

UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ

FLÁVIA BEDANO

**ANÁLISE DA INTERAÇÃO SOLO ESTRUTURA EM EDIFÍCIO DE
CONCRETO ARMADO SOBRE FUNDAÇÕES PROFUNDAS VIA MEF**

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

CAMPO MOURÃO

2019

FLÁVIA BEDANO

**ANÁLISE DA INTERAÇÃO SOLO ESTRUTURA EM EDIFÍCIO DE
CONCRETO ARMADO SOBRE FUNDAÇÕES PROFUNDAS VIA MEF**

Trabalho apresentado à disciplina de Trabalho de Conclusão de Curso 2, do curso superior de Engenharia Civil do Departamento Acadêmico de Construção Civil – DACOC – da Universidade Tecnológica Federal do Paraná – UTFPR, como requisito parcial para obtenção do título de bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. MSc. Angelo Giovanni Bonfim Corelhano

CAMPO MOURÃO

2019



Ministério da Educação
Universidade Tecnológica Federal do Paraná
Câmpus Campo Mourão
Diretoria de Graduação e Educação Profissional
Departamento Acadêmico de Construção Civil
Coordenação de Engenharia Civil



TERMO DE APROVAÇÃO

Trabalho de Conclusão de Curso

Análise da Interação solo estrutura em edifícios de concreto armado sobre fundações profundas usando o MEF

por
Flávia Bedano

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi apresentado às 14h00min do dia 27 de junho de 2019 como requisito parcial para a obtenção do título de ENGENHEIRO CIVIL, pela Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Após deliberação, a Banca Examinadora considerou o trabalho aprovado.

Prof. Dr. Marcelo Rodrigo Carreira
(UTFPR)

Prof. Dr. Ronaldo Rigobello
(UTFPR)

**Prof. Mr. Angelo Giovanni Bonfim
Corelhano**
(UTFPR)
Orientador

Responsável pelo TCC: **Prof. Me. Valdomiro Lubachevski Kurta**

Coordenador do Curso de Engenharia Civil:
Prof. Dr(a). Paula Cristina de Souza

A Folha de Aprovação assinada encontra-se na Coordenação do Curso.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente agradeço a Deus, e a Nossa senhora que atendeu as minhas orações e me possibilitou chegar ate aqui.

Aos meus pais Rosangela e Antônio por estarem sempre do meu lado em todas as situações, me apoiando, incentivando e se esforçando para me dar a oportunidade de estudar.

Agradeço a minha irmã Renata e meu cunhado Edinho por nunca me deixarem desanimar, e me alegrar com os meus sobrinhos lindos João Vitor e Pedro Vitor. Quero ser um exemplo para eles.

A todos os meus amigos, da minha cidade natal, e os que a faculdade me proporcionou. Sou imensamente grata por sempre me ajudarem, estar sempre comigo e ser minha segunda família.

Ao meu orientador Giovanni, agradeço por ser otimista, paciente e dividir seus conhecimentos comigo durante a graduação e também durante a orientação do trabalho.

A todos os outros professores da universidade que tive contato, por serem atenciosos e prestativos ao ensino e possibilitarem a graduação excelente da universidade.

RESUMO

BEDANO, F. (2019). **Análise da interação solo estrutura em edifícios de concreto armado sobre fundações profundas via MEF**. Campo Mourão, 2019. 88 p. Trabalho de conclusão de curso – Universidade Tecnológica Federal do Paraná.

Esse trabalho tem como intuito principal analisar a interação solo estrutura de um edifício multipavimentos usando análise via elementos finitos através do software *Autodesk Robot Structural Analysis Professional*. O projeto consiste em comparar dois métodos de interação solo estrutura: tradicionalmente usando vínculos indeslocáveis, tais como rótulas ou engastes e usando a consideração de vínculos elásticos. A consideração de vínculos elásticos é um método que representa cada grau de liberdade da fundação através de uma única mola ou um conjunto delas, a fim de obter com maior precisão o comportamento de um edifício. Nesse projeto usou-se a vinculação elástica continua linear, e os resultados, comparados com a vinculação de engaste, foram como esperado: na modelagem com molas os esforços foram mais moderados nos pilares e um pouco mais elevados nas vigas, ou seja, mais próximo à realidade. Conclui-se que a análise estrutural de interação solo estrutura, usando um programa computacional, propõe uma considerável eficiência nos cálculos estruturais.

Palavras-chave: *Autodesk Revit; Autodesk Robot; Interação solo-estrutura; Vínculos rígidos; Vínculos elásticos;*

ABSTRACT

BEDANO, F. (2019). Analysis of the soil structure interaction in structure concrete buildings on deep foundations with MEF. Campo Mourão, 2019. 88 p. Trabalho de conclusão de curso - Universidade Tecnológica Federal do Paraná.

The main objective of this work is to analyze the soil structure interaction a multi-floor building using finite element analysis with Autodesk Robot Structural Analysis Professional software. The project consists of comparing two methods of soil structure interaction: traditionally using indescribable links, such as ball joints or embellishments and using the consideration of elastic supports. The consideration of elastic supports is a method that represents each degree of freedom of the foundation through a single spring or a set of them, in order to obtain with more precision the interaction behavior. In this project, linear continuous elastic bonding was used, and the results, compared to the crimping bonding, were as expected: in spring modeling efforts were more moderate, that is, closer to reality. It is concluded that the structural analysis of soil structure interaction, the use of computational software, proposes a considerable efficiency in the structure calculations.

Keywords: Autodesk Revit; Autodesk Robot; Soil-structure interaction; Rigid bonds; Elastic bonds;

LISTA DE FIGURAS

- Figura 1 - Curva carga x recalque e suas rupturas
- Figura 2 – Solução de Mindlin
- Figura 3 – Carga de ruptura convencional
- Figura 4 – Modelo de Winkler
- Figura 5 – Recalque x Rigidez da estrutura
- Figura 6 – Exemplificação do cálculo do valor médio do SPT dentro do bulbo de pressões.
- Figura 7 - Coeficiente de arrasto para ventos com baixa turbulência
- Figura 8 - Coeficiente de arrasto para ventos com alta turbulência
- Figura 9 - Velocidade básica do vento
- Figura 10 - Variações do relevo
- Figura 11 – Planta baixa do pavimento térreo
- Figura 12 – Planta baixa do pavimento tipo
- Figura 13 – Planta baixa da casa de maquinas
- Figura 14 – Planta baixa da caixa d'agua
- Figura 15 – Planta de forma das vigas, pilares e lajes
- Figura 16 – Combinação no programa *Autodesk Robot*
- Figura 17 – Sondagem de simples reconhecimento do solo com SPT
- Figura 18 - Sondagem de simples reconhecimento do solo com SPT
- Figura 19 – Tensões admissíveis do solo
- Figura 20 – Opção de apoio na barra de opções
- Figura 21 – Criar novo apoio
- Figura 22 – Opções para adicionar vínculos rígidos
- Figura 23 – Modelo de vinculo rígido
- Figura 24 – Vínculos rígidos
- Figura 25 – Vinculo rigido para representação de um bloco de fundação
- Figura 26 - Opções para adicionar vinculo rígido
- Figura 27 – Modelo de um vinculo rigido
- Figura 28 – Exemplo de opções para adicionar vínculos elástico
- Figura 29 - Representação de vinculo elástico contínuo linear
- Figura 30 – Deslocamento para combinação 1 do modelo de vínculos rígidos

Figura 31 - Deslocamento para combinação 1 do modelo de vínculos elástico contínuos lineares

Figura 32 – Deslocamento para combinação 2 do modelo de vínculos rígidos

Figura 33 - Deslocamento para combinação 2 do modelo de vínculos elástico contínuos lineares

Figura 34 – Deslocamento para combinação 3 do modelo de vínculos rígidos

Figura 35- Deslocamento para combinação 3 do modelo de vínculos elástico contínuos lineares

Figura 36 – Deslocamento para combinação 4 do modelo de vínculos rígidos

Figura 37 - Deslocamento para combinação 4 do modelo de vínculos elástico contínuos lineares

Figura 38 – Diagrama de momento fletor na viga 5 do modelo de vínculos rígidos para a combinação 1

Figura 39 – Diagrama de momento fletor na viga 5 do modelo de vínculos elásticos contínuos para a combinação 1

Figura 40 – Diagrama de momento fletor na viga 5 do modelo de vínculos rígidos para a combinação 2

Figura 41 – Diagrama de momento fletor na viga 5 do modelo de vínculos elásticos contínuos para a combinação 2

Figura 42 – Diagrama de momento fletor na viga 5 do modelo de vínculos rígidos para a combinação 3

Figura 43 – Diagrama de momento fletor na viga 5 do modelo de vínculos elásticos contínuos para a combinação 3

Figura 44 – Diagrama de momento fletor na viga 5 do modelo de vínculos rígidos para a combinação 4

Figura 45 – Diagrama de momento fletor na viga 5 do modelo de vínculos elásticos contínuos para a combinação 4

Figura 46 – Diagrama de momento fletor na pilar 9 do modelo de vínculos rígidos para a combinação 1

Figura 47 – Diagrama de momento fletor no pilar 9 do modelo de vínculos elásticos contínuos para a combinação 1

Figura 48 – Diagrama de momento fletor na pilar 9 do modelo de vínculos rígidos para a combinação 2

Figura 49 – Diagrama de momento fletor no pilar 9 do modelo de vínculos elásticos contínuos para a combinação 2

Figura 50 – Diagrama de momento fletor na pilar 9 do modelo de vínculos rígidos para a combinação 3

Figura 51 – Diagrama de momento fletor no pilar 9 do modelo de vínculos elásticos contínuos para a combinação 3

Figura 52 – Diagrama de momento fletor na pilar 9 do modelo de vínculos rígidos para a combinação 4

Figura 53 – Diagrama de momento fletor no pilar 9 do modelo de vínculos elásticos contínuos para a combinação 4

Figura 54 – Diagrama de força normal no pilar 9 do modelo de vínculos rígidos para a combinação 1

Figura 55 – Diagrama de força normal no pilar 9 do modelo de vínculos elásticos contínuos para a combinação 1

Figura 56 – Diagrama de força normal no pilar 9 do modelo de vínculos rígidos para a combinação 2

Figura 57 – Diagrama de força normal no pilar 9 do modelo de vínculos elásticos contínuos para a combinação 2

Figura 58 – Diagrama de força normal no pilar 9 do modelo de vínculos rígidos para a combinação 3

Figura 59 – Diagrama de força normal no pilar 9 do modelo de vínculos elásticos contínuos para a combinação 3

Figura 60 – Diagrama de força normal no pilar 9 do modelo de vínculos rígidos para a combinação 4

Figura 61 – Diagrama de força normal no pilar 9 do modelo de vínculos elásticos contínuos para a combinação 4

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Valores para o módulo de elasticidade (E_s)

Tabela 2 - Resumo das vantagens e desvantagens das hipóteses de interação solo-fundação

Tabela 3 - Valores de K_v

Tabela 4 – Coeficiente K e razão de atrito α

Tabela 5 – Fatores de correção F_1 e F_2

Tabela 6 – Ações permanentes diretas consideradas separadamente

Tabela 7 – Ações permanentes diretas agrupadas

Tabela 8 - Efeitos de recalques de apoio e de retração dos materiais

Tabela 9 – Ações variáveis consideradas separadamente

Tabela 10 – Ações variáveis consideradas conjuntamente

Tabela 11 - Valores dos fatores de combinação (ψ_0) e de redução (ψ_1 e ψ_2) para as ações variáveis

Tabela 12 - Peso específico dos materiais de construção

Tabela 13 - Peso específico dos materiais de construção

Tabela 14 - Peso específico dos materiais de construção

Tabela 15 - Valores mínimos para o fator S_3

Tabela 16 – Cálculo de V_k

Tabela 17 – Valores de V_x e V_y como carga concentrada

Tabela 18 – Valores de V_x e V_y como carga distribuída

Tabela 19 – Combinações de ações

Tabela 20 - Estaqueamento

Tabela 21 – Valores de K_x , K_y e K_z

Tabela 22 – Deslocamentos horizontais (cm)

SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
BIM	<i>Building Information Modeling</i> (Modelagem de Informações da Construção)
CAD	<i>Computer-Aided Design</i> (desenho assistido por computador)
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
NBR	Norma Brasileira
SPT	Standart Penetration Test

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	1
2	OBJETIVOS	2
2.1	OBJETIVO GERAL.....	2
2.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	2
3	JUSTIFICATIVA	3
4	FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	4
4.1	COMPORTAMENTO DO SOLO.....	4
4.1.1	<i>Curva carga x recalque para uma única estaca</i>	5
4.1.2	<i>Curva carga x recalque para um bloco de fundação</i>	7
4.1.2.1	Solução de MINDLIN.....	7
4.1.2.2	Solução ABNT NBR 6122:2010	8
4.1.2.3	Método de WINKLER.....	9
4.2	MÉTODOS DE INTERAÇÃO SOLO ESTRUTURA.....	10
4.2.1	<i>Rigidez solo estrutura</i>	11
4.2.2	<i>Vínculos elásticos</i>	11
4.2.2.1	Modelos de meios contínuos.....	12
4.2.2.2	Modelos de meios discretos	13
4.2.3	<i>Definição dos coeficientes de mola</i>	13
4.2.4	<i>Capacidade de carga das estacas de um bloco de fundação</i>	16
4.3	COMBINAÇÕES DE AÇÕES	18
4.3.1	<i>Estados limites últimos</i>	19
4.3.1.1	Combinações últimas normais	19
4.3.1.1.1	Coeficientes de ponderação para as ações permanentes.....	19
4.3.1.1.2	Coeficiente de ponderação para as ações variáveis	21
4.3.1.1.3	Valores dos fatores de combinação e de redução.....	22
4.4	PRÉ DIMENSIONAMENTO	23
4.4.1	<i>Cargas verticais</i>	24
4.4.2	<i>Ações horizontais</i>	26
4.4.2.1	Vento segundo a ABNT NBR 6123:1988	27
4.5	USO DO SOFTWARE ROBOT.....	33

5	METODOLOGIA	34
5.1	FERRAMENTAS COMPUTACIONAIS	34
5.2	MÉTODOS.....	34
6	PROCESSO DE MODELAGEM	36
6.1	DEFINIÇÃO DA ARQUITETURA.....	36
6.2	CARREGAMENTOS	39
6.2.1	<i>Cargas verticais</i>	40
6.2.2	<i>Cargas horizontais</i>	40
6.3	LANÇAMENTO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS.....	42
6.4	COMBINAÇÃO DE AÇÕES	44
6.5	ESTAQUEAMENTO	45
6.6	CÁLCULO DOS COEFICIENTES DE MOLA	48
6.7	MODELAGEM COM VÍNCULOS RÍGIDOS	49
6.8	MODELAGEM COM VÍNCULOS ELÁSTICOS	51
7	RESULTADOS	56
7.1	DESLOCAMENTOS	56
7.2	MOMENTO FLETOR	60
7.2.1	<i>Viga 5</i>	61
7.2.2	<i>Pilar 9</i>	63
7.3	FORÇA NORMAL DE COMPRESSÃO NO PILAR 9.....	67
7.4	COMENTÁRIOS	72
8	CONCLUSÃO	73
9	REFERÊNCIAS	74

1 INTRODUÇÃO

As edificações estão sujeitas a vários tipos de ações, como o peso próprio da estrutura, cargas acidentais, vento e ações excepcionais. Estas estruturas sofrem esforços que deverão ser resistidos pelos elementos estruturais tais como lajes, vigas, pilares e os elementos de fundação (CARVALHO; DE FIGUEIREDO FILHO, 2004). A fundação é a parte da uma estrutura que transmite ao terreno subjacente a carga da superestrutura sem provocar ruptura do terreno, sem comprometer construções vizinhas, garantir estabilidade e segurança da estrutura.

Pode-se citar dois tipos de fundações de acordo com a ABNT NBR 6122:2010: superficiais e profundas. Esse projeto estudará a interação de fundações profundas, ou seja, estacas e tubulões verticais ligados a blocos de coroamento.

Tradicionalmente as estruturas são analisadas considerando a hipótese simplificadora que estão apoiadas sobre vínculos indeslocáveis, tais como rótulas ou engastes. Com o avanço do conhecimento e das ferramentas de análise outras hipóteses que representam melhor o comportamento conjunto da estrutura e do solo passaram a ser consideradas, uma delas é a consideração de vínculos elásticos.

Vínculos elásticos é um meio que representa o solo através de uma única mola ou um conjunto delas, a fim de obter com maior precisão o comportamento de uma fundação. Nesse caso os vínculos são deslocáveis e os esforços absorvidos por molas. Esse processo é facilmente realizado (do ponto de vista da modelagem) atualmente por o uso de software computacionais propondo um considerável eficiência nos cálculos estruturais.

O presente projeto tem como intuito analisar elementos de fundações quanto as reações transmitidas para as fundações profundas, ou seja, as forças horizontais, verticais e momentos fletores, usando o software *Autodesk Robot Structural Analysis Professional*.

2 OBJETIVOS

2.1 Objetivo geral

O presente projeto tem como finalidade analisar a interação solo estrutura através de modelos simplificados, de estruturas em concreto armado sobre fundações profundas, com o uso do software *Autodesk Robot Structural Analysis Professional*.

2.2 Objetivos específicos

- Analisar de maneira simplificada a interação solo estrutura em edifício de concreto armado usando software *Autodesk Robot Structural Analysis Professional*.
- Verificar a interação solo estrutura considerando as seguintes hipóteses:
 - Vínculos rígidos;
 - Vínculos elásticos contínuos lineares;
- Comparar os resultados em termos de esforços e deslocamentos na estrutura e na fundação.

3 JUSTIFICATIVA

Estacas e tubulões são estruturas de fundação muito usadas na construção civil, são capazes de transferir os seus esforços da base dos pilares para as camadas de solo mais profundas, oferecendo o suporte necessário. Sabe-se que na maioria dos cálculos os carregamentos considerados são uma aproximação da realidade, por não considerar os deslocamentos do solo e a rigidez aproximada da estrutura.

Com muitos estudos e desenvolvimento tecnológico, modelos alternativos foram incorporados e constantemente aprimorados na construção, como por exemplo, a hipótese de vínculos elásticos, facilmente resolvido com programas computacionais, que é uma ferramenta que aumenta a eficiência nos cálculos estruturais.

Em geral, a eficiência da tecnologia trouxe para a atualidade maior precisão e economia nas construções civis, e é por isso que esse trabalho usará o software *Autodesk Robot Structural Analysis Professional* para uma análise detalhada e com maior realidade de uma estrutura de fundação.

4 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Nesse capítulo serão apresentados os conceitos fundamentais sobre a interação solo estrutura através de métodos computacionais. Entre muitos modelos existentes, o empregado nesse trabalho é uma simplificação do comportamento de blocos sobre estacas, através da simulação dos elementos de fundação com um conjunto de molas.

4.1 Comportamento do solo

Na engenharia civil, solo é todo material da crosta terrestre que não oferece resistência intransponível à escavação mecânica e que perde totalmente resistência, quando em contato prolongado com a água.

Em geral, solo é uma mistura de partículas sólidas de naturezas mineral e orgânica, compostas também de ar e água. Suas partículas sólidas variam em seu diâmetro, forma e composição química e combinam-se em várias configurações possíveis para a formação da matriz do solo. Essa formação proporciona uma deslocabilidade de partículas em relação as outras, caracterizando o fenômeno de plasticidade.

De acordo com Christan (2012):

A primeira característica que diferencia os solos é a dimensão das partículas, em alguns solos os grãos são perceptíveis a olho nu, como os grãos de pedregulho ou a areia do mar, e outros solos têm os grãos tão finos que, quando molhado, se transformam numa pasta (barro), não sendo possível visualizar as partículas individualmente.

Existem dois tipos de solos de natureza distinta: solos arenosos e solos argilosos. Solos arenosos compõem-se de grãos grossos, médios e finos, mas todos visíveis a olho nu e não apresentam coesão, ou seja, os seus grãos são facilmente separáveis uns dos outros. Já os solos argilosos caracterizam-se pelos grãos microscópicos, de cores vivas e de grande impermeabilidade, com dificuldades de desagregação.

Para uma análise estrutural é muito importante saber o módulo de elasticidade dos solos coesivos e não coesivos, ou seja, a capacidade de que este

pode ser esticado ou espremido sem perder sua característica elástica. Esse módulo pode ser obtido do ensaio triaxial de acordo com a ABNT NBR 6122:2010, ou estimado com base na literatura sobre o assunto. Na tabela 1 são apresentados valores representativos de módulos de elasticidade de solos coesivos e não coesivos.

