

**UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ**

**LEONARDO PIROLA DOS SANTOS**

**CONSIDERAÇÃO DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA EM EDIFÍCIOS  
MULTIPAVIMENTOS DE CONCRETO ARMADO SOBRE FUNDAÇÕES  
PROFUNDAS UTILIZANDO O *SOFTWARE* CAD/TQS**

**PATO BRANCO**

**2021**

**LEONARDO PIROLA DOS SANTOS**

**CONSIDERAÇÃO DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA EM EDIFÍCIOS  
MULTIPAVIMENTOS DE CONCRETO ARMADO SOBRE FUNDAÇÕES  
PROFUNDAS UTILIZANDO O SOFTWARE CAD/TQS**

**CONSIDERATION OF THE SOIL-STRUCTURE INTERACTION IN REINFORCED  
CONCRETE MULTIPAVE BUILDINGS ON DEEP FOUNDATIONS USING  
CAD/TQS**

Trabalho de conclusão de curso de graduação  
apresentada como requisito para obtenção do título  
de Bacharel em Engenharia Civil da Universidade  
Tecnológica Federal do Paraná (UTFPR).  
Orientador(a): Prof<sup>a</sup> Dr<sup>a</sup> Paôla Regina Dalcanal

**PATO BRANCO**

**2021**



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

Esta licença permite remixe, adaptação e criação a partir do trabalho, para fins não comerciais, desde que sejam atribuídos créditos ao(s) autor(es). Conteúdos elaborados por terceiros, citados e referenciados nesta obra não são cobertos pela licença.

**LEONARDO PIROLA DOS SANTOS**

**CONSIDERAÇÃO DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA EM EDIFÍCIOS  
MULTIPAVIMENTOS DE CONCRETO ARMADO SOBRE FUNDAÇÕES  
PROFUNDAS UTILIZANDO O SOFTWARE CAD/TQS**

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: 22/novembro/2021

---

Paôla Regina Dalcanal  
Doutorado em Engenharia Civil  
Universidade Tecnológica Federal do Paraná – Campus Pato Branco

---

Paulo Cezar Vitorio Junior  
Doutorado em Engenharia Civil  
Universidade Tecnológica Federal do Paraná – Campus Pato Branco

---

Ana Claudia Dal Pra Vasata  
Mestrado em Engenharia Civil  
Universidade Tecnológica Federal do Paraná – Campus Pato Branco

**PATO BRANCO**

**2021**

## AGRADECIMENTOS

A começar agradecendo a Deus pelos momentos vividos até os dias de hoje, e por ter me guiado pelos melhores caminhos até aqui.

A minha esposa que esteve ao meu lado em todos os momentos de dificuldade e de alegria não medindo esforços para me ajudar, a minha mãe que foi e sempre será um modelo de ser humano com bondade, piedade e um coração imensurável e ao meu pai (*in memorian*) que, não estando presente mais entre nós, ainda vive no meu coração e viverá o resto da minha vida, pois se hoje estou aqui é graças a ele, desde as obras que eu o acompanhei até a reforma de nossa casa. Pai (*in memorian*), você foi minha inspiração.

Meus agradecimentos a Profª Drª Paôla Regina Dalcanal, orientadora do meu TCC e de iniciação científica.

Aos membros da banca, Prof. Dr. Paulo Cezar Vitorio Junior e a Prof. Msc. Ana Claudia Dal Pra Vasata pelas observações pontuais e auxílio no aprimoramento deste trabalho.

Ao TQS pela disponibilização da licença ideal para realização deste trabalho.

A todos os amigos e pessoas envolvidas direta ou indiretamente em minha jornada até aqui.

## RESUMO

No decorrer dos anos, a evolução tecnológica a nível mundial vem revolucionando maneiras de interação entre pessoas e mercado de trabalho. Essa impactou a construção civil, principalmente, a níveis de projeto, pois permitiram a evolução da maneira de se projetar estruturas de concreto armado, podendo-se prever a maior variabilidade de ações e esforços solicitantes na estrutura de maneira mais precisa e condizente com a realidade. A partir disso, a consideração da interação solo-estrutura vem decorrente desta evolução tecnológica devido aos *softwares* de cálculo estrutural terem implantando esta opção, além de modificar a consideração que a maioria dos projetistas estruturais fazem de modelar um edifício sem levar em conta os deslocamentos do maciço de solo. A interação solo-estrutura permite avaliar a infraestrutura e a superestrutura como um todo, assim, podendo levar em conta os recalques do maciço de solo e conseqüentemente os efeitos causados na estrutura. Este trabalho teve como objetivo estudar a influência, na superestrutura, da consideração da interação solo-estrutura em edifícios multipavimentos de concreto armado com o auxílio da ferramenta SISE do *software* CAD/TQS, levando-se em conta a variação do número de pavimentos e como a rigidez da estrutura é influenciada tendo-se como base um edifício modelo dimensionado a partir da consideração de apoios indeslocáveis. Se pode verificar também a variação da quantidade de material nas diferentes soluções. A partir dos resultados obtidos no *software* CAD/TQS, pode-se perceber que houve uma redistribuição dos esforços na estrutura, sendo os pilares com maiores carregamentos transferindo parte de sua carga para pilares com menor carregamento. Houve também variações dos esforços de momentos fletores além de inversões de sentido que influenciam diretamente no dimensionamento das peças. Com isso, o consumo de aço na estrutura, foi aumentado quando considerada a interação solo-estrutura no dimensionamento do edifício. Em relação a rigidez do edifício, houve um aumento no coeficiente de instabilidade global em ambos os edifícios, 5 e 10 pavimentos, além do aumento dos deslocamentos totais e entre pavimentos dos dois modelos.

Palavras-chaves: estruturas; concreto armado; interação solo-estrutura; SISE.

## **ABSTRACT**

Over the years, the advancement in technology has been revolutionizing ways of interaction between people and labor market worldwide. This advancement has already reached civil construction, mainly at project levels, because it allows improvement on the way to design reinforced concrete structures, with the possibility of predicting major variability of actions and effort required in the structure in a more precise and consistent manner. From this, a soil-structure interaction comes from these technological advancements due to the structural calculation software. In addition to modifying the consideration that most designers make of modeling a building with the consideration of non-displaceable supports, that is, without taking into account the displacements of soil mass. The soil-structure interaction allows evaluating the infrastructure and the superstructure as a whole, so considering the settlements of the soil mass and, consequently, the effects caused to the structure. This work aimed to study the influence of the soil-structure interaction in reinforced concrete multi-story buildings with the aid of CAD/TQS software through SISEs, taking into account the variation in the number of floors and how the structure's stiffness is influenced having as the basis of a model building dimensioned from the consideration of non-displaceable supports. Also noticing the variation in the amount of material in the different solutions. From the results obtained in the CAD/TQS software, it was noticed that there was a redistribution of efforts in the structure, with the columns with higher load to columns with lower loads. There are also variations in the efforts of bending moments in addition to inversions of direction that directly influence the dimensioning of the parts. In conclusion, the consumption of steel in the structures was increased when considering a soil-structure interaction in the design of the building. Regarding to the building's rigidity, there was an increase in the global instability coefficient in both buildings, 5 and 10 floors, in addition to an increase in total displacements and between floors in the two models.

Keyword: structures; reinforced concrete; soil-structure interaction; SISE.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Sistema de referência ideal para análise de uma estrutura .....	17
Figura 1 - Efeito da interação solo-estrutura nos recalques e reações de apoio de edificações.....	18
Figura 2 - Variação de RU em função da rigidez relativa estrutura solo variando o número de pavimentos .....	19
Figura 3 - Construções simultâneas.....	20
Figura 4 - Construções sucessivas, primeiro caso.....	21
Figura 5 - Construções sucessivas, segundo caso .....	22
Figura 6 - Construções sucessivas, terceiro caso .....	22
Figura 7 - Casos de interação solo-estrutura .....	23
Figura 8 - Diagrama da carga de ruptura (PR) do contato estaca-solo .....	26
Figura 9 - Modelo de transferência de carga, AOKI (1979) .....	29
Figura 10 - Obtenção do diagrama para o Modelo B de transferência de carga.....	29
Figura 11 - Meio elástico semi-infinito, MINDLIN (1936) .....	31
Figura 12 - Cálculo do recalque sem efeito de grupo .....	33
Figura 13 - Cálculo do recalque com efeito de grupo .....	34
Figura 14 - Representação da estaca com molas.....	35
Figura 15 - Planta de fôrmas Edifício A.....	38
Figura 16 - Planta de fôrmas Edifício B.....	39
Figura 17 - Ensaio de penetração SPT .....	39
Figura 18 - Modelo estrutural dos edifícios estudados obtidos no CAD/TQS: A) Edifício A, 5 pavimentos; B) Edifício B, 10 pavimentos.....	42
Figura 19 - Isopletas da velocidade básica do vento (m/s).....	43
Figura 20 - Processamento global da estrutura .....	44
Figura 21 - Exportação para o módulo SISEs .....	44
Figura 22 - Módulo SISEs .....	44
Figura 23 - 01) Importação do modelar estrutural para o módulo SISEs; 02) Inserir dados da sondagem SPT; 03) Edição de critérios dos elementos e métodos para as fundações; 04) Importação das fundações para o módulo SISEs; 05) Geração da capacidade de carga dos elementos bem como recalques e deslocamentos; 06) Análise dos resultados; 07) Exportação para o módulo Pórtico-TQS .....	45
Figura 24 - Importação do modelo gerado pelo módulo SISEs.....	45
Figura 25 - Processamento global do modelo estrutura + fundação.....	45
Figura 26 - Pórtico integrado edifício + fundação .....	46
Figura 27 - Redistribuição de esforços axiais na planta de fôrmas do Edifício A .....	48
Figura 28 - Variação de $M_x$ no Edifício A .....	49
Figura 29 - Variação de $M_y$ no Edifício A .....	50
Figura 30 - Valores de $\gamma_z$ nas direções x e y, Edifício A.....	51
Figura 31 - Variação dos deslocamentos horizontais do Edifício A .....	51
Figura 32 - Consumo de aço (kg), Edifício A .....	52
Figura 33 - Detalhamento da armadura do Pilar 1, lance 1, gerado pelo CAD/TQS: A) sem SISEs; B) com SISEs.....	53
Figura 34 - Detalhamento da armadura do Pilar 4, lance 5, gerado pelo CAD/TQS: A) sem SISEs; B) com SISEs.....	53

Figura 35 - Detalhamento da armadura do Pilar 10, lance 5, gerado pelo CAD/TQS: A) sem SISEs; B) com SISEs.....	53
Figura 36: Detalhamento da armadura do Pilar 14, lance 5, gerado pelo CAD/TQS: A) sem SISEs; B) com SISEs.....	54
Figura 37 - Variação de Fz no Edifício B .....	55
Figura 38 - Variação de Mx .....	56
Figura 39 - Variação de My .....	57
Figura 40: Valores de $\gamma_z$ para x e y, Edifício B .....	58
Figura 41 - Variação dos deslocamentos horizontais do Edifício B .....	58
Figura 42 - Consumo de aço (kg), Edifício B .....	59
Figura 43 - Detalhamento da armadura do Pilar 1, lance 1, gerado pelo CAD/TQS: A) sem SISEs; B) com SISEs.....	60
Figura 44 - Detalhamento da armadura do Pilar 6, lance 1, gerado pelo CAD/TQS: A) sem SISEs; B) com SISEs.....	60
Figura 45 - Detalhamento da armadura do Pilar 11, lance 1, gerado pelo CAD/TQS: A) sem SISEs; B) com SISEs.....	60
Figura 46 - Detalhamento da armadura do Pilar 14, lance 1, gerado pelo CAD/TQS: A) sem SISEs; B) com SISEs.....	61
Figura 47 - Comparação dos esforços nos pilares centrais do Edifício A .....	61
Figura 48 - Comparação dos esforços nos pilares centrais do Edifício B .....	62



## LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Valores dos coeficientes $K$ e $\alpha$ do Método de Aoki-Velloso, Alonso (1983).....	28
Tabela 2: Valores de $F_1$ e $F_2$ para cada tipo de estaca.....	28
Tabela 3: Classe de agressividade ambiental (CAA) .....	40
Tabela 4: Correspondência entre a classe de agressividade e qualidade do concreto .....	40
Tabela 5: Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o revestimento nominal .....	41
Tabela 6: Seção de pilares dos edifícios estudados .....	42
Tabela 7: Redistribuição de $F_z$ .....	48
Tabela 8: Redistribuição de $M_x$ e $M_y$ .....	49
Tabela 9: Redistribuição de $F_z$ :.....	54
Tabela 10: Variação de $M_x$ e $M_y$ .....	56

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ANBT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
B	Base
CA	Elementos estruturais de concreto armado
CP	Elementos estruturais de concreto protendido
CRV	Coefficiente de reação vertical
ISE	Interação solo-estrutura
L	Largura
NBR	Normas Brasileiras
RU	Uniformização de recalques
SISEs	Sistema de interação solo-estrutura
UTFPR	Universidade Tecnológica Federal do Paraná

## LISTA DE SÍMBOLOS

$A$	Área da ponta da estaca
$E_S$	Módulo de elasticidade
$F1$ e $F2$	Parâmetro variante de acordo com o tipo de estaca
$F_{fuste\ j,i}$	Força distribuída ao longo do fuste
$F_{ponta,i}$	Força na ponta da estaca $i$
$i$	Número de estacas
$K$ e $\alpha$	Parâmetros do solo
$K_Z$	Coefficiente de reação horizontal
$k_{ss}$	Rigidez relativa entre solo-estrutura $k_{ss}$
$N_0(z)$	Diagrama de esforço normal a uma profundidade $z$
$N_{SPT}$	Valor do ensaio dinâmico SPT ao longo do comprimento da estaca
$N_i$	Axiais de compressão
$P$	Carga axial aplicada na estaca
$P_i$	Força reativa
$P$	Carga de ruptura lateral do fuste da estaca
$PR$	Carga de ruptura do sistema estaca-bloco
$PP$	Carga de ruptura na base da estaca
$Q_z$	Cargas aplicadas no fuste
$r_l$	Atrito lateral específico
$r_p$	Resistência de ponta
$U$	Perímetro da seção transversal do fuste da estaca
$\Delta l$	Trecho onde se pode admitir o atrito lateral específico constante
$\nu$	Coefficiente de Poisson
$z$	Profundidade
$\delta_s^i$	Recalque absoluto na base da estaca $i$
$\delta_{s,f}^j$	Parcela de recalque na base da estaca $i$ em razão de forças aplicadas no fuste da estaca $j$ do bloco em estudo
$\delta_{s,b}^j$	Parcela de recalque na base da estaca $i$ em razão de forças aplicadas na base da estaca $j$ do bloco em estudo

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO .....</b>	<b>13</b>
<b>1.1</b>	<b>Objetivos .....</b>	<b>14</b>
1.1.1	Objetivo Geral.....	14
1.1.2	Objetivos Específicos .....	14
<b>1.2</b>	<b>Justificativa.....</b>	<b>15</b>
<b>2</b>	<b>REFERENCIAL TEÓRICO.....</b>	<b>16</b>
<b>2.1</b>	<b>Visão geral sobre interação solo-estrutura.....</b>	<b>16</b>
<b>2.2</b>	<b>Fatores que influenciam a interação solo-estrutura .....</b>	<b>18</b>
2.2.1	Rigidez relativa estrutura-solo .....	18
<b>2.3</b>	<b>Número de pavimentos da edificação .....</b>	<b>19</b>
2.3.1	Geometria da planta da edificação .....	19
2.3.2	Influências das edificações vizinhas.....	20
2.3.3	Influência do tempo .....	23
<b>2.4</b>	<b>Coeficiente <math>\gamma_z</math> .....</b>	<b>24</b>
<b>2.5</b>	<b>Consideração da interação solo-estrutura pelo software CAD/TQS24</b>	
2.5.1	Modelo de Ruptura de Estacas-Solo .....	26
2.5.2	Transferência Axial de Carregamento .....	28
2.5.3	Recalques em estacas .....	30
<u>2.5.3.1</u>	<u>Recalque sem efeito de grupo.....</u>	<u>32</u>
<u>2.5.3.2</u>	<u>Recalque com efeito de grupo.....</u>	<u>33</u>
2.5.4	Coeficiente de Reação Vertical (CRV) .....	34
2.5.5	Coeficiente de Reação Horizontal (CRH) .....	36
<b>3</b>	<b>MATERIAIS E MÉTODOS .....</b>	<b>38</b>
<b>4</b>	<b>RESULTADOS E DISCUSSÕES .....</b>	<b>47</b>
<b>4.1</b>	<b>Edifício A.....</b>	<b>47</b>
4.1.1	Análise da redistribuição dos esforços .....	47
4.1.2	Análise de $\gamma_z$ e deslocamentos da estrutura .....	50
4.1.3	Consumo de aço .....	52
<b>4.2</b>	<b>Edifício B.....</b>	<b>54</b>
4.2.1	Análise da redistribuição dos esforços .....	54
4.2.2	Análise de $\gamma_z$ e deslocamentos da estrutura .....	57
4.2.3	Consumo de aço .....	59
<b>4.3</b>	<b>Comparação entre os modelos .....</b>	<b>61</b>

<b>5</b>	<b>CONSIDERAÇÕES FINAIS .....</b>	<b>63</b>
	<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>65</b>

## 1 INTRODUÇÃO

Junto com o aumento da demanda de projetos pela construção civil, houve a modernização computacional e o desenvolvimento dos *softwares* de representação, dimensionamento e gerenciamento destes, possibilitando a realização de projetos mais detalhados, compatibilizados, otimizados e, principalmente, mais realistas com as condições em que serão executados (MONTES; GONTIJO, 2020).

Para que os projetos retratem o comportamento da estrutura de forma mais fiel ao que acontece na realidade, a consideração da interação solo-estrutura (ISE) em projetos estruturais é avaliada como uma boa ferramenta para auxílio do projetista estrutural traz novas informações para análise e entendimento do comportamento da estrutura. Essa consideração faz com que, durante a fase de projeto, seja considerada de forma interligada a superestrutura com a infraestrutura, levando-se em conta os recalques da fundação e seus efeitos causados nas mesmas (MONTES; GONTIJO, 2020).

Tendo em vista que a interação solo-estrutura em projetos estruturais é algo complexo, os *softwares* vêm se atualizando. Porém, é importante ressaltar que, em geral, os projetos estruturais são dimensionados a partir da consideração de apoios indeslocáveis, assim, não levando em consideração, na superestrutura, as características do solo (IWAMOTO, 2000).

Sendo assim, este trabalho visa analisar como a consideração da interação solo-estrutura em projetos da superestrutura podem auxiliar no dimensionamento e entendimento do comportamento da mesma por meio da modelagem de um edifício multipavimentos em concreto armado com a consideração dos apoios indeslocáveis e considerando as características do solo para posterior comparação de resultados tais como coeficiente  $\gamma_z$ , consumo de aço, deslocamentos totais e entre pisos além da redistribuição dos esforços na superestrutura.

## 1.1 Objetivos

### 1.1.1 Objetivo Geral

Determinar como a consideração interação solo-estrutura em projetos estruturais de edifícios multipavimentos de concreto armado, utilizando o *software* CAD/TQS, modifica o comportamento da superestrutura, quando se compara ao modelo que considera apoios indeslocáveis.

### 1.1.2 Objetivos Específicos

- Entender como o *software* CAD/TQS considera a interação solo-estrutura no dimensionamento de edifícios de concreto armado;
- Analisar os efeitos dessa consideração na superestrutura em termos de redistribuição de esforços;
- Definir a diferença na quantidade de aço na superestrutura, quando considerada a interação solo-estrutura em relação ao modelo sobre apoios indeslocáveis;
- Determinar a variação do coeficiente  $\gamma_z$ , bem como dos deslocamentos laterais.

## 1.2 Justificativa

Os projetistas estruturais que calculam o sistema estrutura-fundação geralmente fazem isso de forma separada, ou seja, em um primeiro momento a estrutura a ser dimensionada é considerada, primordialmente, sobre apoios indeslocáveis, como engastes perfeitos. Com isso, são obtidos os esforços que irão atuar nas fundações. A partir dos esforços obtidos, o projetista de fundações calcula a fundação necessária para a estrutura em questão (DE SOUZA; DOS REIS, 2008).

Porém, este processo simplificado pode ser incrementado com a consideração da interação solo-estrutura. Assim, podem-se prever recalques, tanto absolutos quanto diferenciais nas fundações, além da redistribuição e/ou incremento de esforços na superestrutura servindo de parâmetros mais realistas para o projetista tomar decisões.

Portanto, ressalta-se que a integração entre os projetos da superestrutura e da infraestrutura é uma boa alternativa para que se tenha uma melhor análise dos esforços gerados na estrutura de forma a se obter projetos mais eficientes.

Dentro do sistema de interação solo-estrutura, existem alguns fatores que irão modificar a intensidade dessa relação, entre eles destacam-se o número de pavimentos, processos construtivos, edificações vizinhas, geometria em planta da edificação, rigidez relativa estrutura-solo (GUSMÃO, 1990). Dessa forma, esse trabalho tem como objetivo identificar as diferenças no projeto da superestrutura quando a interação solo-estrutura é levada em conta com o auxílio do *software* CAD/TQS.

Para realização desse trabalho, a viabilidade de seu desenvolvimento foi assegurada uma vez que se utilizou o *software* CAD/TQS, que a Universidade Tecnológica Federal do Paraná – Campus Pato Branco, possui licença de utilização. Além disso, o módulo de interação solo-estrutura foi disponibilizado a parte pois a licença acadêmica não possui tal recurso.



## **2 REFERENCIAL TEÓRICO**

### **2.1 Visão geral sobre interação solo-estrutura**

Segundo Júnior (1998), o problema sobre interação solo-estrutura, apesar de pouco utilizado no cotidiano de projetista estruturais, vem sendo estudado há pelo menos seis décadas. Um dos motivos pertinentes para a não utilização e consideração da interação solo-estrutura é a dificuldade de cálculo e real consideração do comportamento do solo.

Segundo Gusmão, Silva e Sales (2020), para a tentativa de solução do problema da interação entre superestrutura e infraestrutura, diferentes métodos de cálculo estão sendo empregados, dentre os principais podem ser citados os métodos de processo iterativo. Este método tem como objetivo gerar os carregamentos dos pilares sobre a consideração dos apoios indeslocáveis, dimensionar as fundações e gerar coeficientes de mola que representam a interação entre os elementos e estimar os recalques sofridos naquele pilar. Desta forma, após gerado novos valores de rigidez dos pilares, recalcula-se a superestrutura e infraestrutura até convergir para um resultado comum.

