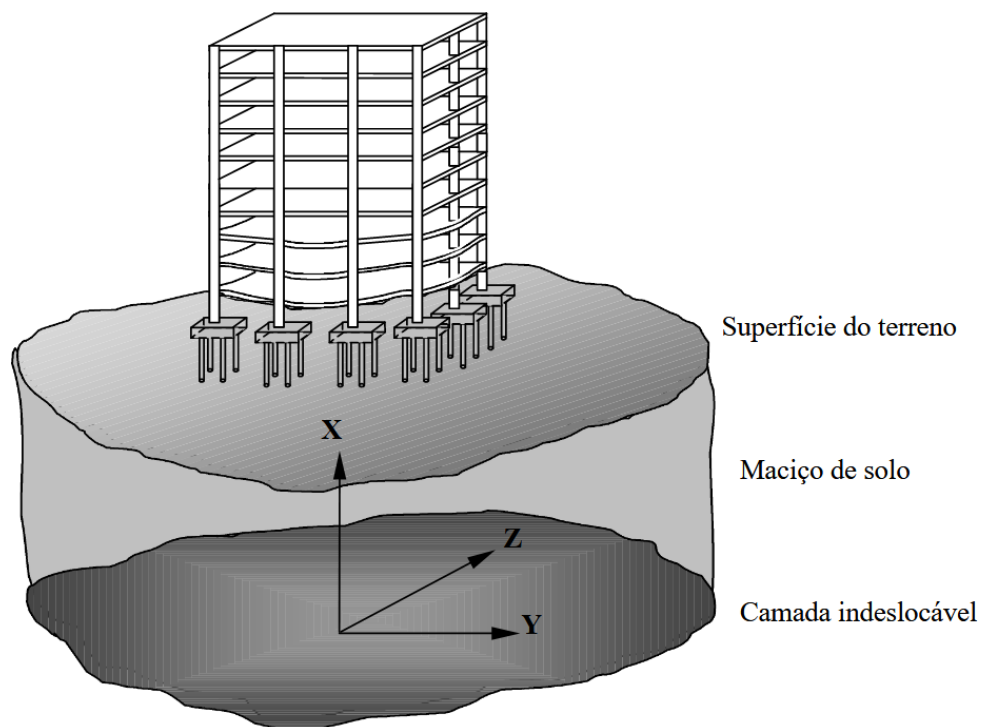
2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 Interação Solo-Estrutura

Um sistema estrutural tradicional pode ser dividido em três partes, denominadas superestrutura (composta por vigas, lajes e pilares), subestrutura (composta pelos elementos de fundação como sapatas, blocos e estacas), e o maciço de solo no qual a subestrutura se apoia. O conjunto destas três partes em uma análise estrutural gera a interação solo-estrutura (ISE).

Convencionalmente, uma estrutura é projetada considerando que as camadas superficiais de solo que suportam a fundação são indeslocáveis. De acordo com Iwamoto (2000) esta convenção não é adequada, já que o solo sofre adensamento durante e posterior a aplicação do carregamento da estrutura. Logo, uma forma mais adequada de se realizar a análise da estrutura seria considerando o conjunto da estrutura com o solo se deslocando a partir de uma camada de solo indeslocável, como exemplificado na Figura 1.

Figura 1 – Ponto de referência indeslocável.



Fonte: IWAMOTO, R. K. (2000)

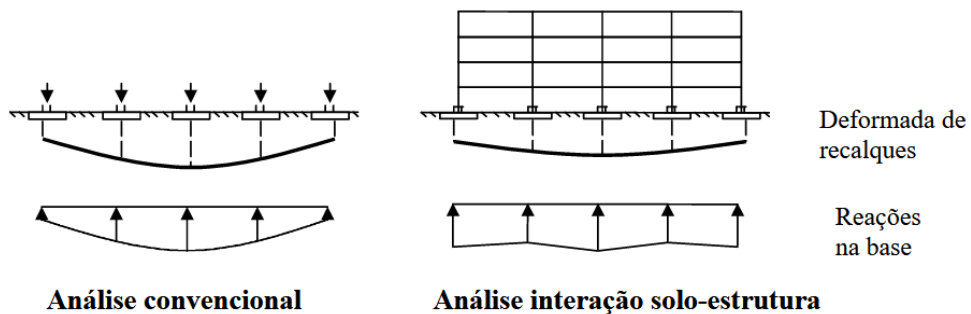
Esta consideração possibilita a análise da ISE, já que a estrutura e o maciço de solo trabalham juntas. Conseqüentemente, os recalques das fundações podem ser estabelecidos de forma mais precisa, tornando as análises estruturais mais confiáveis.

Estudos pioneiros nesta área buscam estimar a redistribuição dos esforços solicitantes nos pilares de uma estrutura através da rigidez da superestrutura. Dentre estes, são de destaque os trabalhos de Meyerhof (1953) apud Iwamoto (2000), onde a

consideração da rigidez é feita através de uma viga à flexão equivalente que transfere a rigidez de um pórtico em concreto armado e painéis de fechamento em alvenaria para a estrutura de fundação, mas desconsiderando deformações axiais e o trabalho de Chamecki (1956) apud Iwamoto (2000), onde são estabelecidos através de um processo iterativo o recalque das fundações a partir das reações de apoio e conseqüentemente a rigidez do apoio através de um deslocamento unitário, até a convergência desejada.

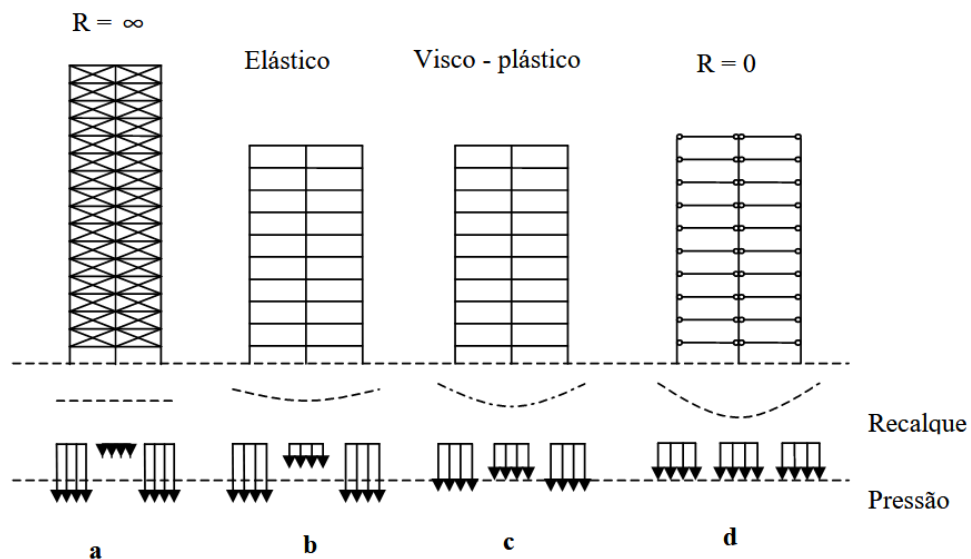
A rigidez da superestrutura é uma variável que manifesta uma influência significativa nos valores de recalque observados na fundação de uma estrutura. De acordo com Gusmão e Filho (1994), a ISE tem como consequência a uniformização dos valores de recalque de estruturas submetidas a maciços de solo deformáveis, já que os esforços de reação tendem a ser redistribuídos para os pilares de canto da estrutura, como evidenciado pela Figura 2. Chamecki (1956) apud Iwamoto (2000) apresenta classificações para estruturas de acordo com a sua rigidez e subsequente efeito de redistribuição dos esforços de reação na fundação de uma estrutura aporticada na Figura 3.

Figura 2 – Efeitos da ISE na estrutura.



Fonte: GUSMÃO (1994) apud IWAMOTO, R. K. (2000)

Figura 3 – Redistribuição de esforços e suavização de recalques conforme a rigidez da superestrutura.



Fonte: CHAMECKI (1969) apud IWAMOTO, R. K. (2000)

Chamecki (1956) evidencia um caso para estruturas com rigidez infinita, em que os recalques são perfeitamente uniformes e a subsequente redistribuição de pressão no solo é nula. Estruturas muito altas que contam com fechamento de paredes que trabalham em conjunto com a estrutura podem apresentar resultados similares a este caso. O caso perfeitamente elástico não apresenta influência da velocidade de progressão dos recalques em seus resultados, tornando-o uma boa aproximação para estruturas metálicas. Já o caso visco-plástico apresenta redistribuições geradas por variação da rigidez da estrutura. Este caso exemplifica o comportamento de estruturas de concreto armado. Neste trabalho, a progressão dos efeitos de recalque com o tempo devido à variações de rigidez, bem como os efeitos de fluência do concreto foram desconsiderados. Por isto, a estrutura de estudo pode ser analisada conforme o caso elástico.

Para Anand e Kumar (2018), a desconsideração da ISE em estruturas convencionais de concreto armado poderia levar a dimensionamentos demasiadamente conservadores. Além disto, a consideração da interação para estruturas submetidas a ataques sísmicos apresenta efeitos benéficos ao seu comportamento, salvo casos de superestruturas com peso próprio muito alto como represas, ou com índices de esbeltez elevados, como evidenciados pelo colapso da *Hanshin Expressway Route 3 (Fukae section)* durante o terremoto de 1995 em Kobe, Japão, no qual a consideração do mecanismo de ISE acarretou em um acréscimo exacerbado de rigidez nos pilares que suportavam a rodovia (MYLONAKIS et al., 2006).

Este efeito torna-se evidente já que algumas normas técnicas internacionais permitem a desconsideração ou redução parcial de certas ações solicitantes em estruturas sujeitas a ataques sísmicos que consideraram a ISE em seu dimensionamento. Da NEHRP Provisões Sísmicas Recomendadas para Novas Construções e Outras Estruturas (*NEHRP Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures*): "...a força lateral de cisalhamento na base modificada para considerar os efeitos de ISE substituem os cisalhamentos de base para os casos de base fixa." (PROGRAM; COUNCIL, 2020). Outras normas, como a japonesa *JSCE Guidelines for Concrete. No 15*. (JSCE, 2007), consideram obrigatória a adoção da ISE para a análise estrutural de resistência aos ataques sísmicos em maciços de solo.

Uma forma comum de considerar a ISE consiste na adoção do método de Winkler. Este considera a interação como um conjunto de três molas translacionais contidas nos três planos cartesianos, responsáveis por simular a elasticidade entre o solo e a estrutura. A simplicidade deste método fez com que ele fosse adotado por diversos softwares computacionais de dimensionamento estrutural disponíveis comercialmente, como os softwares de Projeto de Estruturas de Concreto TQS™ e o AltoQi Eberick™. Ambos os setores de suporte da TQS Informática e da AltoQi oferecem artigos introdutórios relacionados a flexibilização das estruturas de fundação, bem como diferentes

métodos de determinação dos coeficientes de mola.

Demais parâmetros considerados na ISE, descritos por Aoki (1997), consistem na consideração da rigidez do bloco de coroamento para fundações profundas, a consideração ponderada do atrito ao longo do fuste das estacas, que pode ser especialmente danosa caso se apresente atrito negativo para estacas com as pontas apoiadas sobre a superfície do maciço indeslocável, e a consideração da resistência de ponta apenas quando todo o fuste da estaca já está solicitado à tensões axiais. Embora estes parâmetros afetem a redistribuição de esforços da estrutura, eles não foram abordados neste trabalho já que não foi determinada uma forma viável de realizar estas considerações dentro do software utilizado.

Por fim, a modelagem de todo o conjunto supraestrutura e maciço de solo pode ser feita também via Método dos Elementos Finitos (MEF), que considera toda a estrutura em conjunto para fins de obtenção dos recalques de fundação. Porém, o refinamento deste método depende de metodologias analíticas mais sofisticadas, como a obtenção de parâmetros provenientes de ensaios de laboratório, assim como a necessidade de ensaios de campo pouco usuais no meio técnico (MONTEIRO et al., 2019). Assim, o MEF acaba se tornando viável apenas para projetos aonde a ISE requer considerações mais minuciosas por parte do projetista.

2.2 Determinação da Carga Admissível de Fundações Profundas

De acordo com a *NBR 6122:2019*, fundações profundas podem ser definidas como elementos de fundação que transmitem cargas ao terreno pela base (resistência de ponta), por sua superfície lateral (resistência de fuste), ou por combinação das duas, sendo sua ponta ou base apoiada em uma profundidade superior a oito vezes sua menor dimensão em planta e no mínimo 3,0 metros; quando não for atingido o limite de oito vezes, a denominação é justificada (ABNT, 2019).

O ensaio de sondagem a percussão SPT (*Standart Penetration Test*) se apresenta como um método semi-empírico amplamente utilizado no Brasil. O ensaio é realizado a partir da medição do número de golpes necessários para que um amostrador de peso e dimensões padronizados pela *NBR 6484:2020* penetrem 45 centímetros no solo (ABNT, 2020). Deste ensaio, o número de golpes necessários para realizar a penetração dos últimos 30 centímetros de uma camada de um metro de solo amostrado constitui o número NSPT.

A partir dos dados coletados no ensaio SPT, é possível utilizar diferentes métodos para inferir valores de carga admissível de estacas. Neste trabalho, foram utilizados o método de Aoki-Velloso, e o método de Décourt-Quaresma, já que estes métodos são popularmente adotados durante o processo de determinação da capacidade de carga admissível de estacas.

2.2.1 Método de Aoki-Velloso

O método de Aoki-Velloso foi originalmente apresentado no Congresso Panamericano de Mecânica dos Solos e Fundações de 1975, realizado em Buenos Aires. Este consiste na soma da resistência de ponta de uma estaca, determinada a partir da resistência em sua cota de assentamento, e da resistência de fuste, determinada a partir da resistência acumulada a cada metro do solo ao longo de sua lateral. A resistência do solo é relacionada com o número de golpes N_{spt} de cada metro de solo, como evidenciado na Equação 2.1 (AOKI; VELLOSO, 1975):

$$R = \frac{K \cdot N_p}{F_1} \cdot A_p + \frac{U}{F_2} \cdot \sum_{i=1}^n (\alpha \cdot K \cdot N_L \cdot \Delta_L) \quad (2.1)$$

Onde:

- R = Capacidade de carga de ruptura da estaca (kN/m²);
- $N_p = N_{spt}$ na cota da ponta;
- F_i = Fatores de correção;
- A_p = Área da ponta da estaca (m²);
- U = Perímetro da lateral da estaca (m);
- $N_L = N_{spt}$ da camada de solo avaliada;
- Δ_L = Altura da camada de solo analisada (m).