Tabela 1 - Valores para o módulo de elasticidade (E_s)

Solo		E_s (MPa)
Solo coesivo	Argila muito mole	2 - 15
	Argila mole	5 - 25
	Argila média	15 - 50
	Argila dura	50 - 100
	Argila arenosa	25 - 250
Solo não coesivo	Areia siltosa	5 - 20
	Areia fofa	10 - 25
	Areia compacta	50 - 81
	Areia fofa e pedregulhos	50 - 150
	Areia compacta e pedregulhos	100 - 200
	Silte	2 - 20

Fonte: Christian (2012)

4.1.1 Curva carga x recalque para uma única estaca

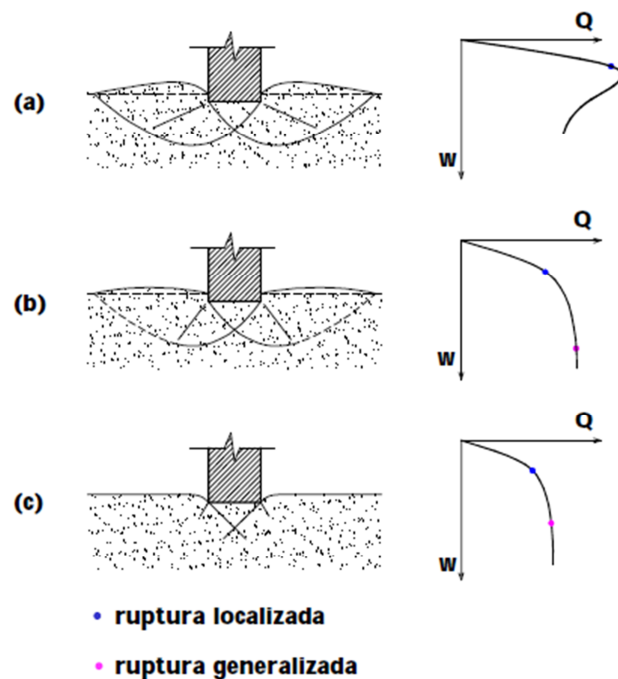
A relação de carga e recalque de um determinado tipo de solo é uma forma de analisar a interação do solo com a estrutura a ser inserida no meio. Quando aplicada uma carga, ocorrem deformações das partículas sólidas, aumentando a área de contato entre si. Portanto a deformação total do solo está diretamente relacionada à deformação individual de cada partícula e a movimentação entre elas.

Conforme Junior (1998), a curva acontece basicamente de duas maneiras: em função da característica do solo e do embutimento da fundação no maciço. E podem acontecer rupturas localizadas e generalizadas, sendo: rupturas localizadas quando há uma tendência de elevação do terreno em torno da fundação e a

compressão vertical sob a fundação é significativa, além de as superfícies de deslizamento não atingem o nível do terreno; e rupturas generalizadas um mecanismo de ruptura bem definido e constituído por uma superfície de deslizamento que vai de um bordo da fundação a superfície do terreno.

De acordo com a figura 1, tem-se a curva carga x recalque de solos arenosos e argilosos e suas respectivas rupturas:

Figura 1 - Curva carga x recalque e suas rupturas



Fonte: Junior (1998)

- Para solos mais rígidos, como areias compactas, medianamente compactas, ou argilas rijas observa-se uma deformação linear em função da carga até a ruptura. Nesse caso a carga responsável pela ruptura generalizada é pouco maior que a mesma carga pela ruptura localizada (exemplo (a) da figura1). A curva possui uma tangente vertical e o solo apresenta uma configuração de ruptura generalizada.
- No caso de solos mais deformáveis, como areias fofas e argilas médias e moles, cuja ruptura é localizada, observa-se uma curva mais abatida que a do exemplo (b) possuindo tangente inclinada no seu ponto extremo.

- Em solos do tipo areias muito fofas, tem-se uma ruptura por puncionamento, que pode ser visto como um caso extremo de ruptura localizada, exemplo (c). A curva carga x recalque é semelhante à obtida para a ruptura localizada.

4.1.2 Curva carga x recalque para um bloco de fundação

Conforme a ABNT NBR 6118:2014 “Blocos são estruturas de volume usadas para transmitir às estacas ou aos tubulões as cargas de fundação, podendo ser considerados rígidos ou flexíveis por critério análogo ao definido para sapatas”.

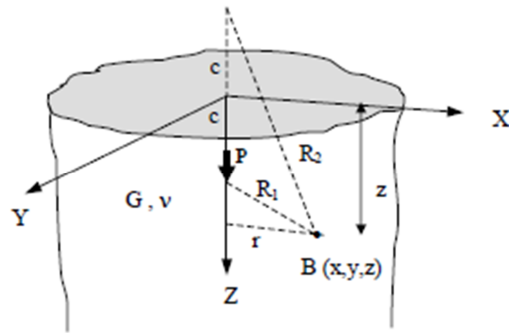
Os blocos sobre estacas podem ser compostos de um ou mais estacas ou tubulões, dependendo principalmente da capacidade destes e das características do solo.

Para cálculo e dimensionamento dessa estrutura existem diversos métodos, desde uma análise simplificada, quando não há grandes esforços solicitantes, até uma análise mais complexa, analisando a interação do solo com a estrutura. Nesse trabalho será exemplificado a solução de Mindlin, que é um modelo bem preciso, o usual método sugerido pela norma e o método de Winkler.

4.1.2.1 Solução de MINDLIN

A equação de Mindlin (1936) para o cálculo de recalque imediato considera o solo como elástico semi-infinito, embora o solo não seja um material perfeitamente elástico, homogêneo e isótropo (Figura 2). Por esse método, a carga está aplicada em profundidade, e fornecem as expressões das tensões verticais e seus correspondentes deslocamentos (recalques). Esse método aborda apenas a expressão de recalque vertical r_z , ou seja, apenas recalque vertical.

Figura 2 – Solução de Mindlin



Fonte – Iwamoto (2000)

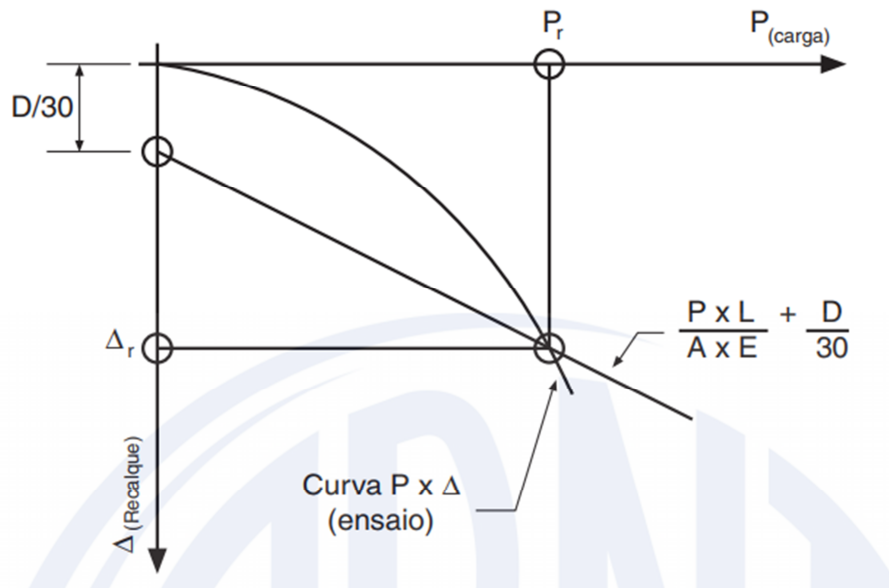
4.1.2.2 Solução ABNT NBR 6122:2010

A norma ABNT NBR 6118:2010 descreve que “Para cálculo e dimensionamento dos blocos, são aceitos modelos tridimensionais lineares ou não lineares”. Também descreve que o comportamento de uma estaca ou tubulão, quando submetido à prova de carga, pode não apresentar ruptura nítida, caracterizada por deformações continuadas sem novos acréscimos de carga. Isto ocorre em duas circunstâncias:

- quando a capacidade de carga da estaca ou tubulão é maior à carga que se pretende aplicar;
- quando a estaca ou tubulão é carregado até apresentar recalques elevados, mas que não configurem uma ruptura nítida como descrito.

Baseados na Engenharia Geotécnica e com as circunstâncias citadas pode-se estimar a curva carga-recalque para avaliar a carga de ruptura, que, nesse caso, pode ser convencionalizada como aquela que corresponde, na curva carga x deslocamento – mostrada na Figura 3:

Figura 3 – Carga de ruptura convencional

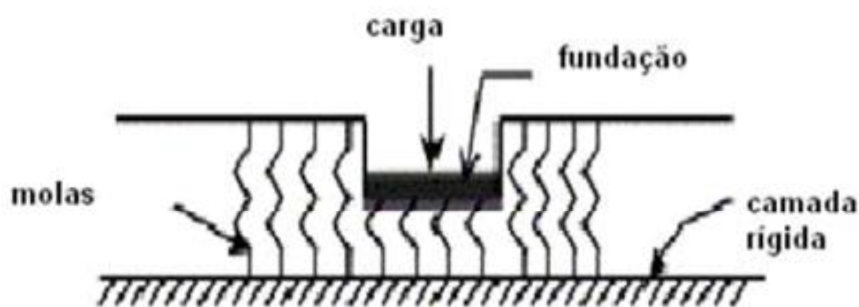


Fonte: ABNT NBR 6122:2010

4.1.2.3 Método de WINKLER

Este é o modelo mais utilizado no estudo da interação solo estrutura, devido a sua simplicidade. O principal problema deste modelo é determinar a rigidez das molas elásticas usadas para substituir o solo. Considera-se a rigidez do solo é o único parâmetro para idealizar o comportamento físico do solo. O modelo de Winkler (figura 4) representa o solo como um sistema independente, com molas linearmente elásticas espaçadas entre si.

Figura 4 – Modelo de Winkler



Fonte: Silva apud Christan (2012)

O modelo de comportamento do solo, proposto por Winkler, admite que o deslocamento w de qualquer ponto situado na superfície do solo é diretamente proporcional ao carregamento q aplicado no ponto e independe de outros carregamentos externos, aplicados em outros pontos do solo. A Equação 1, onde k é o módulo de reação do solo, representa a descrição matemática do modelo. COLARES (2006).

$$q(x, y) = k \cdot w(x, y) \quad \text{Equação 1}$$

As limitações deste modelo estão no fato de não considerar a dispersão da carga sobre uma área de influência gradualmente crescente com o aumento da profundidade, e considerar o solo como tendo um comportamento tensão-deformação linear. Entretanto, a maior falha é considerar que as molas sejam independentes, o que quer dizer a não existência de nenhuma ligação coesiva, ou mesmo desenvolvimento de atrito entre as partículas contidas no meio solo (SILVA, 2006; PORTO & SILVA, 2010).

4.2 Métodos de interação solo estrutura

A escolha de determinado modelo de comportamento para o solo nos problemas de interação solo-estrutura depende de fatores como tipo de solo, condições *in situ*, tipo de elemento estrutural de fundação e natureza do carregamento externo. A resposta ou característica de cada modelo de comportamento é avaliada pela superfície deformada, quando da aplicação de um sistema de forças externas. A superfície deformada representa os deslocamentos da superfície limitante do solo que está em contato com o elemento estrutural de fundação ou da superfície de contato solo-elemento estrutural de fundação (COLARES, 2006).

A aplicação prática da interação solo estrutura enfrenta obstáculos, por ainda sofrer de uma deficiência no entendimento dos seus princípios fundamentais, pela dificuldade para entender a literatura relacionada com o tema e pelo limitado tratamento nos códigos e normas de desenho estrutural. Porém vale ressaltar que

essa análise é muito importante, e os resultados obtidos são significativos. A tabela 2 mostra algumas vantagens e desvantagens do uso da interação.

Tabela 2 - Resumo das vantagens e desvantagens das hipóteses de interação solo-fundação

Hipótese	Vantagens	Desvantagens
Meio discreto	1) É relativamente simples 2) Pode incorporar não linearidades; variação do coeficiente de reação com a profundidade; aplicação a solo estratificado. 3) É usado na prática há muito tempo	1) Ignora a continuidade do solo. 2) O coeficiente de reação não é uma propriedade do solo, pois depende das dimensões da estaca e do seu deslocamento
Meio contínuo	1) É uma hipótese mais realista. 2) Pode fornecer soluções para módulo variável com a profundidade e solos estratificados	1) É difícil determinar as deformações em um problema prático e o módulo do solo que a elas corresponde. 2) Requer mais experiências de campo.

Fonte: Adaptado Rojas (2007)

4.2.1 Rigidez solo estrutura

Gusmão e Lopes (1991), após analisarem o comportamento de um pórtico modelado como edifício de concreto armado, apoiado sobre meio elástico, propuseram o parâmetro rigidez relativa estrutura-solo (K_{ss}) para avaliar de forma aproximada a variação da ordem de grandeza dos recalques. Concluíram que, como mostra a Figura 4, o aumento do valor de K_{ss} reduz os valores dos recalques, afetando de modo mais acentuado o recalque diferencial.

4.2.2 Vínculos elásticos

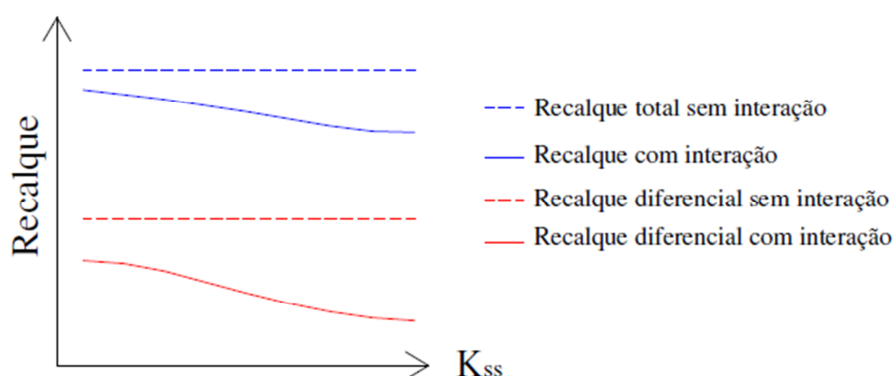
Do ponto de vista físico, um material ou meio perfeitamente elástico está relacionado com a suas deformações quando submetido às forças externas, em que,

a curva de descarregamento coincide exatamente com a curva de carregamento. Os modelos elásticos podem ser lineares, caso em que a relação entre a força aplicada e o deslocamento resultante é dada por funções lineares, e não-lineares, em situações que as funções descritivas da relação força-deslocamento são não-lineares.

Nesse método o solo é representado por molas (apoios flexíveis) nos pontos que correspondem às fundações. Essas molas devem simular o solo, em termos de respostas mecânicas às ações provenientes da superestrutura.

Pode acontecer de duas maneiras: quando elimina as discontinuidades pela incorporação da interação de molas individuais ou quando usa a metodologia de meio contínuo e introduz hipóteses de restrições ou de simplificações na distribuição de tensão e de deslocamento.

Figura 5 – Recalque x Rigidez da estrutura



Fonte: Colares (2006)

4.2.2.1 Modelos de meios contínuos

A modelagem no meio contínuo considera o deslocamento em pontos distintos de aplicação de carga, e conseqüentemente os efeitos da continuidade do meio.

Este método é uma aproximação conceitual da representação física do solo infinito. A massa do solo é constituída por partículas discretas compactadas por alguma força intergranular. Essa aproximação tem mais informações de tensões e deformações da massa de solo que o modelo proposto por Winkler. No modelo

elástico contínuo existe a importante vantagem da simplicidade dos parâmetros de entrada, como o módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson, mas uma das maiores desvantagens é a inexatidão das reações calculadas na periferia das fundações (CRESPO, 2004).

4.2.2.2 Modelos de meios discretos

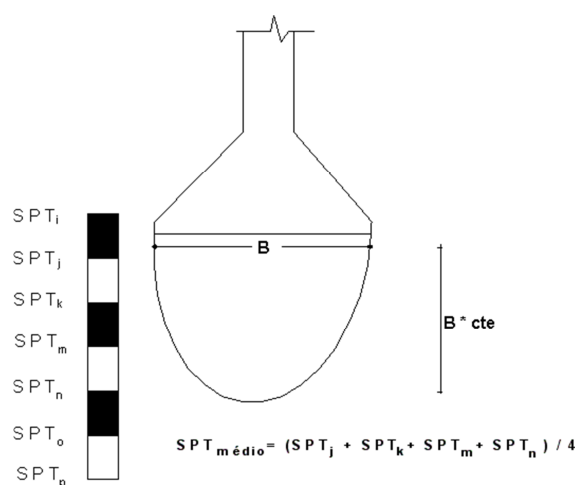
Nos modelos do meio discreto, o bloco é simulado por molas independentes. Esse método representa o maciço de solo ou sistema geotécnico não como um sólido contínuo, mas como um conjunto de elementos isolados.

4.2.3 Definição dos coeficientes de mola

Considerando a hipótese de WINKLER, que estabelece uma relação discreta entre fundação-solo, mediante a definição de uma constante de mola que representa a rigidez do maciço, tem-se o valor de K_v . Esse valor é um coeficiente que o solo possui para resistir ao deslocamento mobilizado por uma pressão imposta. Ele é análogo ao coeficiente de mola.

Enfim, os coeficientes de mola são obtidos através da tensão do solo, ou seja, não estão relacionados a uma força, mas sim a uma pressão (força por área). Nesse projeto tem-se o valor da tensão que determinados pelo SPT compreendidos dentro do bulbo de pressões, de acordo com a figura 6.

Figura 6 – Exemplificação do cálculo do valor médio do SPT dentro do bulbo de pressões.



Fonte: MORRISON (1993).

Com o valor do número de golpes médio, calcula-se a tensão admissível pela conhecida relação empírica, equação 2.

$$\sigma_{solo} = 0,2 * SPT_{m\acute{e}dio}$$

Equação 2

Para aplicação do método de interação solo estrutura, faz-se o cálculo da tensão do solo sequencialmente para cada profundidade, estipulada de projeto, assim obtendo valores diferenciados no comprimento da estaca.

Com as tensões admissíveis estimadas, retira-se da tabela MORRISON (1993), o valor de K_v em kgf/cm^3 , Tabela 3.

Tabela 3 - Valores de K_v

Tensão Admissível (kgf/cm ²)	K_v (kgf/cm ³)	Tensão Admissível (kgf/cm ²)	K_v (kgf/cm ³)
0,75	1,75	2,40	4,80
0,80	1,84	2,45	4,90
0,85	1,93	2,50	5,00
0,90	2,02	2,55	5,10
0,95	2,11	2,60	5,20
1,00	2,20	2,65	5,30
1,05	2,29	2,70	5,40
1,10	2,38	2,75	5,50
1,15	2,47	2,80	5,60
1,20	2,56	2,85	5,70
1,25	2,65	2,90	5,80
1,30	2,74	2,95	5,90
1,35	2,83	3,00	6,00
1,40	2,92	3,05	6,10
1,45	3,01	3,10	6,20
1,50	3,10	3,15	6,30
1,55	3,19	3,20	6,40
1,60	3,28	3,25	6,50
1,65	3,37	3,30	6,60
1,70	3,46	3,35	6,70
1,75	3,55	3,40	6,80
1,80	3,64	3,45	6,90
1,85	3,73	3,50	7,00
1,90	3,82	3,55	7,10
1,95	3,91	3,60	7,20
2,00	4,00	3,65	7,30
2,05	4,10	3,70	7,40
2,10	4,20	3,75	7,50
2,15	4,30	3,80	7,60
2,20	4,40	3,85	7,70
2,25	4,50	3,90	7,80
2,30	4,60	3,95	7,90
2,35	4,70	4,00	8,00

Fonte: Adaptado SAFE, MORRISON (1993)

4.2.4 Capacidade de carga das estacas de um bloco de fundação

O cálculo da capacidade de carga do solo, que no caso de tubulões é a tensão de ruptura, depende das características do maciço de solo, da geometria do elemento de fundação e de sua profundidade de assentamento. Define-se então a tensão de admissível.

A NBR 6122:2010 menciona quatro critérios que podem ser usados para a determinação da tensão de admissível (σ_a). Nesse trabalho será usado o Métodos semi-empíricos para fundação profunda: o método de Aoki e Velloso para os cálculos da resistência da estaca.

Esse método caracteriza a resistência do conjunto solo/estaca “R” pela soma das parcelas de resistência por atrito lateral “ R_L ” e resistência de ponta “ R_P ”, equação 3.

$$R = R_L + R_P \quad \text{Equação 3}$$

Com o emprego do ensaio SPT no Brasil, essas parcelas de resistência foram correlacionadas com o índice de resistência à penetração N_{spt} , de acordo com as equação 4 e 5.

$$R_P = \frac{K * N_p}{F_1} \quad \text{Equação 4}$$

$$R_L = \alpha * \frac{K * N_L}{F_2} \quad \text{Equação 5}$$

Onde:

- N_p corresponde ao N_{spt} na cota da ponta, ou seja, da camada de solo onde a ponta da estaca está apoiadas;
- N_L corresponde ao N_{spt} da camada de solo avaliada;
- K (coeficiente) e α (razão de atrito) são valores que dependem do tipo do solo, sendo alguns dados apresentados na tabela 4;
- F_1 e F_2 são fatores de correção que dependem do tipo de estaca, e são dados na tabela 5.

Tabela 4 – Coeficiente K e razão de atrito α

Tipo de solo	K(kgf/cm²)	α (%)
Areia	10,00	1,40
Areia siltosa	8,00	2,00
Areia silto-argilosa	7,00	2,40
Areia argilosa	6,00	2,80
Areia argilo-siltosa	5,00	3,00
Silte	4,00	3,00
Silte arenoso	5,50	2,20
Silte areno-argiloso	4,50	2,80
Silte argiloso	2,30	3,40
Silte argilo-arenoso	2,50	3,00
Argila	2,00	6,00
Argila arenosa	3,50	2,40
Argila areno-siltosa	3,00	2,80
Argila siltosa	2,20	4,00
Argila silto-arenosa	3,30	3,00

Fonte: Aoki e Velloso (1975)

Tabela 5 – Fatores de correção F_1 e F_2

Tipo de estaca	F_1	F_2
Franki	2,5	$2F_1$
Metálica	1,75	$2F_1$
Pré-Moldada	1,75 [*]	$2F_1$
Escavada	3,00	$2F_1$

* $F_1 = 1 - (D/0,80)$, proposto por Aoki em 1975 para estacas pré-moldadas de pequeno diâmetro. D em metros

Fonte: Aoki e Velloso (1975)

Com isso, a capacidade de carga R da estaca isolada pode ser estimada como a equação 6.

$$R = U \sum (R_L * \Delta_L) + R_P * A_P$$

Equação 6

Com os valores de:

- U sendo o perímetro da estaca;
- Δ_L o comprimento da camada de solo analisada;
- A_p a área da ponta da estaca.