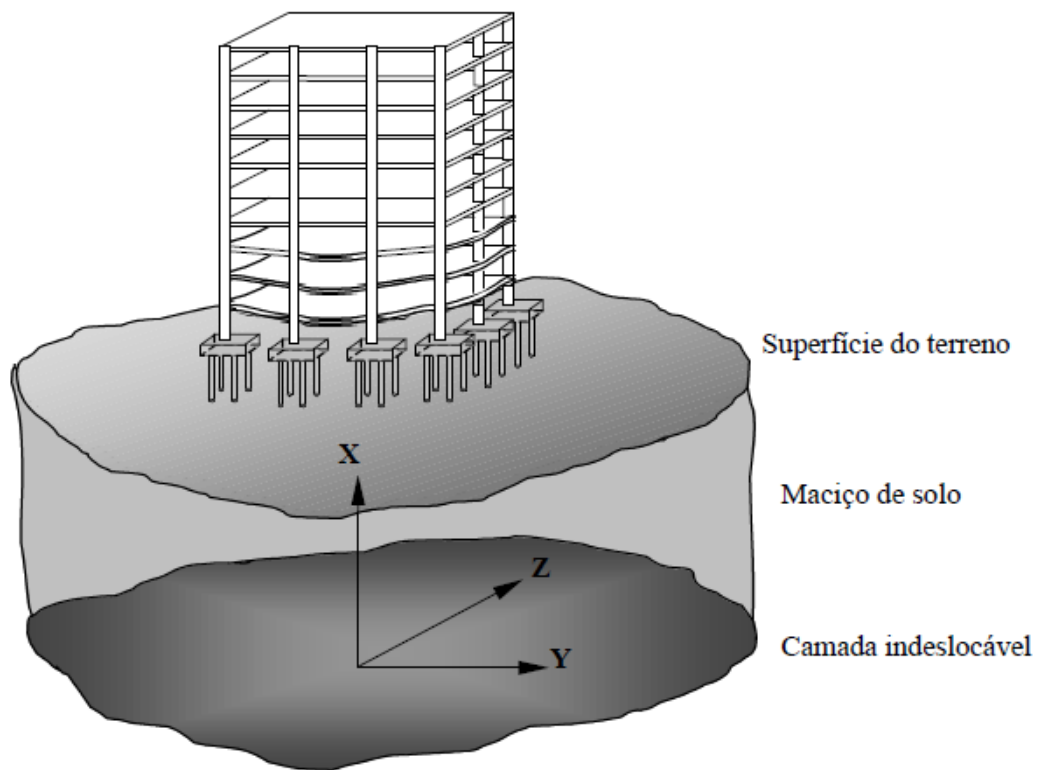
Iwamoto (2000) retrata que uma das principais divergências entre engenheiros estruturais e geotécnicos começa na hora da definição do sistema de referência do projeto. Enquanto o engenheiro estrutural considera como referência algum ponto da base da estrutura com direção voltada para cima, para os engenheiros geotécnicos, esse sistema de referência tem direção voltada para baixo. Sendo assim, tendo seus interesses voltados para cada ramo de atuação. Ainda, conclui dizendo que a escolha mais coerente seria um ponto abaixo da superfície do solo em uma camada indeslocável, Figura 1, visto que um ponto de referência que se considere deslocável não seria interessante.

Segundo Antoniazzi (2011), o tratamento da superestrutura e a infraestrutura juntas no dimensionamento pode ser considerado como complexo pois, durante a modelagem, devem ser considerados os efeitos das etapas construtivas, propriedades reológicas dos materiais e carregamentos externos assim como a execução das fundações bem como a transferência de carga para o solo. Os modelos mais modernos de consideração solo-estrutura, como método de elementos finitos,

demandam um maior consumo computacional, enquanto que modelos mais simplificados, como a utilização de molas para caracterização do modelo estaca-solo, não consideram todas as variáveis, mas ainda são os mais empregados.

Entre as vantagens da consideração da interação solo-estrutura, Iwamoto (2000) pontua a possibilidade de quantificar a redistribuição dos esforços nos elementos estruturais e, a intensidade e forma dos recalques diferenciais tornando a modelagem no *software* mais próxima do projeto executado.

**Figura 1 - Sistema de referência ideal para análise de uma estrutura**



**Fonte: Iwamoto (2000)**

Gusmão (1990) destaca também a importância de se conhecer a redistribuição dos esforços nos elementos estruturais para análise e possíveis alterações que este efeito possa causar no dimensionamento dos elementos da superestrutura.

## 2.2 Fatores que influenciam a interação solo-estrutura

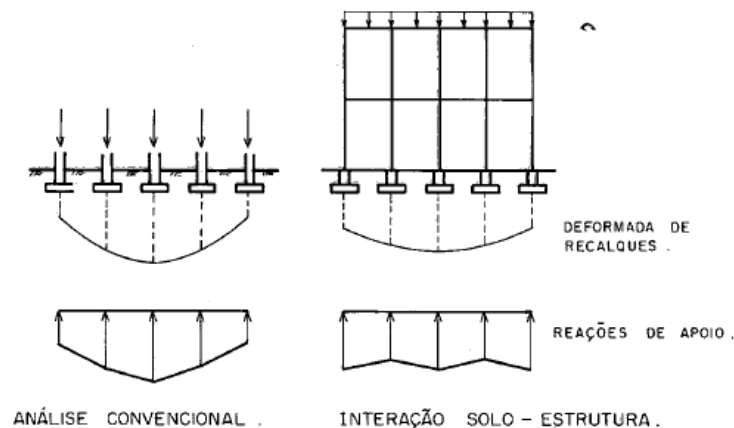
A interação solo-estrutura é influenciada por fatores como rigidez relativa da estrutura-solo, número de pavimentos, geometria da planta da edificação, edificações vizinhas e a influência do tempo. Sendo tais efeitos explicados a seguir.

### 2.2.1 Rigidez relativa estrutura-solo

A análise da rigidez relativa entre solo-estrutura ( $k_{ss}$ ) leva em consideração a totalidade dos recalques tanto absolutos quanto diferenciais. Gusmão (1990) observou que os valores de recalques máximos diminuem com o aumento do valor da rigidez relativa entre solo-estrutura de modo que, pelo processo convencional de execução de projetos estruturais, as estimativas de recalques não possuem dependência do valor da rigidez relativa entre solo-estrutura.

Além disso, Gusmão (1990) pode observar também que o recalque diferencial é mais influenciado pela consideração da interação solo-estrutura que o recalque absoluto. Com isso, conclui-se que a interação solo-estrutura exerce uma uniformidade na indicação das deformadas de recalque, fazendo com que os apoios com maior carregamento recalquem menos do que previsto. Outro ponto enfatizado por Gusmão (1990) é de que a tendência de uniformização dos recalques faz com que haja uma redistribuição das cargas nos apoios, sendo assim, os apoios que tendem a ter um recalque maior, transferem cargas para apoios que tendem a ter um recalque menor., conforme ilustrado na Figura 2.

**Figura 1 - Efeito da interação solo-estrutura nos recalques e reações de apoio de edificações**

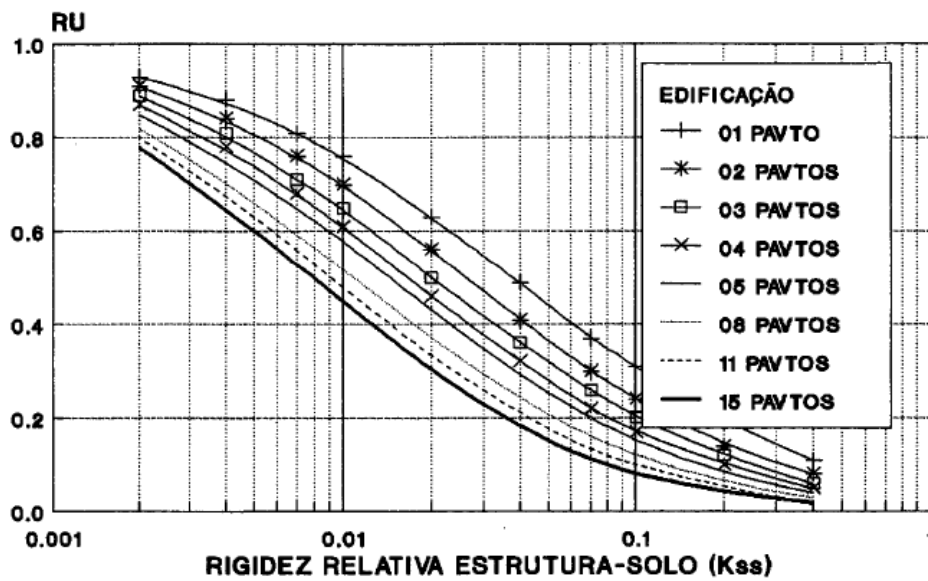


Fonte: Gusmão (1990)

## 2.3 Número de pavimentos da edificação

Seguindo com o estudo de Gusmão (1990), para a análise da influência do número de pavimentos da edificação na uniformização dos recalques, em que foram utilizados diferentes valores de  $k_{ss}$  e números de pavimentos, 01, 02, 03, 04, 05, 08, 11 e 15, observou-se que, para um mesmo valor de  $k_{ss}$ , o valor da uniformização dos recalques diminui conforme o número de pavimento cresce, Figura 3. Isso quer dizer que para um determinado valor de rigidez relativa estrutura-solo, quanto maior for o número de pavimentos de uma edificação, menor será a uniformização dos recalques. Isso pode ser explicado pois, com o aumento do número de pavimentos, aumenta-se a rigidez global da estrutura, reduzindo-se o nível de recalques diferenciais.

Figura 2 - Variação de RU em função da rigidez relativa estrutura solo variando o número de pavimentos



Fonte: Gusmão (1990)

### 2.3.1 Geometria da planta da edificação

Como resposta da influência da geometria da planta da edificação, Barata (1986, apud Gusmão, 1990, pg 92.) define que quanto mais próxima da forma quadrada for a planta da edificação, maior será a tendência da uniformização dos recalques.

Neste sentido, Gusmão (1990) avaliou o efeito da geometria da planta da edificação quanto a uniformização dos recalques com um pórtico espacial de 01

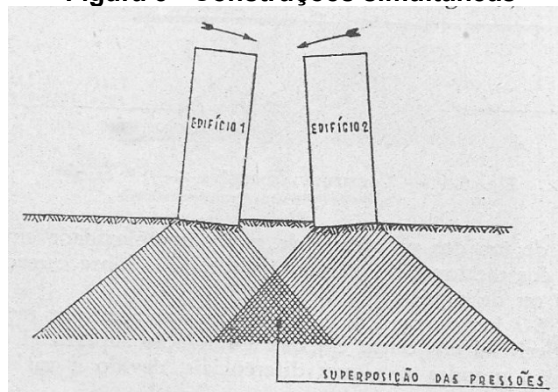
pavimento fazendo variações quanto a largura e comprimento da edificação. A conclusão desta consideração foi de que o recalque diferencial máximo tende a diminuir conforme a relação B/L (base/largura) tende a se aproximar de um valor unitário, ou seja, de uma forma mais quadrada.

### 2.3.2 Influências das edificações vizinhas

Segundo Nunes (1956), uma das causas mais comuns de recalques diferenciais é a influência recíproca de construções vizinhas causadas por superposições de pressões no maciço de solo das mesmas, visto que a edificação adensa o maciço em um raio além da própria edificação.

Dentro deste aspecto, Nunes (1956) analisou algumas situações sendo: construções simultâneas de duas ou mais edificações e construções sucessivas. Em relação a primeira situação, a superposição das pressões de duas edificações tem como propensão incliná-las uma em direção à outra conforme exibe a Figura 4.

**Figura 3 - Construções simultâneas**

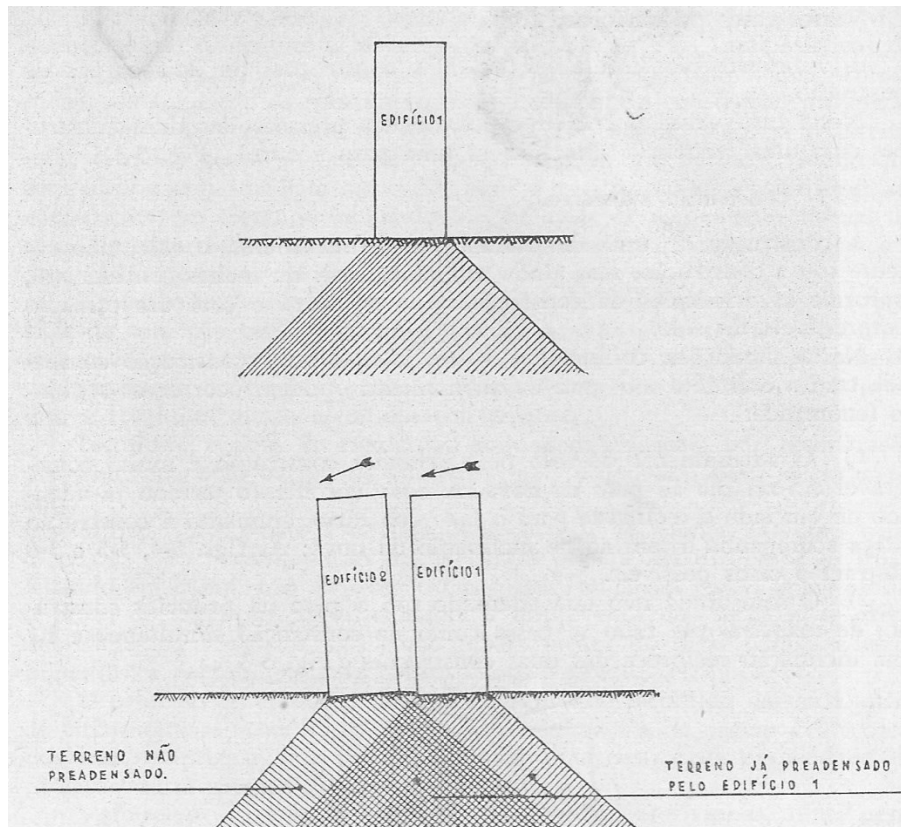


**Fonte: Nunes (1956)**

A segunda situação, e mais abrangente, são de edificações construídas de forma sucessiva. Este fato faz com que a construção já existente adense o maciço de solo que se situa abaixo da mesma além de adensar também um raio considerável. A partir dessa hipótese, 3 situações são possíveis. A primeira situação, retratada na Figura 5, tem como definição uma construção já existente com um solo pré-adensado. Em seguida à construção preexistente, outra edificação é construída sob o maciço de solo pré-adensado gerando uma superposição de pressões. Esta superposição de pressões faz com que se aumentem os recalques. O edifício construído

posteriormente terá recalques menores do lado coincidente com a edificação preexistente e recalques maiores ao lado contrário da mesma, fazendo com que o tombamento dos edifícios ocorra no mesmo sentido (NUNES, 1956).

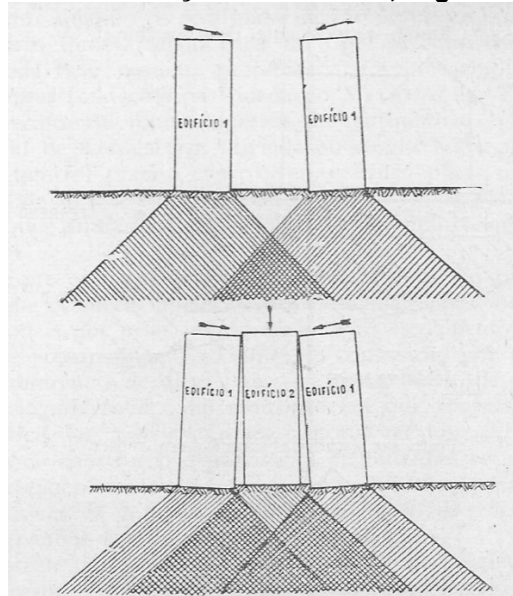
**Figura 4 - Construções sucessivas, primeiro caso**



**Fonte: Nunes (1956)**

A segunda situação, Figura 6, tem como definição 2 edifícios já construídos onde um terceiro será executado entre eles. Este caso faz com que as tensões geradas pela construção do novo edifício sejam acrescidas nas pressões já existentes, gerando assim um acréscimo de pressão e, conseqüentemente, um recalque maior no lado coincidente com o novo edifício além do edifício construído posteriormente não sofrer desaprumos (NUNES, 1956).

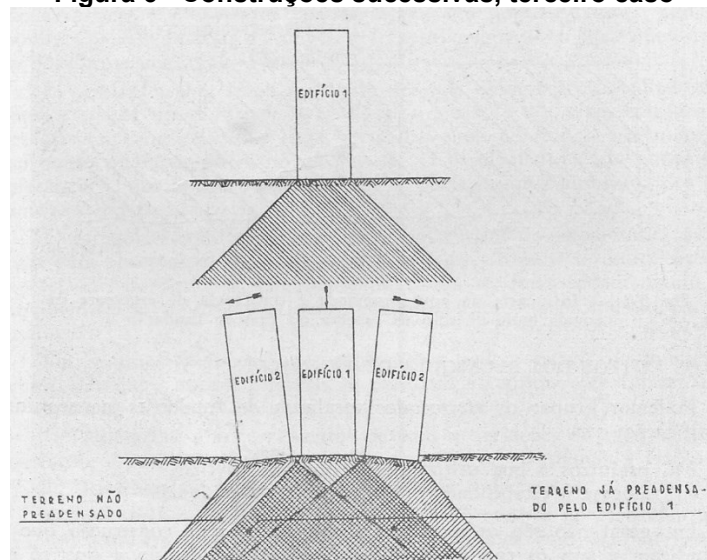
**Figura 5 - Construções sucessivas, segundo caso**



**Fonte: Nunes (1956)**

A terceira situação tem como definição um edifício preexistente onde serão construídos dois edifícios, um de cada lado do mesmo. Assim, o primeiro edifício provoca o pré-adensamento do maciço de solo fazendo com que os edifícios que serão construídos posteriormente sofram recalques maiores do lado contrário a edificação já existente (NUNES, 1956).

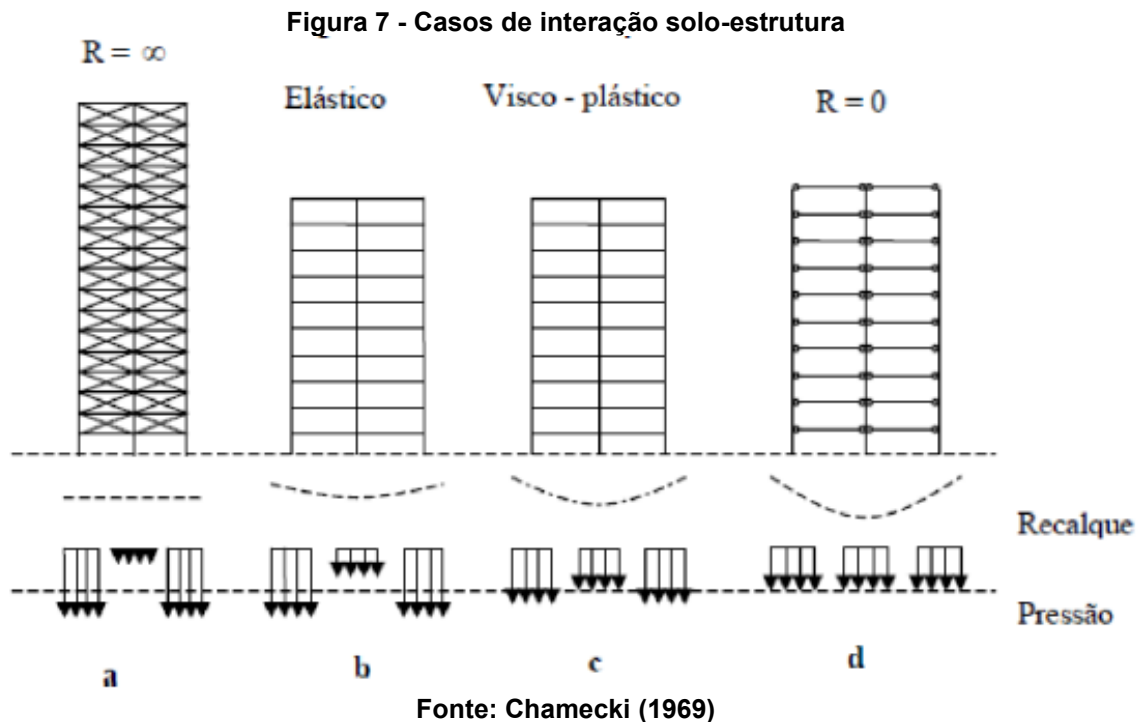
**Figura 6 - Construções sucessivas, terceiro caso**



**Fonte: Nunes (1956)**

### 2.3.3 Influência do tempo

Um estudo realizado por Chamecki (1969) cita quatro casos do comportamento do contato da estrutura com o solo e dos recalques na interação solo-estrutura, Figura 8.



Assim sendo o caso (a) é definido como infinitamente rígido apresentando assim recalques uniformes. Levando-se em conta a tendência dos solos de se deformar mais no centro de que nas periferias, a distribuição das pressões de contato nos apoios é menor no centro e máxima nos cantos. O caso (a) pode ser aproximado ao comportamento de edifício alto sendo contraventado pelos fechamentos laterais (CHAMECKI, 1969).

No caso (b) a estrutura é considerada perfeitamente elástica possui uma rigidez independente da velocidade da progressão dos recalques, ou seja, não tendo influência nos resultados finais. Comparado ao caso (d), que não apresenta rigidez aos recalques diferenciais, os mesmos serão menores. O caso (b) pode ser aproximado ao comportamento de uma estrutura de aço (CHAMECKI, 1969).

No caso (c) a estrutura é considerada viscoelástica, sendo assim, apresenta rigidez que depende da velocidade da progressão dos recalques diferenciais. Se os mesmos acontecerem em um período de tempo curto, a estrutura tem comportamento



análogo ao do caso (b), caso a velocidade da progressão dos recalques diferenciais seja em um período de tempo maior, a estrutura tem comportamento análogo ao do caso (d). Isso somente é possível devido ao fenômeno de fluência do concreto que gera a redistribuição das tensões em outras peças. O caso (c) pode ser aproximado ao comportamento de uma estrutura de concreto armado (CHAMECKI, 1969).

Já o caso (d) é considerado oposto ao caso (a), não apresentando rigidez aos recalques diferenciais. Esse tipo de estrutura se adapta às deformações do maciço de solo e as pressões de contato não se modificam com a progressão dos recalques. O caso (d) pode ser aproximado ao comportamento de uma estrutura isostática e edifícios compridos ao longo do eixo horizontal (CHAMECKI, 1969).

## 2.4 Coeficiente $\gamma_z$

O coeficiente  $\gamma_z$ , definido pela ABNT NBR 6118 (2014), item 15.5.3, tem como objetivo avaliar a importância dos esforços de segunda ordem globais sendo utilizado em estruturas reticuladas com no mínimo 4 pavimentos. Seu cálculo é realizado a partir da soma dos momentos de todas as forças horizontais em relação à altura da estrutura.

Desta forma, a partir deste coeficiente é possível definir a estrutura como sendo de nós fixos ou nós móveis. Pelas definições da ABNT NBR 6118 (2014), uma estrutura é considerada de nós fixos quando seus deslocamentos horizontais são pequenos, inferiores a 10% dos efeitos de primeira ordem, tornando-se, assim, os efeitos globais de segunda ordem desprezíveis. Já uma estrutura de nós móveis é aquela onde os deslocamentos horizontais são grandes, superiores a 10% dos efeitos de primeira ordem, sendo assim, os efeitos de segunda ordem são considerados importantes para o dimensionamento da estrutura. Portanto se  $\gamma_z \leq 1,10$  considera-se a estrutura como de nós fixos, caso contrário, nós móveis.

