



UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
CENTRO TECNOLÓGICO
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

**CONFIABILIDADE ESTRUTURAL A MOMENTOS FLETORES
DE VIGAS DE TRANSIÇÃO PROTENDIDAS COM
MONOCORDOALHAS ENGRAXADAS**

BRUNO VALAR MARTINI

FLORIANÓPOLIS

2020



CONFIABILIDADE ESTRUTURAL A MOMENTOS FLETORES DE VIGAS DE TRANSIÇÃO PROTENDIDAS COM MONOCORDOALHAS ENGRAXADAS

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado ao Departamento de
Engenharia Civil da Universidade Federal
de Santa Catarina, como requisito exigido
pelo curso de Engenharia Civil.

Prof. Wellison José de Santana Gomes, Dr.

FLORIANÓPOLIS

2020

Ficha de identificação da obra elaborada pelo autor,
através do Programa de Geração Automática da Biblioteca Universitária da UFSC.

Martini, Bruno Valar

Confiabilidade Estrutural a Momentos Fletores de Vigas
de Transição Protendidas com Monocordoalhas Engraxadas /
Bruno Valar Martini ; orientador, Wellison José de Santana
Gomes , 2020.

139 p.

Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) -
Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico,
Graduação em Engenharia Civil, Florianópolis, 2020.

Inclui referências.

1. Engenharia Civil. 2. Confiabilidade estrutural. 3.
Simulação de Monte Carlo. 4. Estruturas de concreto
protendido. 5. Vigas de transição. I. , Wellison José de
Santana Gomes. II. Universidade Federal de Santa Catarina.
Graduação em Engenharia Civil. III. Título.

BRUNO VALAR MARTINI

**CONFIABILIDADE ESTRUTURAL A MOMENTOS FLETORES DE VIGAS
DE TRANSIÇÃO PROTENDIDAS COM MONOCORDOALHAS
ENGRAXADAS**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina, como requisito parcial exigido pelo curso de Graduação em Engenharia Civil.

Trabalho aprovado pela comissão examinadora em Florianópolis, no dia 04 de dezembro de 2020.

Prof. Luciana Rohde, Dra.
Coordenadora do Curso

Banca Examinadora:

Prof. Wellison José de Santana Gomes, Dr.
Orientador
Universidade Federal de Santa Catarina

Prof. Jano D'Araujo Coelho, Dr.
Universidade Federal de Santa Catarina

Eng. Civil Guilherme Laini Silveira

Este trabalho é dedicado a meus pais Eduardo Luiz Martini e
Grasiele Valar Martini

AGRADECIMENTOS

A meus pais Eduardo Luiz Martini e Grasielle Valar Martini e minha irmã Giulia Valar Martini, pelo apoio e carinho.

Ao professor Dr. Wellison José de Santana Gomes, pela orientação, explicações e correções.

Ao professor Dr. Jano D'Araujo Coelho, pelas explicações a respeito de concreto protendido e confiabilidade estrutural.

A Guilherme Laini Silveira, pelos ensinamentos de engenharia e orientações.

A Vinicius Passamani, pelos ensinamentos sobre modelagem estrutural e concreto protendido.

A Henrique Juliano Ghisi Scarduelli, pela ajuda com confiabilidade estrutural e Matlab.

A Alex Aduati, pelos ensinamentos sobre engenharia e aprendizados.

A Gustavo de Mello, pelos ensinamentos sobre mercado da construção e companheirismo.

Aos amigos da faculdade, pela convivência e companheirismo.

A Camila Brehmer, pelas correções e apoio.