Valores diferentes podem ser encontrados em outras bibliografias, pois após a publicação do método, outros pesquisadores aprimoraram os coeficientes e fatores de correção.

4.3 Combinações de ações

Uma estrutura sofre ações permanentes, variáveis e excepcionais. A probabilidade de ocorrência simultânea dessas ações é baixa, por isso é coerente realizar combinações destas ações. Em cada situação as ações devem ser combinadas de modo diferente, quantas vezes forem necessárias para garantir a segurança da estrutura para o caso mais desfavorável, segundo a ABNT NBR 8681:2003.

Ações permanentes são aquelas que ocorrem durante útil da construção com valores constantes. É dividida em dois grupos: ações permanentes diretas (peso próprio dos elementos construtivos, peso de equipamentos fixos, empuxo devido ao peso próprio de terras e outras ações permanentes aplicadas) e indiretas (protensão, recalque de apoios e retração de materiais).

Ações variáveis ocorrem descontinuamente ao longo da vida útil da edificação. São consideradas ações variáveis: cargas acidentais (decorrente do uso da edificação), os efeitos do vento, da mudança de temperatura, pressões hidrostáticas e hidrodinâmicas e demais forças.

E tem-se ações excepcionais, são aquelas que apresentam duração extremamente curta, e com baixa probabilidade de ocorrência, durante a vida da construção. Nesse projeto não foram simulados esses tipos de cargas.

As combinações de ações podem acontecer em dois estados: estado limite último, que será estudado nesse projeto e estados limites de serviços. Os estados limites últimos devem ser considerados em todos os projetos e têm a duração igual ao período de referência da estrutura, consideram-se as combinações normais de

carregamento. Por outro lado, para os estados limites de utilização devem ser verificadas as combinações de longa ou média duração.

4.3.1 Estados limites últimos

Segundo a ABNT NBR 8681:2003, para verificação do limite de ruptura de uma estrutura é preciso utilizar as combinações últimas, que são divididas em três: Combinações últimas normais, especiais e excepcionais.

Nesse trabalho serão consideradas apenas as combinações normais últimas, por abrangerem a hipótese do estudo. Além disso, é preciso eleger o coeficiente de ponderação como desfavorável.

4.3.1.1 Combinações últimas normais

O cálculo das combinações últimas normais é feito através da equação 7:

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} F_{Gi,k} + \gamma_Q [F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} F_{Qj,k}] \quad \text{Equação 7}$$

Onde:

- γ_{gi} é o coeficiente de ponderação das ações permanentes;
- $F_{Gi,k}$ é o valor característico das ações permanentes;
- γ_Q é o coeficiente de ponderação de ações variáveis;
- $F_{Q1,k}$ é o valor característico da ação variável principal;
- $\psi_{0j} F_{Qj,k}$ é o valor reduzido de combinação das ações variáveis secundárias.

4.3.1.1.1 Coeficientes de ponderação para as ações permanentes

Os coeficientes de ponderação para as ações permanentes são indicados nas tabelas abaixo: quando consideradas separadamente, na tabela 6, quando agrupadas, na tabela 7 e em casos de efeitos de recalque de apoio e retração dos materiais na tabela 8.

Tabela 6 – Ações permanentes diretas consideradas separadamente

Combinação	Tipo de ação	Efeito	
		Desfavorável	Favorável
Normal	Peso próprio de estruturas metálicas	1,25	1,0
	Peso próprio de estruturas pré-moldadas	1,30	1,0
	Peso próprio de estruturas moldadas no local	1,35	1,0
	Elementos construtivos industrializados ¹⁾	1,35	1,0
	Elementos construtivos industrializados com adições in loco	1,40	1,0
	Elementos construtivos em geral e equipamentos ²⁾	1,50	1,0
Especial ou de construção	Peso próprio de estruturas metálicas	1,15	1,0
	Peso próprio de estruturas pré-moldadas	1,20	1,0
	Peso próprio de estruturas moldadas no local	1,25	1,0
	Elementos construtivos industrializados ¹⁾	1,25	1,0
	Elementos construtivos industrializados com adições in loco	1,30	1,0
	Elementos construtivos em geral e equipamentos ²⁾	1,40	1,0
Excepciona	Peso próprio de estruturas metálicas	1,10	1,0
	Peso próprio de estruturas pré-moldadas	1,15	1,0
	Peso próprio de estruturas moldadas no local	1,15	1,0
	Elementos construtivos industrializados ¹⁾	1,15	1,0
	Elementos construtivos industrializados com adições in loco	1,20	1,0
	Elementos construtivos em geral e equipamentos ²⁾	1,30	1,0

¹⁾ Por exemplo: paredes e fachadas pré-moldadas, gesso acartonado.

²⁾ Por exemplo: paredes de alvenaria e seus revestimentos, contrapisos.

Fonte: Adaptado ABNT NBR 8681:2013

Tabela 7 – Ações permanentes diretas agrupadas

Combinação	Tipo de estrutura	Efeito	
		Desfavorável	Favorável
Normal	Grandes pontes ¹⁾	1,30	1,0
	Edificações tipo 1 e pontes em geral ²⁾	1,35	1,0
	Edificação tipo 2 ³⁾	1,40	1,0
Especial ou de construção	Grandes pontes ¹⁾	1,20	1,0
	Edificações tipo 1 e pontes em geral ²⁾	1,25	1,0
	Edificação tipo 2 ³⁾	1,30	1,0
Excepcional	Grandes pontes ¹⁾	1,10	1,0
	Edificações tipo 1 e pontes em geral ²⁾	1,15	1,0
	Edificação tipo 2 ³⁾	1,20	1,0

¹⁾ Grandes pontes são aquelas em que o peso próprio da estrutura supera 75% da totalidade das ações permanentes.

²⁾ Edificações tipo 1 são aquelas onde as cargas acidentais superam 5 kN/m²

³⁾ Edificações tipo 2 são aquelas onde as cargas acidentais não superam 5 kN/m²

Fonte: Adaptado ABNT NBR 8681:2013

Tabela 8 - Efeitos de recalques de apoio e de retração dos materiais

Combinação	Efeitos	
	Desfavoráveis	Favoráveis
Norma	$\gamma_{\epsilon} = 1,2$	$\gamma_{\epsilon} = 0,0$
Especial ou de construção	$\gamma_{\epsilon} = 1,2$	$\gamma_{\epsilon} = 0,0$
Excepcional	$\gamma_{\epsilon} = 0,0$	$\gamma_{\epsilon} = 0,0$

Fonte: Adaptado ABNT NBR 8681:2013

4.3.1.1.2 Coeficiente de ponderação para as ações variáveis

Se uma ação variável é desfavorável para determinada combinação, os coeficientes de ponderação γ_Q majora o valor representativo desta ação. Os coeficientes de ponderação para as ações variáveis são indicados na tabela 9, quando consideradas separadamente, na tabela 10, quando agrupadas.

Tabela 9 – Ações variáveis consideradas separadamente

Combinação	Tipo de ação	Coeficiente de ponderação
Normal	Ações truncadas ¹⁾	1,2
	Efeito de temperatura	1,2
	Ação do vento	1,4
	Ações variáveis em geral	1,5
Especial ou de construção	Ações truncadas ¹⁾	1,1
	Efeito de temperatura	1,0
	Ação do vento	1,2
	Ações variáveis em geral	1,3
Excepcional	Ações variáveis em geral	1,0

¹⁾ Ações truncadas são consideradas ações variáveis cuja distribuição de máximos é truncada por um dispositivo físico de modo que o valor dessa ação não pode superar o limite correspondente. O coeficiente de ponderação mostrado na tabela 4 se aplica a esse valor limite.

Fonte: Adaptado ABNT NBR 8681:2013

Tabela 10 – Ações variáveis consideradas conjuntamente

Combinação	Tipo de estrutura	Coefficiente de ponderação
Normal	Pontes e edificações tipo 1	1,5
	Edificações tipo 2	1,4
Especial ou de construção	Pontes e edificações tipo 1	1,3
	Edificações tipo 2	1,2
Excepcional	Estruturas em geral	1,0

¹⁾ Quando as ações variáveis forem consideradas conjuntamente, o coeficiente de ponderação mostrado na tabela 5 se aplica a todas as ações, devendo-se considerar também conjuntamente as ações permanentes diretas. Nesse caso permite-se considerar separadamente as ações indiretas como recalque de apoio e retração dos materiais conforme tabela 3 e o efeito de temperatura conforme tabela 4.

Fonte: Adaptado ABNT NBR 8681:2013

4.3.1.1.3 Valores dos fatores de combinação e de redução

Os fatores de combinação e de redução apresentados na tabela 11 assumem papel de minorar o valor característico das ações variáveis, considerando a periodicidade de ocorrência.

Tabela 11 - Valores dos fatores de combinação (ψ_0) e de redução (ψ_1 e ψ_2) para as ações variáveis

Ações	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Cargas acidentais de edifícios			
Locais em que não há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas ¹⁾	0,6	0,4	0,3
Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevadas concentrações de pessoas ²⁾	0,7	0,6	0,4
Bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
Vento			
Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0,0
Temperatura			
Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3

Cargas móveis e seus efeitos dinâmicos

Passarelas de pedestres	0,6	0,4	0,3
Pontes rodoviárias	0,7	0,5	0,3
Pontes ferroviárias não especializadas	0,8	0,7	0,5
Pontes ferroviárias especializadas	1,0	1,0	0,6
Vigas de rolamentos de pontes rolantes	1,0	0,8	0,5

¹⁾ Edificações residenciais, de acesso restrito.

²⁾ Edificações comerciais, de escritórios e de acesso público.

³⁾ Para combinações excepcionais onde a ação principal for sismo, admite-se adotar para ψ_2 o valor zero.

⁴⁾ Para combinações excepcionais onde a ação principal for o fogo, o fator de redução ψ_2 pode ser reduzido, multiplicando-o por 0,7.

Fonte: Adaptado ABNT NBR 8681:2013

4.4 Pré dimensionamento

Um pré-dimensionamento estrutural torna-se fundamental para o lançamento inicial dos elementos estruturais, observando-se as restrições e possibilidades dos espaços.

Uma das principais cargas a que as estruturas são submetidas é o seu peso próprio (incluindo revestimento), então é imprescindível que ele seja conhecido para que se possam dimensionar as diversas partes do edifício que será concebido. Depois são estipuladas as cargas acidentais, ou seja, cargas que podem atuar em função do uso (pessoas, móveis, veículos e materiais diversos) e também cargas devido ao vento.

No início de um projeto estrutural, não se conhece as dimensões dos diferentes elementos que compõem a estrutura, portanto é importante conhecer seu peso específicos dos materiais de construção e simular uma resultante.

4.4.1 Cargas verticais

A ABNT NBR 6120:1980 especifica os valores mínimos para carga permanente e valores mínimos para carga acidental, como indicam as tabelas 12 e 13, respectivamente.

Tabela 12 - Peso específico dos materiais de construção

Materiais		Peso específico aparente (kN/m³)
1 Rocha	Arenito	26,0
	Basalto	30,0
	Gneiss	30,0
	Granito	28,0
	Mármore e calcáreo	28,0
2 blocos artificiais	Blocos de argamassa	22,0
	Cimento amianto	20,0
	Lajotas cerâmicas	18,0
	Tijolos furados	13,0
	Tijolos maciços	18,0
	Tijolos sílico-calcáreos	20,0
3 Revestimentos e concretos	Argamassa de cal, cimento e areia	19,0
	Argamassa de cimento e areia	21,0
	Argamassa de gesso	12,5
	Concreto simples	24,0
	Concreto armado	25,0
4 Madeiras	Pinho, cedro	5,0
	Louro, imbuia, pau óleo	6,5
	Guajuvirá, guatambu, grápia	8,0
	Angico, cabriuva, ipê róseo	10,0
5 Metais	Aço	78,5
	Alumínio e ligas	28,0
	Bronze	85,0
	Chumbo	114,0
	Cobre	89,0
	Ferro fundido	72,5
	Estanho	74,0
	Latão	85,0
	Zinco	72,0
6 Materiais	Alcatrão	12,0
	Asfalto	13,0
	diversos Borracha	17,0
	Papel	15,0
	Plástico em folhas	21,0
	Vidro plano	26,0

Fonte: Adaptado ABNT NBR 6120:1980

Tabela 13 - Peso específico dos materiais de construção

Local		Carga
1 Arquibancadas	-	4
2 Balcões	Mesma carga da peça com a qual se comunicam ¹⁾	-
3 Bancos	Escritórios e banheiros Salas de diretoria e de gerência	2 1,5
4 Bibliotecas	Sala de leitura Sala para depósito de livros Sala com estantes de livros a ser determinada em cada caso ou 2,5 kN/m ² por metro de altura observado, porém o valor mínimo de	2,5 4 6
5 Casas de máquinas	(incluindo o peso das máquinas) a ser determinada em cada caso, porém com o valor mínimo de	7,5
6 Cinemas	Platéia com assentos fixos Estúdio e platéia com assentos móveis Banheiro	3 4 2
7 Clubes	Sala de refeições e de assembléia com assentos fixos Sala de assembléia com assentos móveis Salão de danças e salão de esportes Sala de bilhar e banheiro	3 4 5 2
8 Corredores	Com acesso ao público Sem acesso ao público	3 2
9 Cozinhas não residenciais	A ser determinada em cada caso, porém com o mínimo de	3
10 Depósitos	A ser determinada em cada caso e na falta de valores experimentais	-
11 Edifícios residenciais	Dormitórios, sala, copa, cozinha e banheiro Dispensa, área de serviço e lavanderia	1,5 2
12 Escadas	Com acesso ao público Sem acesso ao público	3 2,5
13 Escolas	Anfiteatro com assentos fixos Corredor e sala de aula Outras salas	3 2
14 Escritórios	Salas de uso geral e banheiro	2
15 Forros	Sem acesso a pessoas	0,5
16 Galerias de arte	A ser determinada em cada caso, porém com o mínimo	3
17 Galerias de lojas	A ser determinada em cada caso, porém com o mínimo	3

18 Garagens e estacionamentos	Para veículos de passageiros ou semelhantes com carga máxima de 25 kN por veículo.	3
19 Ginásios de esportes	-	5
20 Hospitais	Dormitórios, enfermarias, sala de recuperação, sala de cirurgia, sala de raio X e banheiro Corredor	2 3
21 Laboratórios	Incluindo equipamento, a ser determinado em cada caso, porém com o mínimo	3
22 Lavanderias	Incluindo equipamento	3
23 Lojas	-	4
24 Restaurantes	-	3
25 Teatros	Palco Demais dependências: cargas iguais às especificadas para cinemas	5 -
26 Terraços	Sem acesso ao público Com acesso ao público Inacessível a pessoas Destinados a heliportos elevados: as cargas deverão ser fornecidas pelo órgão competente do Ministério da Aeronáutica	2 3 0,5 -
27 Vestíbulo	Sem acesso ao público Com acesso ao público	1,5 3

¹⁾ Ao longo dos parapeitos e balcões devem ser consideradas aplicadas uma carga horizontal de 0,8 kN/m na altura do corrimão e uma carga vertical mínima de 2 kN/m.

Fonte: Adaptado ABNT NBR 6120:1980

4.4.2 Ações horizontais

As forças horizontais que agem em edifícios são principalmente provenientes da ação do vento. A ABNT NBR 6123:1988 especifica os cálculos para a força do vento.

4.4.2.1 Vento segundo a ABNT NBR 6123:1988

Para edifícios multipavimentos, torres estruturas reticuladas, estruturas isoladas em geral a força de arrasto devido ao vento é determinada pela seguinte equação 8.

$$F_v = q \cdot C_A \cdot A_F$$

Equação 8

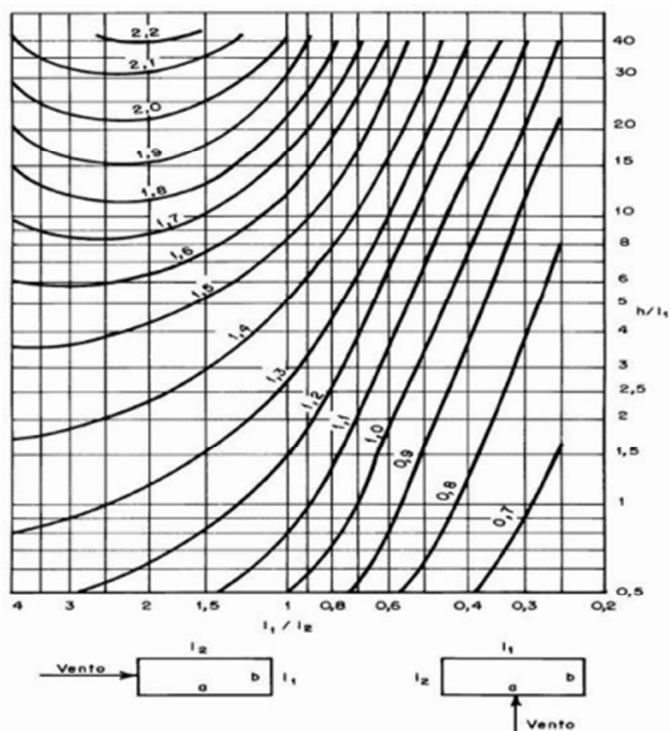
Onde:

- q é a pressão de obstrução;
- C_A é o coeficiente de arrasto;
- A_F é a área de incidência em m^2 .

O coeficiente de arrasto é calculado através dos gráficos mostrados nas figuras 7, para ventos com baixa turbulência, e figura 8, para ventos com regime turbulento. O regime do vento para uma edificação pode ser considerado de alta turbulência quando sua altura não excede a duas vezes a altura média das edificações da vizinhança estendendo-se estas na direção do vento incidente uma distância mínima de acordo com a ABNT NBR 6123:1988.

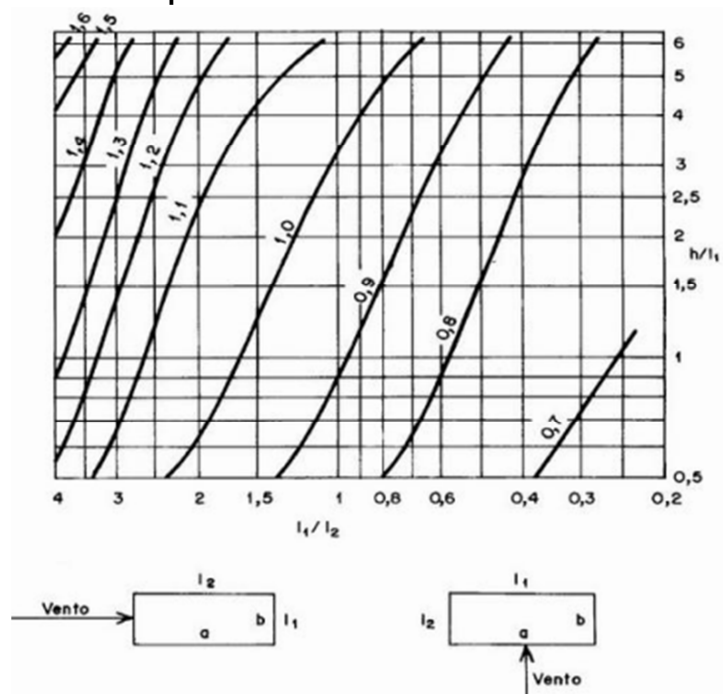
- 500 metros para edificações até 40 metros de altura;
- 1000 metros para edificações até 55 metros de altura;
- 2000 metros para edificações até 70 metros de altura;
- 3000 metros para edificações até 80 metros de altura.

Figura 7 - Coeficiente de arrasto para ventos com baixa turbulência



Fonte: Adaptado ABNT NBR 6123:1988

Figura 8 - Coeficiente de arrasto para ventos com alta turbulência



Fonte: Adaptado ABNT NBR 6123:1988

A pressão de obstrução devido ao vento é determinada pela seguinte equação 9.

$$q = 0,613 V_k^2 \quad \text{Equação 9}$$

Onde:

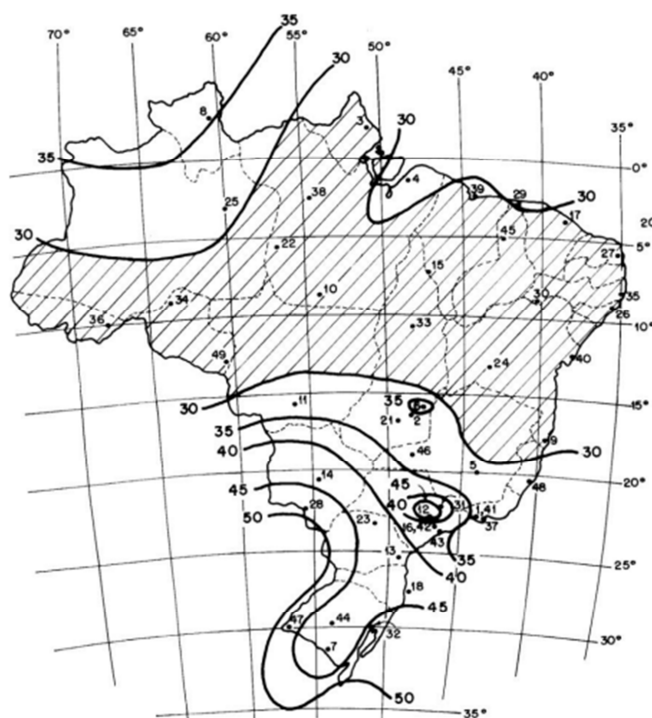
- V_k é velocidade característica do vento;
- A velocidade característica, por sua vez, é calculada pela equação 10:

$$V_k = S_1.S_2.S_3.V_0 \quad \text{Equação 10}$$

Onde:

- V_0 é a velocidade básica do vento calculada de acordo com o gráfico da figura 9;
- S_1 é o fator topográfico;
- S_2 é o fator de rugosidade e regime de escoamento;
- S_3 é o fator estatístico.