## 2.5 Consideração da interação solo-estrutura pelo software CAD/TQS

Para análise da interação solo-estrutura, Hachich *et al.* (1998) comenta que modelos para discretizar os solos são utilizados para considerar as características do

maciço não como um sólido, mas sim como um agrupamento de elementos isolados. Dentre esses modelos tem-se Método dos Elementos Finitos, onde a representação é feita baseada em um conjunto de barras, além da Hipótese de Winkler, onde o solo é representado como um conjunto de molas.

Desta forma, o *software* CAD/TQS desenvolveu o sistema de interação solo-estrutura (SISEs) com o objetivo de auxiliar tanto engenheiros estruturais quanto geotécnicos na elaboração de seus respectivos projetos determinando os esforços solicitantes tanto na superestrutura quando na infraestrutura com maior precisão e exatidão considerando assim os efeitos do solo no suporte das fundações (TQS Docs, 2016).

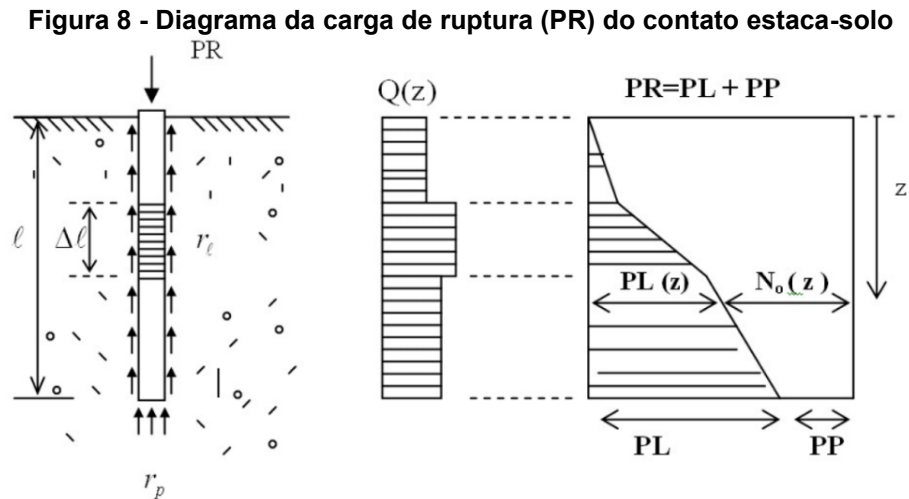
O SISEs pode ser aplicado tanto para fundações superficiais quanto para fundações profundas. Este trabalho tem como intenção a compreensão do tratamento do *software* em relação as fundações profundas. Portanto, se pode definir que um agrupamento de várias estacas em interação com o solo forma um caso complexo pois tem-se a ligação em seus topos por um bloco rígido que também está em contato com o solo. A transferência de cargas advinda dos pilares transcorre através da interação entre a superestrutura, blocos de coroamento e estacas (TQS Docs, 2016).

Tais mecanismos ainda variam de acordo com o tipo de carregamento gerado sobre as estacas. Esses carregamentos podem ser esforços axiais, momentos fletores, torção, além de alguma combinação entre eles. Porém o SISEs trata somente dos carregamentos axiais nas estacas (TQS Docs, 2016).

Quanto a transferência das cargas axiais de compressão ( $N_i$ ), essa ocorre de dois modos: ao longo do fuste e na base da estaca. Ao longo do fuste ocorre devido a um pequeno movimento relativo entre solo e estaca em função do carregamento aplicado, surgindo assim esforços de cisalhamento dando origem a uma força reativa ( $P_i$ ). Para o diagrama de transferência de carga ao longo do fuste da estaca em contato com o solo existe a dependência do mesmo com o comportamento deste sistema em relação ao seu estado de ruptura (TQS Docs, 2016). Uma opção para esta consideração de ruptura estaca-solo é o Método de Aoki-Velloso (1975), que será utilizado para consideração da interação solo-estrutura neste trabalho. Quanto ao tipo de fundação profunda, serão consideradas para o desenvolvimento deste trabalho, estacas escavadas devido se amplamente difundida e disponível na região de Pato Branco – PR.

### 2.5.1 Modelo de Ruptura de Estacas-Solo

O Método de Aoki-Velloso baseia-se em resultados semiempíricos para a conjectura do diagrama de ruptura no que se refere ao sistema estaca-solo como é mostrado na Figura 9, sendo  $Q_{(z)}$  a carga vertical aplicada na estaca.



Fonte: TQS Docs (2016)

À priori, este método foi desenvolvido baseado em ensaios de penetração estática CPT (*cone penetration test*), porém, através de correlações podem ser utilizados ensaios de penetração dinâmica SPT (*standard penetration test*) que fornece o índice de resistência a penetração  $N$  determinado pelo número de golpes que correspondem a cravação do amostrador-padrão de 30 cm, após a penetração dos 15 cm iniciais pelo martelo de ensaio com peso de 65 quilogramas, sendo esse o ensaio que é o mais utilizado nos dias de hoje (ABNT NBR 6484, 2020). A formulação deste método é dada pela Equação (1):

$$PR = PL + PP \quad (1)$$

onde:

$PR$ : Carga de ruptura do sistema estaca-bloco;

$PL$ : Carga de ruptura lateral do fuste da estaca, fornecida pela Equação (2);

$PP$ : Carga de ruptura da base da estaca, fornecida pela Equação (3).

$$PL = \sum U * \Delta l * r_l \quad (2)$$

$U$  o perímetro da seção transversal do fuste da estaca;

$r_l$  o atrito lateral específico;

$\Delta l$  o comprimento do trecho onde se pode admitir o atrito lateral específico constante, tendo como sugestão calcular para cada metro.

$$PP = A * r_p \quad (3)$$

$A$  é a área da ponta da estaca;

$r_p$  a resistência de ponta.

Tem-se como  $N_0(z)$  (Figura 9) o diagrama de esforço normal a uma profundidade  $z$  no fuste da estaca. Segundo Aoki-Velloso (1975 apud TQS Docs, 2016):

$$r_p = \frac{qc}{F1} \cong \frac{K * N_{SPT}}{F1} \quad (4)$$

$$r_l = \frac{fs}{F2} \cong \frac{\alpha * K * N_{SPT}}{F2} \quad (5)$$

onde:

$N_{SPT}$  é o valor do índice de penetração do solo fornecido pelo ensaio dinâmico SPT ao longo do comprimento da estaca;

$K$  e  $\alpha$  são os parâmetros do solo, que tem seus valores apresentados na Tabela 1;

$F1$  e  $F2$  são parâmetros que variam de acordo com o tipo de estaca tem os valores apresentados na Tabela 2.

**Tabela 1: Valores dos coeficientes K e  $\alpha$  do Método de Aoki-Velloso, Alonso (1983)**

Tipo do Terreno	K (MPa)	$\alpha$ (%)
Areia	1,00	1,40
Areia siltosa	0,80	2,00
Areia silto argilosa	0,70	2,40
Areia argilosa	0,60	3,00
Areia argilo siltosa	0,50	2,80
Silte	0,40	3,00
Silte Arenoso	0,55	2,20
Silte areno argiloso	0,45	2,80
Silte argiloso	0,23	3,40
Silte argilo arenoso	0,25	3,00
Argila	0,20	6,00
Argila arenosa	0,35	2,40
Argila areno siltosa	0,30	2,80
Argila siltosa	0,22	4,00
Argila silto arenosa	0,33	3,00

**Fonte: Alonso (2010)**

**Tabela 2: Valores de F1 e F2 para cada tipo de estaca**

Tipo de Estaca	F1	F2
Franki	2,50	5,00
Pré-moldadas	1,75	3,50
Escavadas	3,00	6,00

**Fonte: Alonso (2010)**

### 2.5.2 Transferência Axial de Carregamento

Segundo Aoki (1979, apud TQS Docs, 2016) observações experimentais mostraram que o atrito lateral da estaca no momento da ruptura é mobilizado com um pequeno deslocamento no topo da estaca tendo dimensões de 4 a 10 mm se mostrando independentemente do tipo ou dimensão do elemento estaca. Outro ponto levantado nesta observação foi de que a resistência de ponta na ruptura mobiliza grandes deslocamentos sendo dependente do tipo de estaca utilizada e suas dimensões.

Com isso, segundo Aoki (1979, apud TQS Docs, 2016) pode-se concluir que o atrito lateral da estaca é mobilizado antes da base, podendo assim, de forma simplificada, admitir que a reação da base da estaca somente se inicia após total mobilização do atrito lateral da estaca. Assim, define-se uma carga axial aplicada na

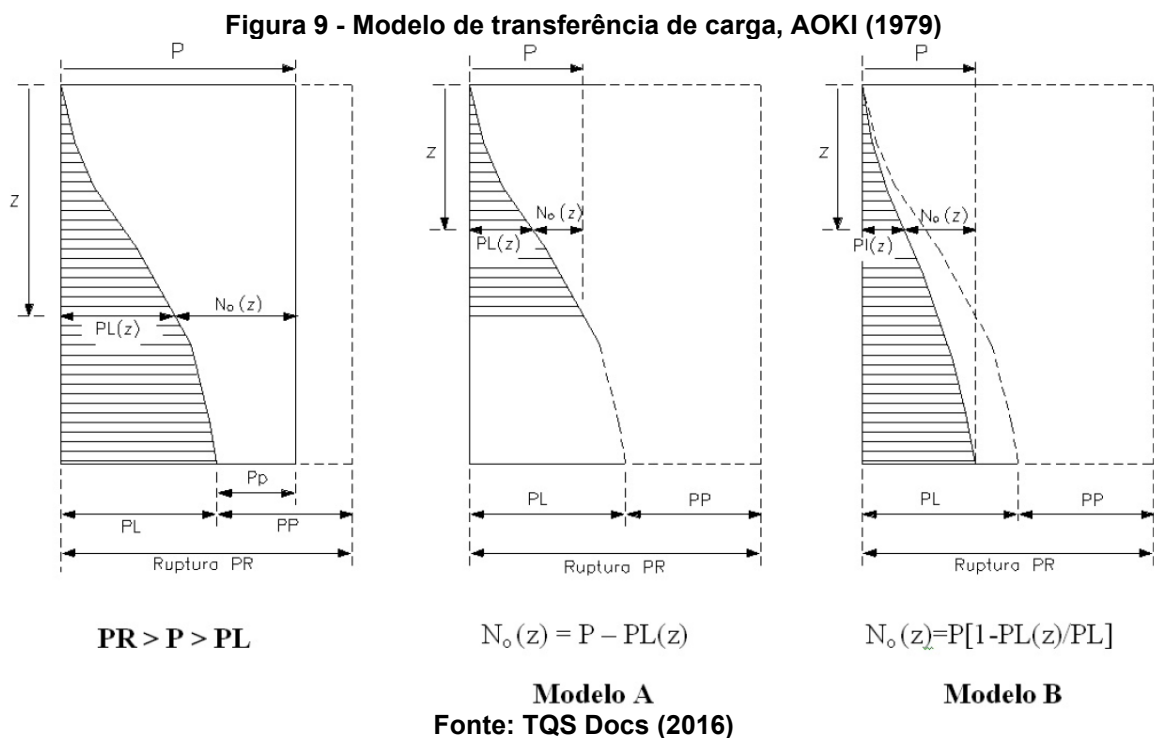
estaca ( $P$ ), menor que  $PR$  e maior que  $PL$ , de forma que toda a resistência lateral é mobilizada. Portanto, a diferença entre  $P$  e  $PL$  resulta na carga na base da estaca.

$$PP = P - PL \tag{6}$$

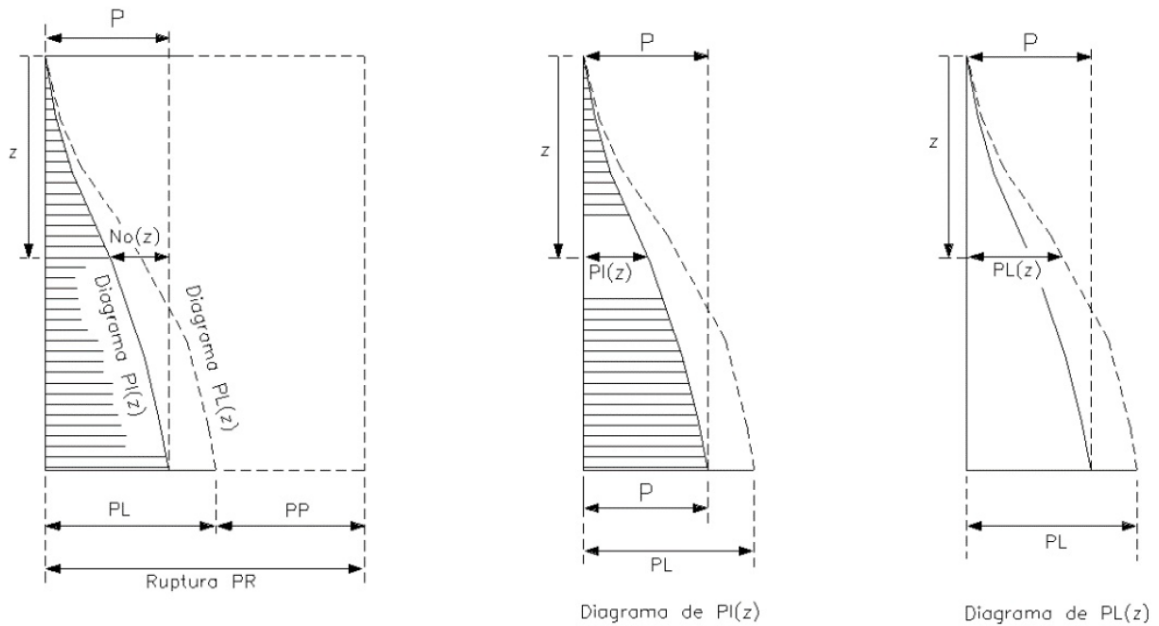
No caso da Figura 10, o diagrama de força normal a uma profundidade  $z$  é dado pela Equação (7):

$$N_0(z) = P - PL(z) \tag{7}$$

Além disso, quando a força axial aplicada na estaca for menor de que  $PL$ , dá-se um recalque da ordem de milímetros e admite-se que as cargas são resistidas pelo atrito lateral do fuste da estaca com o solo, sendo  $PP = 0$ . Com isso, admitem-se duas hipóteses (Figura 10), a primeira sendo a do Modelo A onde a distribuição parcial da carga ocorre conforme a resistência lateral máxima do fuste vai sendo atingida e, a segunda, a do Modelo B onde a distribuição se manifesta ao longo do fuste da estaca fazendo a redistribuição das cargas, neste caso, o diagrama de esforços axial da estaca é dado pela Figura 11 (TQS Docs, 2016).



**Figura 10 - Obtenção do diagrama para o Modelo B de transferência de carga**



Fonte: TQS Docs, 2016.

Para os casos dos Modelos A e B, os diagramas de transferência de cargas dependem somente do conhecimento do diagrama de ruptura da estaca-solo assim como da carga aplicada nela, fazendo um problema hiperestático indeterminado e o diagrama de transferência de cargas passam a ser conhecidos. A simplificação adotada neste processo é de que, apesar de ser levado em conta os efeitos do grupo de estacas para estimativa de recalques, o diagrama de transferência de carregamento continua sendo de uma estaca isolada (TQS Docs, 2016).

### 2.5.3 Recalques em estacas

Tanto a estimativa de tensões quanto de recalques são problemas que envolvem materiais com características diferentes como a deformação de um meio heterogêneo (maciço de solo), deformações de ambos e as tensões no maciço de solo devido a inserção do elemento de fundação no mesmo.

Segundo VESIC (1975, apud TQS Docs, 2016), três modelos são indicados quanto se trata de representar o comportamento do solo em relação aos esforços solicitados pelos elementos de fundação:

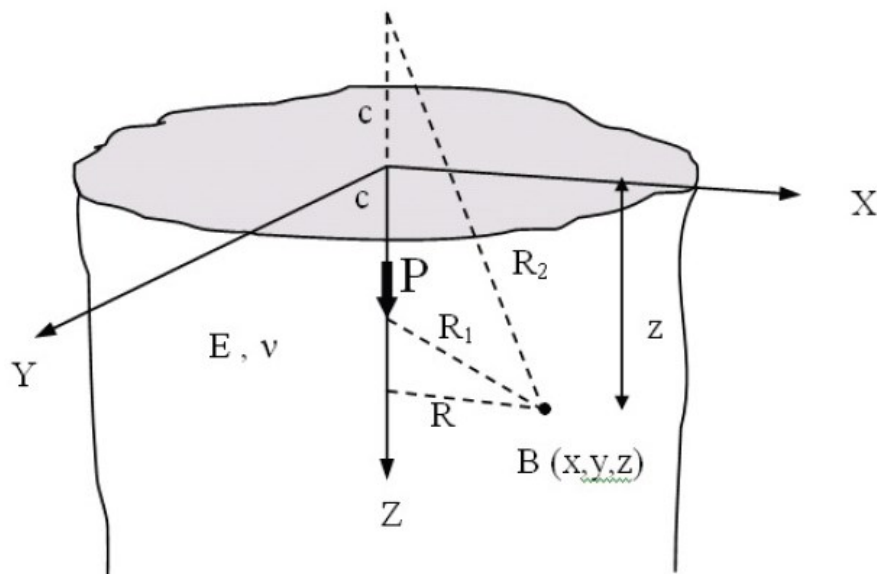
- a) Função de transferência de carga (curvas  $t - z$ );
- b) Solução analítica do meio elástico semi-infinito, isótropo, homogêneo sendo caracterizado pelo módulo de elasticidade ( $E_S$ ) e coeficiente de Poisson ( $\nu$ );

c) Uso de um modelo numérico como método dos elementos finitos, por exemplo.

O modelo a) tem como objetivo substituir os apoios do solo por molas de rigidez conhecidas, assim tem-se um modelo aproximado, pois considera que somente um ponto irá deslocar quando na realidade pontos distantes dos apoios também irão deslocar. No entanto, este modelo de continuidade do meio é melhor representado nos modelos b) e c). Porém, devido ao alto consumo computacional, esses métodos são pouco empregados.

Como solução, Aoki & Lopes (1975, apud TQS Docs, 2016) utilizaram-se das soluções de MINDLIN (1936, apud TQS Docs, 2016) sobre a superposição dos efeitos de cargas no interior do maciço de solo, em que as cargas que uma associação de estacas transmite ao mesmo são discretizadas e posteriormente geram um sistema estaticamente equivalente de cargas concentradas (Figura 12).

Figura 11 - Meio elástico semi-infinito, MINDLIN (1936)



Fonte: TQS Docs (2016)

A partir da Figura 12, define-se a Equação (8) que fornece as tensões verticais e os correspondentes recalques.

$$r_z = \frac{P(1+\nu)}{8\pi E(1-\nu)} \left[ \frac{3-4\nu}{R_1} + \frac{8(1-\nu)^2-(3-4\nu)}{R_2} + \frac{(z-c)^2}{R_1^3} + \frac{(3-4\nu)(z+c)^2-2cz}{R_2^3} + \frac{6cz(z+c)^2}{R_2^3} \right] \quad (8)$$

onde

$$R_1 = \sqrt{R^2 + (z - c)^2} \quad (9)$$



$$R_2 = \sqrt{R^2 + (z + c)^2} \quad (10)$$

$E$ : módulo de elasticidade;

$B_{(x,y,z)}$ : local de estudo onde se interessa saber o recalque.

Dentro do SISEs, o método de determinação do recalque pode ser escolhido de forma a considera o efeito de grupo no conjunto de estacas ou não.