O coeficiente K e a razão de atrito lateral α são variáveis que dependem do tipo de solo, evidenciados na Tabela 2. Os fatores F_1 e F_2 são fatores de correção estabelecidos para os diferentes comportamentos entre estacas e modelos de cálculo, estabelecidos a partir de comparações com provas de carga, e evidenciados na Tabela 1. A existência destes fatores também se deve ao fato que este modelo foi originalmente determinado para ensaios de penetração de cone (CPT), e posteriormente adaptado para ensaios SPT.

Tabela 1 – Caracterização dos fatores de correção F_i de acordo com o tipo de estaca

Tipo de Estaca	F_1	F_2
Escavada	3.00	2 F_1
Franki	2.50	2 F_1
Pré-moldada	1.75	2 F_1
Metálica	1.75	2 F_1

Fonte: AOKI, N. e VELLOSO, D. A. (1975)

Tabela 2 – Coeficiente K e razão de atrito lateral α em função da característica do solo

Característica do solo	K (kgf/cm ²)	α (%)
Areia	10.00	1.40
Areia Siltosa	8.00	2.00
Areia Silto-Argilosa	7.00	2.40
Areia Argilosa	6.00	2.80
Areia Argilo-Siltosa	5.00	3.00
Silte	4.00	3.00
Silte Arenoso	5.50	2.20
Silte Areno-Argiloso	4.50	2.80
Silte Argiloso	2.30	3.40
Silte Argilo-Arenoso	2.50	3.00
Argila	2.00	6.00
Argila Arenosa	3.50	2.40
Argila Areno-Siltosa	3.00	2.80
Argila Siltosa	2.20	4.00
Argila Silto-Arenosa	3.30	3.00

Fonte: AOKI, N. e VELLOSO, D. A. (1975)

2.2.2 Método de Décourt-Quaresma

Durante o 6º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos, com sede no Rio de Janeiro em 1978, Décourt e Quaresma apresentaram uma nova forma de estimar a capacidade de carga a partir do método de sondagem SPT, subsequentemente denominado Método de Décourt-Quaresma (Equação 2.2). Para a adoção deste método, é obrigatório que os dados de N_{spt} obtidos sejam superiores a 3 e inferiores a 50.

$$R = \alpha \cdot C \cdot N_p \cdot A_p + \beta \cdot 10 \left(\frac{N_L}{3} + 1 \right) \cdot U \cdot \Delta_L \quad (2.2)$$

Onde:

- R = Capacidade de carga de ruptura da estaca (kN/m²);
- N_p = N_{spt} médio entre a cota da ponta, anterior e posterior;
- A_p = Área da ponta da estaca (m²);
- N_L = N_{spt} médio da camada de solo avaliada, desconsiderando os valores utilizados para a determinação de N_p ;
- U = Perímetro da lateral da estaca (m);
- Δ_L = Altura da camada de solo analisada (m).

Este método consiste também na soma das resistências de ponta e de fuste, bem como o método de Aoki-Velloso. Os coeficientes α e β são fatores de correção relativos ao tipo de estaca, já que este método foi determinado originalmente para estacas pré-moldadas cravadas, e estão evidenciados na Tabela 3, enquanto C é um coeficiente característico do solo, demonstrado por Décourt e Quaresma, e evidenciado na Tabela 4. (DÉCOURT; QUARESMA, 1978)

Tabela 3 – Valores dos coeficientes α e β em função dos tipos de estaca e características do solo

Característica do solo	Tipo de Estaca									
	Escavadas em Geral		Escavadas (Bentonita)		Hélice Contínua		Raíz		Injetadas	
	α	β	α	β	α	β	α	β	α	β
Argila	0.85	0.80	0.85	0.90	0.30	1.00	0.85	1.50	1.00	3.00
Solos Intermediários	0.60	0.65	0.60	0.75	0.30	1.00	0.60	1.50	1.00	3.00
Areias	0.50	0.50	0.50	0.60	0.30	1.00	0.50	1.50	1.00	3.00

Fonte: DÉCOURT, L. e QUARESMA, A. R., (1978)

Tabela 4 – Padronização do coeficiente C característico do solo

Caracterização do solo	C (kPa)
Argila	120
Silte Argiloso	200
Silte Arenoso	250
Areia	400

Fonte: DÉCOURT, L. e QUARESMA, A. R. (1978)

2.3 Determinação do Recalque de Fundações Profundas

Por se tratar de um meio elasto-plástico, o maciço de solo deforma conforme os elementos de fundação descarregam sobre ele, criando recalques na estrutura. Existem diversas formas de determinação do recalque de estruturas de fundação, geralmente classificadas entre empíricas, equivalentes e analíticas (POULOS, 1993).

Dentre os métodos empíricos, a solução proposta por Poulos, Davis et al. (1980) apresenta uma forma de estimar o recalque de uma estaca individual a partir de seu carregamento, fatores geométricos e características do solo, como evidenciado pela Equação 2.3. É importante notar que este método funciona de forma linear conforme a carga é aplicada sobre a estaca, e adota o valor médio do módulo de elasticidade do solo E_s conforme o comprimento da estaca. Isto significa que não é possível realizar um processo de determinação iterativa do recalque e conseqüentemente dos coeficientes de mola, como os realizados por Chamecki (1956) e Aoki e Velloso (1975). Estas limitações impossibilitam a consideração de fatores como os recalques de adensamento primário e secundário.

$$\delta = \frac{P \cdot I}{E_s \cdot D} \quad (2.3)$$

Onde:

- δ = Recalque da estaca;
- P = Carregamento da estaca;
- I = fator de influência;
- E_s = média ao longo do fuste do módulo elástico do solo;
- D = diâmetro da estaca.

O fator de influência I da estaca é determinado a partir de métodos empíricos, fazendo-se necessária a utilização de ábacos apresentados no Anexo A.1 e determinado pela Equação 2.4:

$$I = I_0 \cdot R_k \cdot R_h \cdot R_\nu \quad (2.4)$$

Onde:

- I_0 = fator de influência para uma estaca;
- R_k = correção pela compressibilidade real;
- R_h = correção em uma camada finita de solo;
- R_ν = correção devido ao Coeficiente de Poisson real.

Por fim, o módulo de elasticidade do solo pode ser determinado a partir da formulação empírica de Teixeira e Godoy (1996), utilizando os valores de N_{spt} aos quais as estacas estão submetidas e os coeficientes k e α do solo exibidos nas Tabelas 5 e 6 (Equação 2.5).

$$E_s = \alpha \cdot K \cdot R_h \cdot N_{spt} \quad (2.5)$$

Tendo a discretização do recalque de uma estaca individual, Fleming et al. (1985) propõe que o recalque de um grupo de estacas δ_g pode ser assumido de acordo com o recalque isolado de uma estaca e o número n de estacas do bloco (Equação 2.6). O expoente w é empregado entre 0,4 e 0,6 de acordo com o tipo de solo aonde a estaca se encontra, sendo o valor de 0,5 empregado para um solo argiloso por Poulos (1989). Neste trabalho, o valor adotado para w foi de 0,5, já que o solo foi classificado como argiloso (Ver Anexo A.2).

$$\delta_g = \delta \cdot n^w \quad (2.6)$$

Tabela 5 – Coeficiente K padronizado de acordo com a caracterização do solo

Caracterização do solo	K (MPa)
Areia com pedregulhos	1.10
Areia	0.90
Areia siltosa	0.70
Areia argilosa	0.55
Silte arenoso	0.45
Silte	0.35
Silte argiloso	0.25
Argila arenosa	0.30
Argila siltosa	0.20

Fonte: TEIXEIRA, A. H. e GODOY, N. S. (1996)

Tabela 6 – Coeficiente α padronizado de acordo com a caracterização do solo

Caracterização do solo	α
Areia	3
Silte	5
Argila	7

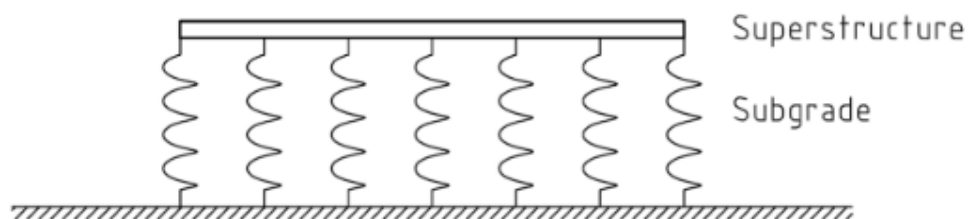
Fonte: TEIXEIRA, A. H. e GODOY, N. S. (1996)

2.4 Determinação dos Coeficiente de Reação

2.4.1 Método de Winkler

Um dos métodos mais conhecidos e difundidos atualmente adotados para a consideração da elasticidade entre a superestrutura e o maciço de solos é o modelo de molas de Winkler. Neste modelo, a superestrutura é apoiada por um conjunto de molas que cumprem a função de flexibilizar as camadas deformáveis de solo, e estas por sua vez se apoiam sobre o maciço indeslocável, como representado pela Figura 4.

Figura 4 – Representação do modelo de Winkler



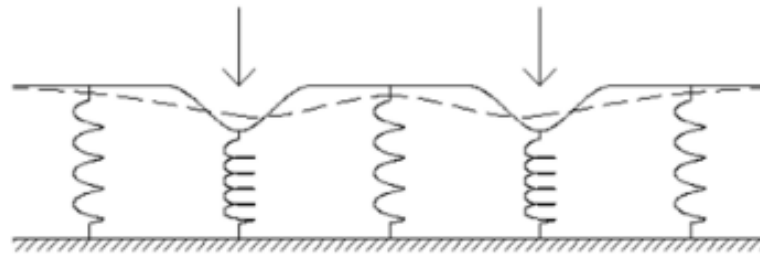
Fonte: CASELUNGHE, A. e ERIKSSON, J. (2012)

A rigidez k_v de cada mola, de acordo com Caselunghe e Eriksson (2012), pode ser estimada de diferentes formas, mas é invariavelmente uma relação entre a força de reação R e o recalque δ em um ponto, como evidenciado pela Equação 2.7:

$$k_{vi} = \frac{R_i}{\delta_i} \quad (2.7)$$

O método de Winkler é amplamente difundido, especialmente entre softwares de dimensionamento estrutural, por sua capacidade de considerar a elasticidade do solo de forma simples, além de ser um método de fácil compreensão. Porém, é importante ressaltar que este método desconsidera a capacidade resistente ao cisalhamento do solo. Na Figura 5, a linha sólida representa o perfil da superfície do solo submetido a um carregamento e regido pelo método de Winkler, enquanto a linha tracejada representa o comportamento esperado do perfil.

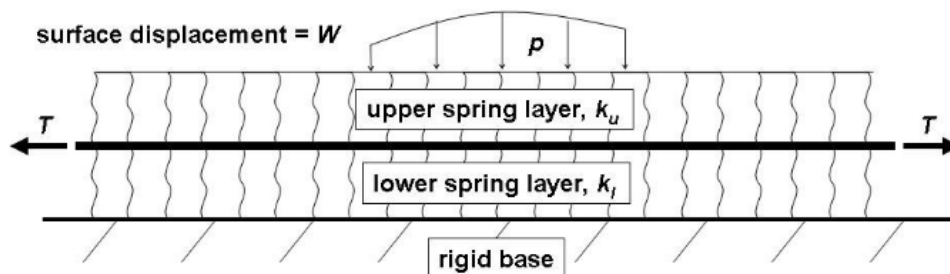
Figura 5 – Representação do comportamento esperado e modelado de deformação do solo



Fonte: CASELUNGHE, A. e ERIKSSON, J. (2012)

Diversas formas de remediar este problema existem na literatura. Dentre eles, o Modelo Modificado de Kerr-Reisner proposto por Horvath e Colasanti (2011) se destaca por apresentar um conjunto duplo de molas fazendo a transferência de esforços até o maciço indeslocável, separados por uma membrana perfeitamente flexível e pré-tensionada, responsável pela consideração dos efeitos de cisalhamento, apresentados na Figura 6. Apesar de sua simplicidade, este modelo ainda não é amplamente adotado em softwares comerciais.

Figura 6 – Modelo Modificado de Kerr-Reisner



Fonte: HORVATH, J. S. e COLASANTI, R. J. (2011)

O modelo de Aoki (1987) sugere ainda um processo iterativo para a determinação dos coeficientes de reação vertical a partir da obtenção de novos valores de rigidez nos apoios, que em sequência redistribuem a carga da superestrutura e os recalques nos apoios, até que estes valores passem a convergir.

2.4.2 Coeficientes de Reação Horizontal

A mobilização horizontal dos elementos de fundação de uma estrutura sujeita a ISE é feita a partir da consideração do contato da superfície lateral da estaca com o maciço de solo. Uma forma de discretizar o valor do coeficiente de reação horizontal k_h do solo é apresentada por Vesic (1961), utilizando o coeficiente de Poisson ν e o módulo de elasticidade E_s do solo, e o módulo de Young do concreto E e o momento de inércia I da estaca, como apresentado na Equação 2.8:

$$k_h = 0.65 \cdot \sqrt[12]{\frac{E_s \cdot D^4}{E \cdot I}} \cdot \frac{E_s}{1 - \nu^2} \quad (2.8)$$

Esta discretização, de acordo com Santos (2008), não é direta, já que implica a consideração do solo na parte de trás da estaca. Assim, de forma a considerar um conjunto de molas mais adequado para a estaca, o valor de k_h a ser considerado será o dobro do valor encontrado pela equação de Vesic.

O módulo de elasticidade E_s da estaca pode ser definido através do método de Teixeira e Godoy (1996). Já o módulo de Young E da estaca pode ser estimado de acordo com o f_{ck} do concreto para valores entre 20 MPa e 50 MPa, de acordo com a NBR 6118:2014, como visto na Equação 2.9 (ABNT, 2014):

$$E = \alpha_E \cdot 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad (2.9)$$

Sendo adotados os seguintes valores:

- $\alpha_E = 1.2$ para basalto e diabásio;
- $\alpha_E = 1.0$ para granito e gnaisse;
- $\alpha_E = 0.9$ para calcário;
- $\alpha_E = 0.7$ para arenito.

Neste trabalho, assume-se que o agregado da estaca é de origem basáltica, tipicamente encontrado na região de Pato Branco, e que a resistência característica do concreto f_{ck} foi adotada em 25 MPa, conforme a classe de agressividade da região.

Terzaghi, Peck e Mesri (1996) notam que o coeficiente de reação horizontal de um grupo de estacas é sempre menor que a multiplicação simples do número de estacas n pelo coeficiente k_h . Desta forma, é necessário buscar uma redução do valor de k_h discretizado para uma estaca individual. Davisson (1970) apresenta uma forma de reduzir o coeficiente de reação horizontal de um grupo de estacas de acordo com a distância de centro a centro de cada estaca, apresentado pela Tabela 7.