RESUMO

Na concepção do projeto estrutural, o projetista deve desenvolver uma estrutura de forma que contemple requisitos de engenharia: segurança, economia e funcionamento. Isto indica que uma estrutura deve, concomitantemente, ser segura, viável economicamente e útil na sociedade. Entretanto, no que se refere à segurança, incertezas quanto ao desempenho da estrutura real frente ao modelo teórico estão sempre presentes, devido a diversas variáveis envolvidas e a simplificações que são adotadas na fase de elaboração do modelo estrutural. Isto faz com que elementos estruturais críticos possam gerar riscos significativos à integridade da edificação como um todo. No presente trabalho a teoria da confiabilidade estrutural é aplicada à análise de vigas de transição de concreto protendido no que se refere ao estado limite último de flexão. O método da Simulação de Monte Carlo é empregado para determinar probabilidades deste estado limite último ser violado. Por se tratar de elementos estruturais críticos em um edifício, justifica-se a aplicação da análise de confiabilidade estrutural, sendo esta uma ferramenta de avaliação mais adequada da segurança estrutural, por considerar as incertezas envolvidas, e cujos resultados auxiliam na tomada de decisão final do projeto. O objetivo deste trabalho consiste em verificar a confiabilidade de todas as vigas de transição protendidas de um edifício, projetadas de acordo com a norma NBR 6118 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento (ABNT, 2014), e investigar aspectos relacionados à natureza incremental de alguns carregamentos que usualmente atuam neste tipo de elemento estrutural. Constata-se que as distintas hipóteses de carregamento usualmente empregadas na prática de projeto podem levar a níveis de confiabilidade significativamente diferentes, sendo necessária ao projetista uma correta escolha da condição que mais se aproxima da realidade.

Palavras-chave: Confiabilidade estrutural. Simulação de Monte Carlo. Estruturas de concreto protendido. Vigas de transição.

ABSTRACT

During the structural design, the designer must develop a structure that contemplates engineering requirements related to safety, economy and operation. This indicates that a structure must, at the same time, be safe, economically viable and useful in society. However, regarding safety, uncertainties related to the performance of the real structure compared to the theoretical model are always present, due to several variables involved and simplifications that are adopted in the structural model elaboration phase. Therefore, critical structural elements may lead to significant risks to the integrity of the entire building. In the present study the Structural Reliability Theory is applied to the analysis of transfer beams of prestressed concrete regarding the ultimate limit state for bending. The Monte Carlo Simulation is used to determine the probabilities of this ultimate limit state being violated. Since these are critical structural elements in a building, the application of structural reliability analysis is justified, being a more adequate structural safety evaluation tool, which takes into account the uncertainties involved, and whose results help in the decision making process. The objective of this study is to verify the reliability of five proposed transfer beams of a building, designed in accordance with the NBR 6118 - Concrete Structure Design - Procedure (ABNT, 2014), and to investigate aspects related to the incremental nature of some loads that usually act in this type of structural element. It is verified that the different loading hypotheses usually employed in the design practice can lead to significantly different levels of reliability, being necessary for the designer a correct choice of the condition that is closest to reality.

Keywords: Structural reliability. Monte Carlo simulation. Prestressed concrete structures. Transfer beams.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Deslocamentos verticais em uma viga modelada em elementos finitos analisada no software ANSYS através do elemento solid187.....	20
Figura 2 – Fluxograma das etapas desenvolvidas no presente trabalho	23
Figura 3 - Domínios de falha e segurança	28
Figura 4 - Probabilidade de falha e índice de confiabilidade	30
Figura 5 – Modelo estrutural da torre escolhida desenvolvida no software TQS	37
Figura 6 – Vista lateral do edifício escolhido.....	38
Figura 7 – Corte esquemático (dimensões em m)	39
Figura 8 – Planta arquitetônica do pavimento tipo.....	40
Figura 9 - Tabela 7.2 – Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal para $\Delta c = 10$ mm	41
Figura 10 - Tabela 7.1 – Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto	42
Figura 11 - Distribuição de densidade de probabilidade da resistência a compressão do concreto	43
Figura 12 - Cordoalhas CP 190 RB e CP 210 RB.....	44
Figura 13 - Tabela 2 – Alvenarias	46
Figura 14 - Visualização 3D de cargas lineares disponível da versão 22 do TQS.....	47
Figura 15 – Mapa de isopletras de vento	48
Figura 16 – Coeficiente de arrasto C_a para edificações paralelepípedicas em vento de alta turbulência	50
Figura 17 – Lançamento da protensão nos pavimentos tipo	51
Figura 18 – Planta de formas do pavimento tipo.....	52
Figura 19 - Visão frontal do modelo estrutural	53
Figura 20 – Visualização 3D do pavimento térreo com as vigas de transição lançadas	54
Figura 21 – Planta de formas do térreo.....	55
Figura 22 – Pórtico espacial de um edifício	56
Figura 23 – Modelo de barra com 6 graus de liberdade	56
Figura 24 – Matriz de rigidez de barra de grelha em relação ao eixo local.....	57
Figura 25 – Coeficiente $G_{\alpha Z}$	58
Figura 26 – Coeficiente $P\text{-}\delta$	58
Figura 27 – Fissuras em alvenaria decorrentes de deformações da laje.....	59