### 2.5.3.1 Recalque sem efeito de grupo

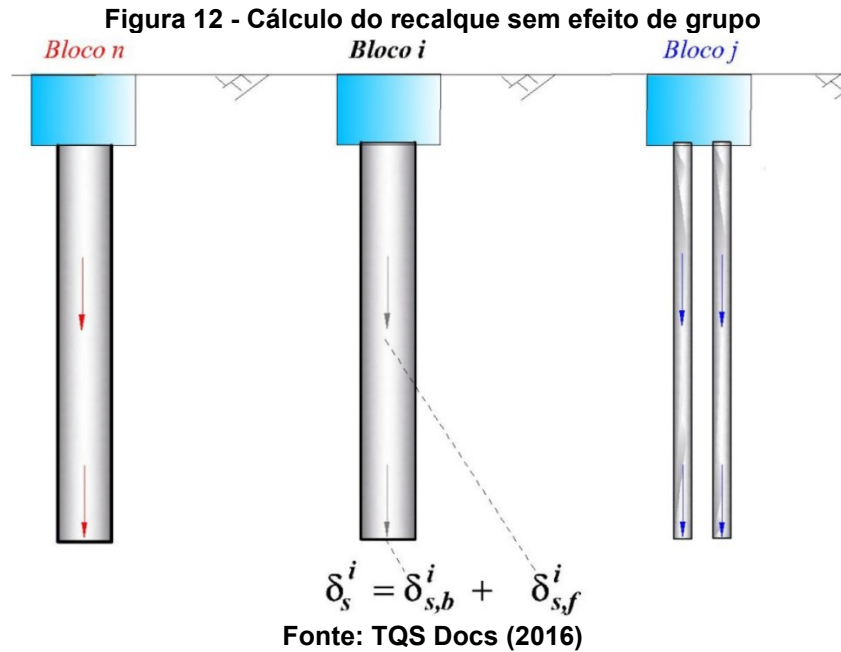
Em geral, as parcelas de esforços na ponta e no fuste das estacas possuem maior influência que as forças provenientes de outras estacas quando se trata de deslocamentos na ponta da estaca. Uma vantagem desta consideração é de que o uso computacional é menor do que quando se considera o efeito de grupo das estacas (TQS Docs, 2016). Com isso, para um bloco com  $N_{estacas}$ , os deslocamentos na ponta da estaca se dão devido as cargas aplicadas no fuste ( $Q_z$ ) ou da ponta ( $PP$ ), Figura 13, e são calculados por meio da equação (11):

$$\delta_s^i = \sum_{j=1} \delta_{s,f}^j + \sum_{j=1} \delta_{s,b}^j \quad (11)$$

$\delta_s^i$ : recalque absoluto na base da estaca  $i$ ;

$\delta_{s,f}^j$ : parcela de recalque na base da estaca  $i$  em razão de forças aplicadas no fuste da estaca  $j$  do bloco em estudo;

$\delta_{s,b}^j$ : parcela de recalque na base da estaca  $i$  em razão de forças aplicadas na base da estaca  $j$  do bloco em estudo;



### 2.5.3.2 Recalque com efeito de grupo

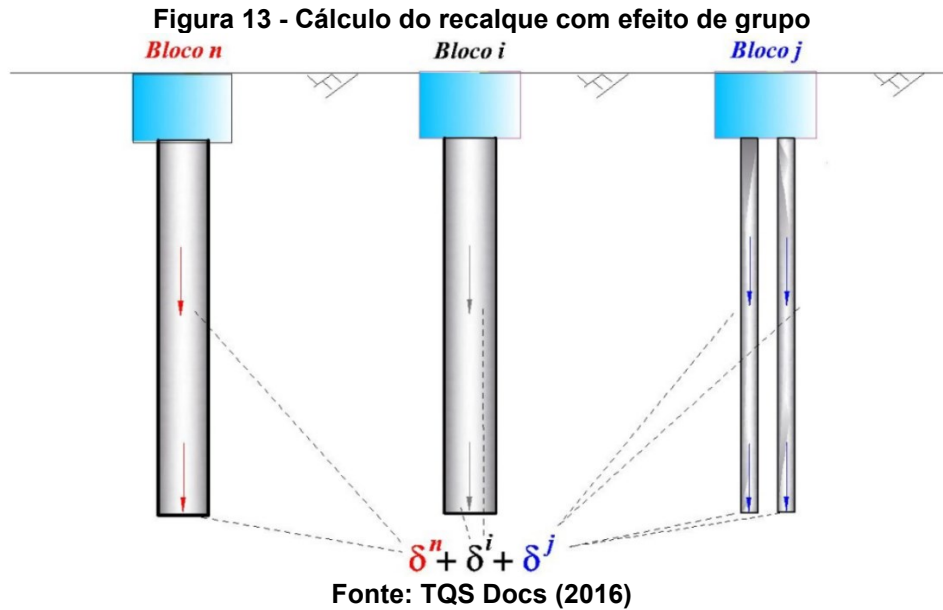
Quando se leva em consideração o recalque gerado pelo efeito de um grupo de estacas, verifica-se que a mobilização de uma estaca influencia em todo o maciço. Este caso aproxima-se do contexto real, mas tem como desvantagem o aumento do custo computacional (TQS Docs, 2016). Com isso, como mostrado na Figura 14, para um projeto que contenha  $N_{blocos}$  com  $M_{estacas}$ , os deslocamentos na ponta da estaca se dão devido às cargas aplicadas no fuste ( $Q_z$ ) ou da ponta ( $PP$ ) devido a todas as estacas, e são dados por:

$$\delta_s^i = \sum_{k=1} [\sum_{j=1} \delta_{s,f}^j + \sum_{j=1} \delta_{s,b}^j] \quad (12)$$

$\delta_s^i$ : recalque absoluto na base da estaca  $i$ ;

$\delta_{s,f}^j$ : parcela de recalque na base da estaca  $i$  em razão de forças aplicadas no fuste da estaca  $j$  do bloco  $k$ ;

$\delta_{s,b}^j$ : parcela de recalque na base da estaca  $i$  em razão de forças aplicadas na base da estaca  $j$  do bloco  $k$ ;



#### 2.5.4 Coeficiente de Reação Vertical (CRV)

O coeficiente de reação vertical é definido como a rigidez de contato entre o elemento de fundação e o solo. Este coeficiente é aplicado no topo de cada estaca com um carregamento ( $P_i$ ) após o processamento do pórtico espacial com a consideração de apoios indeslocáveis (TQS Docs, 2016). Com isso, pode-se definir o CRV como sendo a razão entre a carga aplicada no topo da estaca ( $P_i$ ) pelo seu deslocamento sofrido na base ( $\delta_{s,b}^j$ ), razão expressa pela Equação (13):

$$CRV_{estaca\ i} = \frac{P_i}{\delta_i} \quad (13)$$

Segundo o TQS Docs (2016), se levado em conta a proporcionalidade das forças distribuídas ao longo do fuste e base da estaca, pode ser feita a relação para o CRV em uma profundidade  $j$  da estaca  $i$ , como indicada na Equação (14):

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

A partir da Equação 14, a força distribuída ao longo do fuste ( $F_{fuste\ j,i}$ ) tem dependência do modelo de transferência de esforços, citado no subitem 2.4.2 deste trabalho, que foi adotado quando a carga aplicada no topo da estaca for menor do que

a carga de ruptura lateral do fuste da estaca. O denominador da Equação 14 ( $\sum_{j=1}^m F_{fuste\ j,i} + F_{ponta,i}$ ) pode ser entendido como a carga aplicada no topo da estaca ( $P_i$ ). Se  $P_i < PL$ , pela teoria de VESIC (1975, apud TQS Docs, 2016), entende-se que todo carregamento é suportado pelo fuste, com isso  $F_{ponta,i} = 0$ .

Para o CRV na ponta da estaca  $i$ , tem-se:

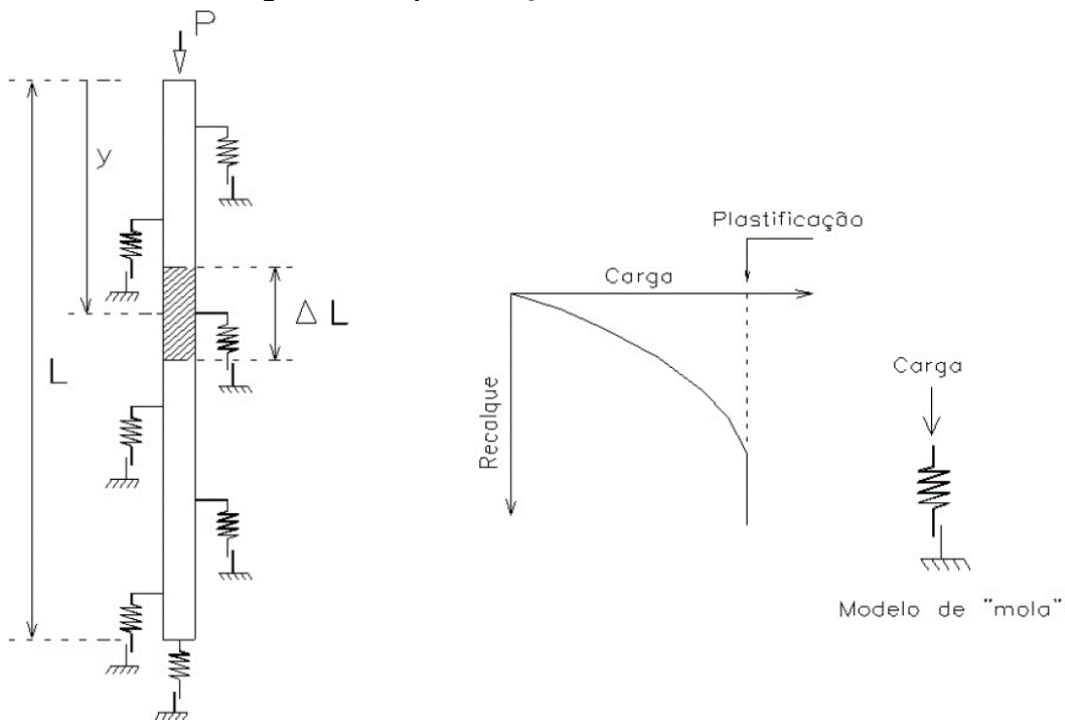
$$CRV_{ponta,i} = \frac{\frac{P_i F_{ponta,i}}{\delta_i}}{P_i} \rightarrow CRV_{ponta,i} = \frac{F_{ponta,i}}{\delta_i} \quad (15)$$

Como citado anteriormente, tem-se que se  $P_i < PL$  consequentemente  $CRV_{ponta,i} = 0$ . Portanto:

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

Do ponto de vista físico, a Equação 16 pode ser compreendida como um conjunto de molas distribuídas ao longo do fuste da estaca, onde essas molas representam a rigidez do conjunto estaca-solo pelo modelo de transferência de cargas (Figura 15).

**Figura 14 - Representação da estaca com molas**



Fonte: TQS Docs (2016)

Quando se opta por utilizar o modelo A de transferência de carga, significa que a carga aplicada na estaca será distribuída do topo em direção a base onde as molas serão solicitadas até atingir a plastificação, repassando assim para a mola seguinte, ou seja, para a camada seguinte. Caso se opte por utilizar o modelo B, o carregamento será distribuído proporcionalmente ao longo do fuste (TQS Docs, 2016).

Este modelo é utilizado devido a sua simplicidade em relação a modelos mais sofisticados e que demandam maior custo computacional. Outro ponto importante a se destacar é o de que a mola representada neste modelo não é a mola do modelo de Winkler pois, a mola em questão, se altera conforme carregamento e se a carga aplicada ultrapassar o limite da resistência lateral do fuste, além de ser influenciada pelo efeito de grupo (TQS Docs, 2016).

#### 2.5.5 Coeficiente de Reação Horizontal (CRH)

O coeficiente de reação horizontal pode ser definido como a rigidez do contato estaca-solo no sentido horizontal. Essa reação horizontal, em muitas vezes, é causada tanto por ventos quanto por empuxo de terra. Quando se trata de fundações profundas é necessário calcular os deslocamentos da estrutura, assim como os diagramas de esforços da mesma (TQS Docs, 2016).

Em relação ao estudo de fundações profundas quando sujeitas a ações horizontais, são utilizados frequentemente métodos com base no coeficiente de reação vertical estimados a partir de sondagens SPT e a classificação do maciço de solo (TQS Docs, 2016).

O coeficiente de reação horizontal ( $K_z$ ) parte do princípio da consideração de uma pressão atuante em uma profundidade de estudo sofrendo um certo deslocamento.

$$K_z = \frac{\sigma_z}{y} \quad (17)$$

onde:

$\sigma_z$ : pressão atuante em uma profundidade  $z$ ;

$y$ : deslocamento sofrido pelo solo.

Segundo ALLONSO (1989, apud TQS Docs, 2016), esse tipo de conceito é similar à hipótese de Winkler, porém quando aplicadas a estacas se perde um pouco seu sentido sendo, de forma atualizada, resolvida pelo módulo de reação horizontal ( $K$ ) e pode ser definido como sendo:

$$K = \frac{p}{y} \quad (18)$$

onde:

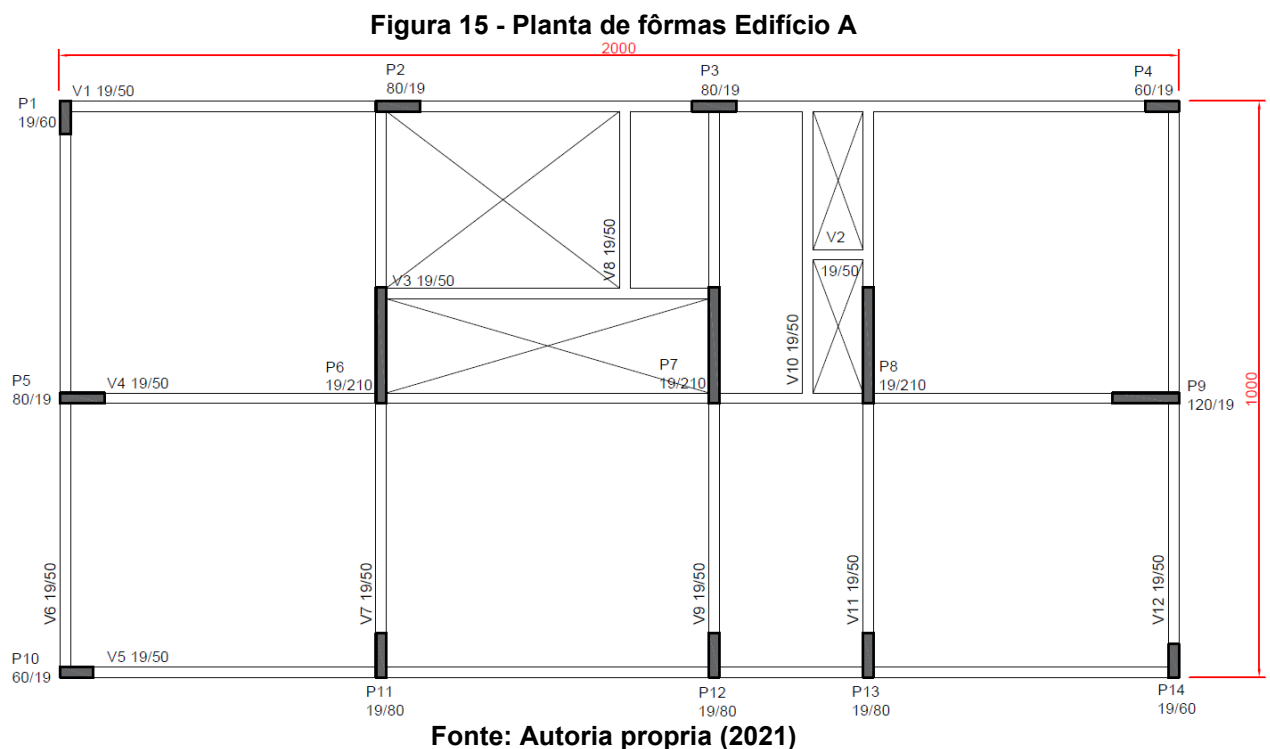
$p$ : reação do solo na profundidade  $z$ .

### 3 MATERIAIS E MÉTODOS

Para realização desta pesquisa foram modelados, através do *software* CAD/TQS, dois edifícios: o primeiro com cinco pavimento (Edifício A) e o segundo com dez pavimentos (Edifício B), com pé direito de 3 m.

Tanto o Edifício A quanto o Edifício B foram calculados, primeiramente, sobre a consideração de apoios indeslocáveis e após com a consideração da interação solo-estrutura, comparando coeficiente  $\gamma_z$ , deslocamentos laterais, consumo de aço e valores das reações de apoio nas duas situações de apoio.

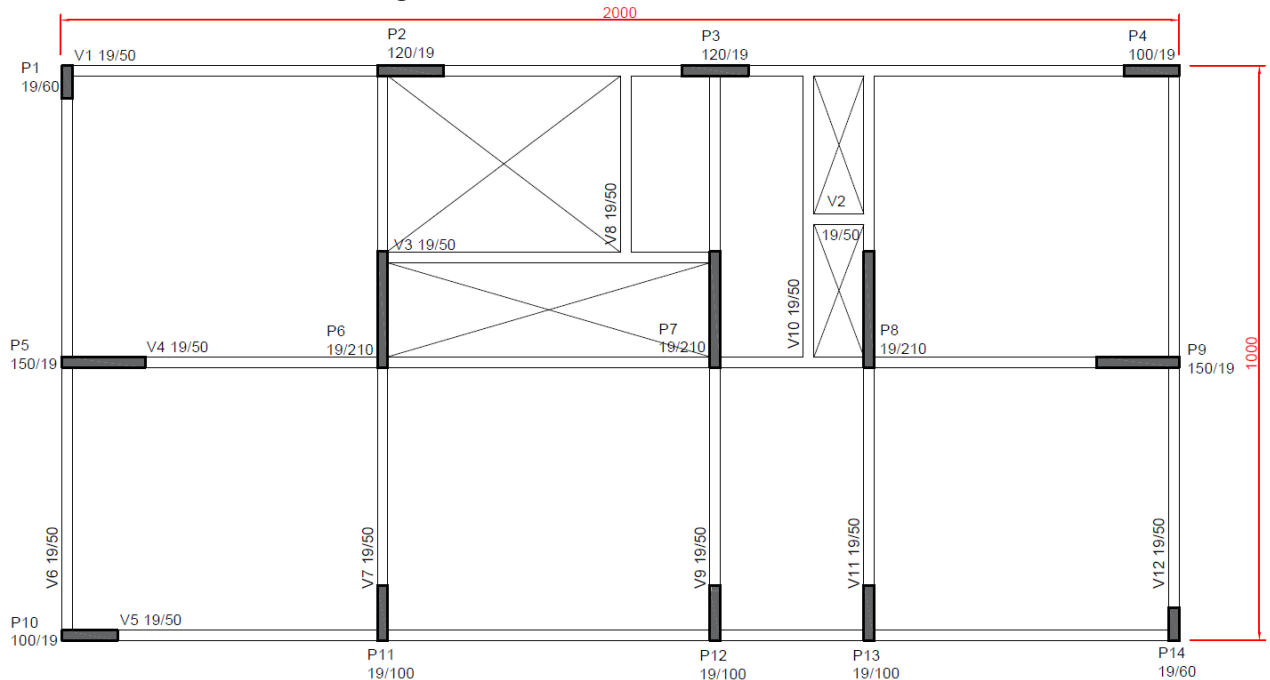
As dimensões dos elementos utilizados nos Edifício A e B são apresentadas, respectivamente, nas Figuras 16 e 17.



Quanto ao maciço de solo utilizado neste estudo, foi empregado um perfil de sondagem de um ensaio penetrométrico (SPT) fornecido pela Secretaria de Engenharia e Obras da cidade de Pato Branco – PR (Figura 18), no qual o solo em questão é majoritariamente argiloso, sendo que nos modelos aplicados nesta pesquisa, a cota máxima atingida varia de acordo com as solicitações da estrutura. Para o Edifício A a cota atingida foi 10 m e para o Edifício B a cota atingida foi 18 m.

Essas cotas foram obtidas através de um processo iterativo dentro do CAD/TQS até atingir uma cota suficiente para suportar as cargas exigidas pelos modelos.

**Figura 16 - Planta de fôrmas Edifício B**



Fonte: Autoria própria (2021)

**Figura 17 - Ensaio de penetração SPT**

Resistência a penetração	Profundidade da cam (m)	Ensaio Penetrométrico (STP)			A M S	Classificação da Camada	Nível de água
		Núm. de golpes / cm					
Amostrador tipo Terzagui & Peck		15	15	15			
Número de golpes							
	1,00	1	2	2	1	ARGILA POUCO SILTOSA MARROM COM CONCREÇÕES	
	2,00	2	1	2	2	ARGILA POUCO SILTOSA CORES VARIEGADAS - MOLE	
	3,00	2	2	3	3	ARGILA POUCO SILTOSA CORES VARIEGADAS - MOLE	
	4,00	11	13	10	4	ARGILA POUCO SILTOSA CORES VARIEGADAS C/ CONCREÇÕES - DURA	
	5,00	9	11	10	5	ARGILA POUCO SILTOSA CORES VARIEGADAS C/ CONCREÇÕES - DURA	
	6,00	5	7	8	6	ARGILA POUCO SILTOSA CORES VARIEGADAS C/ CONCREÇÕES - RIJA	
	7,00	6	14	13	7	ARGILA POUCO SILTOSA CORES VARIEGADAS C/ CONCREÇÕES - DURA	
	8,00	12	6	6	8	ARGILA POUCO SILTOSA CORES VARIEGADAS C/ CONCREÇÕES - RIJA	
	9,00	13	12	17	9	ARGILA POUCO SILTOSA CORES VARIEGADAS C/ CONCREÇÕES - DURA	
	10,00	7	9	8	10	ARGILA SILTOSA CORES VARIEGADAS COM CONCREÇÕES - RIJA	
	11,00	6	7	9	11	ARGILA POUCO SILTOSA CORES VARIEGADAS C/ CONCREÇÕES - RIJA	
	12,00	12	12	12	12	ARGILA POUCO SILTOSA CORES VARIEGADAS C/ CONCREÇÕES - DURA	
	13,00	8	6	8	13	ARGILA POUCO SILTOSA CORES VARIEGADAS C/ CONCREÇÕES - RIJA	
	14,00	7	8	9	14	ARGILA POUCO SILTOSA CORES VARIEGADAS C/ CONCREÇÕES - RIJA	
	15,00	6	6	6	15	ARGILA POUCO SILTOSA CORES VARIEGADAS C/ CONCREÇÕES - RIJA	
	16,00	14	12	14	16	ARGILA POUCO SILTOSA CORES VARIEGADAS C/ CONCREÇÕES - DURA	
	17,00	14	15	15	17	ARGILA POUCO SILTOSA CORES VARIEGADAS C/ CONCREÇÕES - DURA	
	18,00	14	14	14	18	ARGILA POUCO SILTOSA CORES VARIEGADAS C/ CONCREÇÕES - DURA	
	19,00	14	14	14	19	ARGILA POUCO SILTOSA CORES VARIEGADAS C/ CONCREÇÕES - DURA	
	20,45	18	25	28	20	ARGILA POUCO SILTOSA CORES VARIEGADAS C/ CONCREÇÕES - DURA	SECO
21,00				21			

Fonte: Secretaria de Engenharia e Obras da Cidade de Pato Branco (2021)

Para a determinação da classe de agressividade ambiental, ou seja, ações físicas e químicas que atuam sobre as estruturas de concreto armado, independentes



de qualquer ação mecânica, foi utilizada a Tabela 3, retirada da NBR 6118 (2014). No que se refere a esse estudo, foi considerado o modelo sujeito a uma classe de agressividade ambiental II, situado em uma área urbana.

**Tabela 3: Classe de agressividade ambiental (CAA)**

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana <sup>a, b</sup>	Pequeno
III	Forte	Marinha <sup>a</sup>	Grande
		Industrial <sup>a, b</sup>	
IV	Muito forte	Industrial <sup>a, c</sup>	Elevado
		Respingos de maré	

<sup>a</sup> Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).

<sup>b</sup> Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) em obras em regiões de clima seco, com umidade média relativa do ar menor ou igual a 65 %, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos ou regiões onde raramente chove.

<sup>c</sup> Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

**Fonte: ABNT NBR 6118, 2014.**

A classe de agressividade ambiental está diretamente ligada à durabilidade da estrutura. Com isso, por meio da Tabela 4, de acordo com a ABNT NBR 6118 (2014) se define a relação água/cimento, além da classe mínima do concreto a ser utilizada na estrutura.

**Tabela 4: Correspondência entre a classe de agressividade e qualidade do concreto**

Concreto <sup>a</sup>	Tipo <sup>b, c</sup>	Classe de agressividade (Tabela 6.1)			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	≤ 0,65	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,45
	CP	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,50	≤ 0,45
Classe de concreto (ABNT NBR 8953)	CA	≥ C20	≥ C25	≥ C30	≥ C40
	CP	≥ C25	≥ C30	≥ C35	≥ C40

<sup>a</sup> O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na ABNT NBR 12655.

<sup>b</sup> CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado.

<sup>c</sup> CP corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido.

**Fonte: ABNT NBR 6118, 2014.**

Para o estudo em questão, utilizou-se uma classe de concreto de 40 MPa por ser um concreto usual em edifícios altos além da possibilidade de fornecer reduções em seções dos elementos estruturais.

Ainda em relação a durabilidade da estrutura e a classe de agressividade ambiental, o cobrimento nominal dos elementos da estrutura de concreto armado foi definido de acordo com a Tabela 5, para classe de agressividade ambiental II, sendo o cobrimento de 30 mm utilizado em vigas, pilares e lajes. Lembrando que nos trechos de pilares em contato com o solo, permaneceu a recomendação da ABNT NBR 6118 (2014), para cobrimento nominal da armadura  $\geq 4,5$  mm.

**Tabela 5: Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal**

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental (Tabela 6.1)			
		I	II	III	IV <sup>c</sup>
		Cobrimento nominal mm			
Concreto armado	Laje <sup>b</sup>	20	25	35	45
	Viga/pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo <sup>d</sup>	30		40	50
Concreto protendido <sup>a</sup>	Laje	25	30	40	50
	Viga/pilar	30	35	45	55

<sup>a</sup> Cobrimento nominal da bainha ou dos fios, cabos e cordoalhas. O cobrimento da armadura passiva deve respeitar os cobrimentos para concreto armado.