Tabela 7 – Fator de redução de grupo do coeficiente de reação horizontal k_h

Distância entre centros	Fator de Redução do k_h
3D	0.25
4D	0.40
6D	0.70
8D	1.00

Fonte: DAVISSON, M. T. (1970)

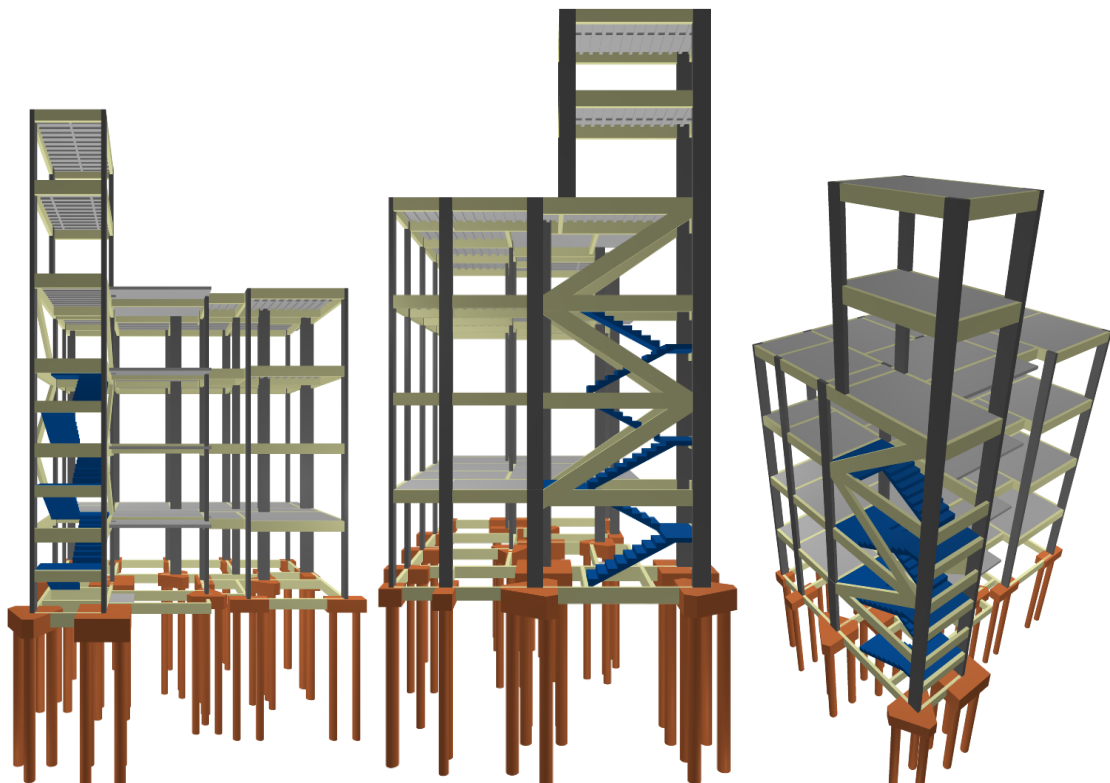
3 METODOLOGIA

Neste capítulo serão apresentados os métodos empregados para a flexibilização do sistema solo-estrutura de um edifício de concreto armado de 4 pavimentos, com fundações em estaca escavada atingindo a profundidade de 12 metros, e diâmetros de 30 cm e 40 cm, sobre um solo argiloso, projetado para a região de Pato Branco, Paraná. A camada de solo indeslocável foi considerada como localizada a 12.45m, ponto este no qual o ensaio de sondagem SPT do terreno (ver Anexo A.2) foi interrompido de acordo com a norma de ensaio.

Cada pavimento tipo contém um apartamento com dois quartos, uma suíte, um banheiro, uma cozinha e uma sala de estar com uma sacada conectada a ela, totalizando 77.5 metros quadrados. A cobertura do edifício foi projetada com a adoção de telhas de fibrocimento, conforme especificado no projeto arquitetônico. A área total de cada pavimento é de 99.7 metros quadrados. A planta arquitetônica da estrutura pode ser observada na Figura 8, e com a locação dos pilares e respectivos elementos de fundação na Figura 9.

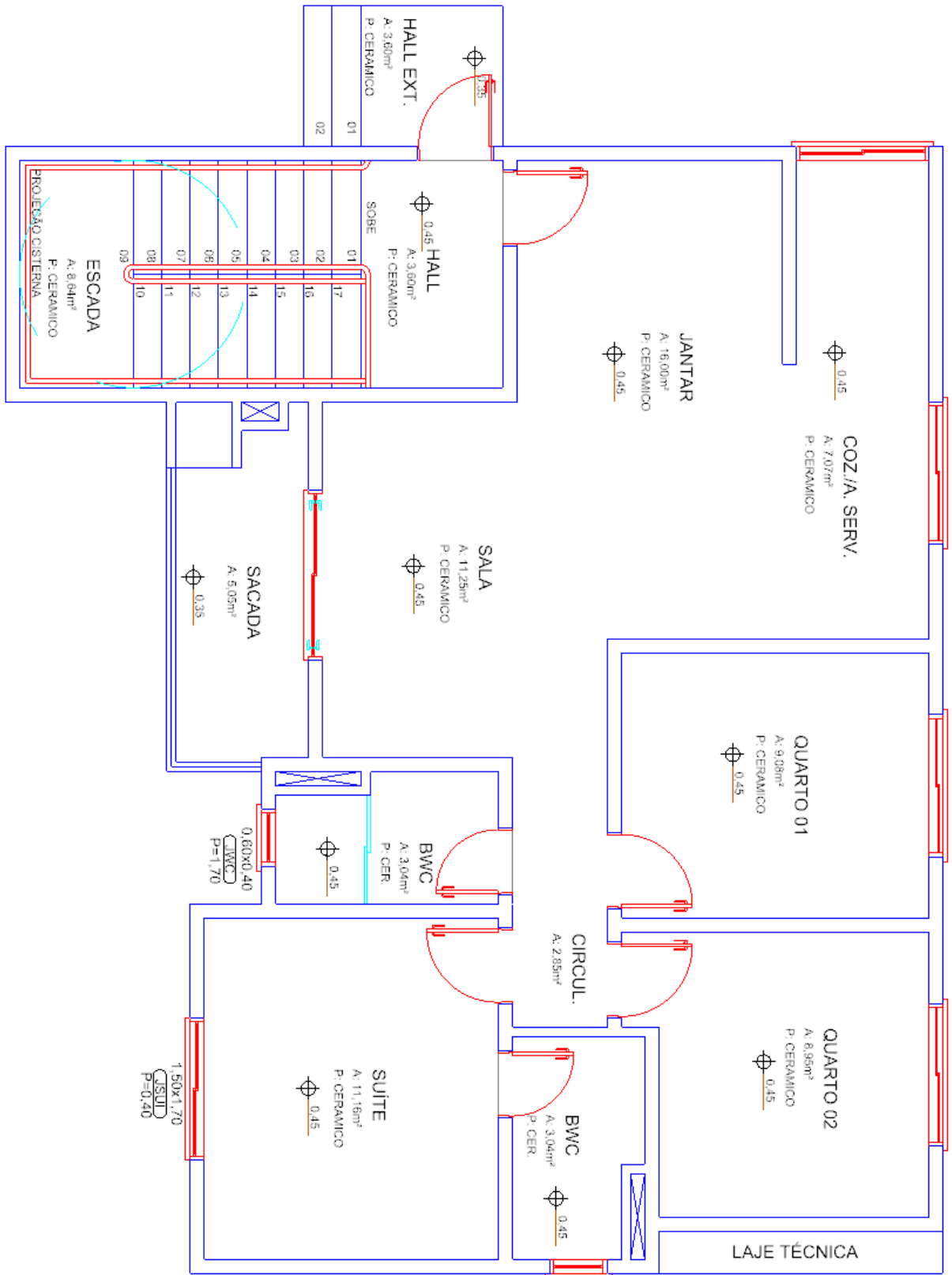
O pórtico estrutural segue a geometria do projeto arquitetônico, e pode ser observado nas vistas frontal, lateral e isométrica na Figura 7. As lajes da estrutura foram adotadas como pré-moldadas, exceto a laje da sacada e a laje conectada a esta, nas quais a adoção de lajes maciças se apresentou como mais adequada à estrutura.

Figura 7 – Vistas frontal, lateral e isométrica.



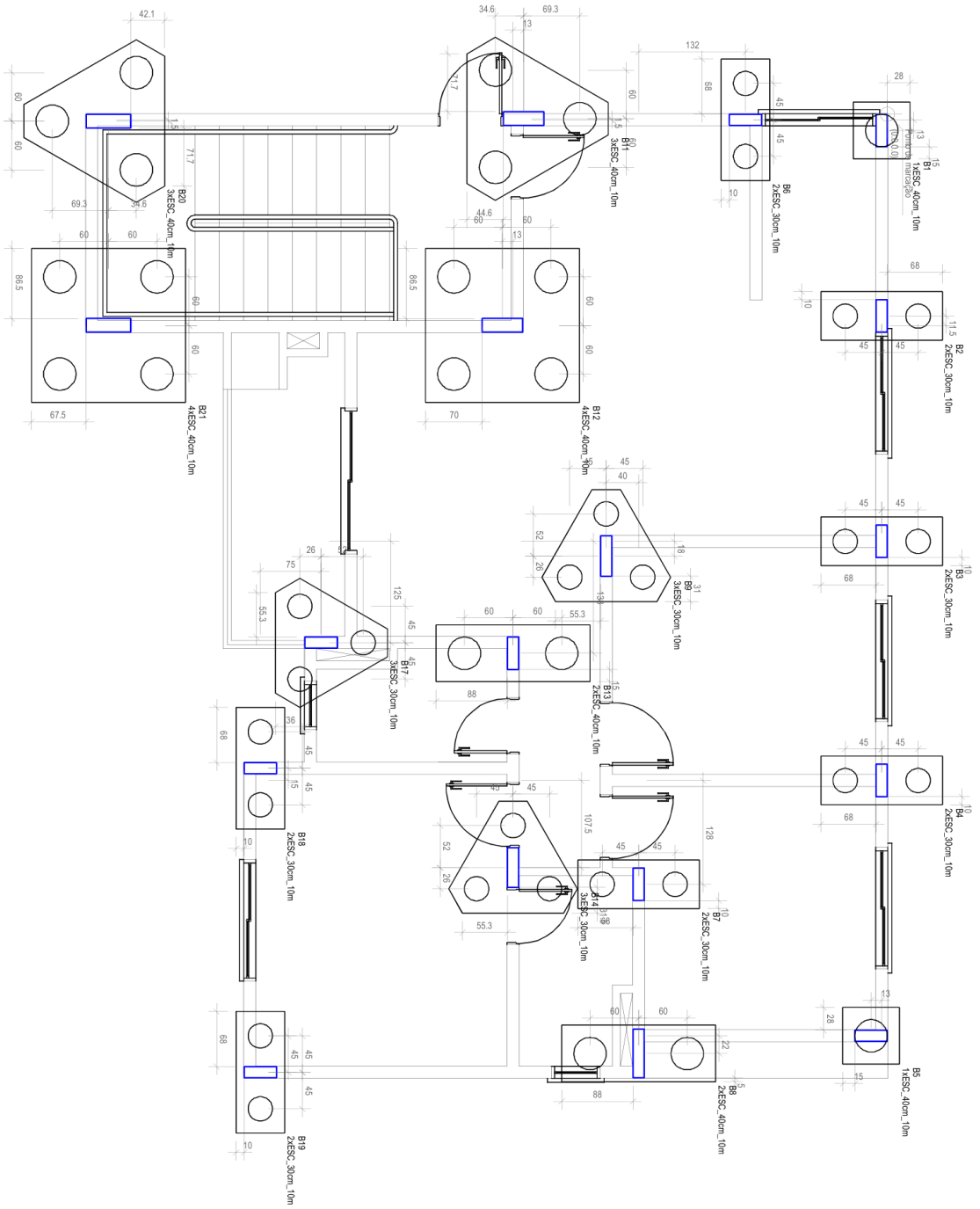
Fonte: Autor (2023)

Figura 8 – Planta arquitetônica.



Fonte: Autor (2023)

Figura 9 – Planta arquitetônica com locação dos elementos de fundação sobreposta.



Fonte: Autor (2023)

Para viabilizar uma comparação adequada dos resultados obtidos neste estudo, nenhuma alteração geométrica foi feita durante a variação dos vínculos engastados para semi-rígidos, já que a alteração de variáveis como o diâmetro ou o número de estacas, bem como a seção dos pilares que possuem blocos de fundação vinculados a si implicaria em uma impossibilidade de extrair valores significativos de recalque entre as duas situações de estudo.

A flexibilização destas variáveis poderia gerar arranjos com um número de estacas n ou diâmetros de estaca D diferentes para a estrutura adotada nesta pesquisa quando a variação dos vínculos das fundações é alterada de engastada para semi-rígida, porém esta consideração foge do escopo de estudo deste trabalho.

3.1 Modelagem da Estrutura

A modelagem do edifício de estudo de caso foi realizada no software AltoQI Eberick, na versão v.13.292. Para determinar as cargas atuantes nos elementos de fundação, a estrutura foi dimensionada a partir das normas técnicas NBR 6118:2014, NBR 8681:2003, NBR 6123:1988, e NBR 6122:2022 da ABNT.

A estrutura conta com pilares e vigas de concreto armado moldados *in situ*, e lajes maciças ou pré moldadas treliçadas com enchimento em lajota cerâmica. Para a obtenção dos carregamentos nos elementos de fundação iniciais, a estrutura foi inicialmente concebida com apoios perfeitamente rígidos e indeformáveis.

Com base no laudo de sondagem do terreno (ver anexo A.2), a capacidade de carga de resistência admissível das estacas escavadas foi estabelecida a partir da média dos valores de N_{spt} dos dois furos do terreno, como o valor médio entre os valores obtidos a partir do método de Aoki e Velloso (1975) e do método de Décourt e Quaresma (1978), evidenciados pela Tabela 8.

Como o teste de sondagem foi interrompido na profundidade de 12.45 metros, assumiu-se o comprimento das estacas da estrutura com 12 metros. Nenhuma consideração foi feita em relação ao lençol freático já que este não foi encontrado durante o estudo de sondagem do terreno.