Figura 28 - Tabela 13.3 – Limites para deslocamentos.....	60
Figura 29 – Deformada da laje	61
Figura 30 – Deformada diferida da laje.....	62
Figura 31 – Diagrama de deslocamentos máximos horizontais no pórtico.....	63
Figura 32 - Deslocamento máximo entre pisos	63
Figura 33 - Analogia do efeito da protensão com a introdução de um estado prévio de tensões em um conjunto de livros dispostos horizontalmente em sequência	64
Figura 34 – Protensão não aderente com monocordoalhas engraxadas	65
Figura 35 – Ancoragem ativa para monocordoalhas engraxadas	65
Figura 36 – Classificações quando ao grau de protensão.....	66
Figura 37 – Esforços de protensão calculados diretamente pela excentricidade do cabo e da força de protensão.....	68
Figura 38 – Momentos fletores atuantes em uma estrutura protendida.....	69
Figura 39 – Diagrama tensão-deformação idealizado para compressão do concreto.....	71
Figura 40 – Diagrama tensão-deformação para aços de armaduras ativas.....	72
Figura 41 – Diagrama tensão-deformação para aços de armaduras passivas.....	72
Figura 42 - Domínios de estado-limite último de uma seção transversal.....	73
Figura 43 – Binário de esforços e deformações	75
Figura 44 – Detalhamento da armadura passiva e ativa da VT1	77
Figura 45 - Detalhamento da armadura passiva e ativa da VT2.....	78
Figura 46 - Detalhamento da armadura passiva e ativa da VT3 e VT4.....	79
Figura 47 - Detalhamento da armadura passiva e ativa da VT5.....	80
Figura 48 – Detalhamento das etapas de protensão das vigas VT3 e VT4	81
Figura 49 – Binário de esforços e deformações	87
Figura 50 – Gráfico de probabilidade de falha calculado para a VT1.....	96
Figura 51 - Gráfico de probabilidade de falha calculado para a VT2	96
Figura 52 - Gráfico de probabilidade de falha calculado para a VT3	97
Figura 53 - Gráfico de probabilidade de falha calculado para a VT4	97
Figura 54 - Gráfico de probabilidade de falha calculado para a VT5	98
Figura 55 - Gráfico de probabilidade de falha para 1 bilhão de simulações para a VT2 98	
Figura 56 - Gráfico de probabilidade de falha para 10 bilhões de simulações para a VT2	99
Figura 57 – Escala de cores para o índice de confiabilidade estrutural.....	100
Figura 58 – Deformação excessiva em vigas de transição	102