<sup>b</sup> Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento, como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros, as exigências desta Tabela podem ser substituídas pelas de 7.4.7.5, respeitado um cobrimento nominal  $\geq 15$  mm.

<sup>c</sup> Nas superfícies expostas a ambientes agressivos, como reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, devem ser atendidos os cobrimentos da classe de agressividade IV.

<sup>d</sup> No trecho dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimento nominal  $\geq 45$  mm.

Fonte: ABNT NBR 6118, 2014.

Para a concepção estrutural realizou-se o pré-dimensionamento dos elementos da estrutura como pilares, vigas e lajes maciças seguindo os modelos de Pinheiro (2007). Feito o processo iterativo no *software* CAD/TQS, definiu-se a espessura 15 cm para lajes maciças e as seções das vigas de 19 cm x 50 cm em ambos os modelos. No caso dos pilares, devido a diferença de número de pavimentos

as cargas axiais variam fazendo com que as dimensões dos pilares também sofram variações, como é apresentado na Tabela 6.

As ações utilizadas no dimensionamento foram baseadas nas tabelas presente na ABNT NBR 6120 (2019). Nas lajes dos pavimentos tipo foram consideradas carga permanente de 0,10 tf/m<sup>2</sup> e carga acidental de 0,15 tf/m<sup>2</sup>. Na laje da cobertura foram consideradas carga permanente de 0,15 tf/m<sup>2</sup> e carga acidental de 0,10 tf/m. Em todas as vigas foram considerados carregamentos de alvenaria de bloco cerâmico de 19 cm, ou seja, um carregamento de 0,32 tf/m<sup>2</sup>.

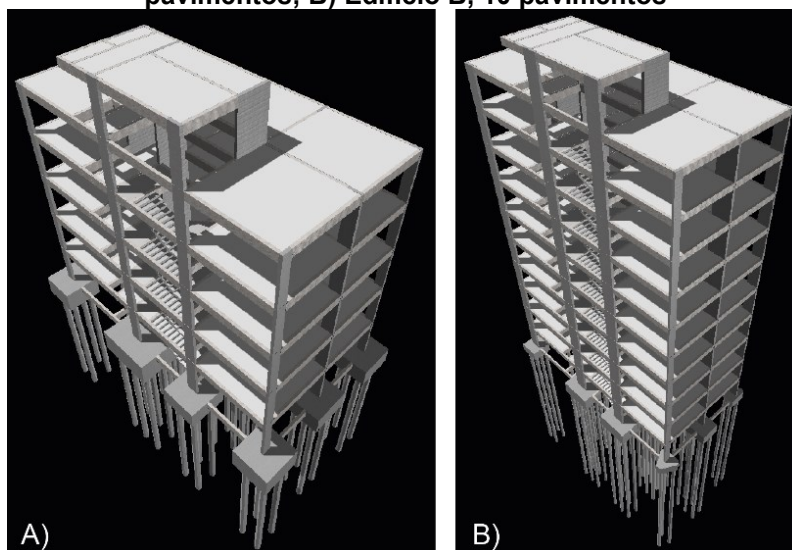
O modelo final dos Edifícios A e B estão representados nas Figura 19.

**Tabela 6: Seção de pilares dos edifícios estudados**

Seção de Pilares (cm)		
Numeração	Edifício A	Edifício B
1	19/60	19/60
2	80/19	120/19
3	90/19	120/19
4	60/19	100/19
5	80/19	150/19
6	19/210	19/210
7	19/210	19/210
8	19/210	19/210
9	120/19	150/19
10	60/19	100/19
11	19/80	19/100
12	19/80	19/100
13	19/80	19/100
14	19/60	19/60

Fonte: Autoria própria, 2021.

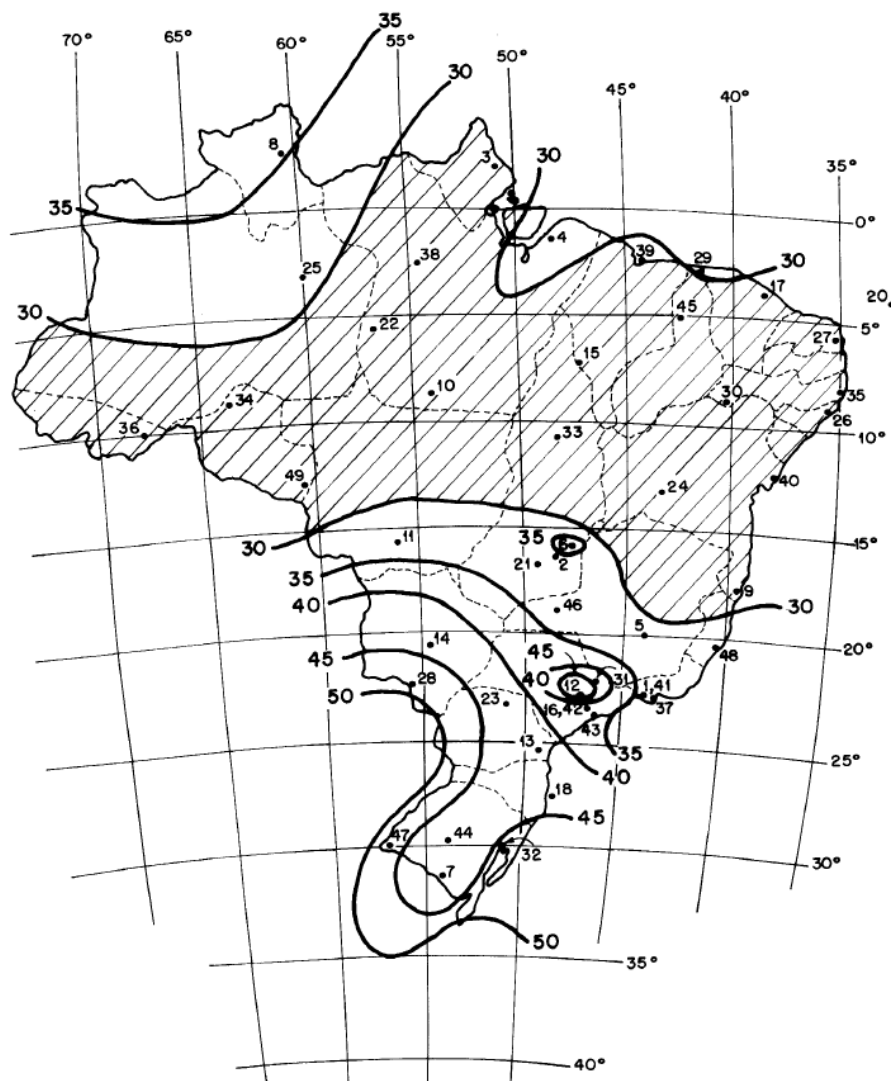
**Figura 18 - Modelo estrutural dos edifícios estudados obtidos no CAD/TQS: A) Edifício A, 5 pavimentos; B) Edifício B, 10 pavimentos**



Fonte: Autoria própria, 2021.

Em relação ao dimensionamento das forças devidas ao vento, utilizaram-se parâmetros baseados na ABNT NBR 6123 (1988). A cidade base para aplicação deste estudo é a cidade de Pato Branco – PR, assim sendo, a velocidade básica do vento é obtida por aproximação das isopletras apresentadas na Figura 20, obtendo-se uma velocidade de 46 m/s. O fator topográfico foi considerado como terreno plano ou fracamente acidentado sendo igual a 1. O fator de rugosidade do terreno foi considerado como categoria III. A classe referente as dimensões da edificação foram classificadas como classe B, onde sua maior dimensão está entre 20 m e 50 m. Quanto ao fator estatístico, o modelo em questão foi considerado como edificações para hotéis e residências com alto fator de ocupação.

**Figura 19 - Isopletras da velocidade básica do vento (m/s)**



Fonte: NBR 6123 (1988)

Para a consideração da ISE foi utilizada a ferramenta SISEs do CADTQS em que foi adotado o método de cálculo de Aoki & Velloso (1975) para a capacidade resistente estimada das estacas. Os recalques foram calculados pela mesma metodologia levando-se em conta o efeito de grupo nas estacas, e foi escolhido o modelo B de transferência axial de carregamento, ou seja, distribuído proporcionalmente ao longo do fuste.

A sequência de aplicação do SISEs dentro do *software* CAD/TQS é (TQS Docs, 2016):

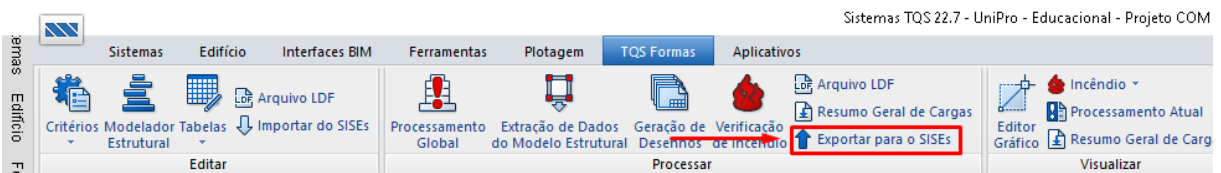
1. Na “Edição do Edifício”, ativa-se a função “TQS-SISEs”. Após a ativação, é necessário processar o edifício no “Pórtico-TQS” gerando, assim, um arquivo de reações. Vale ressaltar que nesta etapa, o edifício é analisado de forma engastada, mesmo inserindo as fundações no modelador estrutural (Figura 21). Feito isso, o modelo deve ser exportado para o módulo SISEs (Figura 22).

**Figura 20 - Processamento global da estrutura**



Fonte: Autoria própria (2021)

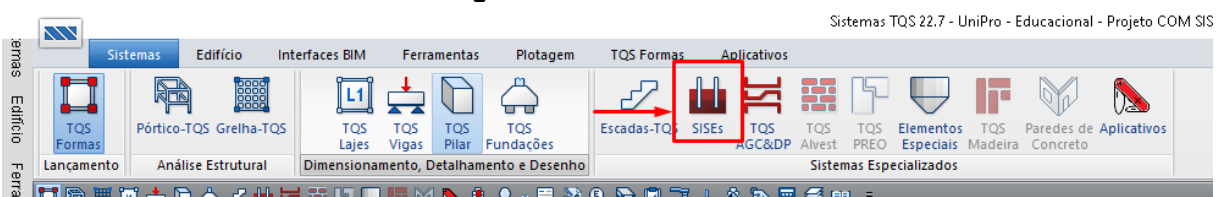
**Figura 21 - Exportação para o módulo SISEs**



Fonte: Autoria própria (2021)

2. No módulo “SISEs” (Figura 24), é necessário editar critérios, elementos de fundação assim como a sondagem SPT. Usando fundações profundas, tendo os dados do Passo 1, são gerados os coeficientes das molas calculados como citado anteriormente (Figura 24). Assim, são lançados nos nós dos elementos discretizados e integrados ao edifício.

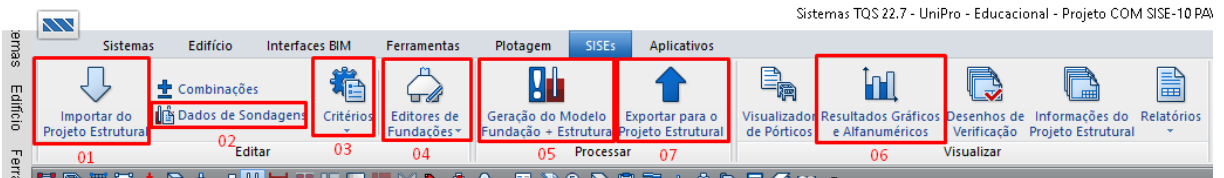
**Figura 22 - Módulo SISEs**



Fonte: Autoria própria (2021)

3. Ainda no módulo “SISEs”, são calculadas as capacidades de cargas dos elementos de fundação, recalques e deslocamentos nas pontas das estacas, além do encurtamento do fuste, sendo considerados ou não o efeito de grupo das estacas (Figura 24). Feito isso, o grupo edifício + fundação + solo é integralmente analisado para todas as combinações do modelo e apresentados os relatórios comparativos, além dos gráficos de envoltórias e deslocamentos.

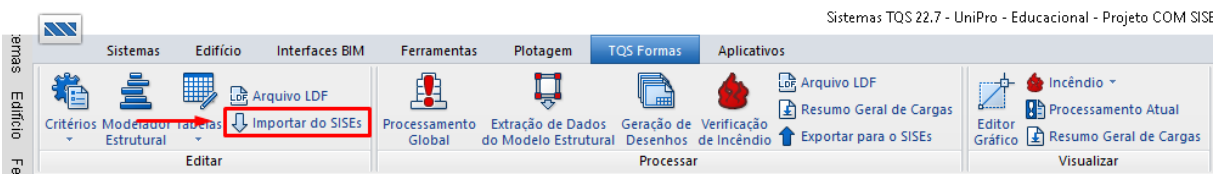
**Figura 23 - 01) Importação do modelar estrutural para o módulo SISEs; 02) Inserir dados da sondagem SPT; 03) Edição de critérios dos elementos e métodos para as fundações; 04) Importação das fundações para o módulo SISEs; 05) Geração da capacidade de carga dos elementos bem como recalques e deslocamentos; 06) Análise dos resultados; 07) Exportação para o módulo Pórtico-TQS**



Fonte: Autoria própria (2021)

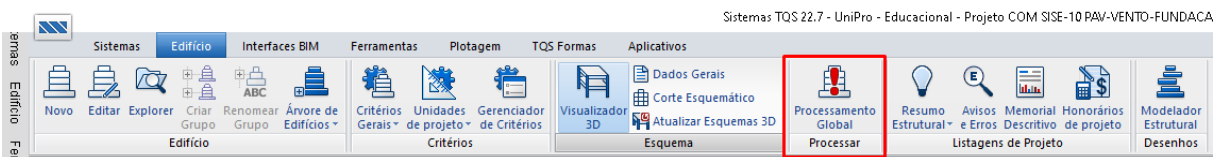
4. Voltando ao módulo “Pórtico-TQS”, importa-se o modelo gerado pelo módulo SISEs (Figura 25), ativa-se a integração da fundação no pórtico. No modelador estrutural, visualiza-se o edifício integrado com a estrutura, discretizados e com as molas representando a influência do solo. Assim, realiza-se o processamento global da estrutura sendo feitas todas as verificações, dimensionamento e detalhamentos (Figura 26).

**Figura 24 - Importação do modelo gerado pelo módulo SISEs**



Fonte: Autoria própria (2021)

**Figura 25 - Processamento global do modelo estrutura + fundação**



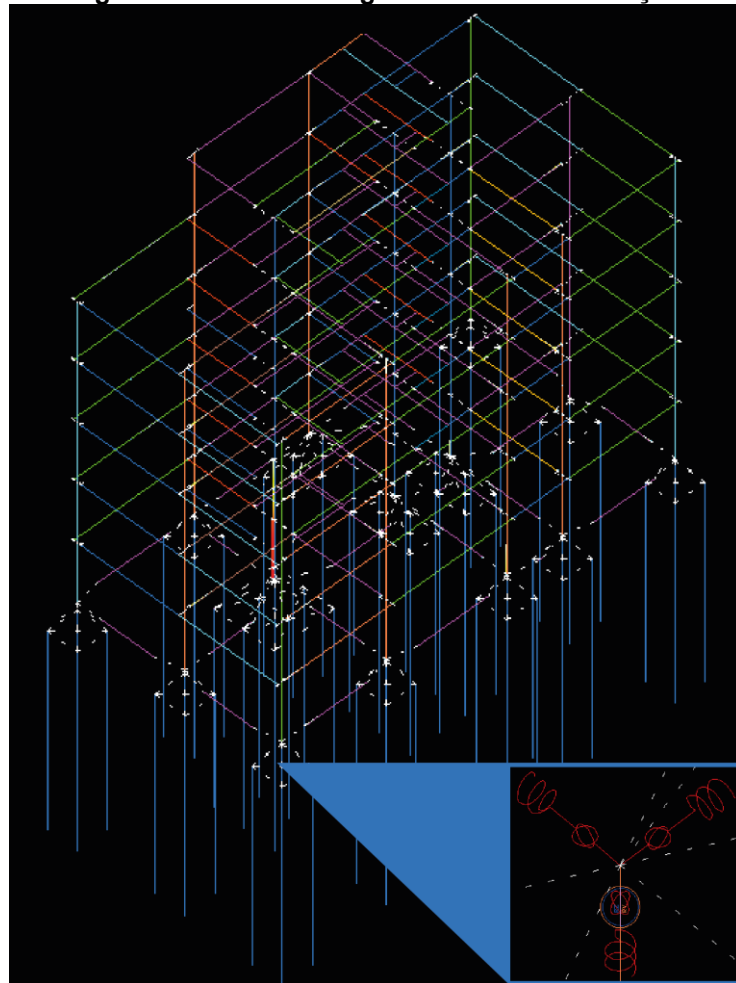
Fonte: Autoria própria (2021)

5. Assim, os passos de 1 a 4 são realizados de forma iterativa sendo necessários até a resolução dos problemas apresentados no relatório de erros. Assim,

as modificações deverão ser realizadas até que se atenda às especificações técnicas e desempenhos de interesse do projetista.

Desta forma, se espera um modelo final com superestrutura e infraestrutura interligados e trabalhando em conjunto (Figura 27).

**Figura 26 - Pórtico integrado edifício + fundação**



Fonte: Autoria própria (2021)

## 4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste tópico, são apresentados os resultados, direcionados para a superestrutura, devido à análise da consideração da interação solo-estrutura em edifícios multipavimentos de concreto armado sobre fundações profundas utilizando-se a ferramenta SISEs do *software* CAD/TQS, onde o Edifício A possui cinco pavimentos e o Edifício B possui 10 pavimentos.

### 4.1 Edifício A

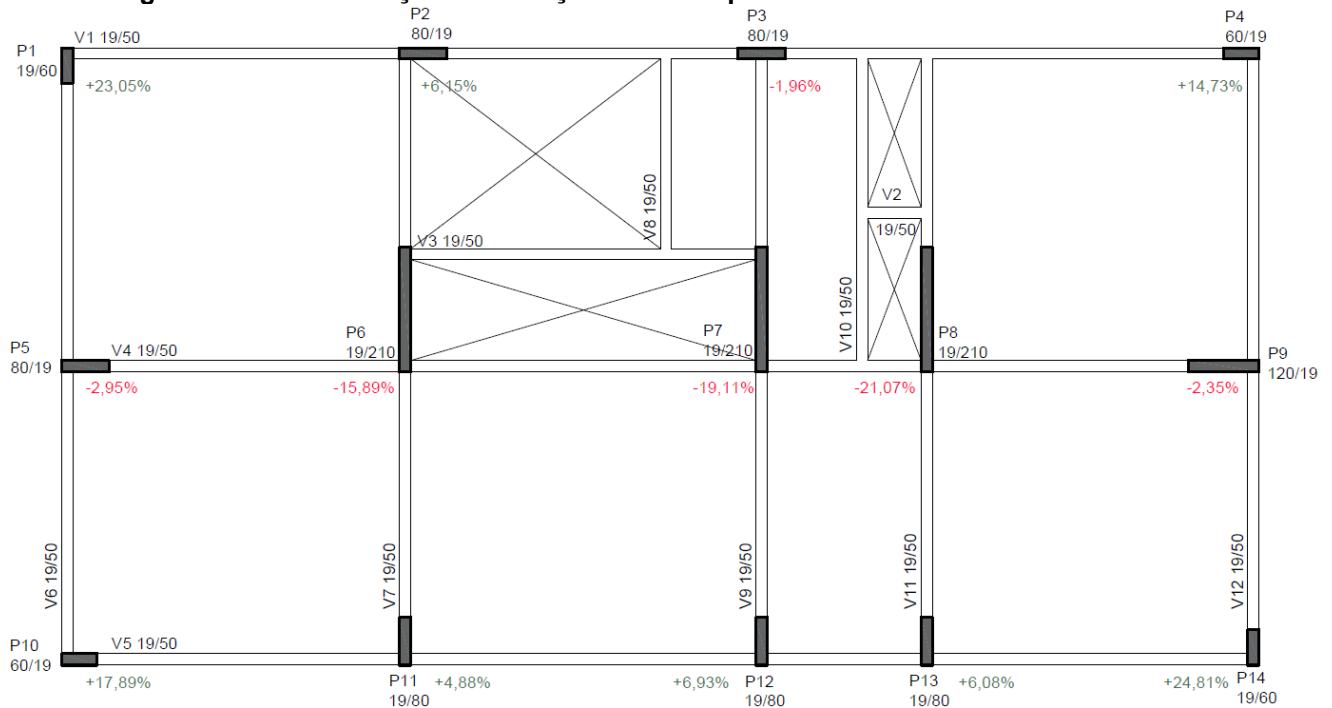
#### 4.1.1 Análise da redistribuição dos esforços

A análise da redistribuição dos esforços foi dividida em duas partes, sendo elas a análise dos esforços axiais e momentos fletores em x e y. Ao se analisar os esforços axiais, foi possível notar que os maiores acréscimos de esforços nos pilares são situados nos cantos do edifício, sendo eles P1, P4, P10 e P14, fazendo com que os pilares do centro, que possuíam maior carregamento, tivessem um alívio de mais de 21% em relação ao modelo de apoios indeslocáveis (Figura 28). No que diz respeito aos pilares dos cantos da edificação, esta redistribuição chegou a ocasionar um acréscimo de esforços de até 24,81% no pilar P14. Esta ocorrência é similar com os resultados apresentados por Montes e Gontijo (2020) que relatam o efeito da redistribuição dos esforços na estrutura aumentado também a carga dos pilares dos cantos.

Vale ressaltar também que os pilares que sofreram os maiores acréscimos de esforços também foram aqueles em que os blocos de fundação tiveram o menor recalque. Os valores da redistribuição de  $F_z$ , forças axiais geradas nos modelos, de todos os pilares do edifício podem ser observados na Tabela 7.



**Figura 27 - Redistribuição de esforços axiais na planta de fôrmas do Edifício A**



Fonte: Autoria própria (2021)

**Tabela 7: Redistribuição de Fz**

EDIFÍCIO A			
Pilares	SEM SISEs	COM SISEs	Acréscimo de Fz (%)
	Fz (tf)	Fz (tf)	
P1	51,16	62,95	23,05%
P2	83,14	88,25	6,15%
P3	116,21	113,93	-1,96%
P4	65,12	74,71	14,73%
P5	104,55	101,47	-2,95%
P6	187,99	158,12	-15,89%
P7	165,49	133,86	-19,11%
P8	146,67	115,76	-21,07%
P9	111,99	109,36	-2,35%
P10	48,17	56,79	17,89%
P11	107,23	112,46	4,88%
P12	77,62	83,00	6,93%
P13	77,85	82,58	6,08%
P14	46,83	58,45	24,81%

Fonte: Autoria própria (2021)

Quanto aos esforços de momentos fletores em x e y, tem-se grandes variações além de inversões de sentido. Existiram reduções de momentos, principalmente na direção x, nos pilares centrais P6 e P7. Sendo, no pilar P6, uma diminuição de mais de 31 tf.m no seu momento fletor positivo na direção x, devido à redistribuição dos esforços da estrutura. Assim como houveram acréscimos consideráveis, como no pilar de canto P10, de 6,74 tf.m. Essa redistribuição de

esforços de momentos fletores pode ser analisada na Tabela 8, Figura 29 para o Mx e Figura 30 para o My.