Tabela 8 – Determinação da capacidade resistente admissível das estacas

Diâmetro (cm)		Aoki-Velloso (kN)	Decourt-Quaresma (kN)	Média (kN)
30	Res. Lateral	175.34	109.21	179.80
	Res. Ponta	43.84	31.22	
40	Res. Lateral	233.82	145.65	239.80
	Res. Ponta	58.46	41.66	

Fonte: Autor (2023)

O número de estacas n de cada bloco e seus respectivos diâmetros D foram estabelecidos a partir dos carregamentos estabelecidos para cada pilar pelo software AltoQI Eberick e estão representados na Tabela 9. A posição de cada pilar e o arranjo de blocos e estacas de cada respectivo elemento de fundação pode ser observada na planta de locação (Figura 9).

Com o intuito de obter valores relevantes para a análise comparativa de recalques, os valores de n e D se mantiveram constantes para ambos os casos rígido e com a consideração da ISE. Os pilares P10, P15 e P16 nascem em vigas, e portanto não possuem elementos de fundação atrelados a eles.

Tabela 9 – Detalhes de projeto das fundações

Pilar	Seção (cm)	Bloco	n	D (cm)
P1	14x40	B1	1	40
P2	14x40	B2	2	30
P3	14x40	B3	2	30
P4	14x40	B4	2	30
P5	14x40	B5	1	40
P6	14x40	B6	2	30
P7	14x40	B7	2	30
P8	14x60	B8	2	40
P9	14x50	B9	3	30
P10	17x50	-	-	-
P11	17x50	B11	3	40
P12	14x40	B12	4	40
P13	14x40	B13	2	40
P14	14x49	B14	3	30
P15	14x40	-	-	-
P16	14x40	-	-	-
P17	14x40	B17	3	30
P18	14x40	B18	2	30
P19	14x40	B19	2	30
P20	17x55	B20	3	40
P21	17x55	B21	4	40

Fonte: Autor (2023)

3.2 Flexibilização dos Apoios

Os valores de carregamento das estacas, considerando esforços normais e acréscimos de tensão gerados por momentos fletores nos blocos, obtidos através da modelagem do edifício para o caso das fundações engastadas foram subsequentemente utilizados para estabelecer os recalques das estacas de cada elemento de fundação através do método de Poulos, Davis et al. (1980). O fator de influência I foi estabelecido como 0,04226 para as estacas de diâmetro igual a 30 centímetros, e 0,03903 para as estacas de 40 centímetros. O módulo de elasticidade E_s do solo foi estabelecido de acordo com o Método de Teixeira e Godoy (1996), resultando na adoção de um valor médio requerido para a obtenção do recalque de 18,317 MPa. A consideração do grupo de estacas foi feita através do método de Fleming et al. (1985), assumindo o valor de 0,5 para o coeficiente w .

Com base nos recalques de grupo das fundações, foram determinados os coeficientes de reação vertical de cada elemento através do método de Winkler. A determinação dos coeficientes de reação horizontal foi feita através do método de Vesic, adotando o parâmetro de 0,4 para o coeficiente de Poisson ν por se tratar de um solo argiloso. O módulo de Young E do concreto da estaca foi estabelecido de acordo com a NBR 6118:2014, assumindo o valor do f_{ck} como 25 MPa, e 1,2 para α_e (ABNT, 2014). Em sequência, os coeficientes de reação horizontal foram dobrados, conforme recomendação de Santos (2008), e em sequência minorados para a consideração dos efeitos de grupo das estacas conforme Davisson (1970). A redução do fator k_h foi assumida como 0,25 para todos os blocos contendo mais que uma estaca, já que as distâncias entre centros foram mantidas com valores fixos iguais a 3 vezes o diâmetro das estacas. Os blocos contendo apenas uma estaca não receberam reduções nos seus coeficientes k_h .

Os respectivos coeficientes de reação vertical e horizontal foram informados para cada grupo de estacas no software AltoQI Eberick, a partir da interface de personalização de vínculos individual de cada pilar, como exibido na Figura 10. A análise da estrutura foi feita novamente, e novos valores de carregamento foram obtidos para os blocos de fundação da estrutura. A partir destes valores foi feita uma análise comparativa entre a estrutura com apoios rígidos e com o efeito da ISE.

Figura 10 – Interface dos parâmetros de flexibilização do apoio de pilares do Eberick.

Pilar de fundação

Pilar
 Nome: P1 Ambiente: Externo

Modelo
 Altura barra: Auto 12 cm Vínculo pilar: Engastado
 Vínculo apoio: Personalizado

Seção do pilar
 Tipo: retangular
 b: 14 cm h: 40 cm
 b1: 0 cm h1: 0 cm
 Ângulo de abertura: 90 °
 Ângulo de rotação: 90 °
 Elevação: 0 cm Manter seção constante na prumada

Fundação
 Bloco Associação: ...
 Sapata Divisa Rotação: 90° com o pilar
 Tubulão ... Ângulo: 180 °
 Profundidade (df): 100 cm
 Altura do arranque (ha): 0 cm

Capitel
 Usar capitel
 Ângulo de rotação: 0 ° b: 157.5 cm
 Espessura: 30 cm h: 260 cm

OK Cancelar Desenho... Cargas... Ajuda

Vínculos

Tipo: Personalizado

Vínculos
 Deslocamento X: Elástico K= 0 kN/m
 Deslocamento Y: Elástico K= 0 kN/m
 Deslocamento Z: Elástico K= 0 kN/m
 Rotação X: Fixo K= 0 kN.m/rad
 Rotação Y: Fixo K= 0 kN.m/rad
 Rotação Z: Fixo K= 0 kN.m/rad

OK Cancelar Ajuda

Fonte: Autor (2023)

4 RESULTADOS

Neste capítulo serão apresentados e discutidos os valores obtidos de recalque das estruturas de fundação, redistribuição do carregamento dos pilares da superestrutura, coeficientes de estabilidade da estrutura γ_z e P_Δ , bem como outros efeitos observados na estrutura quando seu vínculo é alterado de engastado para semi-rígido, passando a levar em consideração os efeitos do mecanismo de ISE.

4.1 Determinação do recalque inicial

A partir do primeiro processamento da estrutura no software Eberick foram determinados e extraídos os valores médios de carregamento máximo das estacas das estruturas de fundação para a combinação de ações permanentes. Com estes valores, os recalques das estacas individuais foram estabelecidos através do método de Poulos, Davis et al. (1980), e a consideração do grupo de estacas foi determinada através do método de Fleming et al. (1985), e estão evidenciados na Tabela 10. A planta de cargas da estrutura pode ser vista no Anexo A.3 para os casos engastado e semi-rígido.

Tabela 10 – Determinação dos recalques dos blocos da estrutura com vínculos engastados

Bloco	n	D (cm)	Carga Máxima (kN)	Recalque Individual (mm)	Recalque de Grupo (mm)
B1	1	40	137.30	0.79	0.79
B2	2	30	121.20	0.93	1.32
B3	2	30	140.90	1.08	1.53
B4	2	30	155.25	1.19	1.69
B5	1	40	188.50	1.00	1.00
B6	2	30	109.25	0.84	1.19
B7	2	30	124.00	0.95	1.35
B8	2	40	186.70	0.99	1.41
B9	3	30	159.43	1.23	2.12
B11	3	40	196.30	1.05	1.81
B12	4	40	223.55	1.19	2.38
B13	2	40	174.15	0.93	1.31
B14	3	30	170.17	1.31	2.27
B17	3	30	140.20	1.08	1.87
B18	2	30	123.40	0.95	1.34
B19	2	30	124.30	0.96	1.35
B20	3	40	187.70	1.00	1.73
B21	4	40	194.03	1.03	2.07

Fonte: Autor (2023)

Nota-se que alguns blocos contendo o mesmo número de estacas, porém carregamentos significativamente diferentes, como os blocos B7 e B8, apresentam valores similares de recalque. Isto acontece devido a consideração do diâmetro da estaca dentro dos fatores de influência considerados pelo método de Poulos, que reduz o recalque da estaca conforme o diâmetro aumenta.

Também pode-se reparar que o número de estacas do bloco apresenta variações significativas no valor de recalque estabelecido através do método de Fleming quando comparado com o valor de recalque de uma única estaca. Os blocos B1 e B5 não apresentaram variação de recalque entre os métodos de Poulos e Fleming por se tratarem de blocos com apenas uma estaca.

As estacas dos blocos B12, de diâmetro igual a 40 cm, e B14, de diâmetro igual a 30cm, apresentaram os valores de carregamento mais próximos das cargas admissíveis das estacas da estrutura, iguais a 93,22% e 94,64%, respectivamente. Eles também apresentam os maiores valores de recalque de seus respectivos diâmetros de estaca, demonstrando a linearidade do método de Poulos.

4.2 Determinação dos coeficientes de reação vertical e horizontal

Determinados os valores do recalque do grupo de estacas, os coeficientes de reação podem ser estabelecidos através dos métodos de Winkler para o caso vertical e Vesic para o caso horizontal, utilizando-se das recomendações de Santos e Davisson para ajustar os resultados inicialmente obtidos. Os valores dos coeficientes verticais k_v e horizontais k_h podem ser observados na Tabela 11.

Inicialmente, os coeficientes de reação horizontal k_h se mantiveram constantes, já que o método de Vesic considera apenas fatores geométricos da estaca e características relacionadas ao material da estaca e do maciço de solo. Além disso, para estacas circulares e maciças, os valores de diâmetro D de inércia da seção I acabam anulando possíveis variações que poderiam se apresentar conforme o tamanho da seção transversal varia, o que justifica os valores similares observados na determinação de k_h .

Os blocos B1 e B4 apresentam valores maiores que o restante dos blocos já que não realizada a redução dos coeficientes em função da distância entre centros de estaca, pois cada bloco contém apenas uma estaca. Um exemplo da implementação dos coeficientes de reação dentro do software AltoQI Eberik pode ser visto na Figura 11.

Os coeficientes de reação vertical também apresentam semelhanças de valores. Este comportamento se apresenta em relação ao número de estacas n e seus respectivos diâmetros D . Isto acontece em decorrência das simplificações dos métodos utilizados neste trabalho, em especial na consideração da linearidade do comporta-

mento do recalque do grupo de estacas e na adoção da consideração do maciço de solo de estudo como um material homogêneo e isotrópico.

Tabela 11 – Determinação dos coeficientes de reação vertical e horizontal

Bloco	n	Coeficiente de Reação Vertical k_v (kN/m)	Coeficiente de Reação Horizontal k_h (kN/m)
B1	1	187.729,70	19.482,23
B2	2	91.941,52	4.870,56
B3	2	91.941,52	4.870,56
B4	2	91.941,52	4.870,56
B5	1	187.729,70	19.482,23
B6	2	91.941,52	4.870,56
B7	2	91.941,52	4.870,56
B8	2	132.744,94	4.870,56
B9	3	75.069,94	4.870,56
B11	3	108.385,79	4.870,56
B12	4	93.864,85	4.870,56
B13	2	132.744,94	4.870,56
B14	3	75.069,94	4.870,56
B17	3	75.069,94	4.870,56
B18	2	91.941,52	4.870,56
B19	2	91.941,52	4.870,56
B20	3	108.385,79	4.870,56
B21	4	93.864,85	4.870,56

Fonte: Autor (2023)

Figura 11 – Interface dos parâmetros de flexibilização do apoio de pilares para o pilar P1.

Vínculos

Tipo

Vínculos

Deslocamento X K= kN/m

Deslocamento Y K= kN/m

Deslocamento Z K= kN/m

Rotação X K= kN.m/rad

Rotação Y K= kN.m/rad

Rotação Z K= kN.m/rad

Fonte: Autor (2023)

4.3 Reprocessamento da estrutura

A partir da determinação dos coeficientes de mola k_v e k_h aos quais as estruturas de fundação foram submetidos, foram extraídos os novos valores de carregamento da estrutura sujeita aos efeitos da ISE. Estes estão apresentados em contraste com os valores de carregamento da estrutura engastada, com as médias de carregamento máximo das estacas apresentados na Tabela 12.

Tabela 12 – Comparação dos valores médios de carregamento máximo das estacas da estrutura

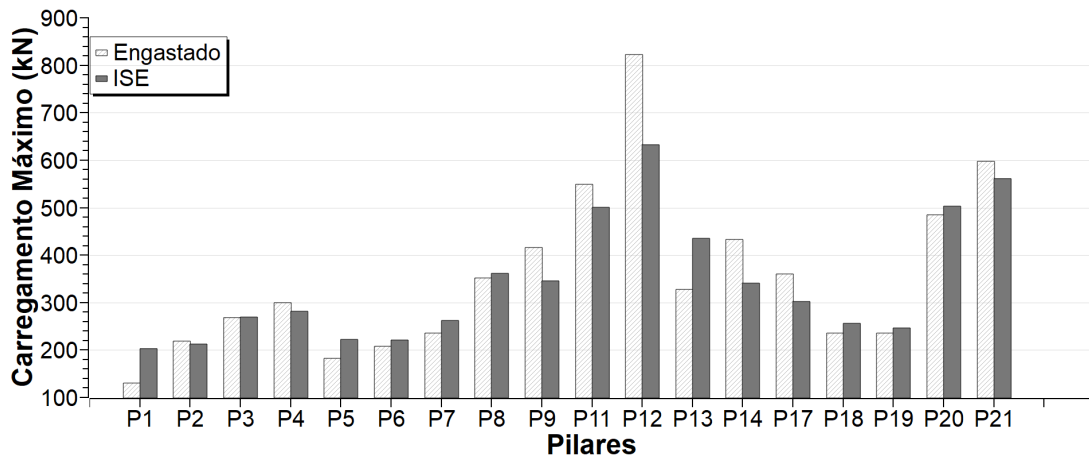
Bloco	Carga máx. das estacas (kN)			
	Engastado	ISE	Diferença	Percentual
B1	137.30	213.40	76.10	35.66%
B2	121.20	116.30	-4.90	-4.21%
B3	140.90	140.75	-0.15	-0.11%
B4	155.25	146.45	-8.80	6.01%
B5	188.50	228.90	40.40	17.65%
B6	109.25	117.40	8.15	6.94%
B7	124.00	137.40	13.40	9.75%
B8	186.70	191.35	4.65	2.43%
B9	159.43	139.53	-19.90	-14.26%
B11	196.30	186.00	-10.30	-5.54%
B12	223.55	187.98	-35.57	-18.93%
B13	174.15	231.30	57.15	24.71%
B14	170.17	149.47	-20.70	-13.85%
B17	140.20	130.10	-10.10	-7.76%
B18	123.40	133.55	10.15	7.60%
B19	124.30	130.40	6.10	4.68%
B20	187.70	197.83	10.13	5.12%
B21	194.03	172.38	-21.65	-12.56%
Carregamento Médio	158.68	163.92	5.23	1.74%

Fonte: Autor (2023)

Apesar de apresentar uma baixa mudança no carregamento médio das estacas, a variação da carga máxima em estacas individuais é significativa. Em especial, a estacas do bloco B1 se destaca com o maior ganho de carga entre os casos engastados e com o mecanismo de ISE, apresentando um aumento médio de 76.1 kN. O bloco B12 apresentou a maior redução de carga máxima de estaca, igual a 35.57 kN.