Figura 9 - Velocidade básica do vento

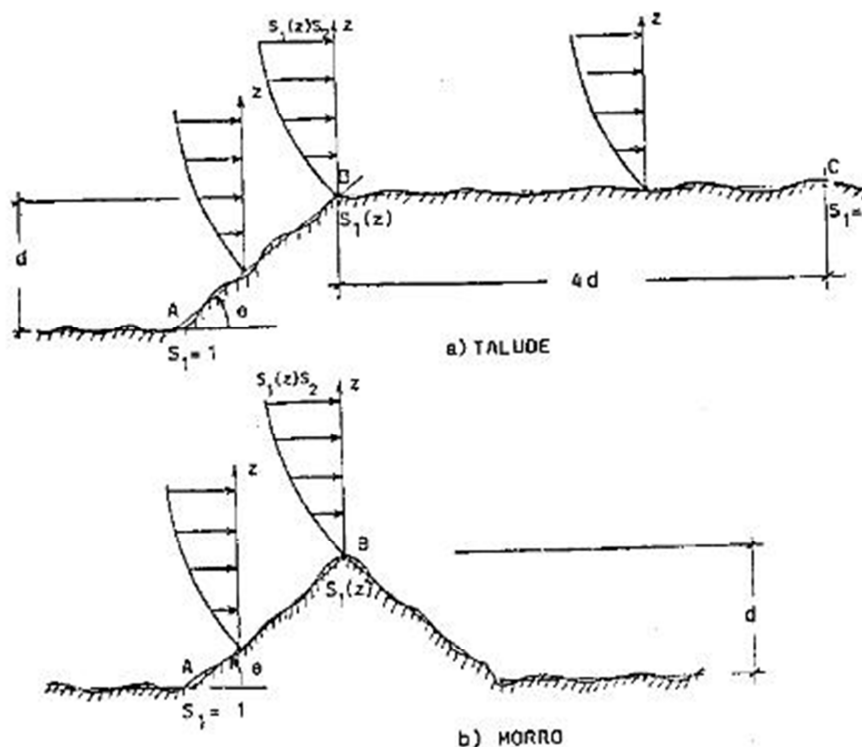


Fonte: Adaptado ABNT NBR 6123:1988

O fator topográfico S_1 leva em consideração as variações do terreno e é determinada seguindo a figura 10, de acordo com a ABNT NBR 6123:1988:

- Se $\theta \leq 3^\circ$, $S_1=1$
- Se $6^\circ \leq \theta \leq 17^\circ$, $S_1(z) = 1 + (2,5 - z/d)\text{tg}(\theta - 3^\circ)$
- Se $\theta \geq 45^\circ$, $S_1(z) = 1 + (2,5 - z/d)0,31$

Figura 10 - Variações do relevo



Fonte: Adaptado ABNT NBR 6123:1988

O fator S_2 leva em consideração o efeito da rugosidade do terreno, da velocidade do vento e as dimensões da edificação. Segundo a ABNT NBR 6123:1988 a rugosidade do terreno é classificada em cinco categorias:

- I - Superfícies Lisas de grandes dimensões, com mais de 5 km de extensão, medida na direção e sentido do vento incidente;
- II - Terrenos abertos em nível ou aproximadamente em nível, com poucos obstáculos isolados, tais como árvores e edificações baixas. Obstáculos com altura média abaixo de 1,0 metros;

III - Terrenos planos ou ondulados com obstáculos, tais como sebes e muros, poucos quebra-ventos. Obstáculos com altura média de 3,0 metros;

IV Terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona florestal, industrial o urbanizada. Altura média dos obstáculos de 10 metros;

V Terrenos cobertos por obstáculos numerosos, grandes, altos e pouco espaçados. Obstáculos com altura média de 25 metros ou mais.

Ainda segundo a ABNT NBR 6123:1988 a dimensão da edificação é classificada em três classes:

Classe A – Todas as unidades de vedação, seus elementos de fixação e peças individuais de estruturas sem vedação. Toda edificação na qual a maior dimensão horizontal ou vertical seja inferior a 20 metros;

Classe B - Toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal esteja entre 20 e 50 metros;

Classe C - Toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal exceda 50 metros.

O cálculo de S_2 é expresso pela equação 11.

$$S_2 = b \cdot Fr \left(\frac{z}{10} \right)^p \quad \text{Equação 11}$$

Onde:

- z é a altura a ser calculado o vento;
- b é obtido na tabela 14;
- Fr é obtido na tabela 14;
- p é obtido na tabela 14.

Tabela 14 - Peso específico dos materiais de construção

Categoria	z (m)	Parâmetro	Classes		
			A	B	C
I	250	b	1,100	1,110	1,120
		p	0,060	0,065	0,070
II	300	b	1,000	1,000	1,000
		Fr	1,000	0,980	0,950
		p	0,085	0,090	0,100
III	350	b	0,940	0,940	0,930
		p	0,100	0,105	0,115
IV	420	b	0,860	0,850	0,840
		p	0,120	0,125	0,135
V	500	b	0,740	0,730	0,710
		p	0,150	0,160	0,175

Fonte: Adaptado ABNT NBR 6123:1988

O fator estatístico S_3 considera o grau de segurança necessário para uma edificação e sua vida útil. Os valores mínimos que podem ser adotados estão definidos na tabela 15.

Tabela 15 - Valores mínimos para o fator S_3

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

Fonte: Adaptado ABNT NBR 6123:1988

4.5 Uso do software Robot

No Autodesk Robot Structural Analysis Professional, o engenheiro encontra a solução ideal para analisar os vários tipos de estruturas existentes, tais como edifícios, pontes, estruturas em geral, sob uma perspectiva 3D, com resultados em poucos minutos. Além de possuir uma ampla biblioteca de códigos de desenhos, o software é versátil o suficiente para cobrir a análise de elementos finitos do mais simples ao mais complexo pórtico, projetos de concreto armado e de aço estrutural e oferece ainda uma interação com outros produtos Autodesk de engenharia de estruturas ou programas de terceiros (*Autodesk Robot*).

A escolha por esse programa computacional se deu por possuir todas as características mencionadas e ter uma versão educacional. A entrada dos dados é muito simples e os resultados são muito precisos para um estudo estrutural.

5 METODOLOGIA

A metodologia do projeto foi dividida em materiais e métodos utilizados, explicando cada processo da análise.

5.1 Ferramentas computacionais

Os recursos utilizados nesse trabalho foram:

- *Autodesk Revit 2017* – Versão estudante;
Modelagem do edifício, disposição dos pilares, vigas e estacas;
- *Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017* – Versão estudante:
Análise dos esforços e deslocamentos da estrutura;
- Microsoft Excel: cálculo dos dados a serem usados no programa de análise estrutural Robot;

5.2 Métodos

Na modelagem deste trabalho foi usada a tecnologia BIM, que consiste na inserção do modelo construtivo dentro de um *software* que contemple a tecnologia. Este caso trata-se do *Autodesk Revit* e *Autodesk Robot*.

A estrutura foi escolhida para que exercesse uma carga vertical considerável no solo, permitir a análise da interação solo estrutura. O edifício tem 17 pavimentos, sendo um pavimento térreo, quatorze pavimentos tipo (cada andar com 4 apartamentos), um pavimento para a caixa d'água e um para a casa de máquinas do elevador. Essa estrutura foi previamente modelada no *Autodesk Revit* como modelo arquitetônico e, depois com a ferramenta de vínculo foi modelado o projeto estrutural.

Inicialmente foi realizado o pré-dimensionamento da estrutura, definindo a geometria dos pilares, vigas e lajes respeitando as normativas brasileiras vigentes. Ainda sem as cargas de revestimento, cargas acidentais e ventos foram transferidos para o *Autodesk Robot*.

No *Autodesk Robot* foram lançadas todas as cargas previstas no projeto e as combinações mais críticas dos estados limites últimos. Também foram inseridos os coeficientes de redução de momento de inércia de pilares e vigas, e a resistência e características do concreto armado, $F_{ck}=30\text{MPa}$.

Na primeira análise os apoios foram restringindo todos os graus de liberdade e obtendo valores das reações. Com os resultados, precisou-se fazer o estaqueamento, ou seja, a quantidade e disposição das estacas a serem aplicadas no outro método, dos vínculos elásticos.

Para o cálculo dos estaqueamentos foi usado como referência a resistência admissível pelo método de Aoki e Velloso, com os dados de um SPT do centro da cidade de Campo Mourão, local em que o projeto hipotético se aplica.

A segunda análise precisava contemplar as fundações, o modelo de molas contínuas linearmente, sequencialmente de metro em metro nas direções x, y, e z. Esse modelo foi realizado já no *Autodesk Robot*, como uma adaptação e continuação do primeiro.

Os coeficientes de molas foram adquiridos através do manual teórico do TQS, que relaciona a deformabilidade do solo, com um método algébrico, através do SPT do ensaio de sondagem.

Depois das modelagens, foi feita uma análise dos dados e comparados os resultados dos dois métodos.

6 PROCESSO DE MODELAGEM

O processo de modelagem foi dividido em duas partes: a parte de modelagem da estrutura com vínculos rígidos e a modelagem com vínculos flexíveis. Para aplicar o método dos vínculos contínuos lineares, precisavam-se saber as resultantes devido às cargas lançadas na estrutura, então esta segunda modelagem dependia da modelagem simplificada dos vínculos rígidos.

Para ambos os modelos foram realizadas as mesmas geometrias, dimensões e cargas, ou seja, o pré-dimensionamento.

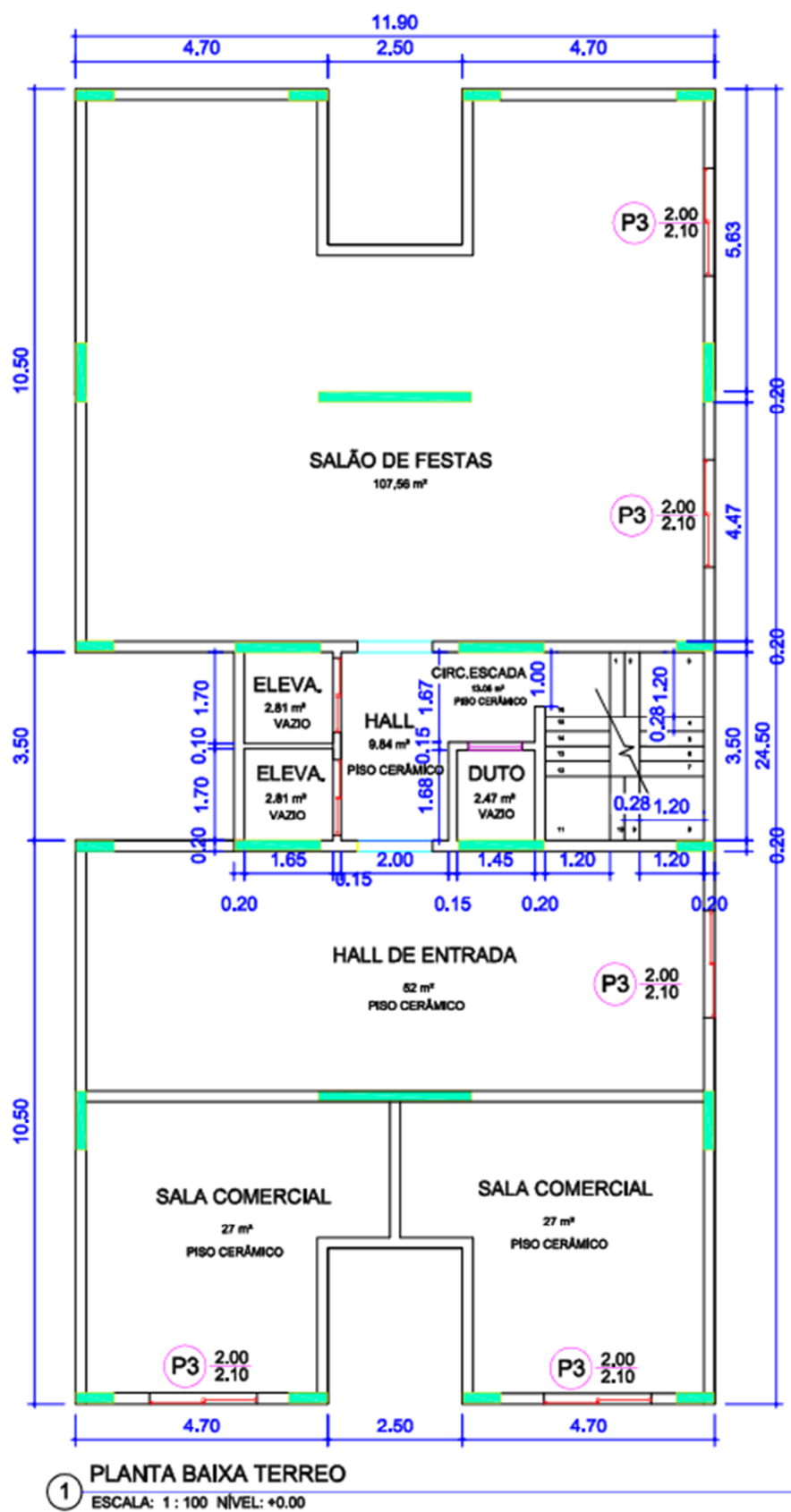
6.1 Definição da arquitetura

O roteiro de modelagem estrutural teve como ponto de partida um projeto arquitetônico de um edifício residencial multipavimentos, já modelado no *template* de arquitetura do *Revit*.

A escolha da arquitetura foi de um pavimento térreo, com duas salas comerciais, um hall de entrada e um salão de festa; os pavimentos tipo continham 4 apartamentos, todos com mesma área, de padrão médio, com dois quartos por apartamento; um pavimento para a casa de máquinas, e um pavimento para a caixa d'água. Todos os pavimentos com pé direito de 3,00m.

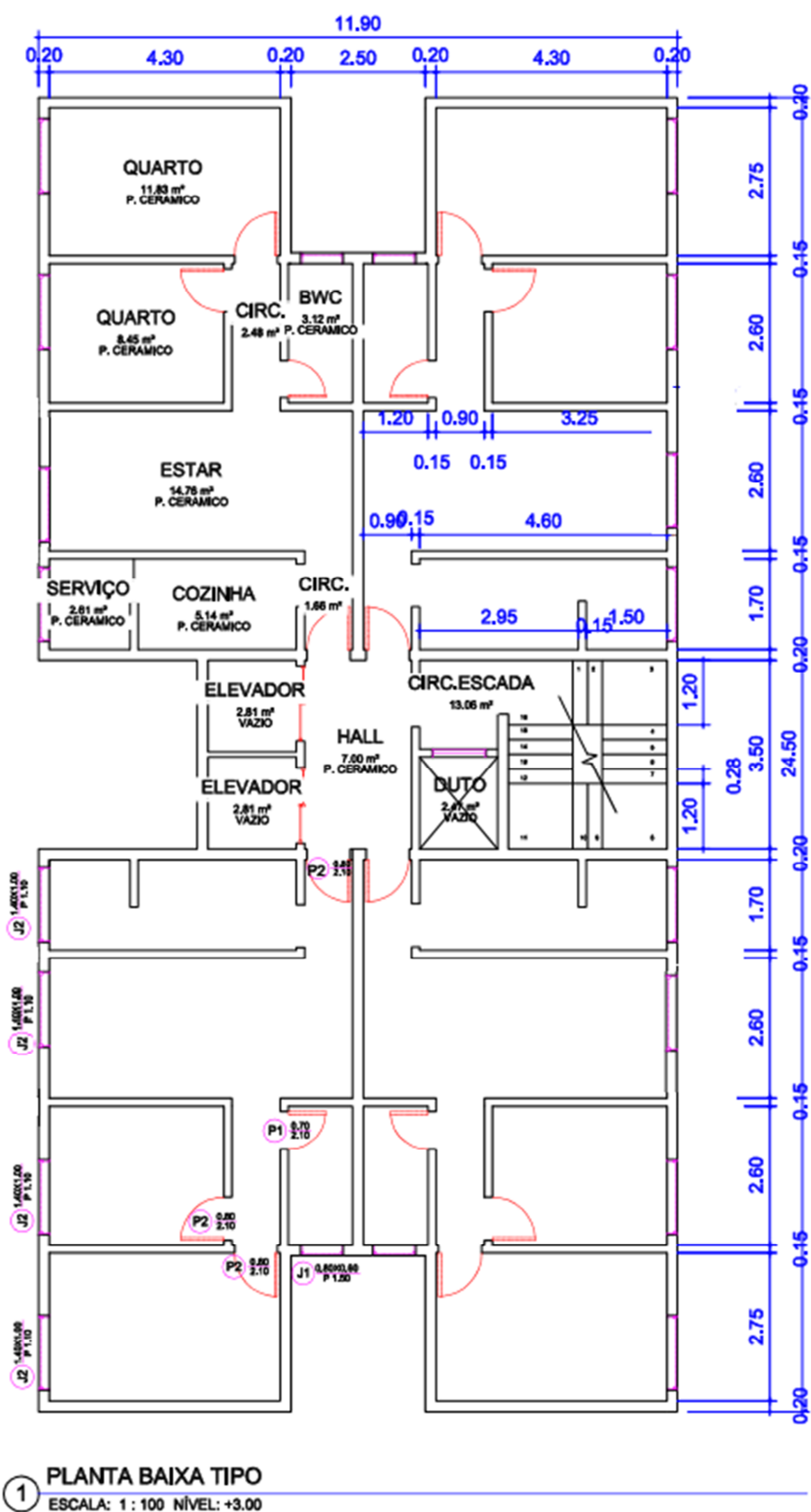
Na figura 11 tem-se a planta baixa do pavimento térreo, na figura 12 a planta baixa do pavimento tipo, na figura 13 a planta baixa da casa de máquinas e na figura 14 a planta baixa da caixa d'água.

Figura 11 – Planta baixa do pavimento térreo.



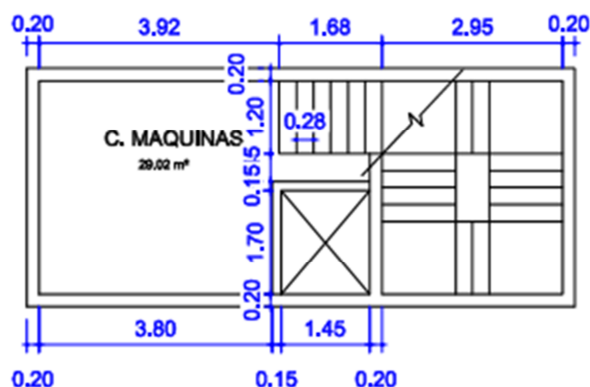
Fonte: PIZA, Isabella F. (2017)

Figura 12 – Planta baixa do pavimento tipo.



Fonte: PIZA, Isabella F. (2017)

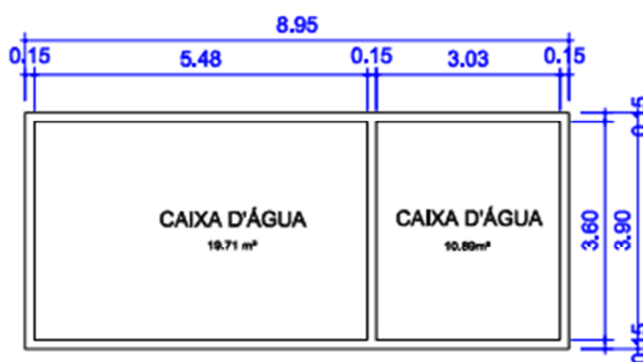
Figura 13 – Planta baixa da casa de máquinas.



① PLANTA BAIXA C MAQUINAS
ESCALA: 1 : 100 NÍVEL: +3.00

Fonte: PIZA, Isabella F. (2017)

Figura 14 – Planta baixa da caixa d'água.



① PLANTA BAIXA CX AGUA
ESCALA: 1 : 100 NÍVEL: +43.25

Fonte: PIZA, Isabella F. (2017)

6.2 Carregamentos

Nos projetos de engenharia civil, em especial na área de cálculo estrutural é imprescindível considerar a forma com que atuam os carregamentos sobre as peças e conjuntos, pois eles podem se apresentar de maneiras diferentes e um mau dimensionamento pode causar falhas catastróficas.

Neste trabalho foram simuladas cargas verticais permanentes e acidentais e cargas horizontais de vento, para uma situação de um projeto real.

6.2.1 Cargas verticais

As cargas verticais deste projeto podem ser divididas em dois casos: as cargas permanentes e cargas acidentais. E neste trabalho as cargas foram simuladas com valores estimados aproximadamente.

As cargas permanentes são provenientes ao peso próprio da estrutura e também pelos revestimentos de piso e teto dos pavimentos. Através do arquivo do *Autodesk Revit*, a simulação do peso próprio dos materiais já era feita pelo programa.