**Tabela 8: Redistribuição de Mx e My**

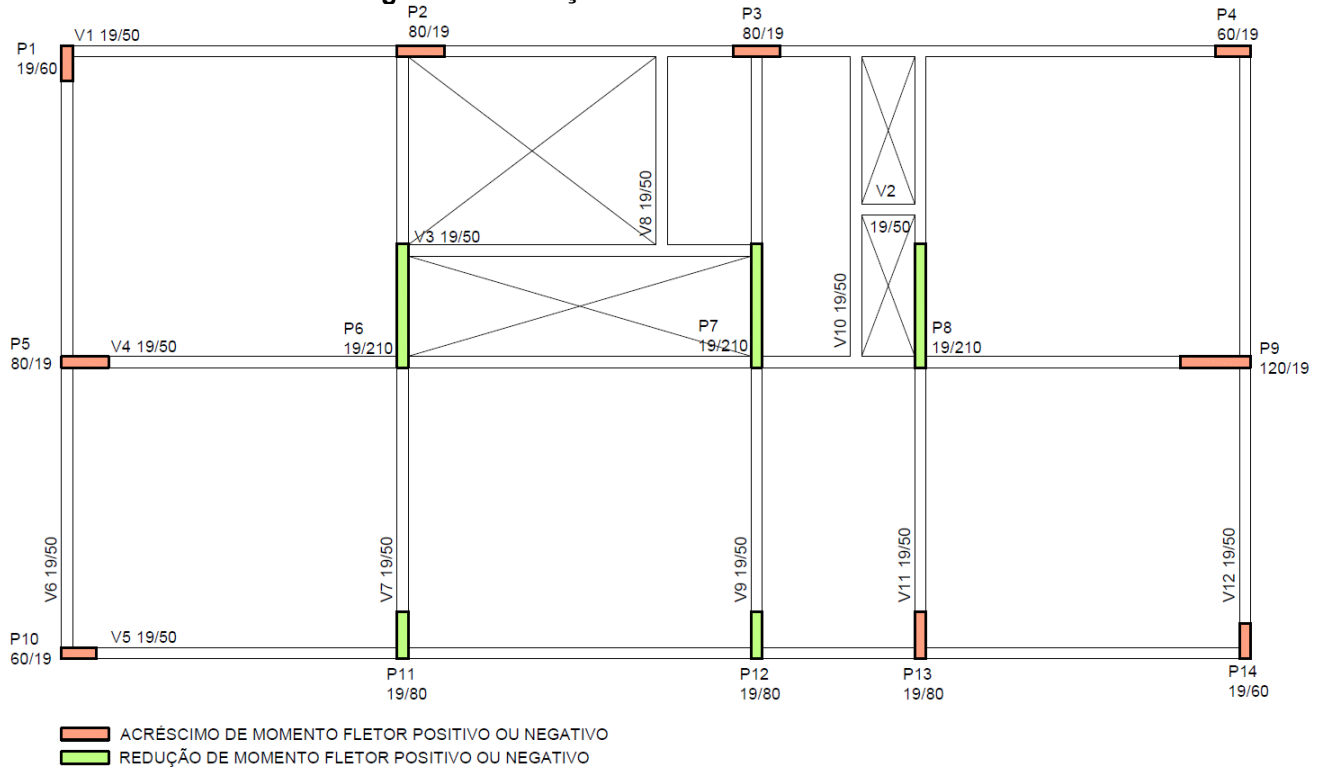
EDIFÍCIO A						
Pilares	SEM SISEs		COM SISEs		Variação de Mx (tfm)	Variação de My (tfm)
	Mx (tfm)	My (tfm)	Mx (tfm)	My (tfm)		
P1	2,16	0,51	5,95	4,16	3,79	3,65
P2	0,14	-2,61	5,65	-5,28	5,51	-2,67
P3	-0,02	2,75	-3,74	-0,12	-3,72	-2,87
P4	0,61	-3,42	1,34	-7,25	0,73	-3,83
P5	0,33	-4,87	6,22	1,81	5,89	6,68
P6	58,32	2,48	26,38	18,25	-31,94	15,77
P7	36,25	-3,10	17,16	-3,16	-19,09	-0,06
P8	-29,15	-0,54	-22,68	-8,98	6,47	-8,44
P9	-0,39	8,75	-8,46	-0,18	-8,07	-8,93
P10	-0,46	-0,25	-0,66	6,49	-0,2	6,74
P11	4,65	0,21	-0,53	5,35	-5,18	5,14
P12	2,55	-0,44	-2,27	3,91	-4,82	4,35
P13	1,78	0,54	-6,09	3,20	-7,87	2,66
P14	-0,50	-0,92	-6,94	-1,88	-6,44	-0,96

Legenda:

- Acréscimo de momento positivo ou negativo
- Redução de momento positivo ou negativo

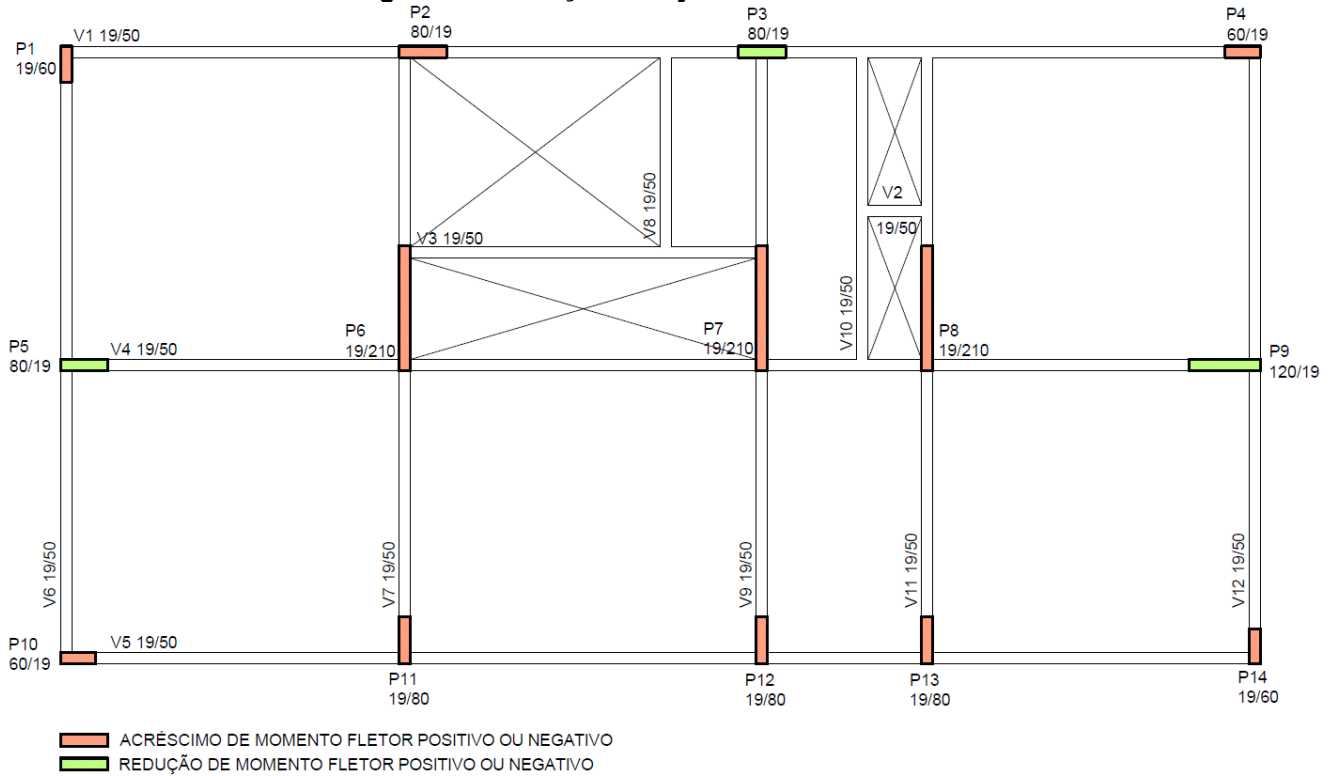
Fonte: Autoria própria, 2021.

**Figura 28 - Variação de Mx no Edifício A**



Fonte: Autoria própria (2021)

**Figura 29 - Variação de My no Edifício A**

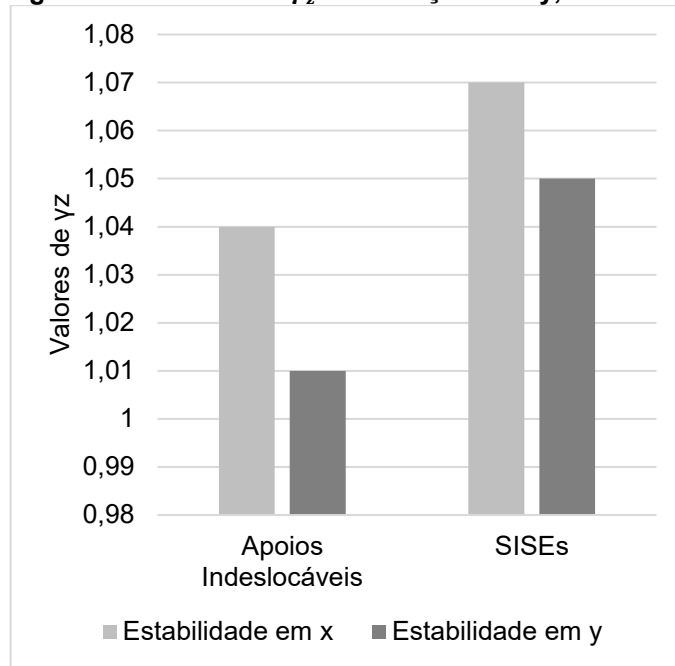


Fonte: Autoria própria (2021)

#### 4.1.2 Análise de $\gamma_z$ e deslocamentos da estrutura

A partir da Figura 31, onde é exposta a diferença do coeficiente  $\gamma_z$ , pode-se averiguar que ao se considerar a interação solo-estrutura, o modelo tornou-se mais deslocável, uma vez que os valores do coeficiente aumentaram em relação aos valores obtidos quando da consideração dos apoios indeslocáveis, mas não ultrapassaram o valor limite de 1,1 a partir do qual a estrutura é considerada de nós móveis. Sendo assim, mesmo com a consideração da ISE a estrutura ainda é considerada como de nós fixos, e os efeitos globais de segunda ordem podem ser desconsiderados.

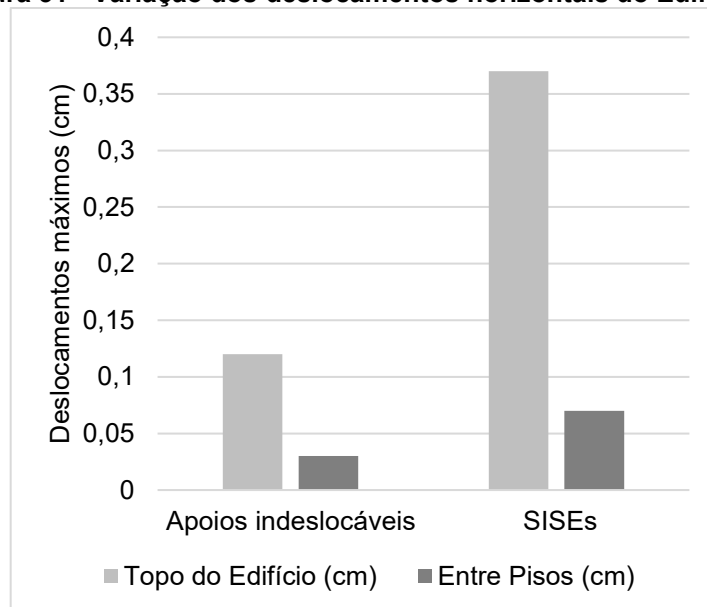
**Figura 30 - Valores de  $\gamma_z$  nas direções x e y, Edifício A**



**Fonte: Autoria própria (2021)**

Comprovando os resultados obtidos pelo aumento do coeficiente  $\gamma_z$ , os deslocamentos máximos (Figura 32) no topo do edifício e entre pisos sofreram acréscimos quando considerada a interação solo-estrutura.

**Figura 31 - Variação dos deslocamentos horizontais do Edifício A**

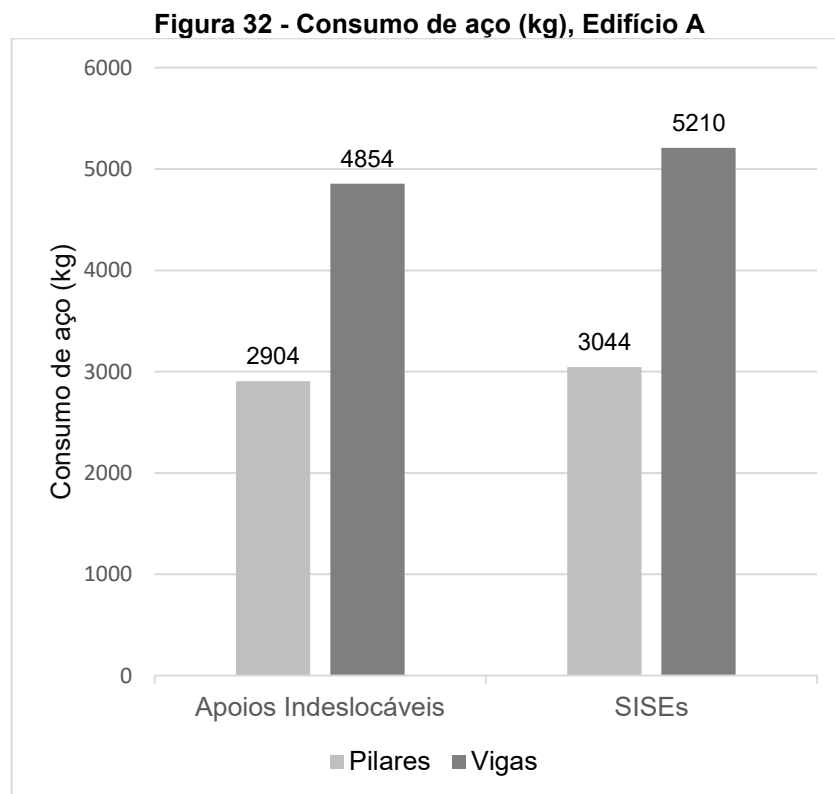


**Fonte: Autoria própria (2021)**

### 4.1.3 Consumo de aço

Quanto ao consumo de aço da estrutura, foram extraídos resultados do resumo trazido pelo *software* após a realização do processamento e assim comparados entre si. Em relação ao consumo de concreto, não houve variação de seções, portanto, não houve variação do consumo de concreto.

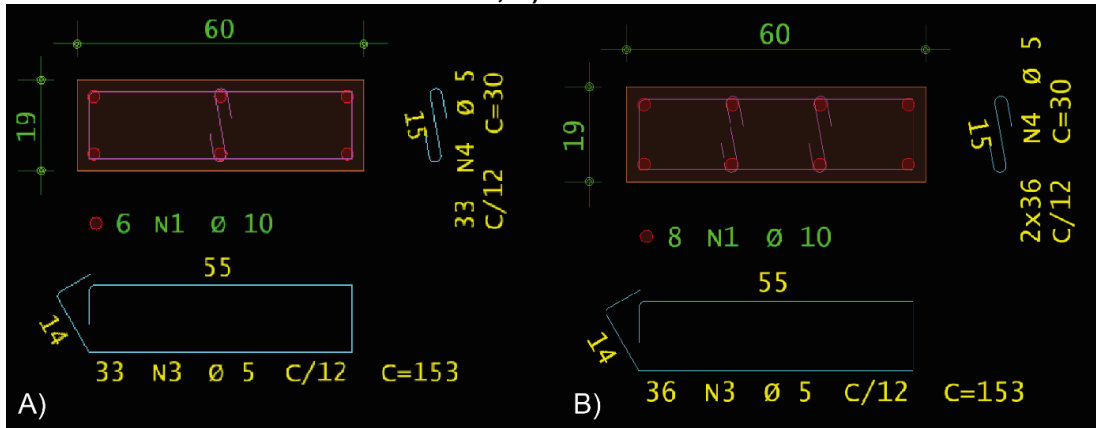
Devido aos acréscimos de esforços gerados na estrutura quando da consideração da interação solo-estrutura, houve também um aumento no consumo de aço. Como pode-se observar na Figura 33, houve um aumento no consumo de aço de 7,33% nas vigas e 4,8% nos pilares.



**Fonte: Autoria própria (2021)**

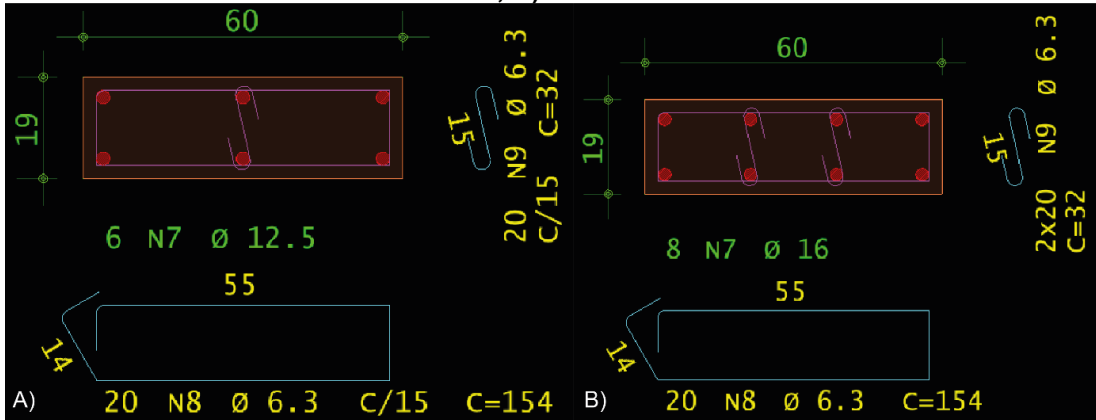
Nas Figuras 34, 35, 36 e 37, obtidas através do *software*, são apresentadas as variações nas áreas de aço dos pilares de canto P1, P4, P10 e P14, respectivamente, que foram os pilares em que houve variação na área de aço da seção devido à consideração da interação solo-estrutura.

Figura 33 - Detalhamento da armadura do Pilar 1, lance 1, gerado pelo CAD/TQS: A) sem SISEs; B) com SISEs



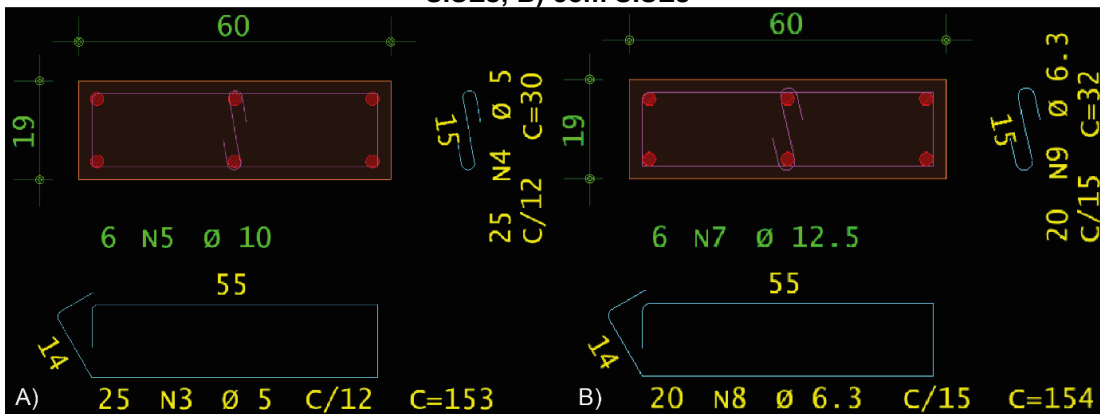
Fonte: Autoria própria (2021)

Figura 34 - Detalhamento da armadura do Pilar 4, lance 5, gerado pelo CAD/TQS: A) sem SISEs; B) com SISEs



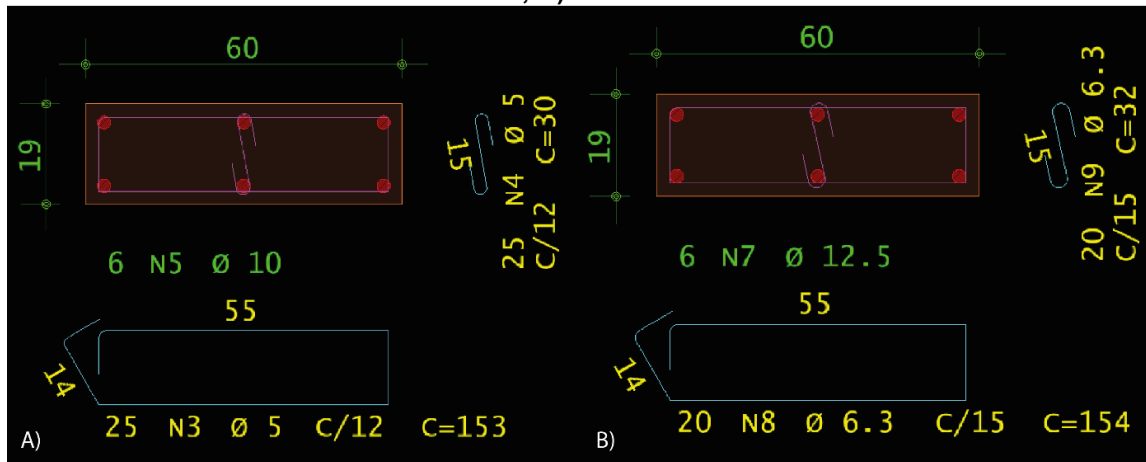
Fonte: Autoria própria (2021)

Figura 35 - Detalhamento da armadura do Pilar 10, lance 5, gerado pelo CAD/TQS: A) sem SISEs; B) com SISEs



Fonte: Autoria própria (2021)

Figura 36: Detalhamento da armadura do Pilar 14, lance 5, gerado pelo CAD/TQS: A) sem SISEs; B) com SISEs



Fonte: Autoria própria (2021)

## 4.2 Edifício B

### 4.2.1 Análise da redistribuição dos esforços

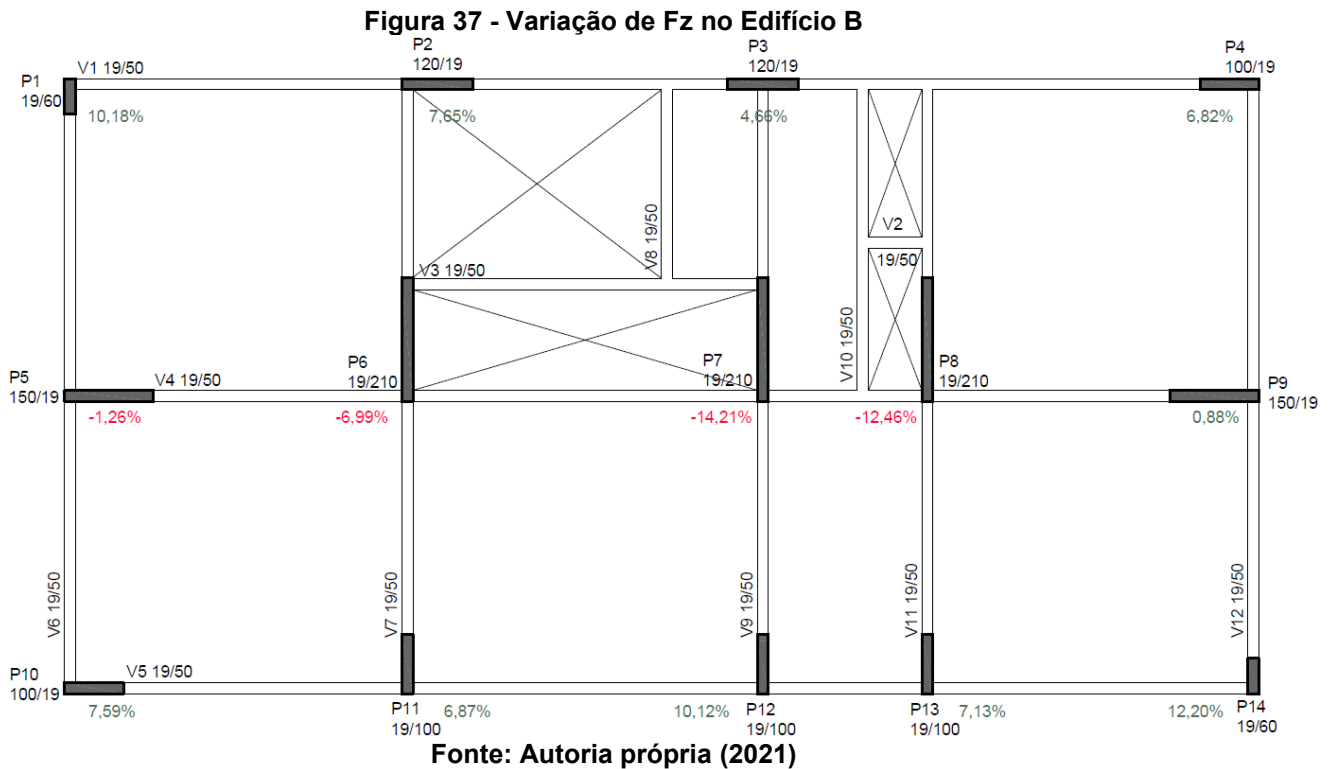
Ao analisar a influência da interação solo-estrutura através do SISEs no Edifício B, verificam-se similaridades ao estudo do Edifício A. Pela redistribuição de forças axiais, apresentados na Tabela 9, os pilares P1, P4, P10 e P14 foram os pilares que sofreram maiores acréscimos de esforços axiais, sendo 10,18% no P1, 6,82% no P4, 7,59% no P10 e 12,20% no P14.