Figura 59 – Aplicação de carregamento por pavimento.....	103
Figura 60 – Comparação de diagrama de momentos fletores de pórtico sem o coeficiente MULAXI (1) e considerando o coeficiente MULAXI igual a 3 (2)	104
Figura 61 – Exemplo de aplicação gradual de cargas do modelo com Efeito Incremental	105
Figura 62 – Exemplo com defasagem de carga.....	106
Figura 63 – Majoração virtual da inércia de vigas de transição	106
Figura 64 – Gráfico Momento Total x Modelo para VT1	109
Figura 65 - Gráfico Momento Total x Modelo para VT2.....	110
Figura 66 - Gráfico Momento Total x Modelo para VT3.....	111
Figura 67 - Gráfico Momento Total x Modelo para VT4.....	111
Figura 68 - Gráfico Momento Total x Modelo para VT5.....	112
Figura 69 - Escala de cores para o índice de confiabilidade estrutural do modelo 2 ...	116
Figura 70 - Escala de cores para o índice de confiabilidade estrutural do modelo 3 ...	118
Figura 71 - Escala de cores para o índice de confiabilidade estrutural do modelo 4 ...	119
Figura 72 - Escala de cores para o índice de confiabilidade estrutural do modelo 5 ...	121
Figura 73 – Índice de Confiabilidade e Probabilidade de Falha para a VT1 para os cinco modelos.....	121
Figura 74 - Índice de Confiabilidade e Probabilidade de Falha para a VT2 para os cinco modelos.....	122
Figura 75 - Índice de Confiabilidade e Probabilidade de Falha para a VT3 para os cinco modelos.....	122
Figura 76 - Índice de Confiabilidade e Probabilidade de Falha para a VT4 para os cinco modelos.....	123
Figura 77 - Índice de Confiabilidade e Probabilidade de Falha para a VT5 para os cinco modelos.....	123
Figura 78 – Modelo estrutural com as vigas de transição redimensionadas	125
Figura 79 - Escala de cores para o índice de confiabilidade estrutural das vigas de transição redimensionadas	127

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Funções de densidade de probabilidade utilizadas	27
Tabela 2 – Índices de confiabilidade alvo e probabilidades de falha associadas relativas a um ano de período de referência para os estados limites últimos (ELU).....	33
Tabela 3 – Definição de classes de consequências.....	34
Tabela 4 – Valores mínimos recomendados para β por classe de confiabilidade para estados limites últimos	34
Tabela 5 – Níveis de supervisão de projeto	35
Tabela 6 – Níveis de inspeção	35
Tabela 7 – Índice de confiabilidade β alvo para classe RC2.....	35
Tabela 8 – Índices de confiabilidade alvo relativos ao período de vida útil para estados limites de serviço irreversíveis e probabilidade de falha associada	36
Tabela 9 – Índices de confiabilidade alvos para o ELS.....	36
Tabela 10 – Parâmetros dos materiais empregados.....	45
Tabela 11 – Cargas acidentais distribuídas por área.....	47
Tabela 12 – Coeficientes de arrasto calculados.....	50
Tabela 13 – Resultados da aplicação do código baseados no dimensionamento inicial	81
Tabela 14 – Modelos probabilísticos das variáveis aleatórias.....	92
Tabela 15 – Variáveis aleatórias comuns a todas as vigas de transição	93
Tabela 16 – Momento Fletor Permanente Característico	93
Tabela 17 – Parâmetros das variáveis aleatórias para o modelo de pórtico natural	94
Tabela 18 – Probabilidade de falha e índice de confiabilidade	99
Tabela 19 – Probabilidade de falha e índice de confiabilidade para modelo probabilístico com variável aleatória específica para Momento Hiperestático	101
Tabela 20 – Quadro-resumo dos modelos desenvolvidos	108
Tabela 21 – Momentos fletores característicos atuantes na VT1 para os cinco modelos	109
Tabela 22 - Momentos fletores característicos atuantes na VT2 para os cinco modelos	110
Tabela 23 - Momentos fletores característicos atuantes na VT3 para os cinco modelos	110
Tabela 24 - Momentos fletores característicos atuantes na VT4 para os cinco modelos	111