As cargas de paredes consideradas foram apenas sobre as vigas, no valor de 5,00 kN/m². As demais paredes de projeto que não se apoiavam em vigas entraram nos cálculos das lajes. Para as cargas de revestimento, foram aplicadas 1,50 kN/m² em todas as lajes da estrutura.

As cargas acidentais verticais são as cargas de uso da estrutura. A ABNT NBR 6118:2014 especifica que em ambientes residenciais pode-se usar 2,00 kN/m² e para estadas 3,00 kN/m². Logo, estes foram os valores adotados para dimensionamento.

6.2.2 Cargas horizontais

As cargas horizontais deste projeto são as provenientes da força do vento, diferenciando de pavimento para pavimento e de face para face. Pela geometria do edifício, tem-se a força do vento calculada para duas direções, perpendicular ao eixo x e perpendicular ao eixo y.

A tabela 16 mostra os coeficientes usados para o cálculo do vento e os valores de V_k para cada pavimento

Tabela 16 – Cálculo de V_k

Pavimento	V_0 (m/s ²)	S_1	S_2	S_3	V_k (m/s ²)
1	45,00	1,00	0,68	1,00	30,60
2	45,00	1,00	0,74	1,00	33,30
3	45,00	1,00	0,79	1,00	35,55
4	45,00	1,00	0,82	1,00	36,90
5	45,00	1,00	0,84	1,00	37,80
6	45,00	1,00	0,86	1,00	38,70
7	45,00	1,00	0,88	1,00	39,60
8	45,00	1,00	0,90	1,00	40,50
9	45,00	1,00	0,91	1,00	40,95
10	45,00	1,00	0,93	1,00	41,85
11	45,00	1,00	0,94	1,00	42,30
12	45,00	1,00	0,95	1,00	42,75
13	45,00	1,00	0,96	1,00	43,20
14	45,00	1,00	0,97	1,00	43,65
15	45,00	1,00	0,98	1,00	44,10
16	45,00	1,00	0,99	1,00	44,50
17	45,00	1,00	0,99	1,00	44,50

Fonte: Autoria própria

A tabela 17 mostra os valores das ações do vento para cada direção, o vento incidente na direção x e na direção y. Para aplicação da carga no programa, esses valores foram divididos pela largura da face incidente, e assim tendo um valor de vento por metro linear aplicado nas vigas de cada pavimento. A tabela 18 mostra esses valores.

Tabela 17 – Valores de V_x e V_y como carga concentrada

Pavimento	q (kN/m ²)	Coefficiente de arrasto em Y	Coefficiente de arrasto em X	Área de incidência* Y (m ²)	Área de incidência X (m ²)	V_y (kN)	V_x (kN)
1	0,57	1,00	1,40	35,70	73,50	20,49	59,06
2	0,68	1,00	1,40	35,70	73,50	24,27	69,95
3	0,77	1,00	1,40	35,70	73,50	27,66	79,72
4	0,83	1,00	1,40	35,70	73,50	29,80	85,89
5	0,88	1,00	1,40	35,70	73,50	31,27	90,13
6	0,92	1,00	1,40	35,70	73,50	32,78	94,47
7	0,96	1,00	1,40	35,70	73,50	34,32	98,92
8	1,01	1,00	1,40	35,70	73,50	35,90	103,46
9	1,03	1,00	1,40	35,70	73,50	36,70	105,78
10	1,07	1,00	1,40	35,70	73,50	38,33	110,48
11	1,10	1,00	1,40	35,70	73,50	39,16	112,86
12	1,12	1,00	1,40	35,70	73,50	39,99	115,28
13	1,14	1,00	1,40	35,70	73,50	40,84	117,72
14	1,17	1,00	1,40	35,70	73,50	41,70	120,18
15	1,19	1,00	1,40	35,70	73,50	42,56	122,67
16	1,22	1,00	1,40	26,70	10,50	32,48	17,88
17	1,22	1,00	1,40	26,70	10,50	32,48	17,88

* Multiplicação do pé direito (h=3,00m) pela distancia perpendicular ao eixo

Fonte: Autoria própria

Tabela 18 – Valores de V_x e V_y como carga distribuída

Pavimento	V_y (kN/m)	V_x (kN/m)	Distancia Y	Distancia X	V_x (kN/m)	V_x (kN/m)
1	20,49	59,06	11,90	24,50	1,72	2,41
2	24,27	69,95	11,90	24,50	2,04	2,85
3	27,66	79,72	11,90	24,50	2,32	3,25
4	29,80	85,89	11,90	24,50	2,50	3,51
5	31,27	90,13	11,90	24,50	2,63	3,68
6	32,78	94,47	11,90	24,50	2,75	3,86
7	34,32	98,92	11,90	24,50	2,88	4,04
8	35,90	103,46	11,90	24,50	3,02	4,22
9	36,70	105,78	11,90	24,50	3,08	4,32
10	38,33	110,48	11,90	24,50	3,22	4,51
11	39,16	112,86	11,90	24,50	3,29	4,61
12	39,99	115,28	11,90	24,50	3,36	4,71
13	40,84	117,72	11,90	24,50	3,43	4,80
14	41,70	120,18	11,90	24,50	3,50	4,91
15	42,56	122,67	11,90	24,50	3,58	5,01
16	32,48	17,88	11,90	24,50	3,65	5,11
17	32,48	17,88	11,90	24,50	3,65	5,11

Fonte: Autoria própria

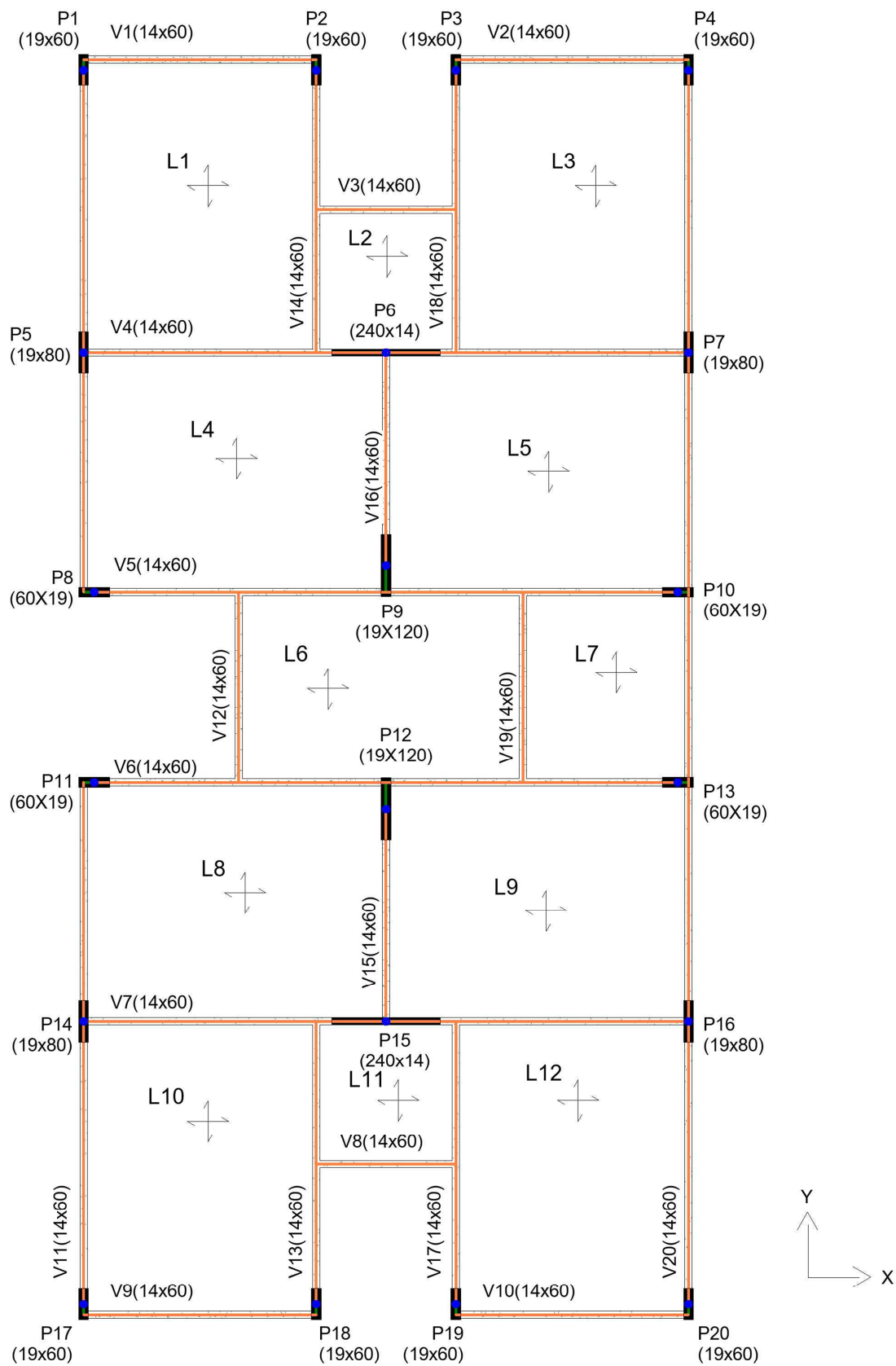
6.3 Lançamento dos elementos estruturais

Com o vínculo do *Autodesk Revit*, criou-se um novo arquivo de template estrutural, e locaram-se as vigas e pilares para que se alinhassem nas dimensões das paredes do projeto arquitetônico, ou seja, evitando pilares fora de prumo.

As vigas foram lançadas em função da arquitetura, sendo constante em todo o edifício com a dimensão 14 x 60 cm. Os pilares foram posicionados de modo que a estrutura de contraentamento ficasse simétrica. As dimensões dos pilares são: (19x60cm), (19x80cm), (19x120cm), (60x19cm) e (210x14cm). As lajes foram lançadas com espessura de 10 cm nos pavimentos tipo em todos os pavimentos, com armadura bidirecional.

Na figura 15 tem-se a planta de forma de vigas, pilares e lajes.

Figura 15 – Planta de forma das vigas, pilares e lajes.



PLANTA DE FORMA

Escala 1:100

Fonte: Autoria própria.

6.4 Combinação de ações

A ABNT NBR 8681:2003 especifica que é necessário fazer combinação de ações para analisar os casos mais críticos, para obter os estados limites últimos. Por simplificação, e por considerar os casos críticos de cargas na estrutura, têm-se quatro combinações pertinentes e que foram consideradas no projeto, mostrados na tabela 19.

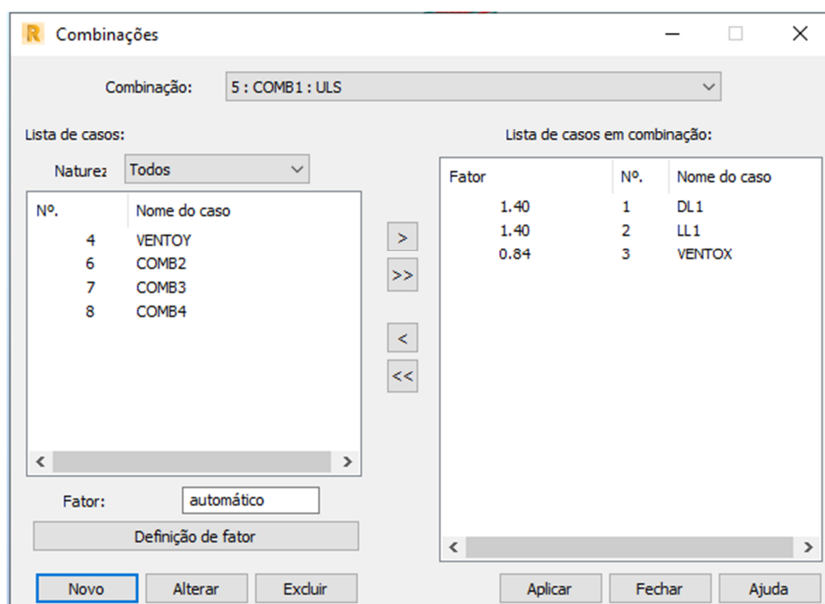
Tabela 19 – Combinações de ações.

Combinação	Equações
1	$1,4 \cdot FG_{i,k} + 1,4 \cdot (FQ_{i,k} + 0,6 \cdot V_y)$
2	$1,4 \cdot FG_{i,k} + 1,4 \cdot (FQ_{i,k} + 0,6 \cdot V_x)$
3	$1,4 \cdot FG_{i,k} + 1,4 \cdot (V_x + 0,5 \cdot FQ_{i,k})$
4	$1,4 \cdot FG_{i,k} + 1,4 \cdot (V_y + 0,5 \cdot FQ_{i,k})$

Fonte: Autoria própria.

As combinações foram aplicadas diretamente no programa *Autodesk Robot*, com a opção de combinações manuais, na barra análise, aplicando os devidos coeficientes para cada carga, como mostra a figura 16.

Figura 16– Combinação no programa Autodesk Robot



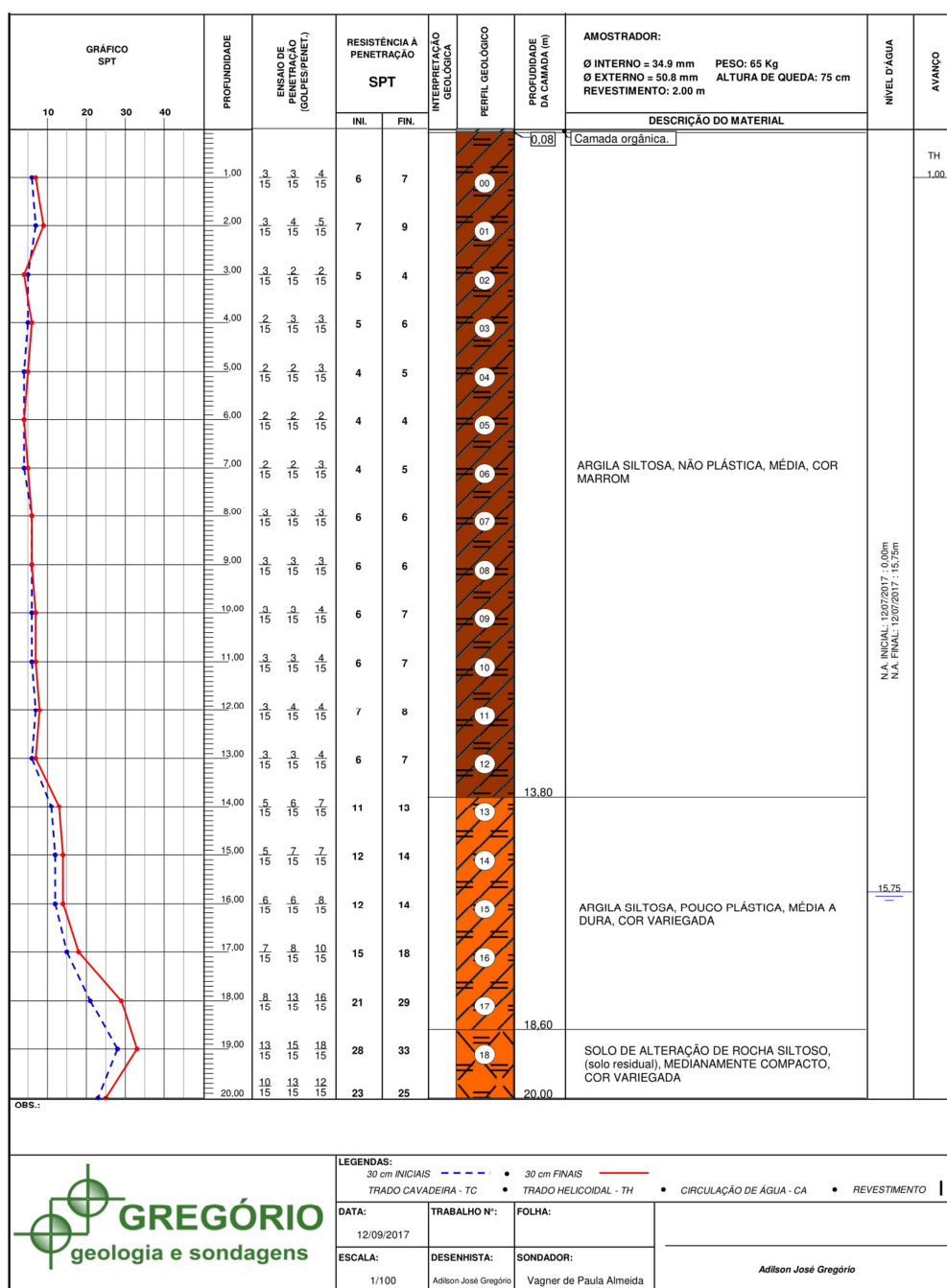
Fonte: Autoria própria.

6.5 Estaqueamento

Para a execução do modelo dos vínculos rígidos precisou-se fazer o estaqueamento, a quantidade de estacas necessárias para suportar as cargas dos pilares.

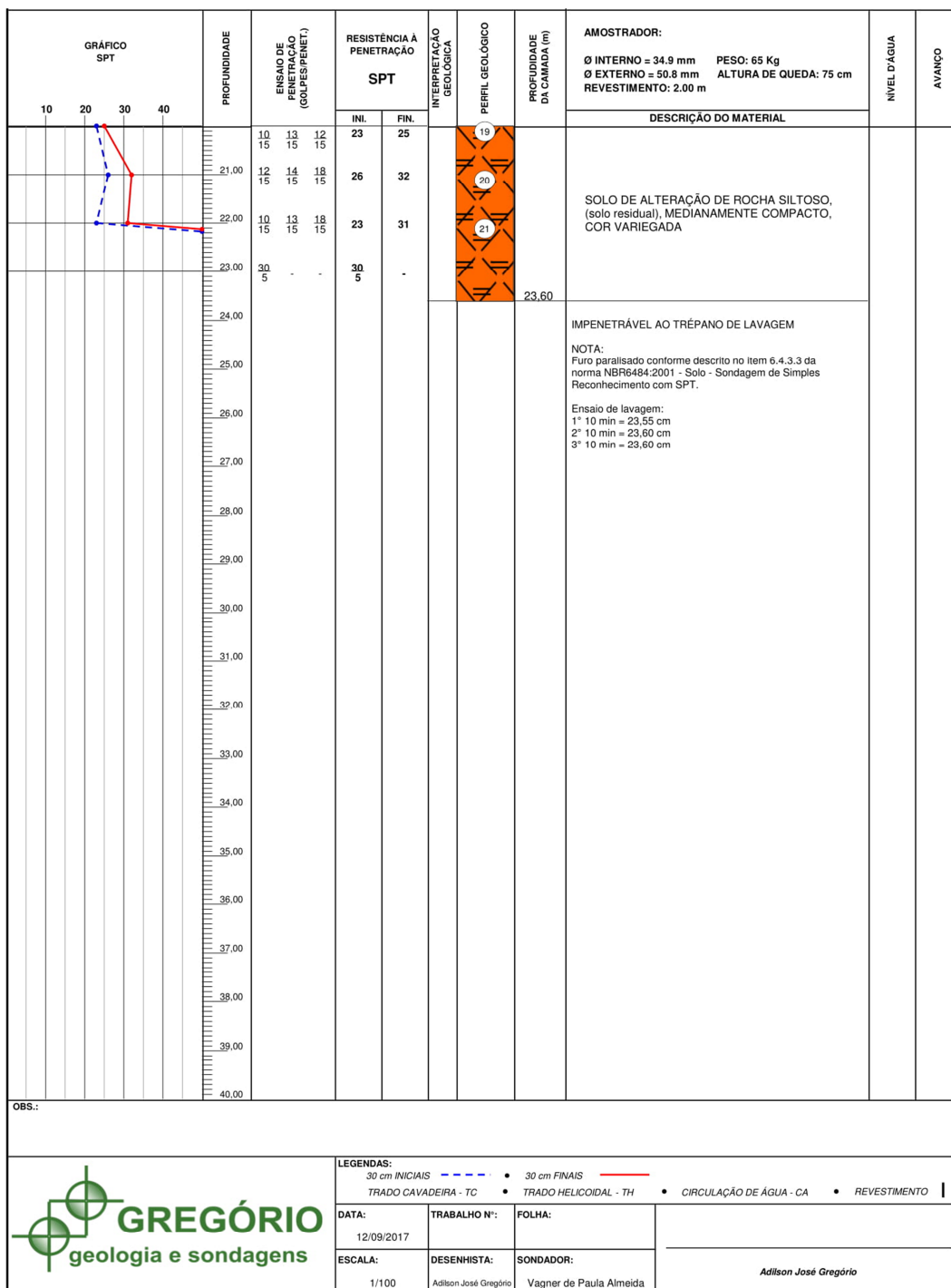
Tem-se a sondagem de um terreno no centro de Campo Mourão nas figura 17 e figura 18.

Figura 17 – Sondagem de simples reconhecimento do solo com SPT



Fonte: Sondagem de terreno no centro de Campo Mourão.

Figura 18 - Sondagem de simples reconhecimento do solo com SPT



Fonte: Sondagem de terreno no centro de Campo Mourão.

Com N_{spt} da tabela calcularam-se as resistências admissíveis de uma estaca pelo método de Aoki-Velloso através de uma planilha no Excel, e os valores são demonstrados na figura 19.