Tabela 9: Redistribuição de Fz:

EDIFÍCIO B			
Pilares	SEM SISEs	COM SISEs	Acréscimo de Fz (%)
	Fz (tf)	Fz (tf)	
P1	101,72	112,08	10,18%
P2	201,93	217,37	7,65%
P3	243,78	255,13	4,66%
P4	138,48	147,92	6,82%
P5	227,06	224,20	-1,26%
P6	336,61	313,08	-6,99%
P7	305,29	261,91	-14,21%
P8	276,50	242,05	-12,46%
P9	228,71	230,72	0,88%
P10	108,09	116,29	7,59%
P11	229,78	245,56	6,87%
P12	183,96	202,57	10,12%
P13	182,08	195,07	7,13%
P14	97,22	109,08	12,20%

Fonte: Autoria própria (2021)

Outra constatação é de que os pilares centrais tiveram uma redução de esforço axial de 6,99 % no P6, 14,21 % no P7 e 12,46 % no P8. Na tabela 9 nota-se a variação dos esforços axiais em todos os pilares da estrutura assim como na Figura 38, que representa a variação dos esforços na planta de fôrmas da estrutura.



Quanto a variação de momentos fletores nas direções x e y, assim como no Edifício A, este modelo também sofreu variações consideráveis que podem ser observadas na Tabela 10 como também na Figura 39 para o Mx e na Figura 40 para o My.

Pode-se perceber que houve grandes reduções de momento fletor na direção x dos pilares centrais P6, P7 e P8 sendo neste último a mais significativa, chegando-se a uma redução de 101,46 tf.m. Assim como houveram reduções de momento fletor na direção y dos pilares P9 e P10 de 14,49 tf.m e 14,50 tf.m, respectivamente. Essas variações comprovam mais uma vez a redistribuição dos esforços da estrutura devido a consideração da interação solo-estrutura.



Tabela 10: Variação de Mx e My

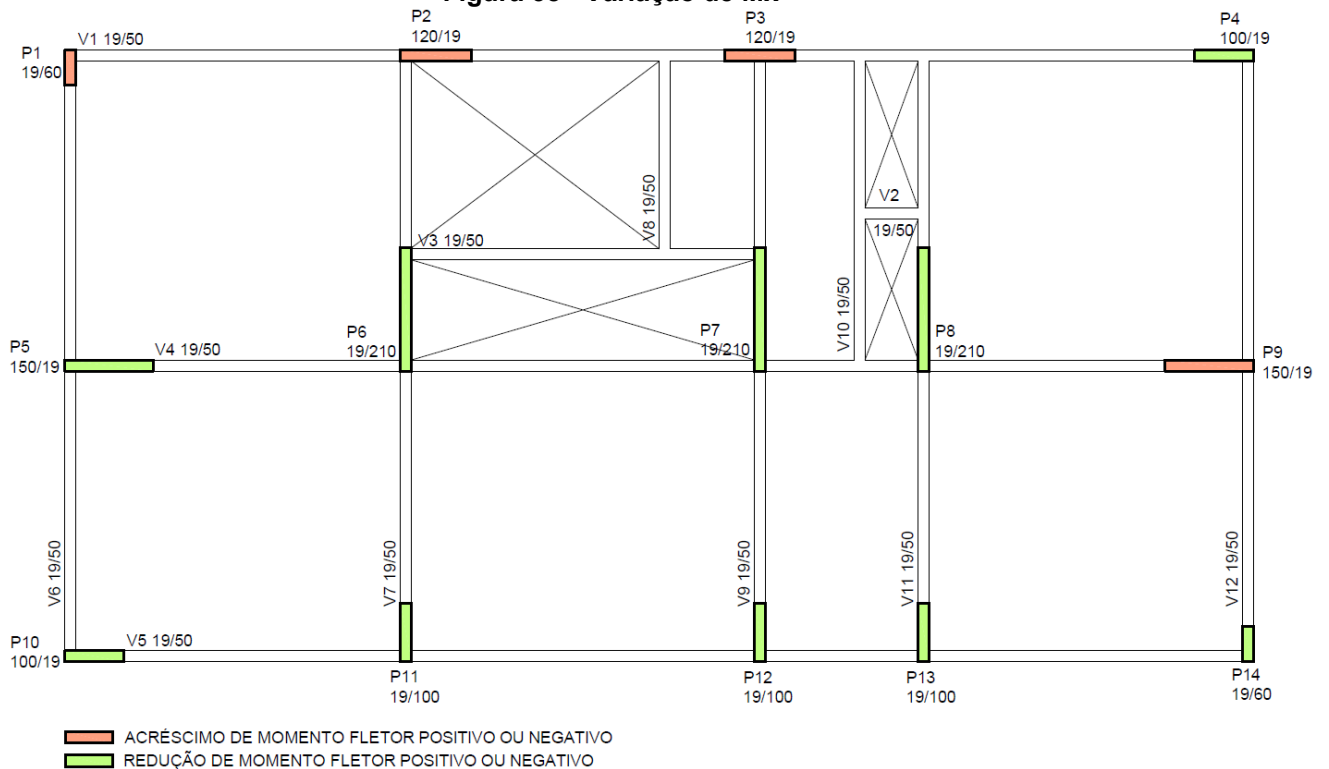
EDIFÍCIO B						
Pilares	SEM SISEs		COM SISEs		Variação de Mx (tfm)	Variação de My (tfm)
	Mx (tfm)	My (tfm)	Mx (tfm)	My (tfm)		
P1	-2,87	0,80	-2,93	1,96	-0,06	1,16
P2	-0,72	-4,25	4,85	-6,53	5,57	-2,28
P3	-0,80	1,93	-4,70	-5,89	-3,90	-7,82
P4	0,39	6,56	0,11	0,17	-0,28	-6,39
P5	0,43	-30,19	-0,30	-22,60	-0,73	7,59
P6	124,27	2,65	43,19	17,87	-81,08	15,22
P7	-70,30	-2,95	-10,76	-0,05	59,54	2,90
P8	-125,16	-0,43	-23,70	-2,43	101,46	-2,00
P9	-0,45	29,37	-2,82	14,88	-2,37	-14,49
P10	-0,44	-14,30	-3,08	0,20	-2,64	14,50
P11	23,63	0,41	15,09	5,25	-8,54	4,84
P12	19,62	-0,30	18,28	2,47	-1,34	2,77
P13	17,58	0,68	-1,79	3,26	-19,37	2,58
P14	3,18	-0,85	2,55	-1,80	-0,63	-0,95

Legenda:

- Acréscimo de momento positivo ou negativo  
 Redução de momento positivo ou negativo

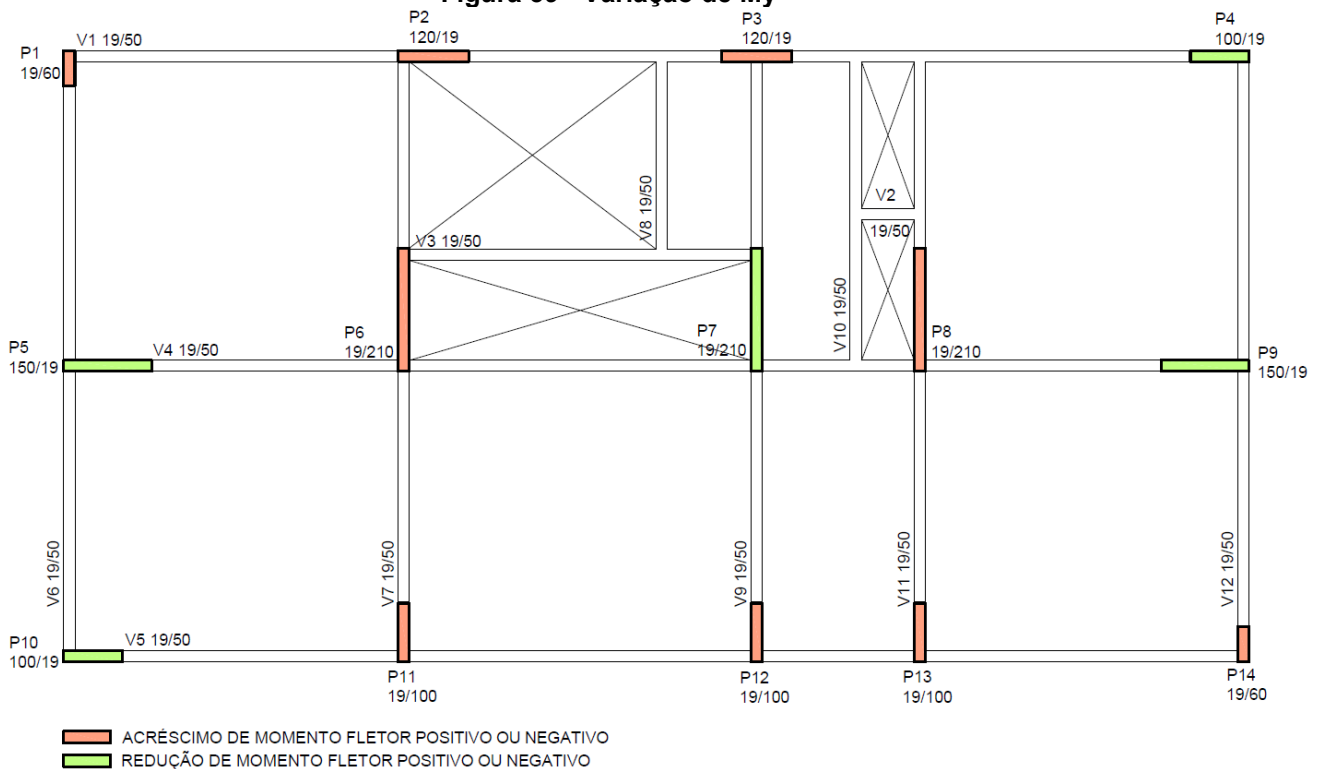
Fonte: Autoria própria, 2021.

Figura 38 - Variação de Mx



Fonte: Autoria própria (2021)

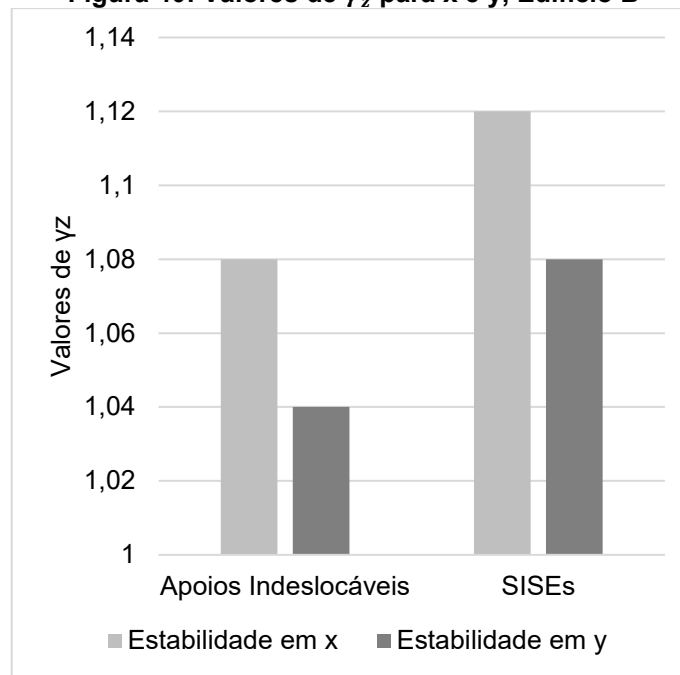
**Figura 39 - Variação de  $M_y$**



Fonte: Autoria própria (2021)

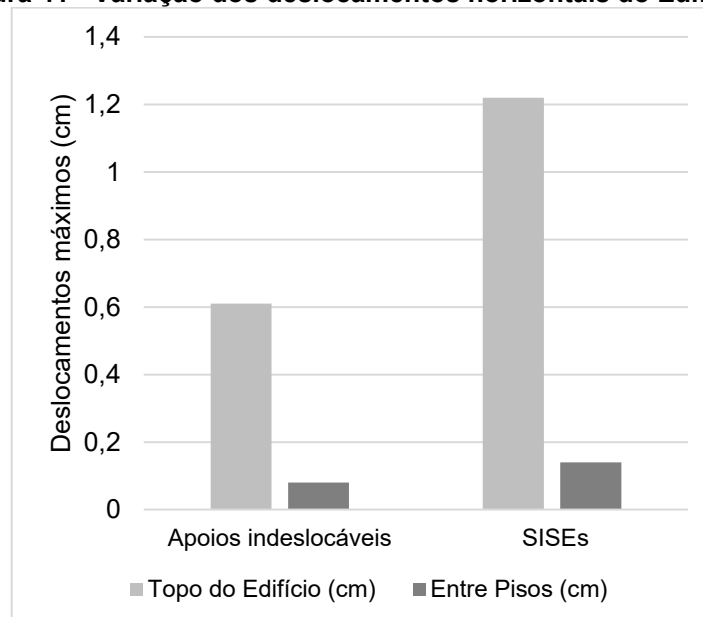
#### 4.2.2 Análise de $\gamma_z$ e deslocamentos da estrutura

A partir da Figura 41 pode-se observar a diferença de resultados pela aplicação da ISE. Nota-se que quando aplicada, houve um acréscimo no valor do coeficiente  $\gamma_z$  em comparação com o modelo sobre a consideração de apoios indeslocáveis. Outra observação importante é de que, como citado na subseção 2.3 desta pesquisa onde define-se, segundo a ABNT NBR 6118 (2014), estruturas de nós fixos ou nós móveis, a estrutura do Edifício B sofreu uma alteração quanto a essa classificação. Antes da análise da ISE, a estrutura apresentou um coeficiente  $\gamma_z \leq 1,10$  e após a análise da ISE, a estrutura apresentou um coeficiente  $\gamma_z \geq 1,10$ , tornando-se, assim, uma estrutura que antes era de nós fixos em uma estrutura que passa a ser considerada de nós móveis. Este resultado indica que é necessário que sejam levados em consideração os efeitos globais de segunda ordem no dimensionamento da estrutura.

**Figura 40: Valores de  $\gamma_z$  para x e y, Edifício B**

Fonte: Autoria própria (2021)

Quanto ao deslocamento da estrutura, Figura 42, comprovam-se os resultados obtidos referentes ao coeficiente  $\gamma_z$  antes e depois da aplicação da ISE. Assim, os deslocamentos no topo do edifício e entre pisos, 0,61 cm e 0,08 cm respectivamente, antes da aplicação da ISE foram alterados para 1,22 cm e 0,14 cm respectivamente. Em relação ao topo do edifício, o aumento foi de 100% enquanto entrepisos foi de 75%.

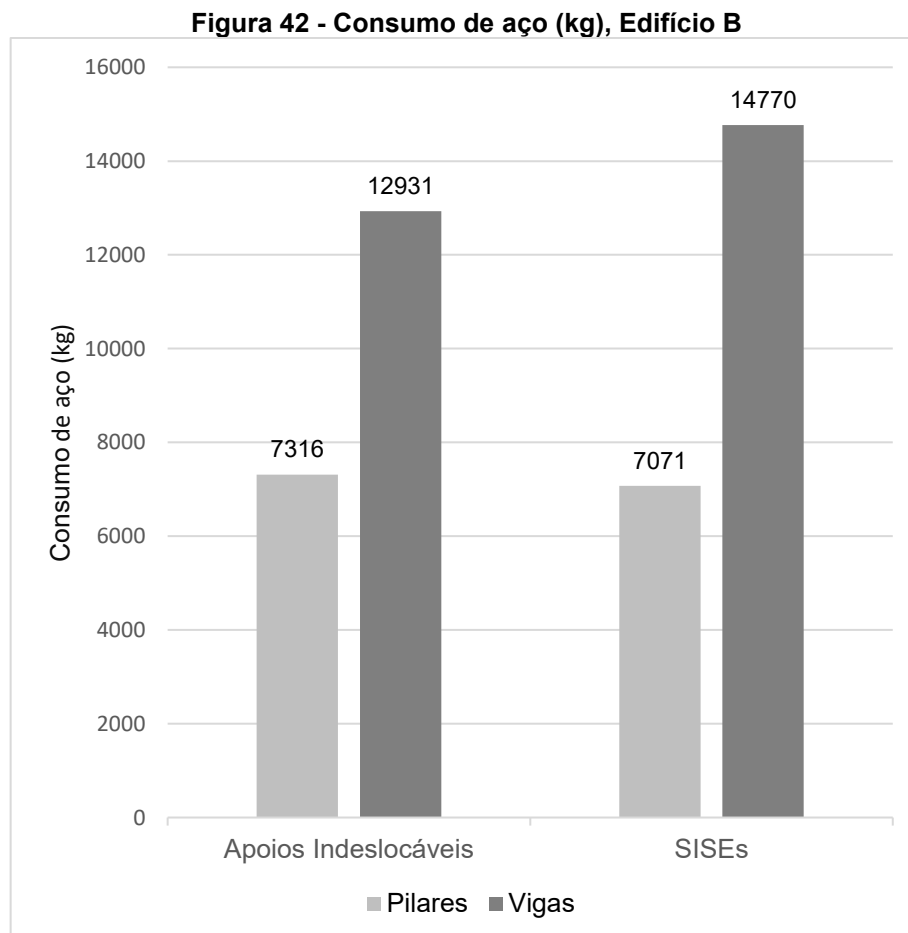
**Figura 41 - Variação dos deslocamentos horizontais do Edifício B**

Fonte: Autoria própria (2021)

### 4.2.3 Consumo de aço

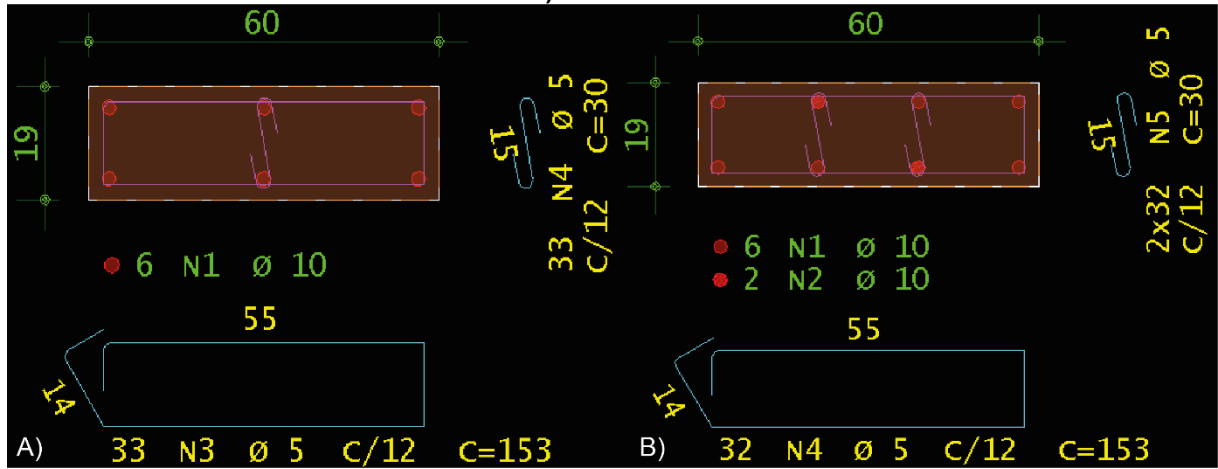
Na Figura 43 são apresentados os quantitativos de aço na estrutura com a consideração dos apoios indeslocáveis e posteriormente com a aplicação da ISE. Nota-se uma redução da quantidade de aço em quilogramas nos pilares de 3,34% e um aumento de 14,22% nas vigas quando levada em conta a ISE.