Tabela 25 - Momentos fletores característicos atuantes na VT5 para os cinco modelos	112
Tabela 28 – Parâmetros das variáveis aleatórias da função de solicitação do modelo 2	115
Tabela 29 - Probabilidade de falha e índice de confiabilidade das vigas de transição do modelo 2	116
Tabela 30 - Parâmetros das variáveis aleatórias da função de solicitação do modelo 3	117
Tabela 31 - Probabilidade de falha e índice de confiabilidade das vigas de transição do modelo 3	117
Tabela 32 - Parâmetros das variáveis aleatórias da função de solicitação do modelo 4	118
Tabela 33 - Probabilidade de falha e índice de confiabilidade das vigas de transição do modelo 4	119
Tabela 34 - Parâmetros das variáveis aleatórias da função de solicitação do modelo 5	120
Tabela 35 - Probabilidade de falha e índice de confiabilidade das vigas de transição do modelo 5	120
Tabela 36 – Parâmetros das variáveis aleatórias das vigas de transição redimensionadas	126
Tabela 37 - Probabilidade de falha e índice de confiabilidade das vigas de transição do modelo 5	126

SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO.....	17
1.1.	OBJETIVOS	18
1.1.1.	Objetivo Geral	18
1.1.2.	Objetivos Específicos	19
1.2.	JUSTIFICATIVA	19
1.3.	LIMITAÇÕES	20
1.4.	PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS	21
1.5.	ESTRUTURA DO TRABALHO	24
2.	TEORIA DA CONFIABILIDADE ESTRUTURAL	25
2.1.	EQUAÇÕES DE ESTADOS LIMITES	25
2.2.	PROBABILIDADE E VARIÁVEIS ALEATÓRIAS	25
2.3.	DOMÍNIOS DE FALHA E SEGURANÇA.....	27
2.4.	PROBABILIDADE DE FALHA.....	28
2.5.	MARGEM DE SEGURANÇA.....	29
2.6.	ÍNDICE DE CONFIABILIDADE.....	30
2.7.	SIMULAÇÃO DE MONTE CARLO.....	31
2.8.	VALORES ALVOS DE ÍNDICE DE CONFIABILIDADE.....	32
3.	PROJETO ESTRUTURAL	37
3.1.	PARÂMETROS DE PROJETO	41
3.1.1.	Classe de agressividade ambiental	41
3.1.2.	Materiais utilizados	42
3.1.3.	Cargas verticais atuantes	45
3.1.4.	Vento	48
3.2.	MODELAGEM DA ESTRUTURA	51

3.2.1. Vigas de Transição	54
4. PÓRTICO ESPACIAL E PROCESSAMENTO	56
4.2.1. Deslocamentos Verticais	61
4.2.2. Deslocamentos Horizontais	62
5. CONCRETO PROTENDIDO	64
5.1. GRAU DE PROTENSÃO	66
5.2. PERDAS DE PROTENSÃO	67
5.3. FORÇA DE PROTENSÃO	67
5.4. CÁLCULO DOS ESFORÇOS DA PROTENSÃO	68
5.5. ESTADOS LIMITES	70
5.6.1. Relação constitutiva para o concreto	71
5.6.2. Relação constitutiva para o aço ativo	72
5.6.3. Relação constitutiva para o aço passivo	72
5.6.4. Alongamentos Plásticos	73
5.6.5. Momento Resistente	74
5.6.6. Detalhamento	76
5.6.7. Etapas de Protensão	81
6. ANÁLISE DE CONFIABILIDADE ESTRUTURAL	82
6.1. CARACTERIZAÇÃO DO PROBLEMA	82
6.1.1. Estado Limite	82
6.1.2. Hipóteses Fundamentais	83
6.1.3. Considerações Acerca do Problema	84
6.2. FUNÇÃO DE ESTADO LIMITE	86
6.3. VARIÁVEIS ALEATÓRIAS	91
6.4. SIMULAÇÃO DE MONTE CARLO	95
6.5. ANÁLISE DOS RESULTADOS	99
7. EFEITO INCREMENTAL	102