Estas variações estão de acordo com as hipóteses apresentadas dentro da literatura, que sugerem que a consideração da interação solo-estrutura entre a estrutura e o maciço de solo tendem a apresentar uma redistribuição de cargas dos pilares mais carregados para pilares adjacentes, conforme a rigidez da estrutura se altera com a deformação do solo.

Figura 12 – Comparação dos valores de carregamento máximo dos pilares de fundação da estrutura

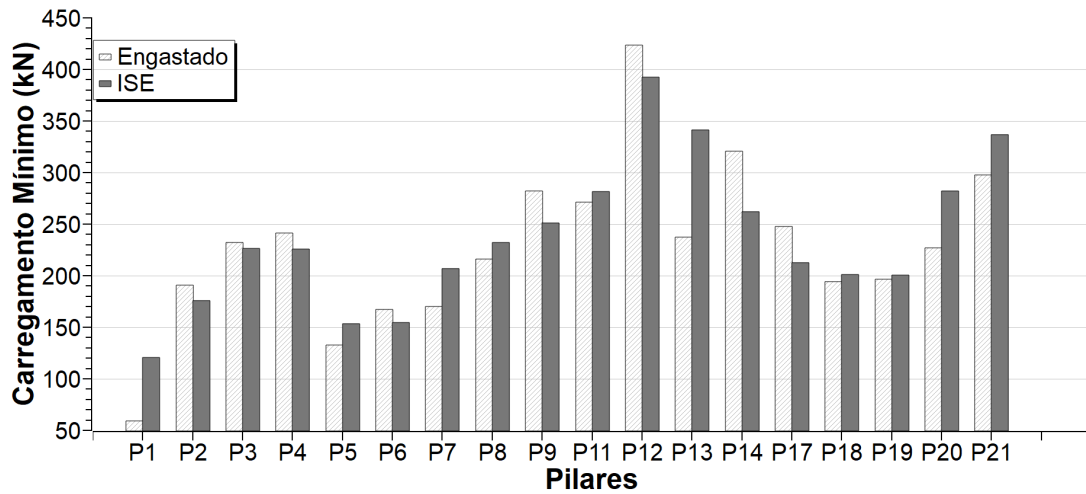


Fonte: Autor (2023)

As variações de carregamento máximo dos pilares de fundação no pavimento térreo podem ser observados na Figura 12. Estes valores refletem as variações de carga observadas nas estacas individuais da Tabela 12, já que parâmetros como o diâmetro e o número de estacas foram mantidos constantes entre os dois casos. O pilar P12 ainda apresenta o maior valor de redução de carga entre o caso de fundações engastadas e o caso de fundações sujeitas a ISE, com um decréscimo de 189.9 kN de carregamento axial. O pilar P13 apresentou o maior ganho de carregamento entre os dois casos, igual a 108.4 kN.

As variações de carregamentos mínimos dos pilares de fundação no pavimento térreo podem ser observados na Figura 13. Nota-se que apesar de um carregamento mínimo relativamente alto, o pilar P11 ainda apresenta um pequeno ganho de carregamento mínimo entre os casos engastado e com o mecanismo de ISE. Isso acontece porque ele está diretamente ligado ao pilar P12, que é o pilar que apresenta os maiores carregamentos do edifício, por uma viga baldrame de comprimento inferior a 2.5 m, criando um caminho de transferência de carga eficiente. Este caminho deixa de ser preferencial conforme os carregamentos crescem.

Figura 13 – Comparação dos valores de carregamento mínimo dos pilares de fundação da estrutura



Fonte: Autor (2023)

4.4 Obtenção dos recalques da estrutura com vínculos semi-rígidos

A partir dos novos valores de carregamento da estrutura, foram determinados os recalques dos elementos de fundação sujeitos a ISE pelo mesmo método do caso engastado. Estes valores podem ser observados para cada respectivo bloco na Tabela 13, bem como os efeitos de grupo das estacas.

A comparação dos valores de recalques encontrados para as estruturas de fundação com vínculos engastados e semi-rígidos pode ser observada na Figura 14. Foi observada uma suavização dos valores recalques máximos dos blocos mais carregados, bem como recalques maiores para os blocos cujos recalques eram menores no caso de vínculos engastados. Estes valores sugerem, novamente, que a aplicação da ISE teve o efeito esperado de suavização dos maiores recalques da estrutura.

A diferença entre os valores extremos de recalque observados foram de 1.65 mm entre os blocos B12 e B1 para o caso engastado, e de 0.87 mm para os mesmos blocos no caso semi-rígido. Apesar da observação de valores maiores de recalque para alguns blocos no caso da estrutura sujeita a ISE, pode-se assumir que a aplicação da elasticidade dos vínculos é benéfica à estrutura por apresentar valores de recalque diferencial menores que no caso dos vínculos engastados.

Também pode ser reparado que os valores de recalque do bloco B20 aumentam com a consideração da ISE, enquanto o recalque do bloco B21 diminui. Ambos estes blocos estão sujeitos a valores de carregamento elevados, próximos ou acima dos 500 kN para ambos os vínculos engastado e semi-rígidos. Porém, estes apresentam comportamentos contrários um ao outro quando sujeitos a ISE.

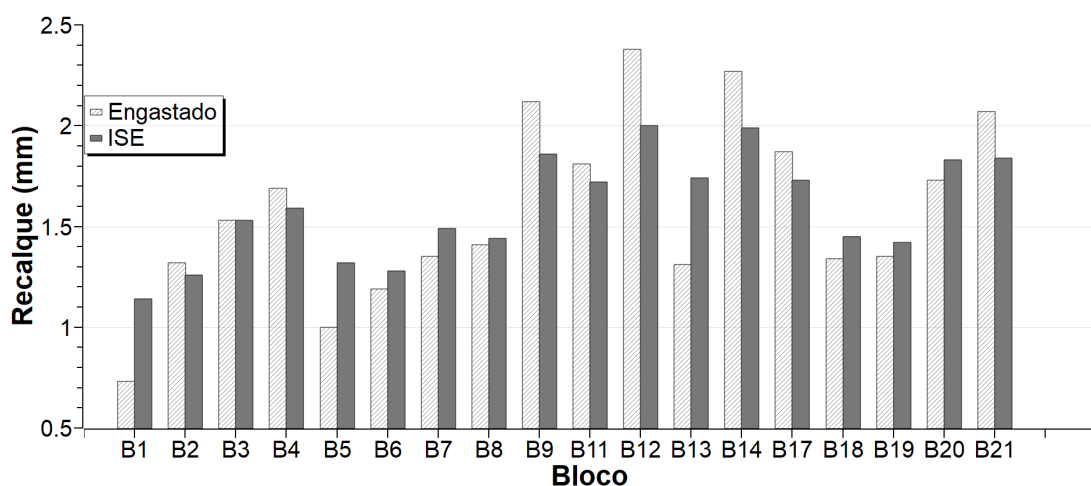
Isto acontece, novamente, devido a flexibilização da estrutura e subsequente suavização dos recalques. Os blocos B20 e B21 estão diretamente ligados um ao outro pela viga V112, que apresenta comprimento inferior a 2.5 m, e a mais de 4.0 m de distância de outros apoios. Portanto, é possível assumir que houve transferência

Tabela 13 – Determinação dos recalques dos blocos da estrutura com vínculos semi-rígidos

Bloco	n	Carga Máxima de Estaca (kN)	Recalque Individual de Estaca (mm)	Recalque de Grupo de Estacas (mm)
B1	1	213.40	1.14	1.14
B2	2	116.30	0.89	1.26
B3	2	140.75	1.08	1.53
B4	2	146.45	1.13	1.59
B5	1	228.90	1.32	1.32
B6	2	117.40	0.90	1.28
B7	2	137.40	1.06	1.49
B8	2	191.35	1.02	1.44
B9	3	139.53	1.07	1.86
B11	3	186.00	0.99	1.72
B12	4	187.98	1.00	2.00
B13	2	231.30	1.23	1.74
B14	3	149.47	1.15	1.99
B17	3	130.10	1.00	1.73
B18	2	133.55	1.03	1.45
B19	2	130.40	1.00	1.42
B20	3	197.83	1.05	1.83
B21	4	172.38	0.92	1.84

Fonte: Autor (2023)

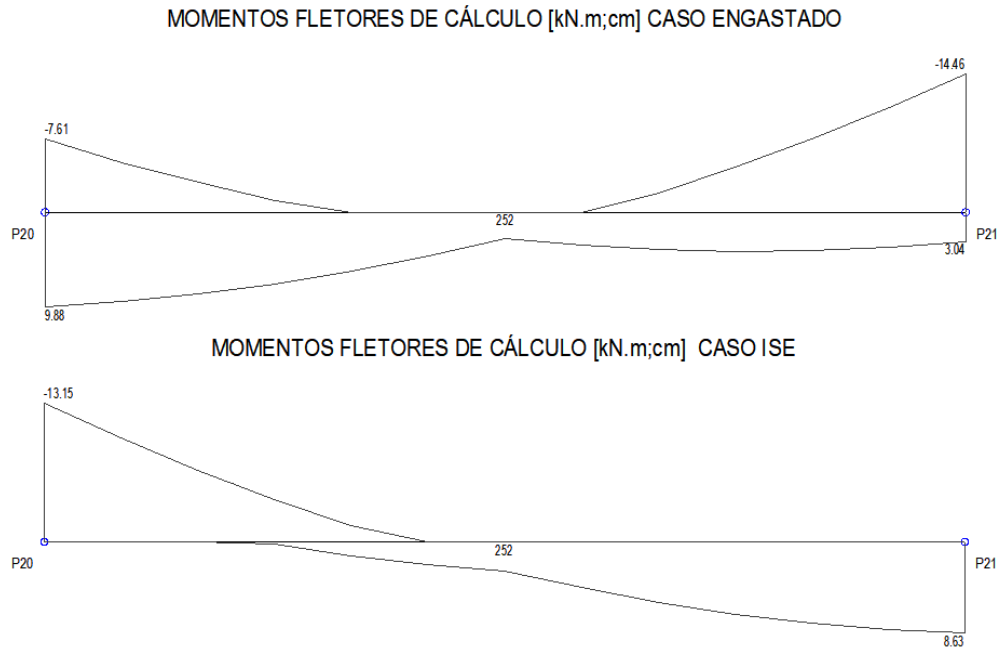
Figura 14 – Comparação dos valores de recalque dos blocos de fundação da estrutura



Fonte: Autor (2023)

de carregamento entre estes elementos através desta viga. Este efeito fica evidente quando é feita a verificação do carregamento da viga V112. Os valores de momento fletor de cálculo da viga V112 podem ser observados na Figura 15 para ambos os casos engastado e com a consideração da ISE.

Figura 15 – Comparação dos momentos fletores de cálculo da viga V112



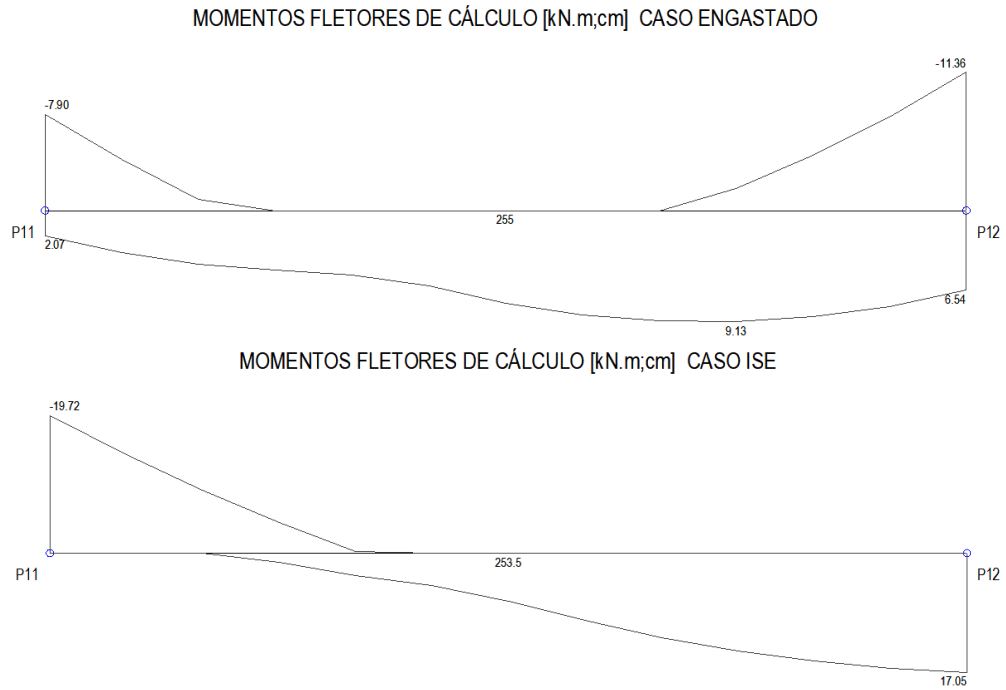
Fonte: Autor (2023)

Este mesmo comportamento pode ser observado na viga V105, que conecta os blocos B11 e B12. Os carregamentos mínimos observados para o bloco B11 apresentaram um acréscimo da ordem de 10 kN, enquanto os carregamentos mínimos do bloco B12 apresentaram um decréscimo da ordem de 30 kN. Isto sugere que ambos os blocos transferem suas cargas, embora não façam isso de forma completamente mútua. Porém, este comportamento também fica evidente quando observados os valores de momentos fletores de cálculo da viga V105, responsável por conectar diretamente ambos os elementos de fundação. Este comportamento pode ser observado na Figura 16.

Diversas vigas da estrutura apresentaram variações de momentos fletores de cálculo, especialmente em regiões nas quais estas se apoiam em elementos de fundação. Porém, pequenas alterações podem ser observadas mesmo em vigas que não se apoiam diretamente sobre os pilares.