Nas Figuras 44, 45, 46 e 47 são apresentadas as variações nas áreas de aço dos pilares P1, P6, P11 e P14, respectivamente, pois foram os pilares que apresentaram variação na área de aço devido à consideração da ISE. Verifica-se variações quanto ao detalhamento de aço nesses pilares devido a redistribuição dos esforços na estrutura.



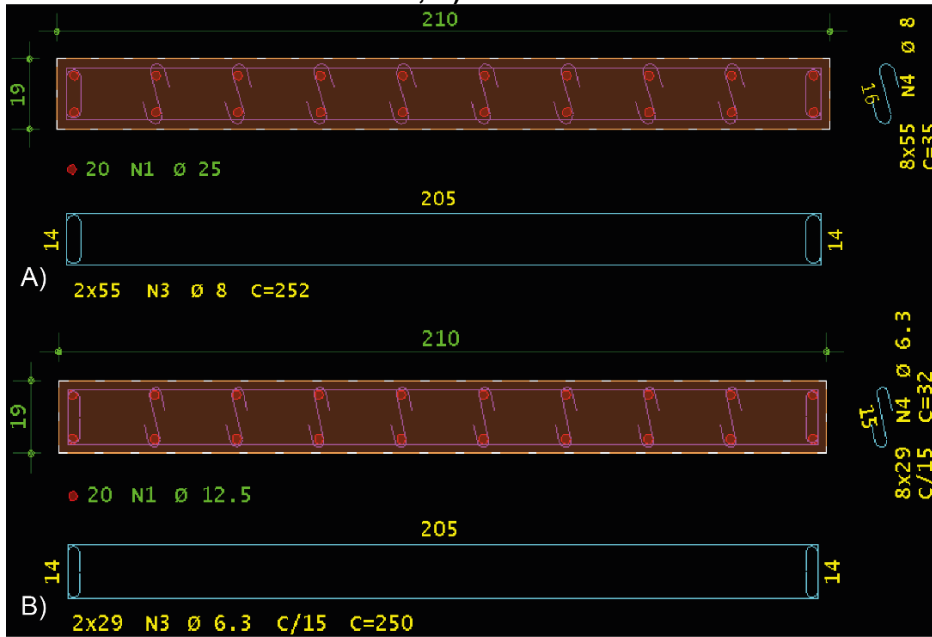
Fonte: Autoria própria (2021)

Figura 43 - Detalhamento da armadura do Pilar 1, lance 1, gerado pelo CAD/TQS: A) sem SISEs; B) com SISEs



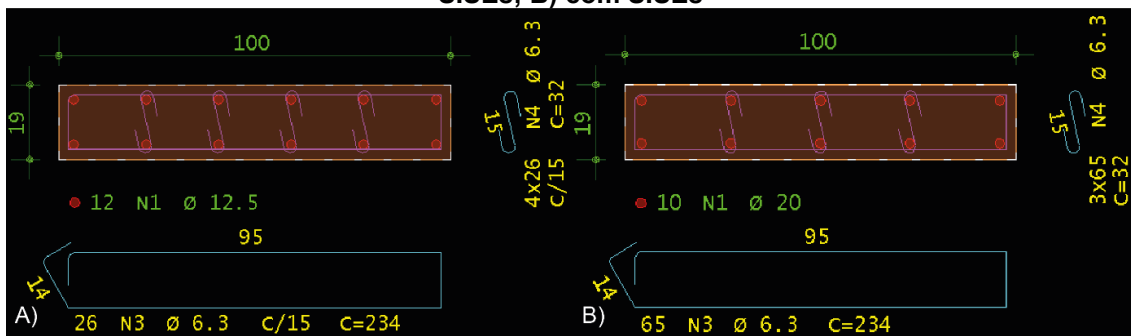
Fonte: Autoria própria (2021)

Figura 44 - Detalhamento da armadura do Pilar 6, lance 1, gerado pelo CAD/TQS: A) sem SISEs; B) com SISEs



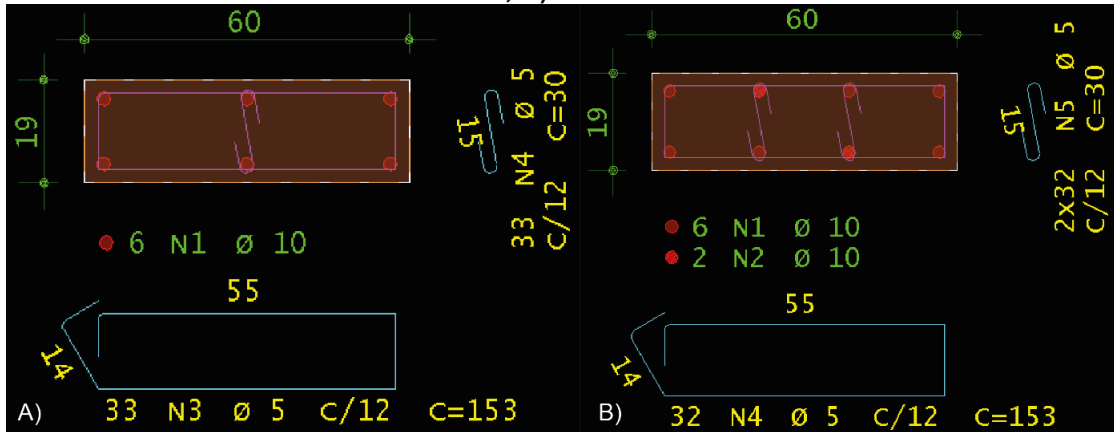
Fonte: Autoria própria (2021)

Figura 45 - Detalhamento da armadura do Pilar 11, lance 1, gerado pelo CAD/TQS: A) sem SISEs; B) com SISEs



Fonte: Autoria própria (2021)

Figura 46 - Detalhamento da armadura do Pilar 14, lance 1, gerado pelo CAD/TQS: A) sem SISEs; B) com SISEs



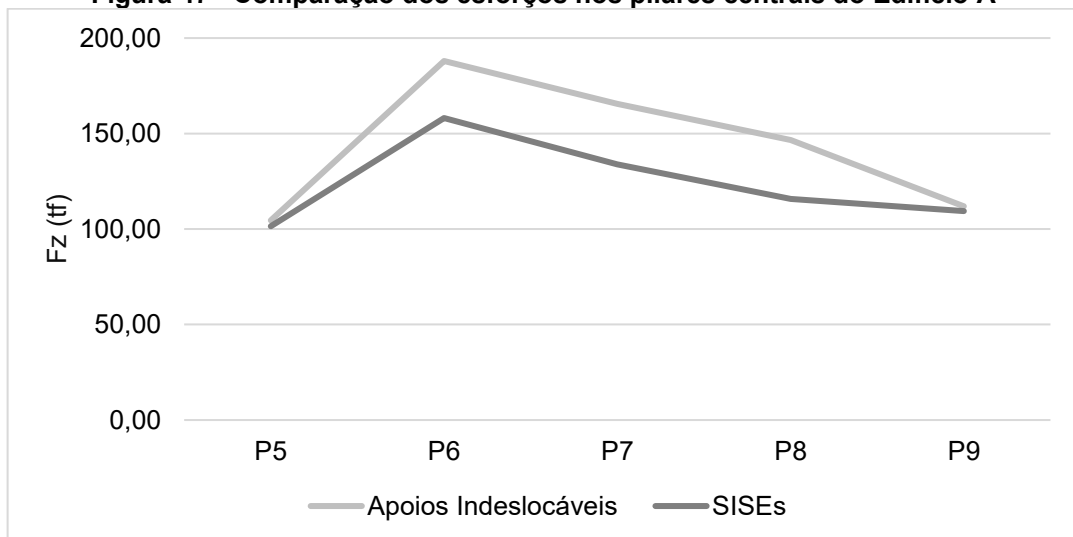
Fonte: Autoria própria (2021)

### 4.3 Comparação entre os modelos

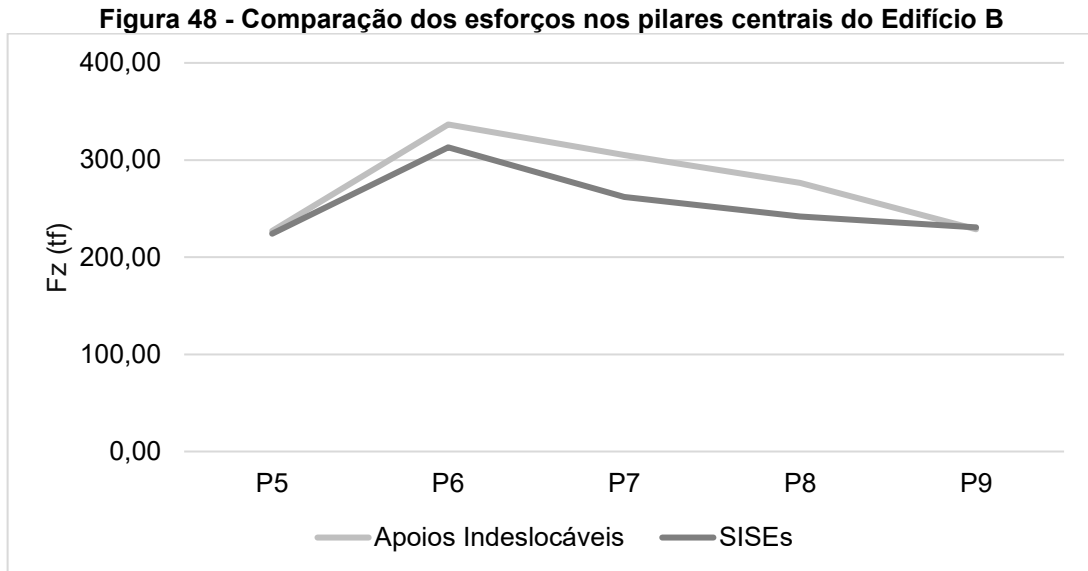
Quando feita a comparação entre os modelos, percebe-se que em ambos, Edifício A e B, houve uma redistribuição dos esforços axiais,  $F_z$ , aumentando nos pilares dos cantos e reduzindo nos pilares centrais. Em relação aos momentos fletores em ambas as direções  $x$  e  $y$ , verifica-se que houveram acréscimos e reduções de momentos além de inversões de sentido. Porém, no Edifício B essas foram maiores.

Além disso, percebe-se um maior equilíbrio dos esforços axiais nos pilares P5, P6, P7, P8 e P9 quando considerada a ISE, tanto no Edifício A, Figura 48, quanto no Edifício B, Figura 49.

Figura 47 - Comparação dos esforços nos pilares centrais do Edifício A



Fonte: Autoria própria (2021)



Fonte: Autoria própria (2021)

Quanto ao consumo de aço, os 2 modelos apresentaram acréscimos. No Edifício A, tanto os pilares quanto as vigas sofreram um acréscimo de aço. No Edifício B, os pilares sofreram redução de consumo de aço, porém as vigas um acréscimo. Apesar de ter reduzido a área de aço dos pilares do Edifício B, o consumo geral de aço se mostrou maior neste modelo, com um acréscimo de 1594kg, cerca de 7,8%.

Em relação ao coeficiente  $\gamma_z$  e a deslocabilidade da estrutura, ambos os modelos quando aplicada a ISE, sofreram acréscimos em seus resultados tornando, assim, a estrutura mais deslocável.

Desta forma, pode-se concluir nesta pesquisa que, Edifício B sofreu maior influência quando considerada a ISE em seu dimensionamento com um maior consumo de área de aço e modificando a estrutura de nós fixos para nós móveis.

## 5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Esta pesquisa teve como objetivo determinar como a interação solo-estrutura em projetos estruturais multipavimentos de concreto armado, utilizando-se a ferramenta SISEs do *software* CAD/TQS, pode auxiliar na compreensão do comportamento da superestrutura quando considerada as características do solo, comparando o dimensionamento da superestrutura de um modelo com a consideração dos apoios indeslocáveis e com a interação solo-estrutura.

A partir dos resultados obtidos pelo *software*, houve a confirmação do que foi já estudado por outros autores. Quando aplicada a metodologia de interação solo-estrutura se pode perceber a redistribuição dos esforços na estrutura tanto no Edifício A, cinco pavimentos, quanto no B, dez pavimentos. Em suma, o consumo geral de aço da estrutura aumentou com a aplicação da ISE no modelo. Além disso, como citado por Antoniazzi (2011), a aplicação da ISE fez com que ocorresse, em alguns casos, a inversão de direção dos momentos fletores em alguns pilares, podendo assim, haver variações no dimensionamento quanto a consideração de apoios indeslocáveis.

Contudo, percebe-se também o quanto a aplicação da ISE afeta do dimensionamento das peças de concreto armado podendo variar área de aço das barras de aço além do espaçamento das armaduras transversais. Isso fez com que o consumo de aço da estrutura fosse aumentado em pilares e vigas, no caso do Edifício A, e reduzido em vigas e aumentado em pilares no Edifício B, porém com um aumento geral do consumo em ambos os edifícios.

Em relação ao coeficiente  $\gamma_z$ , pode-se observar que quando aplicada a ISE, o edifício mostrou-se mais deslocável, havendo acréscimos tanto em seu deslocamento total quando entre pisos. Além disso, com a variação de  $\gamma_z$ , nota-se uma diferença de definição da estrutura que impacta diretamente no dimensionamento do edifício, ou seja, a estrutura do Edifício B, quando considerada sobre a consideração de apoios indeslocáveis, era considerada como uma estrutura de nós fixos e, quando aplicada a ISE, se mostrou uma estrutura definida como de nós móveis. Essa diferença de definição, de acordo com a ABNT NBR 6118 (2014), faz com que seu dimensionamento seja afetado, pois é necessário levar em consideração os efeitos de



segunda ordem quando a estrutura possui como definição de comportamento nós móveis.

Portanto, a aplicação da ISE em projetos estruturais de edifícios de concreto armado multipavimentos se mostra uma importante ferramenta de auxílio ao projetista estrutural na tomada de decisões sobre o comportamento da estrutura, pois desta forma, há possibilidade de entender melhor o comportamento da mesma considerando a interação desta com o solo e as fundações.

Como sugestões para trabalhos futuros, destaca-se a análise da ISE no dimensionamento das fundações assim como a variação geométrica da planta do edifício, bem como um aprofundamento na análise da influência da consideração da interação solo-estrutura nos esforços de momento fletor.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6118: PROJETO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO - PROCEDIMENTO**. 3 ed. Rio de Janeiro: 2014. 256 p.

\_\_\_\_\_. **ABNT NBR 6120 – Ações para o cálculo de estruturas de edificações**. Rio de Janeiro, 2019.

\_\_\_\_\_. **ABNT NBR 6122 – Projeto e Execução de Fundações**. Rio de Janeiro, 1996.

\_\_\_\_\_. **ABNT NBR 6123 – Forças devidas ao vento em edificações**. Rio de Janeiro, 1988.

\_\_\_\_\_. **ABNT NBR 6484 – Solo – Sondagem de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio**. Rio de Janeiro, 2020.

ALONSO, Urbano Rodriguez. **Previsão e Controle das Fundações**. 3. ed. São Paulo: Editora Edgard Blücher Ltda, 2003.

ALONSO, Urbano Rodriguez. **EXERCÍCIOS DE FUNDAÇÕES**. 2. ed. São Paulo: Blucher, 2010. 203 p.

ANTONIAZZI, Juliana Pippi. **INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA DE EDIFÍCIOS COM FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS**. 2011. 139 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2011.

CINTRA, José Carlos A. *et al.* **FUNDAÇÕES DIRETAS PROJETO GEOTÉCNICO**. São Paulo: Oficina de Textos, 2011. 142 p.

CHAMECKI, S. **Calcul des tassements progressifs des foundation em tenant compte de l'interantion des structures eu du sol**. IN: Annales de l'ITBTP, n° 261, 1969.

DE SOUZA, Rafael Alves; DOS REIS, Jeselay Hemetério Cordeiro. **Interação solo-estrutura para edifícios sobre fundações rasas**. Acta Scientiarum. Technology, v. 30, n. 2, p. 161-171, 2008.

FONSECA, João José Saraiva da. **METODOLOGIA DA PESQUISA CIENTÍFICA**. Ceará: Uece - Universidade Estadual do Ceará, 2002. 127 p.

GIL, Antonio Carlos. **COMO ELABORAR PROJETOS DE PESQUISA**. 4. ed. São Paulo: Atlas S.A., 2002. 176 p.

GUSMÃO, Alexandre Duarte. **ESTUDO DA INTERAÇÃO SOLO ESTRUTURA E SUA INFLUÊNCIA EM RECALQUES DE EDIFICAÇÕES**. 1990. 189 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1990.

GUSMÃO, Alexandre Duarte; SILVA, Augusto Costa; SALES, Maurício Martines. **Foundation-structure interaction on high-rise buildings. Soils And Rocks**, [S.L.], v. 43, n. 3, p. 441-459, 30 set. 2020. ABMS - Brazilian Association for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. <http://dx.doi.org/10.28927/sr.433441>.

HACHICH, Waldemar *et al.* **FUNDAÇÕES TEORIA E PRÁTICA**. São Paulo: Editora Pini Ltda, 1998. 804 p.

HOLANDA JÚNIOR, Osvaldo Gomes de. **INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA PARA EDIFÍCIOS DE CONCRETO ARMADO SOBRE FUNDAÇÕES INDIRETAS**. 1998. 197 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade de São Carlos, São Carlos, 1998.

IWAMOTO, Roberto Kunihiro. **ALGUNS ASPECTOS DOS EFEITOS DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA EM EDIFÍCIOS DE MÚLTIPLOS ANDARES COM FUNDAÇÃO PROFUNDA**. 2000. 157 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Carlos, São Carlos, 2000.

MONTES, Roger Otávio Pires; GONTIJO, Dayana Silva Moreira. **ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA NO DIMENSIONAMENTO DE EDIFÍCIOS MULTIPAVIMENTOS EM CONCRETO ARMADO**. *Revista Uniaraguaia*, Goiânia, v. 15, n. 1, p. 38-61, abr. 2020.

NUNES, A. J. da Costa. **CURSO DE MECÂNICA DOS SOLOS E FUNDAÇÕES**. Porto Alegre: Editora Globo, 1956. 313 p.

PINHEIRO, Libânio M. **FUNDAMENTOS DO CONCRETO E PROJETO DE EDIFÍCIOS**. São Carlos: Universidade de São Paulo, 2007.

TQS INFORMÁTICA. **TQS Docs**. São Paulo, 2016. Disponível em: <http://docs.tqs.com.br/>



**Presidência da República  
Casa Civil  
Subchefia para Assuntos Jurídicos**

**LEI Nº 9.610, DE 19 DE FEVEREIRO DE 1998<sup>1</sup>.**

**Altera, atualiza e consolida a legislação sobre direitos autorais e dá outras providências.**

**O PRESIDENTE DA REPÚBLICA** Faço saber que o Congresso Nacional decreta e eu sanciono a seguinte Lei:

Título I - Disposições Preliminares

Art. 1º Esta Lei regula os direitos autorais, entendendo-se sob esta denominação os direitos de autor e os que lhes são conexos.

Art. 2º Os estrangeiros domiciliados no exterior gozarão da proteção assegurada nos acordos, convenções e tratados em vigor no Brasil.

Parágrafo único. Aplica-se o disposto nesta Lei aos nacionais ou pessoas domiciliadas em país que assegure aos brasileiros ou pessoas domiciliadas no Brasil a reciprocidade na proteção aos direitos autorais ou equivalentes.

Art. 3º Os direitos autorais reputam-se, para os efeitos legais, bens móveis.

Art. 4º Interpretam-se restritivamente os negócios jurídicos sobre os direitos autorais.

Art. 5º Para os efeitos desta Lei, considera-se:

I - publicação - o oferecimento de obra literária, artística ou científica ao conhecimento do público, com o consentimento do autor, ou de qualquer outro titular de direito de autor, por qualquer forma ou processo;

II - transmissão ou emissão - a difusão de sons ou de sons e imagens, por meio de ondas radioelétricas; sinais de satélite; fio, cabo ou outro condutor; meios óticos ou qualquer outro processo eletromagnético;

III - retransmissão - a emissão simultânea da transmissão de uma empresa por outra;

IV - distribuição - a colocação à disposição do público do original ou cópia de obras literárias, artísticas ou científicas, interpretações ou execuções fixadas e fonogramas, mediante a venda, locação ou qualquer outra forma de transferência de propriedade ou posse;

V - comunicação ao público - ato mediante o qual a obra é colocada ao alcance do público, por qualquer meio ou procedimento e que não consista na distribuição de exemplares;

VI - reprodução - a cópia de um ou vários exemplares de uma obra literária, artística ou científica ou de um fonograma, de qualquer forma tangível, incluindo qualquer armazenamento permanente ou temporário por meios eletrônicos ou qualquer outro meio de fixação que venha a ser desenvolvido;

VII - contrafação - a reprodução não autorizada;

VIII - obra:

a) em co-autoria - quando é criada em comum, por dois ou mais autores;

b) anônima - quando não se indica o nome do autor, por sua vontade ou por ser desconhecido;

c) pseudônima - quando o autor se oculta sob nome suposto;

d) inédita - a que não haja sido objeto de publicação;

e) póstuma - a que se publique após a morte do autor;

f) originária - a criação primígena;

g) derivada - a que, constituindo criação intelectual nova, resulta da transformação de obra originária;

h) coletiva - a criada por iniciativa, organização e responsabilidade de uma pessoa física ou jurídica, que a publica sob seu nome ou marca e que é constituída pela participação de diferentes autores, cujas contribuições se fundem numa criação autônoma;

i) audiovisual - a que resulta da fixação de imagens com ou sem som, que tenha a finalidade de criar, por meio de sua reprodução, a impressão de movimento, independentemente dos processos de sua captação, do suporte usado inicial ou posteriormente para fixá-lo, bem como dos meios utilizados para sua veiculação;

IX - fonograma - toda fixação de sons de uma execução ou interpretação ou de outros sons, ou de uma representação de sons que não seja uma fixação incluída em uma obra audiovisual;

X - editor - a pessoa física ou jurídica à qual se atribui o direito exclusivo de reprodução da obra e o dever de divulgá-la, nos limites previstos no contrato de edição;

XI - produtor - a pessoa física ou jurídica que toma a iniciativa e tem a responsabilidade econômica da primeira fixação do fonograma ou da obra audiovisual, qualquer que seja a natureza do suporte utilizado;

XII - radiodifusão - a transmissão sem fio, inclusive por satélites, de sons ou imagens e sons ou das representações desses, para recepção ao público e a transmissão de sinais codificados, quando os meios de decodificação sejam oferecidos ao público pelo organismo de radiodifusão ou com seu consentimento;

XIII - artistas intérpretes ou executantes - todos os atores, cantores, músicos, bailarinos ou outras pessoas que representem um papel, cantem, recitem, declamem, interpretem ou executem em qualquer forma obras literárias ou artísticas ou expressões do folclore.

Art. 6º Não serão de domínio da União, dos Estados, do Distrito Federal ou dos Municípios as obras por eles simplesmente subvencionadas.

<sup>1</sup> Disponível em: [http://www.planalto.gov.br/ccivil\\_03/leis/19610.htm](http://www.planalto.gov.br/ccivil_03/leis/19610.htm).