Figura 19 – Tensões admissíveis do solo

RELATÓRIO FINAL				
<i>Estaca</i>	<i>Tipo</i>		<i>Diâmetro (cm)</i>	<i>N.A (m)</i>
Moldada in-loco	Hélice Contínua		80	41
Carga Admissível na cota de apoio da Estca (kN)				
<i>Cota (m)</i>	<i>Aoki-Velloso</i>	<i>Décourt-Quaresma</i>	<i>Teixeira</i>	<i>Média</i>
22,00	2129,09	1774,75	1720,77	1874,87

Carga Geotécnica Admissível (kN)				
<i>Profundidade (m)</i>	<i>Aoki-Velloso</i>	<i>Décourt-Quaresma</i>	<i>Teixeira</i>	<i>Média</i>
6	207,35	296,57	321,45	275,12
7	248,81	343,12	356,45	316,13
8	293,05	399,88	385,36	359,43
9	309,64	456,75	420,68	395,69
10	356,63	504,09	469,19	443,30
11	375,99	561,89	511,91	483,26
12	425,75	600,29	555,48	527,17
13	417,45	699,27	593,08	569,94
14	619,27	800,28	664,53	694,69
15	685,62	913,38	744,70	781,23
16	724,33	1008,15	820,73	851,07
17	884,67	1205,27	931,24	1007,06
18	1268,95	1386,70	1078,96	1244,87
19	1938,33	1497,86	1340,38	1592,19
20	1684,33	1590,91	1476,91	1584,05
21	2074,14	1660,65	1640,06	1791,62
22	2129,09	1774,75	1720,77	1874,87

Fonte: Autoria própria.

De acordo com as cargas adquiridas no modelo de vínculos rígidos, realizou-se o processo de estaqueamento e comparou-se com as resistências admissíveis. Como resultado, observa-se um resumo na tabela 20.

Tabela 20 - Estaqueamento

Pilar	Nº de estacas	Diâmetro da estaca (cm)	Profundidade (m)
1	2	80	18
2	2	80	18
3	2	80	18
4	2	80	18
5	4	80	18
6	6	80	20
7	4	80	18
8	2	80	20
9	4	80	20
10	2	80	20
11	2	80	20
12	4	80	20
13	2	80	20
14	4	80	18
15	6	80	20
16	4	80	18
17	2	80	18
18	2	80	18
19	2	80	18
20	2	80	18

Fonte: Autoria própria.

6.6 Cálculo dos coeficientes de mola

O método de análise de estrutura usando a interação solo estrutura tem o intuito de simular o comportamento do solo, portanto a disposição das molas é de extrema importância. O modelo desse trabalho conta com molas dispostas nas estacas em todo o comprimento de maneira linear. Optou-se por colocar molas nas três direções, x, y e z, a cada metro.

O cálculo dos coeficientes de mola foi realizado usando o método analítico do Manual teórico do TQS para estacas de 80 cm de diâmetro, chegando em valores de K_x , K_y e K_z (ver tabela 21). Os valores de K_x e K_y são iguais, calculado com a área de corte da estaca em um plano vertical, ou seja, o diâmetro vezes a altura. O valor de K_z foi calculado com o corte horizontal na estaca, usando a área do círculo.

Tabela 21 – Valores de K_x , K_y e K_z .

Profundidade	σ (kgf/cm ²)	σ (kgf/cm ³)	K_z (kN/m)	K_x e K_y (kN/m)
1	1,40	2,74	13765,76	21920,00
2	1,80	3,28	16478,72	24240,00
3	0,80	2,02	10148,48	16160,00
4	1,20	2,38	11957,12	19040,00
5	1,00	2,02	10148,48	16160,00
6	0,80	2,02	10148,48	16160,00
7	1,00	2,02	10148,48	16160,00
8	1,20	2,56	12861,44	20480,00
9	1,20	2,56	12861,44	20480,00
10	1,40	2,74	13765,76	21920,00
11	1,40	2,74	13765,76	21920,00
12	1,60	3,10	15574,40	24800,00
13	1,40	2,74	13765,76	21920,00
14	2,60	4,80	24115,20	38400,00
15	2,80	5,20	26124,80	41600,00
16	2,80	5,20	26124,80	41600,00
17	3,60	6,60	33158,40	52800,00
18	5,80	8,00	40192,00	64000,00
19	6,60	8,00	40192,00	64000,00
20	5,00	8,00	40192,00	64000,00
21	6,40	8,00	40192,00	64000,00
21	6,20	8,00	40192,00	64000,00

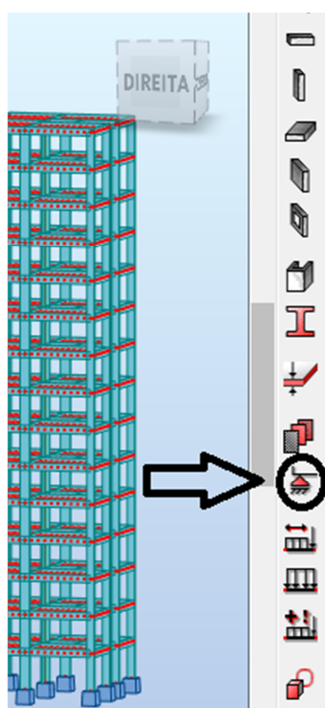
Autoria própria

6.7 Modelagem com vínculos rígidos

Essa modelagem considerou que os apoios do projeto fossem engastes perfeitos, ou seja, bloqueando todos os graus de liberdade. Esse modelo é uma simplificação do que acontece na realidade, porém por sua simplicidade, é empregado na grande maioria dos projetos.

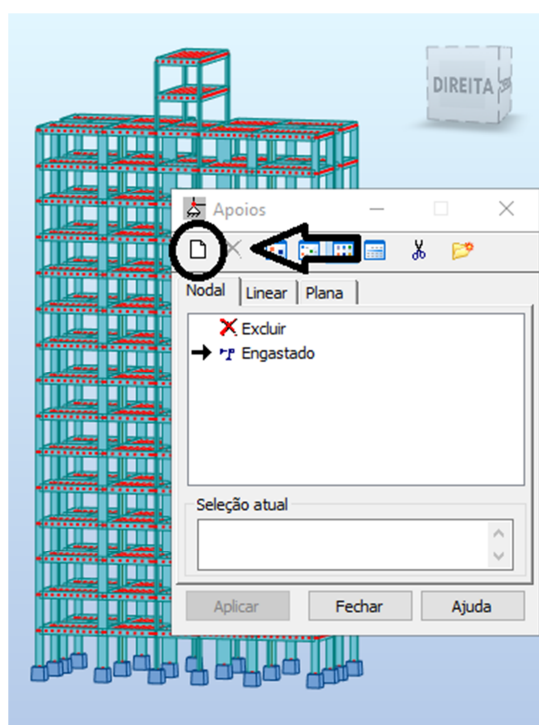
Para inserir a vinculação no programa *Autodesk Robot* é imprescindível conhecer a ferramenta a ser utilizada. Na barra de opções no lado direito da tela há a opção de apoios (ver figura 20). Existem diversas possibilidades para vinculação, e para cada caso é necessário criar uma vinculação específica. Portanto, cria-se um novo apoio (ver figura 21), e na opção rígido seleciona todas as direções para mantê-las fixas (ver figura 22).

Figura 20 – Opção de apoio na barra de opções.



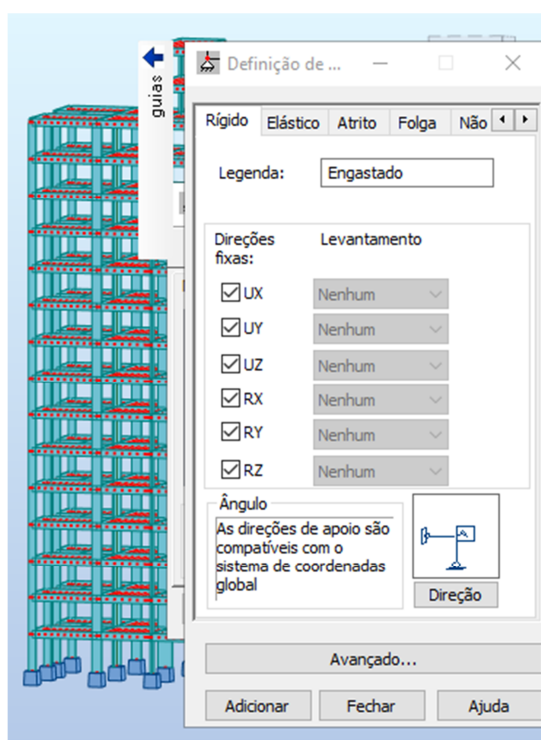
Fonte: Autoria própria.

Figura 21 – Criar novo apoio.



Fonte: Autoria própria.

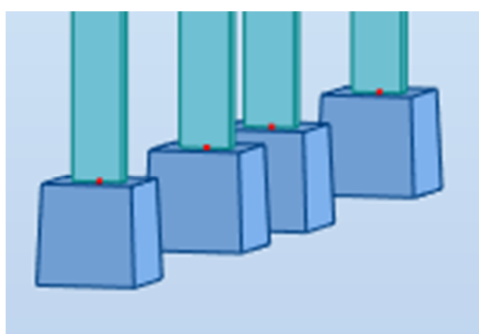
Figura 22 – Opções para adicionar vínculos rígidos.



Fonte: Autoria própria.

Configurando a vinculação é só adicionar o apoio em todos os pilares e a representação de um vínculo rígido fica como demonstrado na figura 23.

Figura 23 – Modelo de vínculo rígido.



Fonte: Autoria própria.

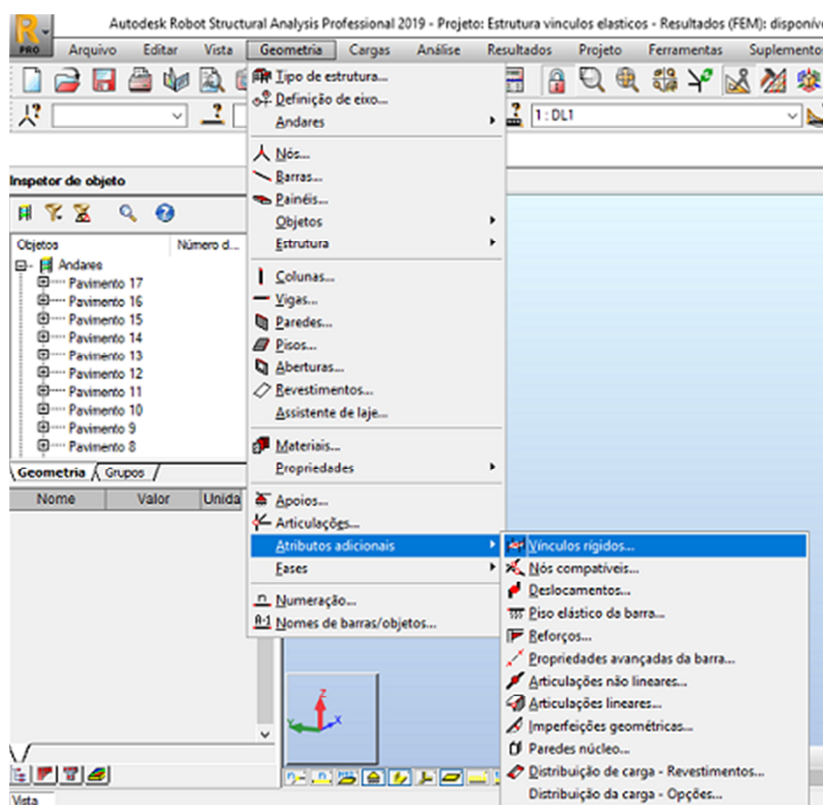
6.8 Modelagem com vínculos elásticos

Essa modelagem está relacionada com a aproximação do comportamento do solo com a aplicação de molas sequencialmente no comprimento da estaca. Para modelar esse vínculo precisa-se simular um bloco de fundação com estacas.

No programa *Autodesk Robot*, primeiramente é necessário adicionar as barras/colunas para simular a estaca conforme o cálculo de estaqueamento. Depois é necessário ligar a fundação aos pilares do pavimento térreo, isto é, um bloco de fundação.

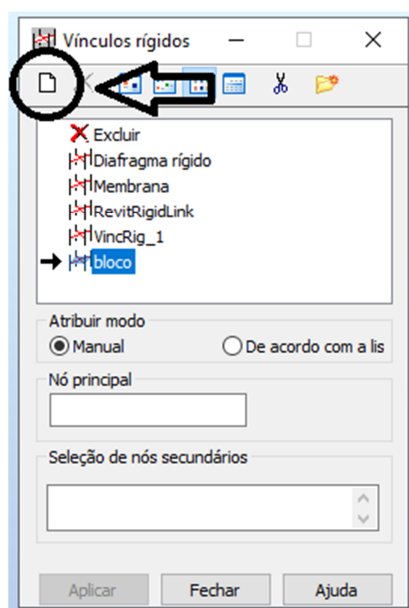
Por simplificação todos os blocos de fundação do edifício foram considerados com altura de um metro. No programa foi necessário usar a ferramenta de “vínculos rígidos”, encontrada na barra de opções “geometria”, como mostra a figura 24. Com a mesma metodologia de criar apoio, é necessário criar um novo vínculo (ver figura 25). Na figura 26 tem-se a opções a serem selecionadas de maneira que essa ferramenta se comporte como um bloco de fundação.

Figura 24 – Vínculos rígidos.



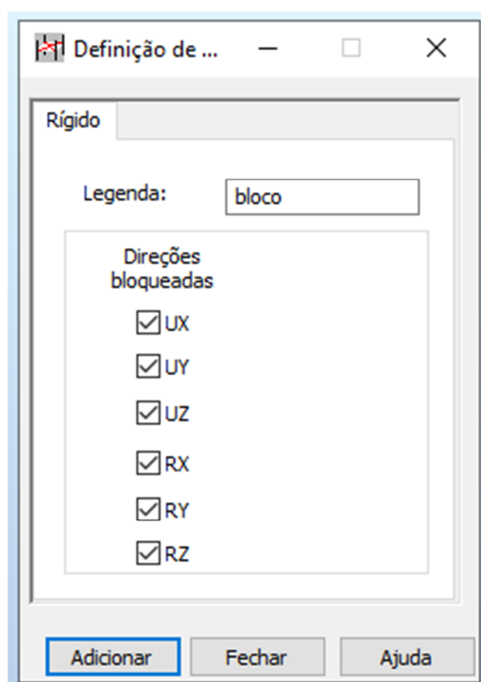
Fonte: Autoria própria.

Figura 25 – Vínculo rígido para representação de um bloco de fundação.



Fonte: Autoria própria.

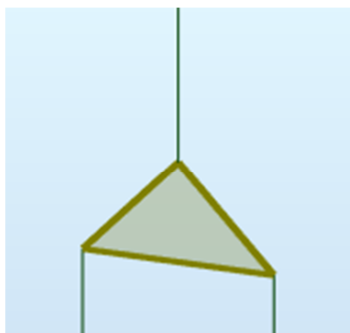
Figura 26 - Opções para adicionar vínculo rígido.



Fonte: Autoria própria.

Clicando na opção de adicionar, basta criar os vínculos, sempre selecionando o pilar depois as estacas, até que tenha uma representação como a da figura 27.

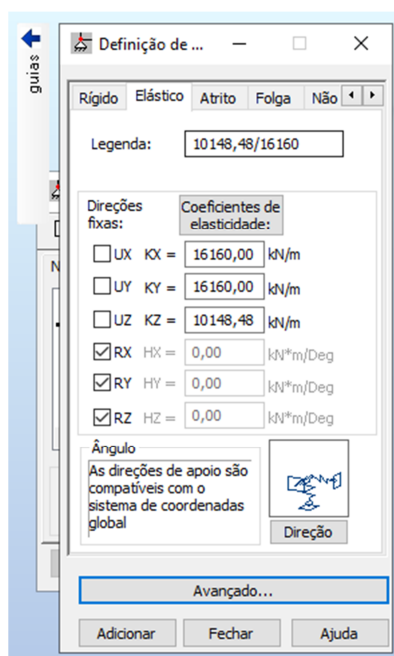
Figura 27 – Modelo de um vínculo rígido.



Fonte: Autoria própria.

Adicionados os vínculos rígidos é necessário colocar as molas para cada metro de profundidade. Também como nos vínculos rígidos é necessário criar um novo apoio, porém nesse modelo, os itens selecionados estão na opção elástico, e completa-se os valores de coeficiente de mola para cada direção, como na figura 28.

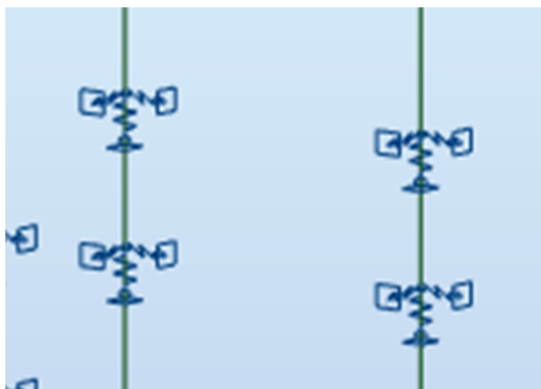
Figura 28 – Exemplo de opções para adicionar vínculos elásticos.



Fonte: Autoria própria.

Configurando a vinculação é só adicionar o apoio em todos os pontos e a representação de um vínculo elástico contínuo linear tem a configuração como demonstrado na figura 29.

Figura 29 - Representação de vínculo elástico contínuo linear



Fonte: Autoria própria.

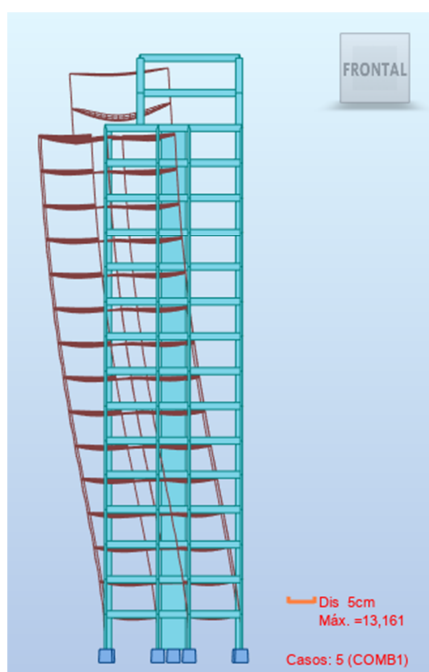
7 RESULTADOS

7.1 Deslocamentos

Segundo a ABNT NBR 6118:2014, os deslocamentos limites são valores práticos utilizados para verificação em serviço do estado limite de deformações excessivas da estrutura. Os resultados dos deslocamentos horizontais obtidos pelo programa para cada combinação são diferentes para cada modelagem do trabalho.

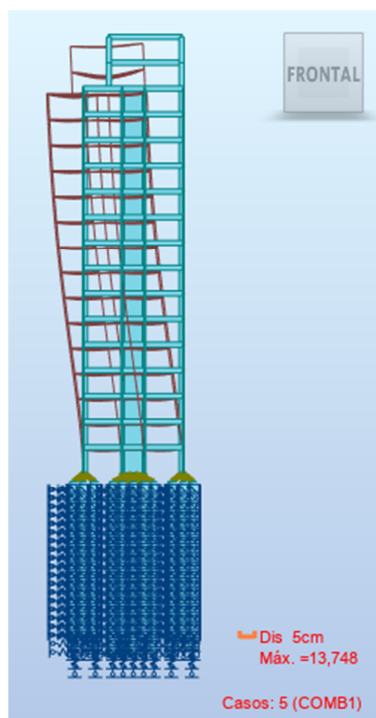
Tem-se os seguintes diagramas de deformações, para vínculos rígidos e vínculos elásticos, representados nas figuras 30, 31, 32, 33, 34, 35, 36 e 37.

Figura 30 – Deslocamento para combinação 1 do modelo de vínculos rígidos



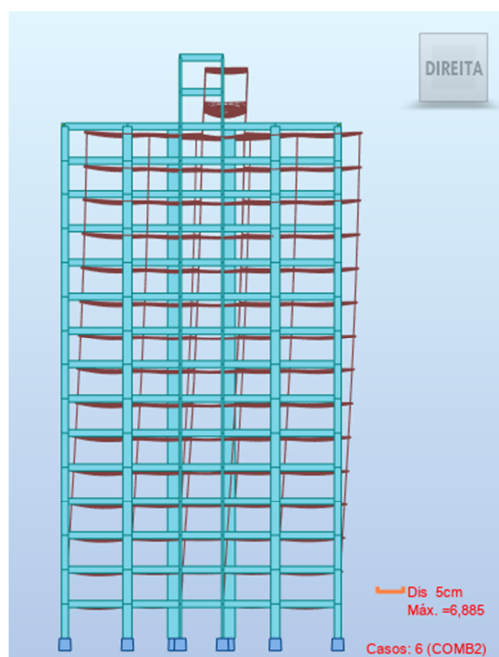
Fonte: Autoria própria.

Figura 31 - Deslocamento para combinação 1 do modelo de vínculos elástico contínuos lineares.



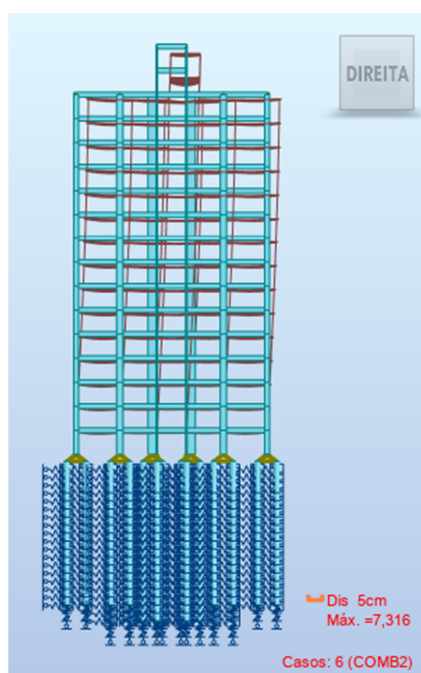
Fonte: Autoria própria.