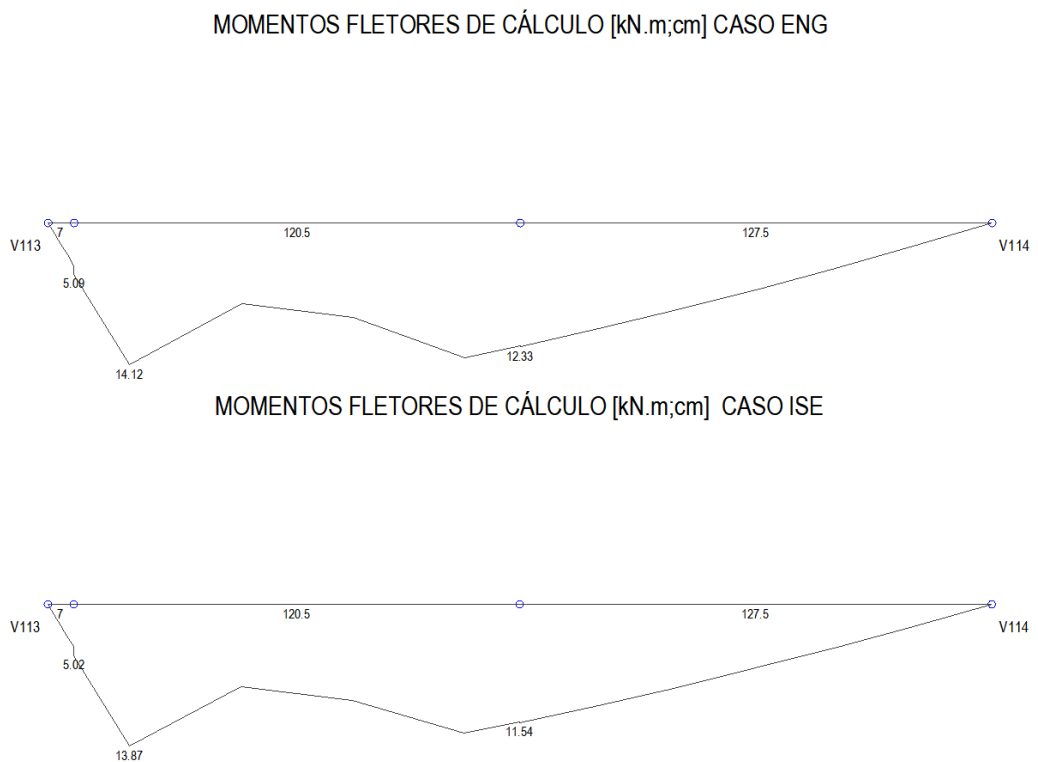
A viga V107, por exemplo, se apoia sobre o trecho da viga V113 que fica apoiada pelos pilares P11 e P20, e o trecho da viga V114 que se apoia sobre os pilares P12 e P21. Apesar disto, são observadas pequenas alterações nos valores calculados de momento fletor, que estão evidenciados na Figura 17. Isto sugere que as transferências de carregamento dos elementos de fundação tomam caminhos preferenciais por vigas que diretamente os conectam, mas as demais vigas da estrutura também apresentam contribuições quando os vínculos de fundação da estrutura são flexibilizados.

Figura 16 – Comparação dos momentos fletores de cálculo da viga V105



Fonte: Autor (2023)

Figura 17 – Comparação dos momentos fletores de cálculo da viga V107



Fonte: Autor (2023)

Ressalta-se que, como mencionado previamente neste trabalho, as variáveis de diâmetro D e número n de estacas foram mantidas constantes para ambos os casos engastado e com ISE. Por isso, as variações de recalque sofrem apenas a influência da variação de carregamento aos quais os elementos de fundação foram submetidos quando o vínculo foi alterado.

4.5 Deslocamentos horizontais da estrutura

O processo de flexibilização dos elementos de fundação da estrutura refletem também nos deslocamentos horizontais máximos observados. Os efeitos do carregamento de vento, bem como possíveis desaprumos, são ações importantes a serem verificadas conforme a altura e a esbeltez de uma estrutura crescem, ou a sua rigidez diminui.

Os deslocamentos da estrutura sujeita as ações do vento foram determinados em conjunto com as combinações frequentes para ambos os casos de vínculos engastados e semi-rígidos, e estão apresentados na Tabela 14, junto com suas respectivas alturas de pavimento.

Tabela 14 – Determinação dos deslocamentos horizontais do edifício para cada respectivo pavimento.

Pavimento	Cota (m)	Deslocamento Eng. (cm)				Deslocamento ISE (cm)			
		X+	X-	Y+	Y-	X+	X-	Y+	Y-
Topo Reserv.	17.80	0.49	-0.49	0.12	-0.12	0.68	-0.68	0.24	-0.24
Reservatório	15.30	0.43	-0.43	0.11	-0.11	0.59	-0.59	0.21	-0.21
Cobertura	12.00	0.20	-0.20	0.17	-0.17	0.29	-0.29	0.25	-0.25
Pavimento 4	9.00	0.16	-0.16	0.15	-0.15	0.23	-0.23	0.22	-0.22
Pavimento 3	6.00	0.11	-0.11	0.12	-0.12	0.17	-0.17	0.17	-0.17
Pavimento 2	3.00	0.05	-0.05	0.07	-0.07	0.09	-0.09	0.10	-0.10
Pavimento 1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.02	-0.02	0.02	-0.02

Fonte: Autor (2023)

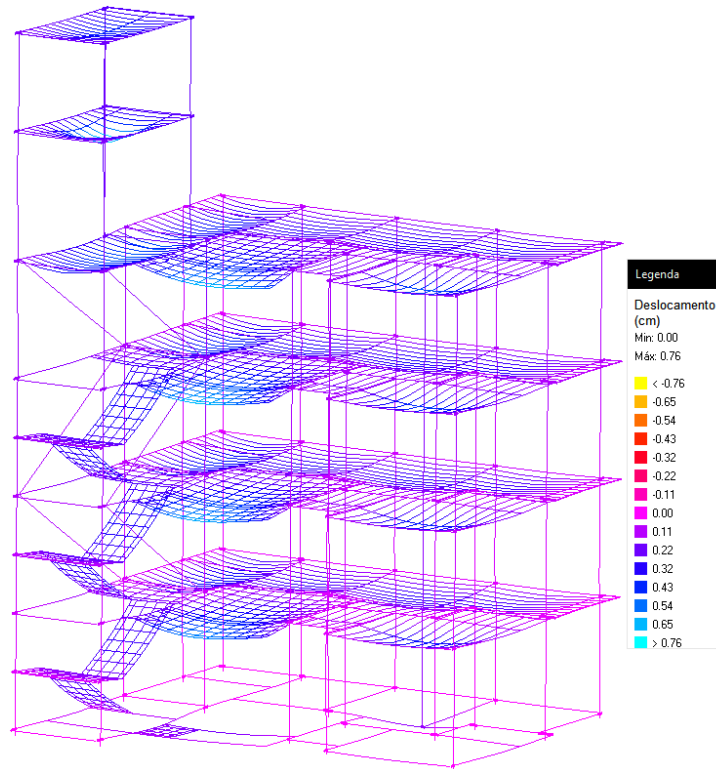
Os coeficientes de reação horizontal k_h informados ao Eberick são responsáveis pelo surgimento de deslocamentos já no primeiro pavimento da estrutura, logo que os elementos de fundação passaram de uma situação indeslocável para uma flexível. No mais, os deslocamentos horizontais acumulados no pavimento Topo Reservatório apresentaram acréscimos de 40.82% na direção X e 100.00% na direção Y, evidenciando que a estrutura apresenta alterações de rigidez entre ambos os casos.

Estas diferenças apresentam impactos na deformação da estrutura como um todo. Os deslocamentos imediatos observados foram maiores quando assumidos os elementos de fundação da estrutura como semi-rígidos. A Figura 18 apresenta as deformações imediatas do pórtico estrutural para o caso de vínculos engastados

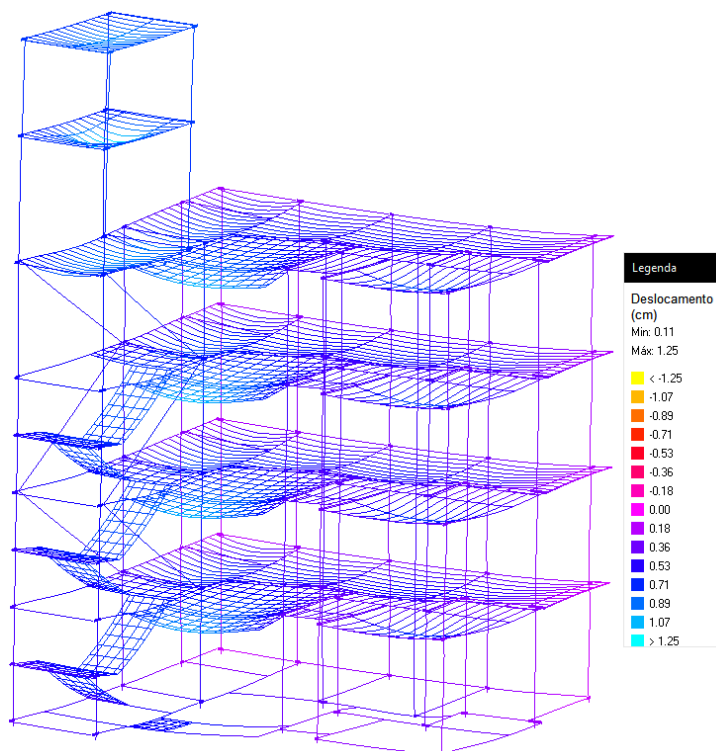
e semi-rígidos, respectivamente. As deformações apresentadas nesta figura foram aumentadas em 75 vezes.

Figura 18 – Deslocamentos do pórtico

(a) Caso engastado



(b) Caso ISE



Fonte: Autor (2023)

Os pilares do primeiro pavimento tipo já apresentam deslocamentos horizontais significativamente maiores para o caso de vínculos flexíveis do que os pilares do caso de vínculos rígidos. O pilar P21, por exemplo, apresenta deformações horizontais de 0.5 mm para o caso engastado e 0.9mm para o caso rígido. No pavimento cobertura, esses valores são de 1.1 mm e 2.9 mm, respectivamente.

Os valores de deslocamento horizontal dos pilares da estrutura são consideravelmente menores que os encontrados para os deslocamentos verticais. Pode-se assumir que isto ocorra porque o carregamento horizontal desta estrutura é consideravelmente menor que o carregamento vertical, já que a única carga horizontal atuante é a do vento. Alguns exemplos de cargas horizontais que poderiam gerar deslocamentos horizontais maiores do que os observados seriam carregamentos de solo em estruturas de contenção, água para reservatórios e desaprumo possivelmente gerado por vibrações no maciço de solo que suporta a estrutura.

4.6 Estabilidade global do pórtico

A determinação dos deslocamentos do pórtico evidenciam que estruturas com vínculos de apoio semi-rígidos são geralmente menos estáveis do que aquelas com vínculos engastados. Por isso, é necessário observar os efeitos globais de 2ª ordem expressos pelos parâmetros de estabilidade do pórtico, como o parâmetro γ_z , e caso o pórtico seja classificado como uma estrutura de nós móveis (efeitos globais de 2ª ordem da estrutura ultrapassem 10% dos respectivos esforços de 1ª ordem), a influência da não-linearidade física e geométrica $P-\Delta$ da estrutura.

A determinação do coeficiente γ_z é feita através do item 15.5.3 da NBR 6118:2014, para cada caso de carregamento da estrutura, de acordo com a Equação 4.1 (ABNT, 2014).

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (4.1)$$

Onde:

- $\Delta M_{tot,d}$ = Somatório das forças de cálculo verticais da combinação em relação aos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação (Momento de 2ª ordem);
- $M_{1,tot,d}$ = Somatório das forças de cálculo horizontais da combinação em relação à basa da estrutura (Momento de Tombamento).

Para ambos os casos de vinculação da estrutura, a combinação de ações tomada para o cálculo do γ_z foi feita da seguinte forma:

$$1.3PP + 1.4P + 1.4S + 1.4Q + 1.2A + 0.84V_{X1}$$

Onde:

- PP = Peso próprio;
- P = Cargas permanentes;
- S = Cargas oriundas do solo;
- Q = Cargas acidentais;
- A = Cargas oriundas de ações do reservatório de água (acidental);
- V_{X1} = Cargas oriundas do vento na direção X1 (acidental).

Os valores de momento de 2ª ordem e de momento de tombamento encontrados para o caso engastado foram de 50.07 kNm e 1961.72 kNm, respectivamente. Isto significa que o valor de γ_z da estrutura com vínculos engastados é de aproximadamente 1.0262. Para a estrutura com vínculos semi-rígidos, os valores de momento de 2ª ordem e de momento de tombamento encontrados foram iguais a 75.05 kNm e 1961.72 kNm, respectivamente. Percebe-se que, já que os carregamentos não mudaram entre os casos, o momento de tombamento se manteve constante. Porém, como os deslocamentos foram afetados, os valores de momento de 2ª ordem apresentaram uma variação de aproximadamente 25 kNm entre os casos de vínculos engastados e com a consideração da ISE. O valor de γ_z determinado para o segundo caso é de aproximadamente 1.0398.

Embora a estrutura ainda seja considerada como estrutura de nós rígidos no caso de vínculos semi-rígidos, foi observado um aumento de aproximadamente 0.0136 no valor de γ_z entre os dois casos, espelhando os valores de deslocamento exibidos anteriormente. Para esta estrutura, este aumento ainda não obriga a análise da influência da não-linearidade $P-\Delta$, porém pode-se concluir que a análise dos efeitos de 2ª ordem γ_z precisa ser reavaliada quando os vínculos de fundação de uma estrutura forem flexibilizados, já que maiores deslocamentos do pórtico podem posicionar a estrutura em uma situação aonde os efeitos globais de 2ª ordem ultrapassem o limite de 10% dos respectivos efeitos de 1ª ordem estabelecidos por norma.

4.7 Momentos de cálculo dos pilares de fundação

A alteração de vínculos dos elementos de fundação de engastados para semi-rígidos gerou mudanças significativas para as cargas verticais e para os valores de deslocamentos horizontais, que implicaram em coeficientes de estabilidade global diferentes para a mesma estrutura. Por isto, não é surpreendente que os momentos flettores solicitantes nos pilares também apresentem alterações quando comparados entre os vínculos engastados e submetidos a ISE.

Para fins de comparação, os momentos analisados serão os momentos de cálculo de base de pilar, logo acima do bloco de fundação. Os valores de momento de cálculo M_d (*menor inércia*) são tomados na direção da base da seção transversal do pilar (menor dimensão), enquanto os valores de momento de cálculo M_d (*maior inércia*) são tomados na direção da altura da seção transversal do pilar (maior dimensão).