Figura 32 – Deslocamento para combinação 2 do modelo de vínculos rígidos.



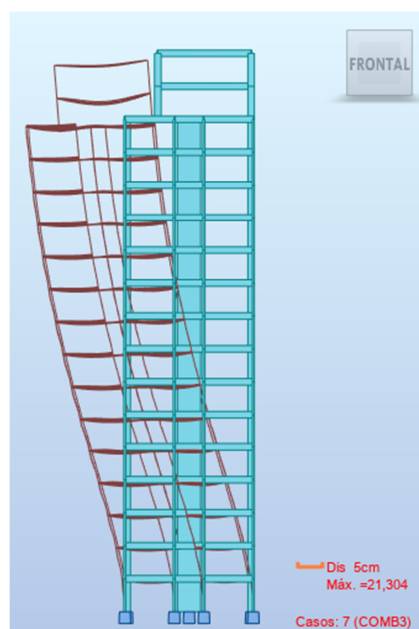
Fonte: Autoria própria.

Figura 33 - Deslocamento para combinação 2 do modelo de vínculos elástico contínuos lineares



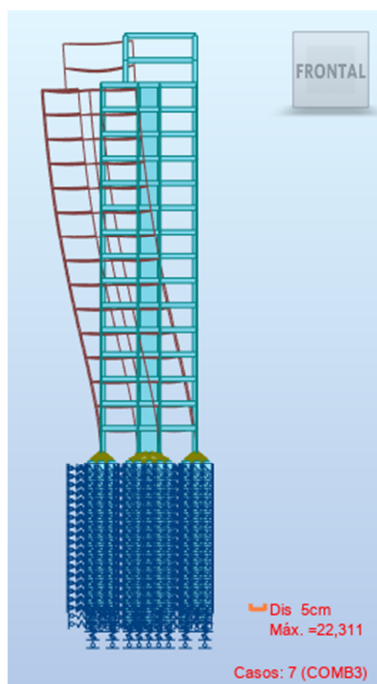
Fonte: Autoria própria.

Figura 34 – Deslocamento para combinação 3 do modelo de vínculos rígidos.



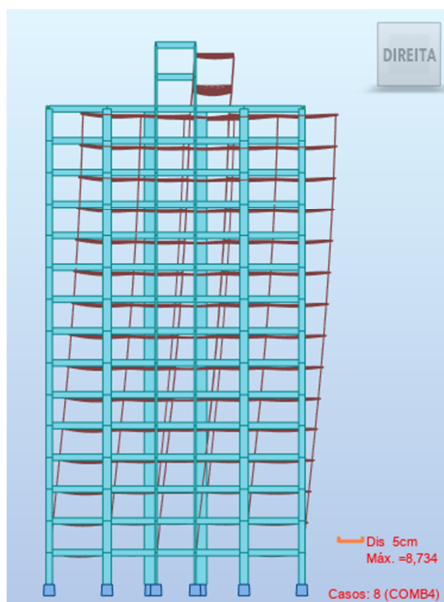
Fonte: Autoria própria.

Figura 35 - Deslocamento para combinação 3 do modelo de vínculos elástico contínuos lineares.



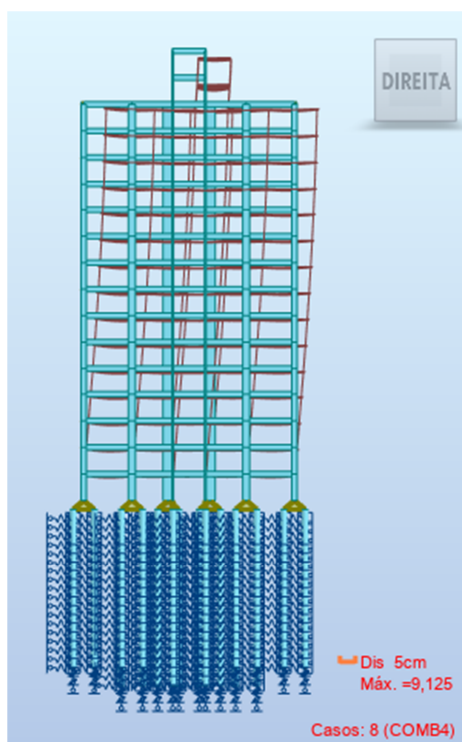
Fonte: Autoria própria.

Figura 36 – Deslocamento para combinação 4 do modelo de vínculos rígidos.



Fonte: Autoria própria.

Figura 37 - Deslocamento para combinação 4 do modelo de vínculos elástico contínuos lineares.



Fonte: Autoria própria.

Em resumo, tem-se os deslocamentos máximos mostrados na tabela 22.

Tabela 22 - Deslocamentos horizontais (cm).

	Vínculo rígido	Vínculo elástico
Combinação 1	13,161	13,748
Combinação 2	6,885	7,316
Combinação 3	21,304	22,311
Combinação 4	8,734	9,125

Fonte: Autoria própria.

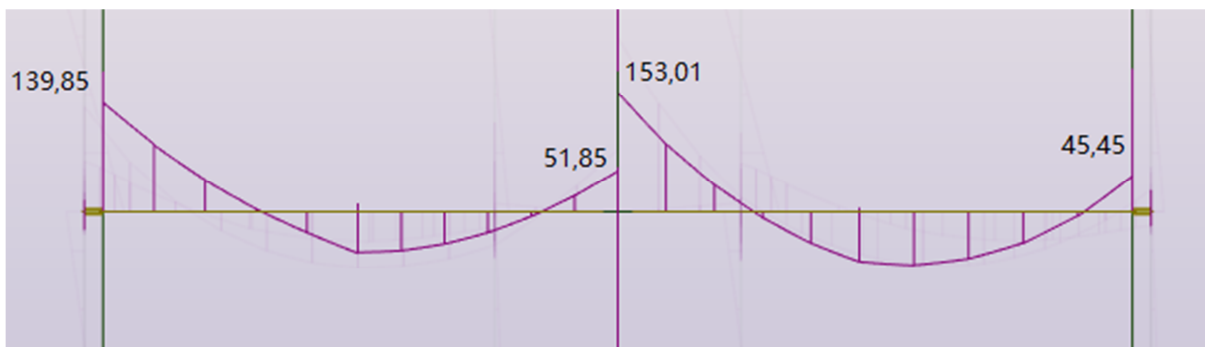
7.2 Momento fletor

Para analisar os resultados encontrados no programa, seria necessário analisar toda a estrutura, porém nesse trabalho escolheu-se uma viga e um pilar para fazer a comparação dos modelos. Foi usada a viga 5 e o pilar 9 do projeto e têm-se os seguintes diagramas de momento fletor em ambas as vinculações.

7.2.1 Viga 5

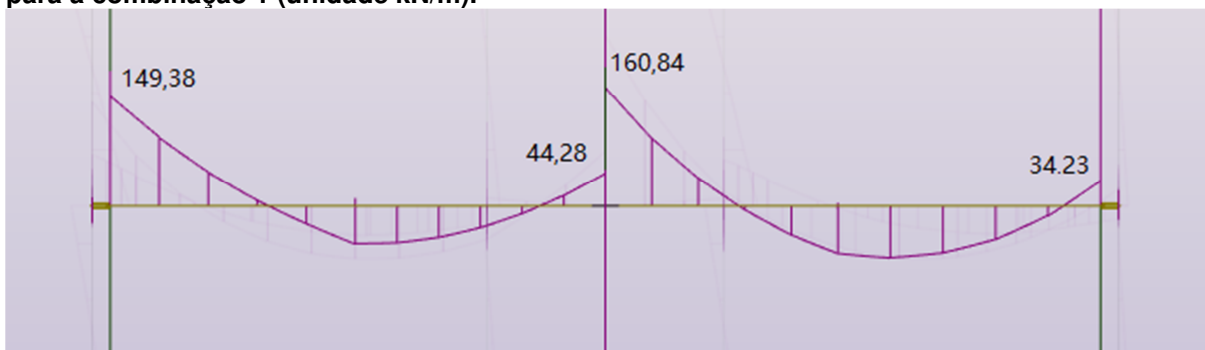
Considerando uma das vigas mais solicitadas na estrutura, a viga 5, obtiveram-se os diagramas de momento fletor para os dois modelos de vinculação: rígidos e elásticos mostrados nas seguintes figuras 38, 39, 40, 41, 42, 43, 44 e 45.

Figura 38 – Diagrama de momento fletor na viga 5 do modelo de vínculos rígidos para a combinação 1 (unidade kN/m).



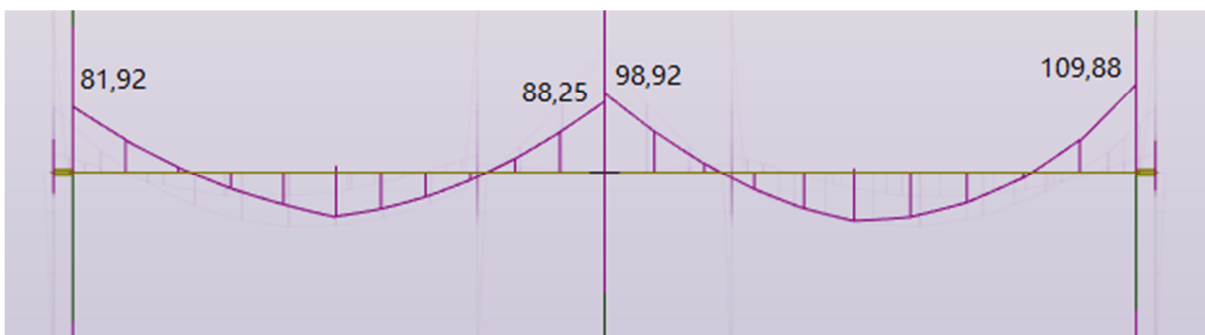
Fonte: Autoria própria.

Figura 39 – Diagrama de momento fletor na viga 5 do modelo de vínculos elásticos contínuos para a combinação 1 (unidade kN/m).



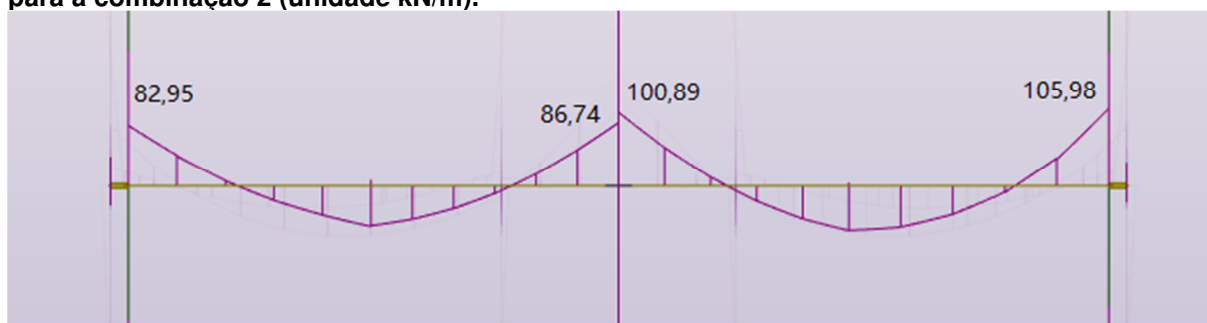
Fonte: Autoria própria.

Figura 40 – Diagrama de momento fletor na viga 5 do modelo de vínculos rígidos para a combinação 2 (unidade kN/m).



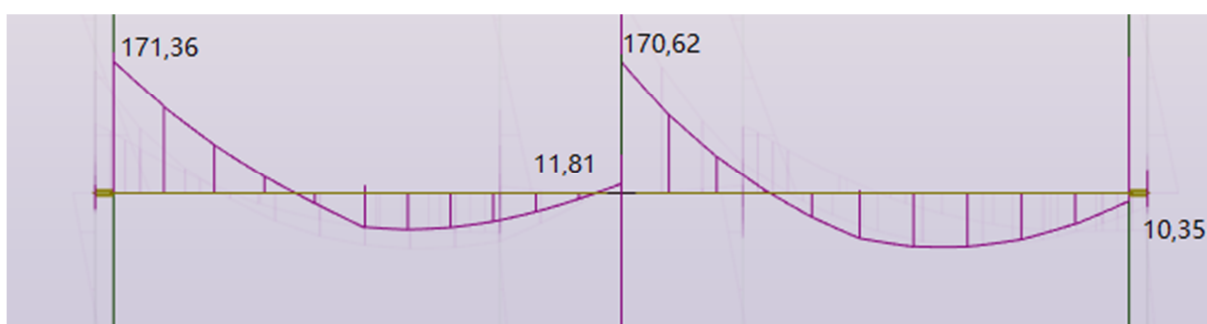
Fonte: Autoria própria.

Figura 41 – Diagrama de momento fletor na viga 5 do modelo de vínculos elásticos contínuos para a combinação 2 (unidade kN/m).



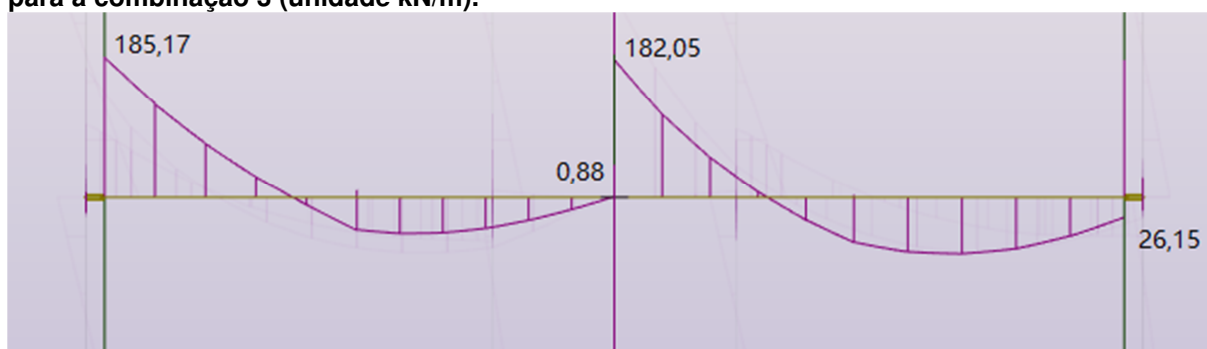
Fonte: Autoria própria.

Figura 42 – Diagrama de momento fletor na viga 5 do modelo de vínculos rígidos para a combinação 3 (unidade kN/m).



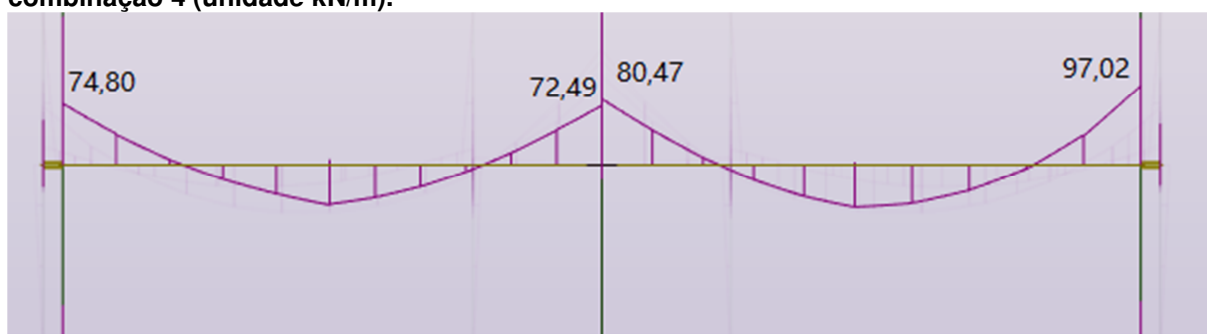
Fonte: Autoria própria.

Figura 43 – Diagrama de momento fletor na viga 5 do modelo de vínculos elásticos contínuos para a combinação 3 (unidade kN/m).



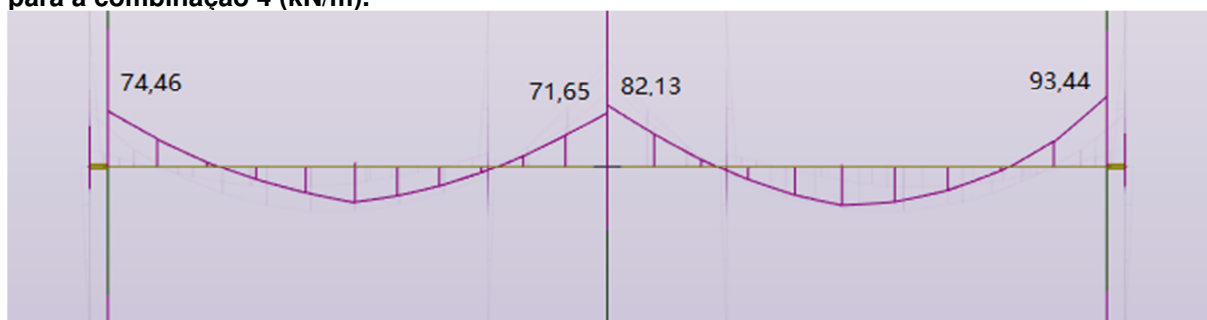
Fonte: Autoria própria.

Figura 44 – Diagrama de momento fletor na viga 5 do modelo de vínculos rígidos para a combinação 4 (unidade kN/m).



Fonte: Autoria própria.

Figura 45 – Diagrama de momento fletor na viga 5 do modelo de vínculos elásticos contínuos para a combinação 4 (kN/m).



Fonte: Autoria própria.

7.2.2 Pilar 9

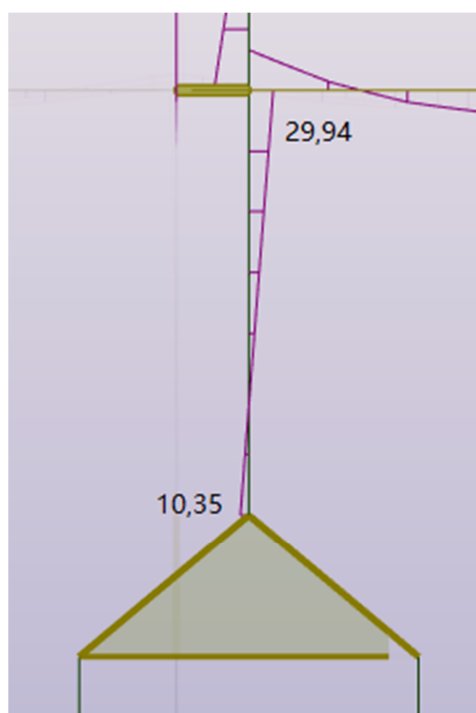
Como para a viga, escolheu-se o pilar 9, por estar localizado da região central do edifício e observa-se os seguintes diagramas de momento fletor nos casos de vínculos rígidos e vínculos deslocáveis nas figuras 46, 47, 48, 49, 50, 51, 52 e 53.

Figura 46 – Diagrama de momento fletor na pilar 9 do modelo de vínculos rígidos para a combinação 1 (unidade kN/m).



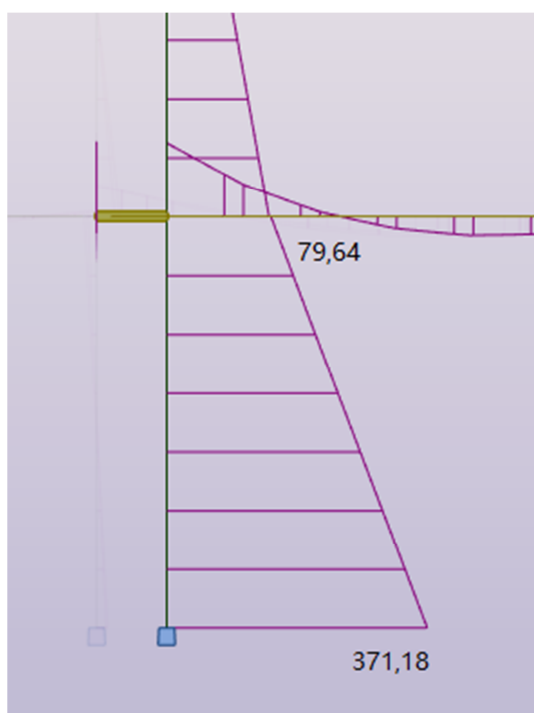
Fonte: Autoria própria.

Figura 47 – Diagrama de momento fletor no pilar 9 do modelo de vínculos elásticos contínuos para a combinação 1 (unidade kN/m).



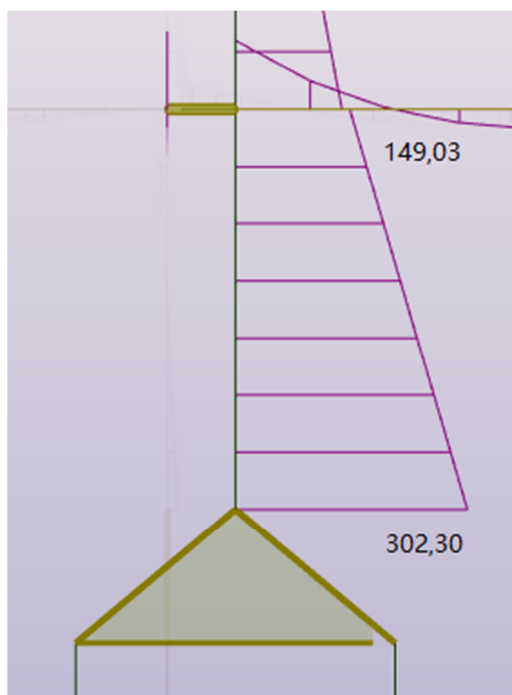
Fonte: Autoria própria.

Figura 48 – Diagrama de momento fletor na pilar 9 do modelo de vínculos rígidos para a combinação 2 (unidade kN/m).



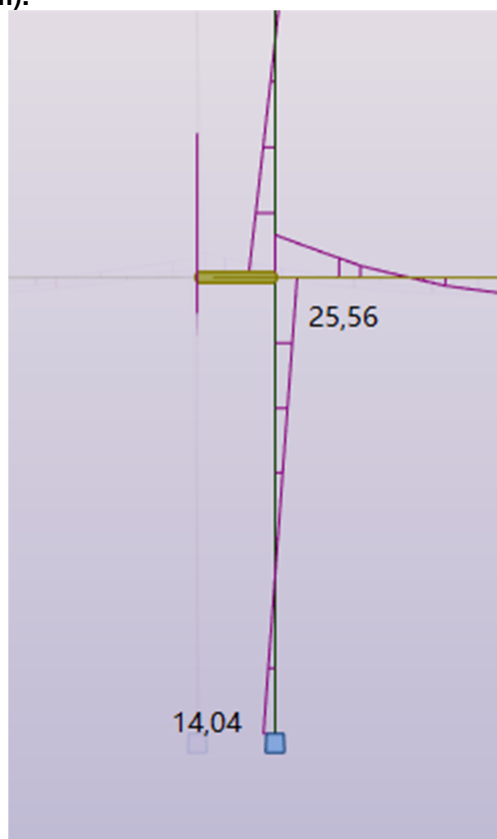
Fonte: Autoria própria.

Figura 49 – Diagrama de momento fletor no pilar 9 do modelo de vínculos elásticos contínuos para a combinação 2 (unidade kN/m).



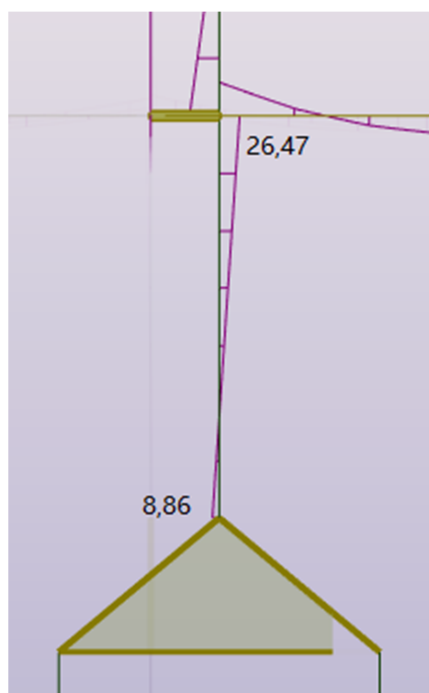
Fonte: Autoria própria.

Figura 50 – Diagrama de momento fletor na pilar 9 do modelo de vínculos rígidos para a combinação 3 (unidade kN/m).



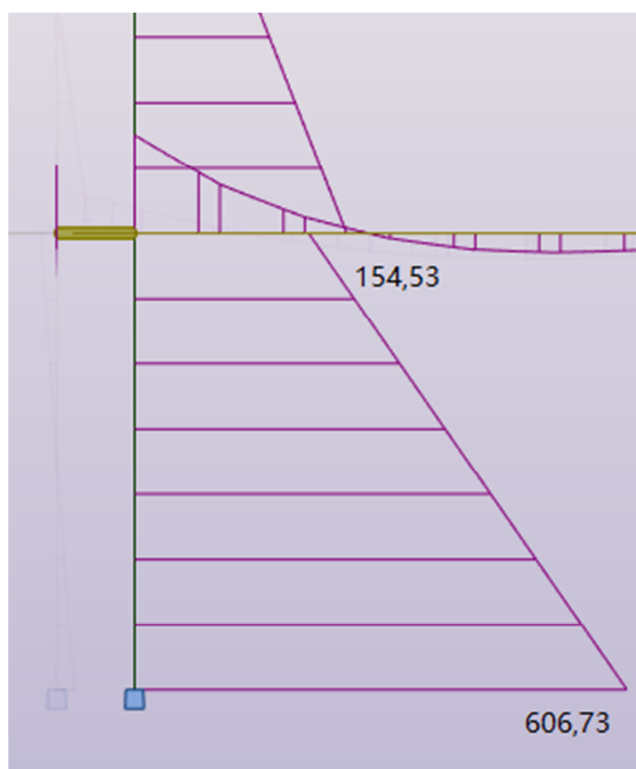
Fonte: Autoria própria.

Figura 51 – Diagrama de momento fletor no pilar 9 do modelo de vínculos elásticos contínuos para a combinação 3 (unidade kN/m).



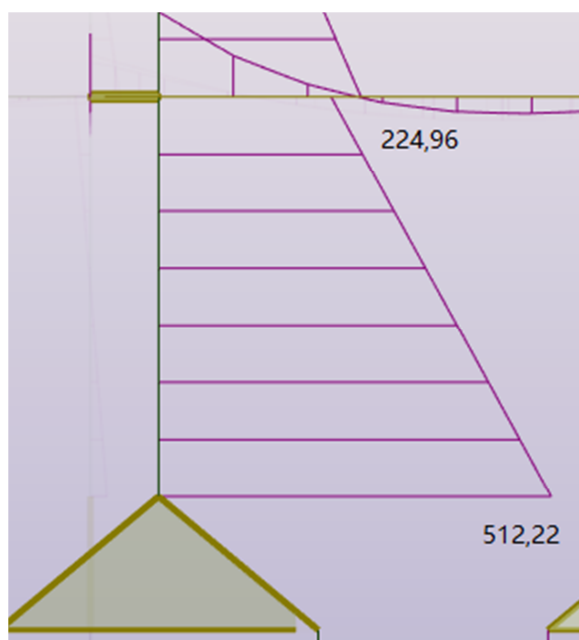
Fonte: Autoria própria.

Figura 52 – Diagrama de momento fletor na pilar 9 do modelo de vínculos rígidos para a combinação 4 (unidade kN/m).



Fonte: Autoria própria.

Figura 53 – Diagrama de momento fletor no pilar 9 do modelo de vínculos elásticos contínuos para a combinação 4 (unidade kN/m).



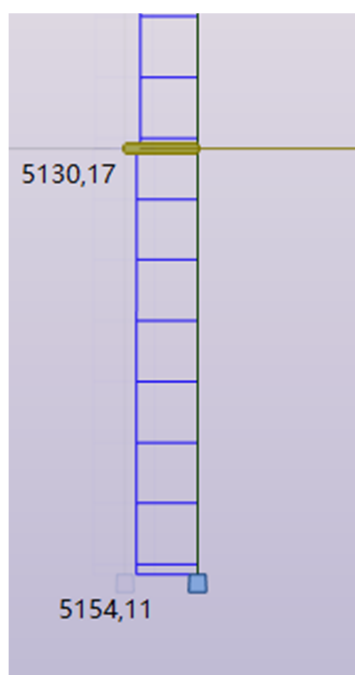
Fonte: Autoria própria.

7.3 Força normal de compressão no pilar 9

Para uma análise mais detalhada da interação solo-estrutura é necessário também saber as forças normais, que no caso dos pilares, resultantes de compressão, suportam o peso de todo o restante da estrutura. Foi escolhido o pilar 9 por estar localizado na parte central do edifício, e foi analisada nas duas modelagens do trabalho, usando vínculos rígidos e vínculos elásticos.

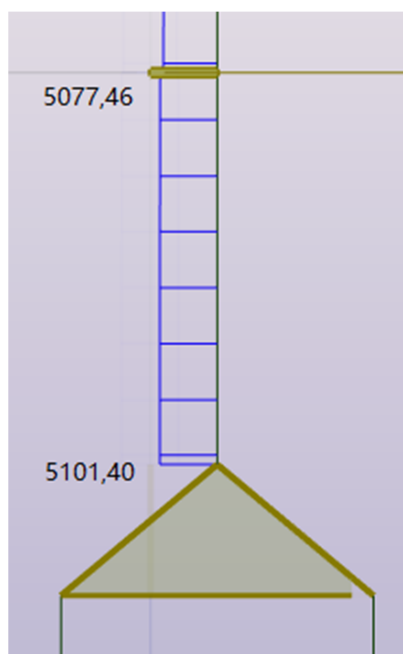
Os diagramas de força normal para o pilar 9 tem a forma segundo as figuras 54, 55, 56, 57, 58, 59, 60 e 61 para a modelagem de vínculos rígidos e vínculos elásticos.

Figura 54 – Diagrama de força normal no pilar 9 do modelo de vínculos rígidos para a combinação 1 (unidade kN).



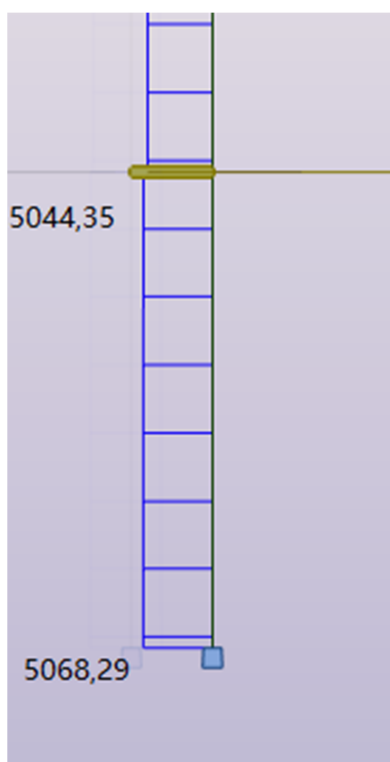
Fonte: Autoria própria.

Figura 55 – Diagrama de força normal no pilar 9 do modelo de vínculos elásticos contínuos para a combinação 1 (unidade kN).



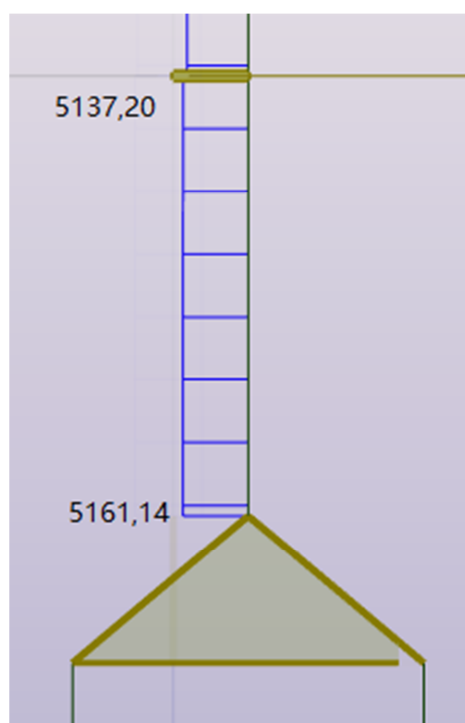
Fonte: Autoria própria.

Figura 56 – Diagrama de força normal no pilar 9 do modelo de vínculos rígidos para a combinação 2 (unidade kN).



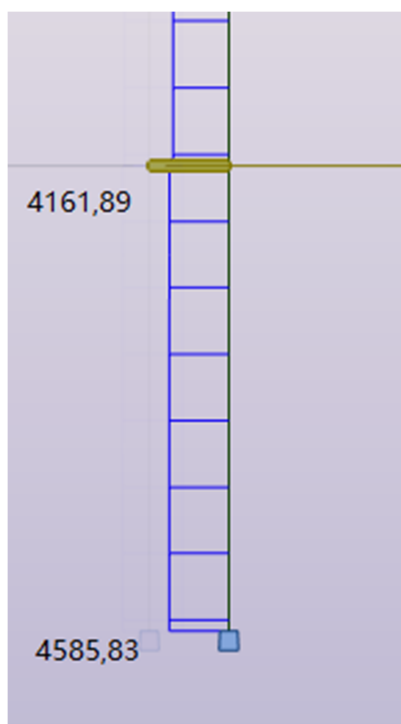
Fonte: Autoria própria.

Figura 57 – Diagrama de força normal no pilar 9 do modelo de vínculos elásticos contínuos para a combinação 2 (unidade kN).



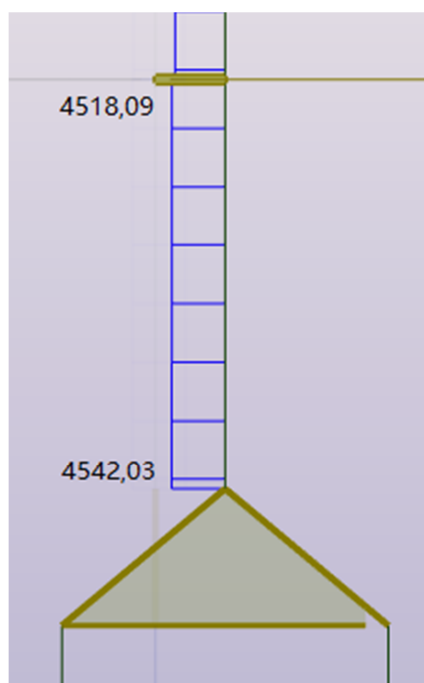
Fonte: Autoria própria.

Figura 58 – Diagrama de força normal no pilar 9 do modelo de vínculos rígidos para a combinação 3 (unidade kN).



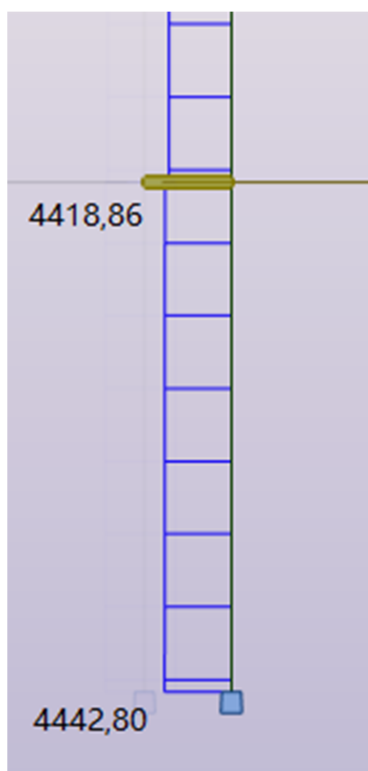
Fonte: Autoria própria.

Figura 59 – Diagrama de força normal no pilar 9 do modelo de vínculos elásticos contínuos para a combinação 3 (unidade kN).



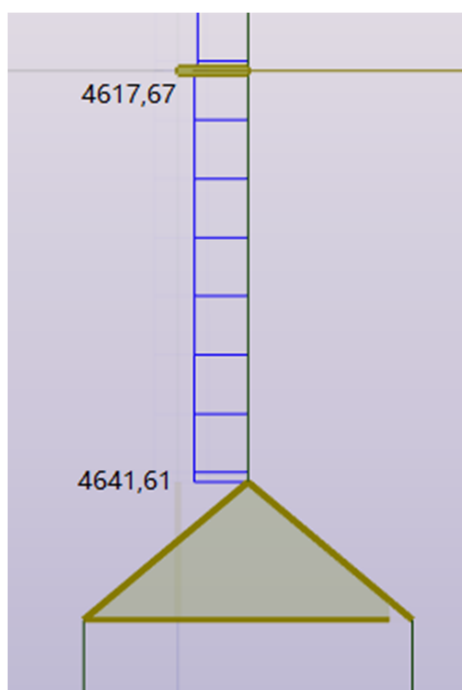
Fonte: Autoria própria.

Figura 60 – Diagrama de força normal no pilar 9 do modelo de vínculos rígidos para a combinação 4 (unidade kN).



Fonte: Autoria própria.

Figura 61 – Diagrama de força normal no pilar 9 do modelo de vínculos elásticos contínuos para a combinação 4 (unidade kN).



Fonte: Autoria própria.

7.4 Comentários

A partir dos diagramas mostrados nas figuras acima, tem-se diferenças de deslocamentos de um modelo para o outro, na margem de 10%, ou seja, com a análise da interação solo estrutura, os deslocamentos aumentam consideravelmente em relação ao modelo de vínculos elásticos. Em relação aos momentos fletores, percebe-se que aumentam nas vigas e diminuem nas bases dos pilares. Nos pilares a diferença é grande, chegando até a 40% de diferença.

8 CONCLUSÃO

Os resultados deste trabalho comprovam a importância da interação solo-estrutura e sua repercussão no desempenho de edificações. A partir dos dados obtidos nesse trabalho, nota-se o esperado desde o início: há uma diferença significativa na análise dos diagramas de esforços entre os dois modelos, principalmente nos pilares.

O modelo de vínculos rígidos, com a simulação de um engaste, trava todos os graus de liberdade em uma estrutura, gerando reações e momentos em todas as direções (x, y e z). Por essas características pode ser considerado um apoio hipotético, não representando fielmente os esforços que acontecem na realidade.

Já o modelo de vínculos elásticos, que implica em imitar o comportamento do solo, tem as vinculações representadas por molas, através de dados do SPT do local de aplicação. Nesse projeto a simulação aconteceu com molas contínuas linearmente no comprimento da estaca, e os resultados podem ser considerados mais próximos a realidade, cujos diagramas expõem valores mais moderados e realistas nos pilares e valores mais elevados em vigas.

Uma consideração sobre a usabilidade do programa é que o programa é um pouco limitado às tecnologias atuais. Mesmo possuindo a tecnologia BIM, a interação dos programas *Autodesk Revit* com o *Autodesk Robot* não é perfeita, ou seja, os programas não se comunicam perfeitamente, principalmente nas vinculações entre vigas e pilares quando não se encaixam no centroide. Essa foi uma das restrições encontradas para a produção do trabalho.

Como continuação e complemento desse trabalho, pode-se realizar a modelagem com vínculos elásticos discretos e também vínculos elásticos contínuos não lineares. Também é considerável estudar os efeitos de segunda ordem desse trabalho.

9 REFERÊNCIAS

AOKI, N.; VELLOSO, D. A. (1975). **An approximate method to estimate the bearing capacity of piles**. V TH PAN AMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, Buenos Aires, Tomo I, p.367-376.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122: Projeto e execução de fundações**. Rio de Janeiro, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas** - . Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações** -. Rio de Janeiro, 1980.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118 Projeto de estruturas de concreto - procedimento** . Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123 Forças devido ao vento em edificações**. Rio de Janeiro, 1988.

AUTODESK Robot Structural Analysis, versão estudantil 2016, Autodesk Inc. 1982, California.

CARVALHO, R. C.; DE FIGUEIREDO FILHO, J. R. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado: segundo a nbr 6118:2003**. EDUFSCAR, 2004.

CHRISTAN, Priscila de. **Estudo da interação solo-estaca sujeito a carregamento horizontal em ambientes submersos**. 2012. 192 f. Dissertação de Mestrado - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná - UTFPR. Curitiba, 2012.

COLARES, George M. C. **Programa para análise da interação solo-estrutura no projeto de edifícios**. 2006. Dissertação de Mestrado - Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo – UFCAR. São Paulo, 2006.

CRESPO, Vitor Augusto de Souza. **Estudo da sensibilidade de edificações em relação ao solo** (dissertação). Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro. Curso de Engenharia Civil. Rio de Janeiro, 2004.

GUSMÃO, A. D.; LOPES, F. R. (1991). **On the influence of soil - structure interaction in the distribution of foundation loads and settlements**. X ECSMFE Deformation of Soil and Displacements of Structures, Vol II. Firenze – Itália.

PIZA, Isabella F. (2017). **Roteiro de modelagem estrutural utilizando a tecnologia BIM, desde a modelagem no Revit até a análise estrutural no Robot.** Campo Mourão, 2017. 86 p. Trabalho de Conclusão de Curso – Universidade Tecnológica Federal do Paraná

IWAMOTO, R. K. **Alguns aspectos dos efeitos da interação solo – Estrutura em edifícios de múltiplos andares com Fundação profunda.** 2000. Dissertação de Mestrado - Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo – UFCAR. São Carlos, 2000.

JÚNIOR, Osvaldo G. H. de. **Interação solo-estrutura para edifícios de concreto armado sobre fundações diretas.** 1998. Dissertação de Mestrado - Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo – UFCAR. São Paulo, 1998.

MANUAL TERORICO TQS, **SISEs – Sistema de interação solo – estrutura.** Informática TQS. 2011

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

MORRISON, Nelson (1993). **Interacción suelo-estructuras: semi-espacio de Winkler.** Universidad Politécnica de Cataluna, Barcelona-Espanha.

PORTO, Thiago B. & SILVA, Roberto M. **Sudy of a structural masonry building with the analysis of soli-structure interaction.** *Mecánica Computacional Vol XXIX*, págs. 1555-1574 (artículo completo). Buenos Aires, Argentina, 15-18 Noviembre 2010.

ROJAS, José W. J. Notas de aula de estruturas de fundações, **Estacas sob esforços transversais.** Porto Alegre, 2007.

SILVA, Nelson U. P. da. **Análise de tensões verticais em edifícios de alvenaria estrutural considerando a interação solo-estrutura** (dissertação). Universidade Federal de Minas Gerais. Engenharia de Estruturas. Belo Horizonte, 2006.