Tabela 15 – Determinação dos momentos de cálculo de base dos pilares de fundação

Pilar	M_d (<i>menor inércia</i>) (kN · m)			M_d (<i>maior inércia</i>) (kN · m)		
	Eng.	ISE	Diferença	Eng.	ISE	Diferença
P1	1.93	12.60	10.67	23.73	36.37	12.64
P2	7.83	12.74	4.91	24.69	46.75	22.06
P3	6.82	11.12	4.30	24.74	33.90	9.16
P4	11.40	12.79	1.39	24.37	33.04	8.67
P5	4.94	11.86	6.92	43.92	49.34	5.42
P6	7.04	14.91	7.87	19.40	53.98	34.58
P7	7.59	19.82	12.23	28.13	35.75	7.62
P8	7.82	18.00	10.18	72.66	84.83	12.17
P9	6.14	6.39	0.25	69.64	55.40	-14.24
P11	6.85	22.69	15.84	84.61	112.34	27.73
P12	0.00	26.83	26.83	0.00	127.56	127.56
P13	4.77	10.78	6.01	27.03	41.92	14.89
P14	6.70	14.16	7.46	49.04	67.64	18.60
P17	6.14	10.24	4.10	41.87	67.02	25.15
P18	7.78	11.02	3.24	40.94	49.75	8.81
P19	7.87	10.09	2.22	49.91	58.68	8.77
P20	20.15	36.63	16.48	64.71	78.18	13.47
P21	20.76	36.18	15.42	111.99	109.00	-2.99

Fonte: Autor (2023)

A adoção dos vínculos semi-rígidos implicou em acréscimos significativos em ambas as direções da seção transversal dos pilares. Estes acréscimos podem ser observados na Tabela 15.

Nota-se que os pilares obtiveram um acréscimo em ambos os valores de momento de cálculo nas direções da base e da altura de suas seções transversais para todos os elementos exceto para os momentos de cálculo na direção da altura dos pilares P9 e P21.

Estes acréscimos nos valores de momentos de base dos pilares acarretaram em mudanças consideráveis de armadura calculada para a estrutura. O peso total de aço da estrutura foi determinado para ambos os casos engastado e com ISE, e está apresentado na Tabela 16.

Tabela 16 – Comparação do peso da armadura de cada grupo de elementos estruturais

Vínculo de fundação	Peso da armadura (kg)				Total
	Vigas	Pilares	Lajes	Escadas	
Engastado	2.851,0	2.114,6	1.007,7	858,2	7.835,9
ISE	2.948,9	2.674,5	1.012,8	726,8	8.343,8
Diferença	+97,9	+559,9	+5,1	-131,4	+507,9
Percentual	3.32%	20.93%	0.50%	-15.31%	6.09%

Fonte: Autor (2023)

Destaca-se que, apesar dos pilares apresentarem as maiores variações de peso total de armadura, outros elementos como vigas, lajes e escadas também apresentaram mudanças, reforçando o comportamento de flexibilização da estrutura como um todo e a redistribuição do carregamento tomando as vigas como elementos responsáveis por este comportamento.

A estrutura com vínculos elásticos apresentou um aumento de 507.9 kg de peso de aço quando comparada com a estrutura com vínculos engastados, um acréscimo de 6.48% do peso original da armadura da estrutura. A maior parte deste aumento está refletido no comportamento dos pilares, que apresentou um acréscimo de 559.9 kg entre os dois casos, ou 26.48 %. Esta diferença é um reflexo direto do ganho de carregamento axial de vários pilares entre os casos de vínculos engastados e flexíveis, e dos valores de momento fletor significativamente maiores observados para o caso de vínculos flexíveis que ocorrem em decorrência das deformações horizontais.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este trabalho apresentou um estudo de caso comparativo de uma estrutura com elementos de fundação sujeitos a vínculos engastados e com a consideração dos efeitos do mecanismo de ISE, no qual os principais parâmetros de estudo foram os efeitos da redistribuição dos carregamentos dos pilares, os subsequentes efeitos no recalque dos elementos de fundação e as variações de estabilidade global da estrutura.

Para a obtenção de diversos parâmetros como a determinação dos esforços da estrutura, bem como a flexibilização dos vínculos dos elementos de fundação, o software de dimensionamento estrutural AltoQI Eberick foi utilizado. Para a determinação dos coeficientes de reação verticais, horizontais, e dos recalques dos elementos de fundação deste trabalho adotaram-se métodos analíticos e empíricos estabelecidos na literatura.

A estrutura de estudo apresentou uma redistribuição dos carregamentos de pilares dentro do esperado quando os vínculos foram flexibilizados, com os pilares mais carregados da estrutura buscando transmitir seu carregamento para os pilares adjacentes diretamente conectados a eles, evidenciando que as deformações do maciço de solo ao qual a estrutura está submetida influenciam seu comportamento estrutural de forma significativa. A estrutura também apresentou deslocamentos horizontais maiores, demonstrando que os coeficientes de flexibilização horizontais obtiveram sucesso em deixar os vínculos de engaste dos elementos de fundação elásticos.

Os resultados encontrados neste trabalho também sugerem que a estrutura dimensionada para o caso engastado apresentava uma taxa de armadura significativamente menor do que a estrutura com vínculos semi-rígidos, especialmente para os pilares da estrutura que passaram a receber momentos transversais geralmente maiores do que os previstos originalmente. Algumas vigas também apresentaram valores de momento fletor consideravelmente diferentes entre os dois casos, sugerindo que a transmissão de carga realizada entre os elementos de fundação acontece através destes elementos.

Por se tratar de um tema complexo, no decorrer deste estudo diversas simplificações foram adotadas para a viabilização dos métodos utilizados, em especial durante a determinação de parâmetros relacionados ao maciço deformável do solo. Algumas destas simplificações foram apontadas durante o decorrer do trabalho, enquanto diversas outras são mencionadas comumente na literatura corrente.

O maciço deformável de solo foi estabelecido como um material de comportamento linear e homogêneo dentro de cada respectiva camada, e a adoção de molas responsáveis por flexibilizar os elementos de fundação desconsideram quaisquer forças de cisalhamento atuantes no maciço. As alterações de rigidez da superestrutura ao longo do tempo implicam que um processo iterativo de estabelecimento dos coeficientes de mola poderia se comportar de forma mais adequada. Os efeitos de recalque secundário, cargas progressivas de construção e fluência dos materiais não foram levados em consideração.

Durante o processo de estabelecimento de ações atuantes da estrutura, nenhum carregamento dinâmico foi adotado. Embora ataques sísmicos não sejam frequentemente observados dentro do território brasileiro, outras ações como construções vizinhas podem ser responsáveis por exercer vibrações no maciço de solo que poderiam acarretar em danos caso a estrutura seja demasiadamente rígida.

Por fim, a literatura corrente aponta que uma forma mais adequada de se realizar este tipo de trabalho acontece através da adoção dos método de elementos finitos (MEF), utilizando-se de diversos testes laboratoriais para estabelecer os parâmetros de solo de forma mais rigorosa, além de assumir que o maciço de solo e a estrutura se comportem em conjunto. Estas observações viabilizam o apontamento de melhorias do presente trabalho.

REFERÊNCIAS

- ABNT. **NBR 6118:2014. Projeto de estruturas de concreto — Procedimento.** [S.l.]: Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 2014. Citado 3 vezes nas páginas 23, 30 e 43.
- ABNT. **NBR 6122:2019. Projeto e Execução de Fundações.** [S.l.]: Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 2019. Citado na página 16.
- ABNT. **NBR 6484:2020. Sondagem de simples reconhecimento com SPT — Método de ensaio.** [S.l.]: Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 2020. Citado na página 16.
- ANAND, V.; KUMAR, S. S. Seismic soil-structure interaction: a state-of-the-art review. In: ELSEVIER. **Structures.** [S.l.], 2018. v. 16, p. 317–326. Citado na página 15.
- AOKI, N. Modelo simples de transferência de carga de estaca vertical sujeita a carga axial de compressão. **CICLO DE PALESTRAS SOBRE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES–ABMS–Núcleo Regional do Nordeste**, 1987. Citado na página 22.
- AOKI, N. Aspectos geotécnicos da interação estrutura-macço de solos. **Estruturas e fundações**, 1997. Citado na página 16.
- AOKI, N.; VELLOSO, D. Um método aproximado para estimativa da capacidade de carga de estacas. In: **Pan-American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering.** [S.l.: s.n.], 1975. v. 1, p. 377. Citado 3 vezes nas páginas 17, 19 e 28.
- BRIS, A. et al. IMD World competitiveness yearbook. 2022. Citado na página 12.
- CASELUNGHE, A.; ERIKSSON, J. Structural element approaches for soil-structure interaction. 2012. Citado na página 21.
- CHAMECKI, S. Structural rigidity in calculating settlements. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**, American Society of Civil Engineers, v. 82, n. 1, p. 865–1, 1956. Citado 3 vezes nas páginas 14, 15 e 19.
- DAVISSON, M. Lateral load capacity of piles. **Highway Research Record**, n. 333, 1970. Citado 2 vezes nas páginas 24 e 30.
- DÉCOURT, L.; QUARESMA, A. R. Capacidade de carga de estacas a partir de valores de spt. In: **Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações.** [S.l.: s.n.], 1978. v. 6, n. 1978, p. 45–53. Citado 2 vezes nas páginas 19 e 28.
- FLEMING, W. et al. **Piling Engineering New York.** [S.l.]: John Wiley Sons, 1985. Citado 3 vezes nas páginas 20, 30 e 32.
- GUSMÃO, A.; FILHO, J. G. Avaliação da influência da interação solo-estrutura em edificações. In: **X Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações.** [S.l.: s.n.], 1994. v. 2, p. 447–454. Citado 2 vezes nas páginas 12 e 14.

HORVATH, J. S.; COLASANTI, R. J. New hybrid subgrade model for soil-structure interaction analysis: foundation and geosynthetics applications. In: **Geo-Frontiers 2011: Advances in Geotechnical Engineering**. [S.l.: s.n.], 2011. p. 4359–4368. Citado na página 22.

IWAMOTO, R. K. Alguns aspectos dos efeitos da interação solo-estrutura em edifícios de múltiplos andares com fundação profunda. **São Carlos. Dissertação (Mestrado) Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo**, 2000. Citado 3 vezes nas páginas 11, 13 e 14.

JSCE. Standard specifications for concrete structures design. Tokyo, Japan: The Japan Society of Civil Engineers, 2007. Citado na página 15.

JUNIOR, E. d. L. A. Impacto da incerteza da previsão de recalques na redistribuição de esforços e na segurança de fundações profundas. Universidade Federal de Pernambuco, 2022. Citado na página 12.

MEYERHOF, G. G. Some recent foundation research and its application to design. **The Structural Engineer**, v. 31, n. 6, p. 151–167, 1953. Citado na página 13.

MONTEIRO, F. F. et al. Análise de recalques em estacas escavadas equipadas com o sistema expander body. 2019. Citado na página 16.

MYLONAKIS, G. et al. The role of soil in the collapse of 18 piers of hanshin expressway in the kobe earthquake. **Earthquake engineering & structural dynamics**, Wiley Online Library, v. 35, n. 5, p. 547–575, 2006. Citado na página 15.

POULOS, H. G. Pile behaviour—theory and application. **Geotechnique**, Thomas Telford Ltd, v. 39, n. 3, p. 365–415, 1989. Citado na página 20.

POULOS, H. G. Settlement prediction for bored pile groups. In: BALKEMA. **Proc. 2nd Int. Geotech. seminar on Deep Foundation on Bored and Auger Piles**. [S.l.], 1993. p. 103–117. Citado na página 19.

POULOS, H. G.; DAVIS, E. H. et al. **Pile foundation analysis and design**. [S.l.]: Wiley New York, 1980. v. 397. Citado 3 vezes nas páginas 19, 30 e 32.

PROGRAM, N. E. H. R.; COUNCIL, B. S. S. **NEHRP Recommended Provisions (National Earthquake Hazards Reduction Program) for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures**. [S.l.]: Building Seismic Safety Council, 2020. Citado na página 15.

SANTOS, J. A. Fundações por estacas acções horizontais. **Elementos Teóricos. Instituto Superior Técnico. Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura. Mestrado em Engenharia Civil. Obras Geotécnicas. Lisboa**, 2008. Citado 2 vezes nas páginas 23 e 30.

SOUZA, R. A. de; REIS, J. H. C. dos. Interação solo-estrutura para edifícios sobre fundações rasas. **Acta Scientiarum. Technology**, v. 30, n. 2, p. 161–171, 2008. Citado na página 11.

TEIXEIRA, A. H.; GODOY, N. S. Análise, projeto e execução de fundações rasas. **Fundações: teoria e prática. São Paulo: Pini, Cap**, v. 7, p. 227–264, 1996. Citado 3 vezes nas páginas 20, 23 e 30.

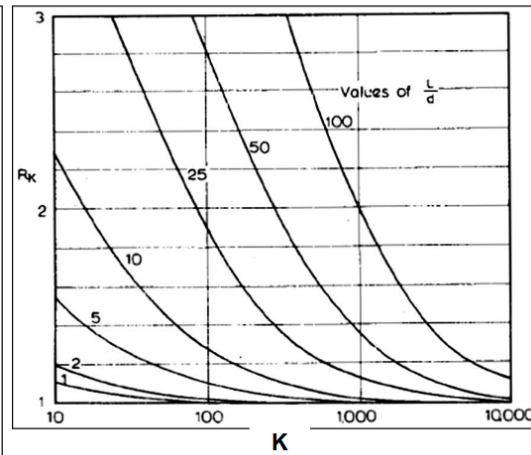
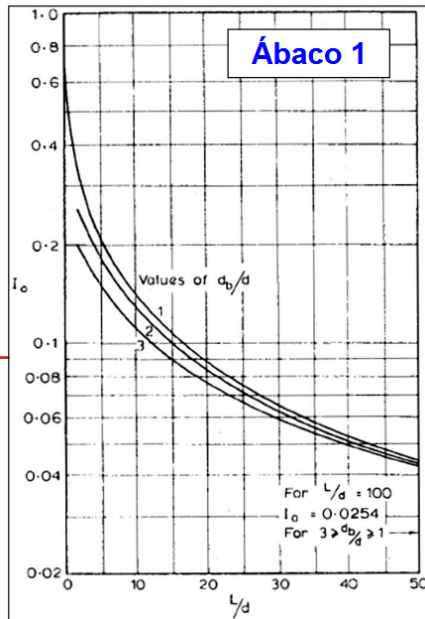
TERZAGHI, K.; PECK, R. B.; MESRI, G. **Soil mechanics in engineering practice**. [S.l.]: John wiley & sons, 1996. Citado na página 24.

VESIC, A. B. Beams on elastic subgrade and the winkler's hypothesis. In: **Proc. of 5th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Eng.** [S.l.: s.n.], 1961. v. 1, p. 845–850. Citado na página 23.

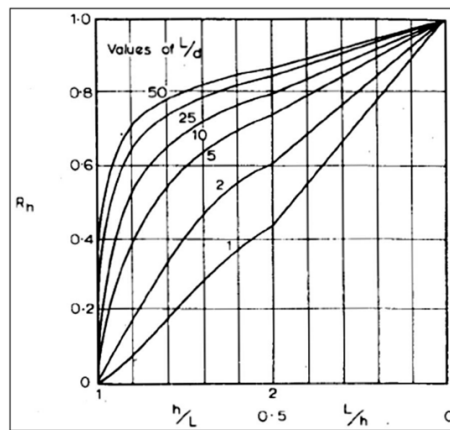
ANEXO A – ANEXOS

A.1 Ábacos de cálculo de Poulos e Davis

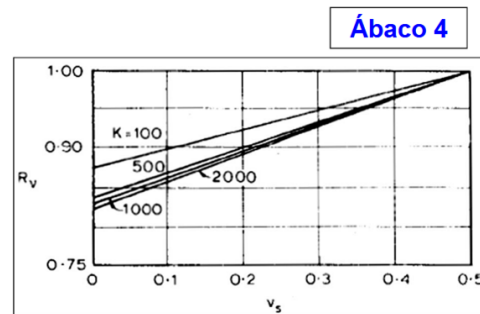
Ábaco 2



$$K = \frac{E_p}{E_s}$$



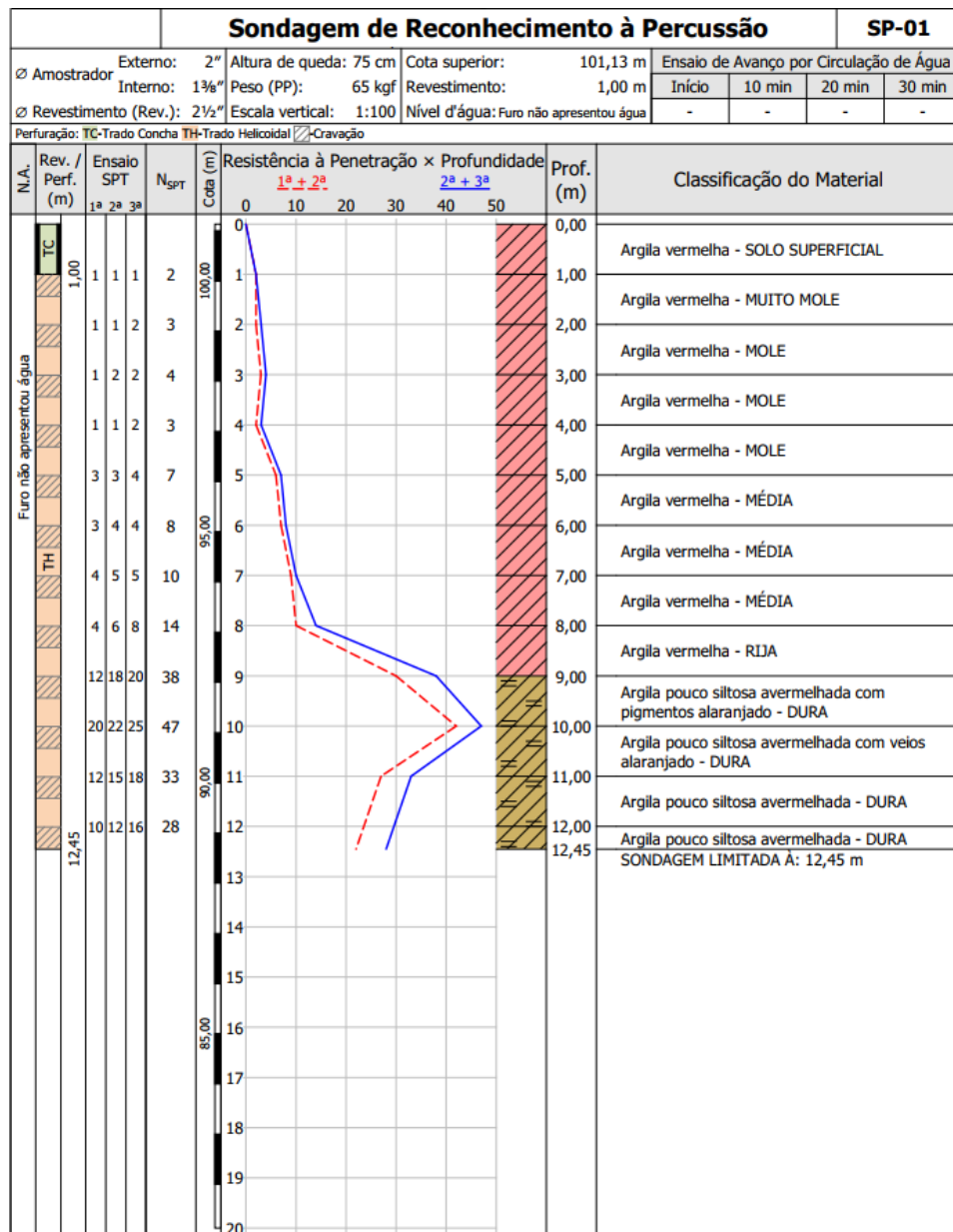
Ábaco 3

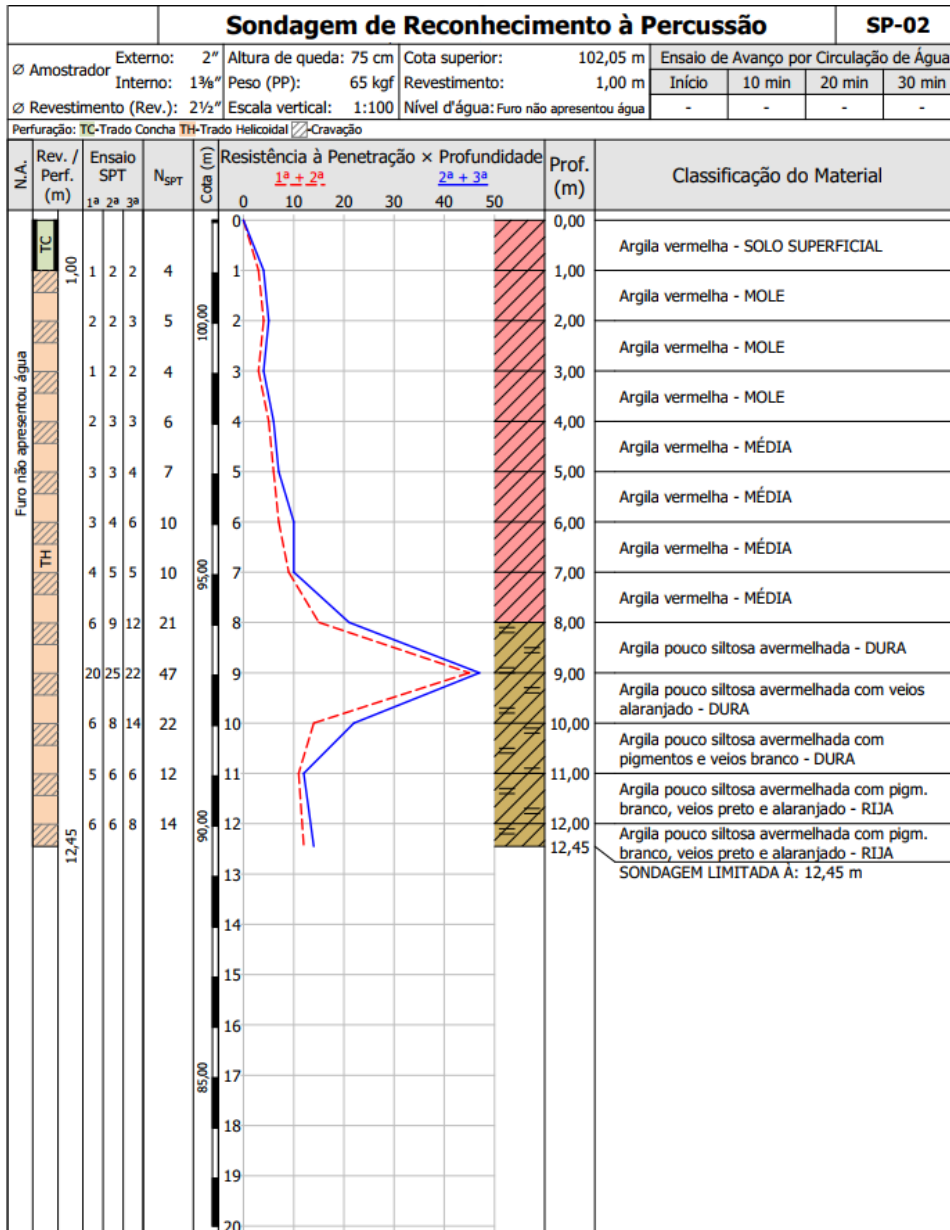


Ábaco 4

Fonte: POULOS e DAVIS (1980)

A.2 Sondagem do Terreno





Fonte: Autor (2023)

CONFORME NBR 6881:2001

A.3 Plantas de Carga da estrutura

Figura 19 – Planta de Carga da estrutura para o caso engastado.

Nome	Seção (cm)	Carga Máx. (kN)	Carga Mín. (kN)	Pilar				Fx Máximo (kN)		Fy Máximo (kN)	
				Mx Máximo (kN.m)	My Máximo (kN.m)	Positivo	Negativo	Positivo	Negativo	Positivo	Negativo
P1	14x40	130.8	59.4	1.4	-0.6	16.9	-17.1	8.1	-10.0	1.8	0.0
P2	14x40	219.2	190.6	5.8	-0.7	17.1	-17.8	11.5	-14.0	12.6	-34.7
P3	14x40	268.8	232.1	5.0	-0.8	16.8	-17.7	12.3	-13.3	8.4	0.0
P4	14x40	299.4	241.6	8.3	0.0	17.6	-17.0	8.7	-14.3	6.1	-3.4
P5	14x40	182.0	132.8	31.5	-28.2	0.4	-3.7	4.2	-0.3	11.7	-23.0
P6	14x40	207.5	167.4	14.0	-9.9	5.2	0.0	0.1	-3.8	6.4	-21.5
P7	14x40	235.4	170.4	5.5	-1.3	15.7	-20.3	18.3	-14.1	8.7	0.0
P8	14x60	352.1	216.1	5.7	-1.9	51.2	-52.1	14.6	-14.9	15.8	0.0
P9	14x50	415.4	282.2	2.2	-4.7	50.2	-17.3	29.4	-22.4	0.0	-7.2
P11	17x50	549.1	271.2	61.5	-3.5	5.0	-3.2	1.5	-7.3	60.9	0.0
P12	17x50	822.6	423.7	0.0	0.0	0.0	0.0	7.7	-9.9	96.7	0.0
P13	14x40	327.1	237.6	0.0	-3.6	19.6	-19.1	12.2	-14.2	2.9	-15.4
P14	14x49	432.4	320.6	2.4	-4.8	35.3	-31.5	13.5	-18.6	0.0	-6.7
P17	14x40	359.9	247.9	30.3	-22.5	4.5	-1.6	8.3	-18.8	16.7	-10.8
P18	14x40	235.8	194.2	25.4	-29.6	5.7	0.0	0.0	-5.9	10.3	-15.5
P19	14x40	235.8	196.7	24.4	-36.1	0.0	-5.7	7.1	0.0	6.6	-26.3
P20	17x55	484.3	226.8	46.6	-43.4	14.6	-6.9	19.0	-11.0	11.7	-45.0
P21	17x55	597.0	297.9	74.6	-81.9	15.1	-6.9	24.2	-7.0	39.6	-143.7

Fonte: Autor (2023)

Figura 20 – Planta de Carga da estrutura para o caso semi-rígido.

Nome	Seção (cm)	Carga Máx. (kN)	Carga Min. (kN)	Mx Máximo (kN.m)		My Máximo (kN.m)		Fx Máximo (kN)		Fy Máximo (kN)	
				Positivo	Negativo	Positivo	Negativo	Positivo	Negativo	Positivo	Negativo
P1	14x40	203.4	120.9	9.2	0.0	26.2	-14.6	9.5	-11.5	16.2	-10.5
P2	14x40	212.9	176.0	9.4	0.0	33.8	-8.5	9.5	-11.4	17.7	-23.6
P3	14x40	269.4	226.6	8.1	0.0	24.4	-15.7	9.6	-11.2	4.6	-4.5
P4	14x40	281.6	226.0	9.3	0.0	16.1	-23.9	9.7	-11.0	7.7	-5.3
P5	14x40	222.4	153.5	35.3	-30.1	0.0	-8.6	9.7	-9.8	12.6	-10.4
P6	14x40	221.6	154.7	39.6	0.0	10.9	0.0	4.3	-6.9	16.8	-11.2
P7	14x40	262.3	207.0	14.5	0.0	17.6	-25.7	20.3	-13.8	6.3	-3.0
P8	14x60	361.4	232.0	13.0	0.0	60.6	-57.2	20.1	-13.7	12.3	-10.0
P9	14x50	345.4	251.3	4.7	-4.3	39.8	-29.5	22.6	-14.0	4.6	-5.4
P11	17x50	500.4	281.4	82.3	0.0	16.5	-1.4	4.2	-8.2	17.3	-11.5
P12	17x50	632.7	392.7	92.2	-11.6	19.5	-6.5	3.9	-9.7	18.6	-26.0
P13	14x40	435.5	341.6	0.0	-7.9	30.1	-19.5	16.0	-15.4	9.1	-11.8
P14	14x49	340.3	261.9	10.3	-2.0	48.5	-33.9	16.1	-15.6	5.6	-3.4
P17	14x40	301.6	212.7	48.5	-20.8	2.9	-7.4	5.1	-12.0	10.0	-11.3
P18	14x40	256.1	201.1	23.8	-35.8	8.0	-0.1	3.2	-4.8	9.3	-13.6
P19	14x40	246.2	200.5	23.2	-42.2	0.8	-7.2	3.9	-3.2	11.4	-12.1
P20	17x55	503.1	282.0	56.5	-44.7	26.5	-11.6	14.4	-12.1	16.5	-13.2
P21	17x55	561.1	337.0	53.6	-77.8	26.2	-12.0	14.4	-12.2	18.1	-27.6

Fonte: Autor (2023)