7.1.	COEFICIENTE MULAXI.....	104
7.2.	EFEITO INCREMENTAL	105
7.3.	MAJORAÇÃO DA INÉRCIA À FLEXÃO DA VIGA DE TRANSIÇÃO ..	106
7.4.	MODELOS DESENVOLVIDOS	107
7.5.	RESULTADOS OBTIDOS	109
7.6.	ANÁLISE DOS RESULTADOS	112
7.7.	INFLUÊNCIA NA CONFIABILIDADE ESTRUTURAL	114
7.7.1.	Modelo 2	115
7.7.2.	Modelo 3	117
7.7.3.	Modelo 4	118
7.7.4.	Modelo 5	120
7.7.5.	Análise dos Resultados	121
7.8.	REDIMENSIONAMENTO.....	124
8.	CONCLUSÃO.....	128
8.1.	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	129
	REFERÊNCIAS	130
	ANEXO A - <i>Script</i> desenvolvido em <i>Visual Basic for Applications</i> para cálculo do momento resistente de vigas de concreto protendido com monocordoalhas engraxadas no Domínio 3	134
	ANEXO B – Redimensionamento das Vigas de Transição	136

1. INTRODUÇÃO

As estruturas de concreto protendido com monocordoalhas engraxadas vêm sendo empregadas na construção civil com cada vez mais frequência, devido à possibilidade de se construir elementos estruturais mais esbeltos e poder vencer vãos maiores, se comparado ao concreto armado, segundo San Martins (2014). “A peça protendida, ao aliar concretos e aços de resistências muito mais elevadas que as utilizadas nas peças de concreto armado, possibilita eliminar ou diminuir as tensões de tração e a fissuração, e consequentemente as peças resultam muito mais rígidas e com flechas muito menores” (BASTOS, 2019).

Em elementos estruturais solicitados por grandes cargas, como vigas de transição e longarinas de pontes, a protensão tem um papel importante em reduzir a altura necessária da peça estrutural e aumentar o desempenho quanto a deformações e fissurações decorrentes do funcionamento em serviço da estrutura.

Contudo, a utilização do concreto protendido requer cuidados no projeto, especialmente com relação às perdas da força de protensão, como explicado por Schmid (1998), e com relação à posição das excentricidades do cabo ao longo do diagrama de momentos fletores do elemento estrutural a ser projetado.

Assim como em qualquer estrutura, devido a diversas variáveis envolvidas e também às simplificações que são adotadas na fase de elaboração do modelo estrutural, incertezas quanto ao desempenho da estrutura real frente ao modelo teórico estão sempre presentes, fazendo com que elementos críticos, como vigas de transição, possam gerar riscos significativos à integridade global da estrutura.

Durante sua vida útil, as estruturas são submetidas a várias solicitações e a presença de incertezas relacionadas, tanto a estas solicitações quanto à própria resistência estrutural, pode tornar necessária a quantificação das probabilidades de falha de dado um sistema estrutural. Diante disso, o uso de métodos probabilísticos na avaliação da segurança estrutural vem sofrendo grande desenvolvimento com o passar dos anos e dos avanços computacionais, segundo Veiga (2008).

A teoria da confiabilidade estrutural vem sendo empregada em normas internacionais para o dimensionamento de estruturas, com aplicação direta ou por meio de calibração de coeficientes de segurança, como na norma ISO 10400 e nas normas europeia *Eurocode* 1990:2002 e a norte americana ACI 318.

A norma brasileira NBR 6118 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento (ABNT, 2014), por sua vez, especifica critérios baseados em métodos semi-probabilísticos, de forma a atingir adequados níveis de segurança por meio da minoração de resistências e majoração de esforços solicitantes, empregando coeficientes parciais de segurança.

Entretanto, diferentes elementos da mesma estrutura possuem diferentes características. Devido à variabilidade dos parâmetros que tem efeito na resposta estrutural, como a resistência do concreto e a incidência de esforços solicitantes, é razoável supor que partes de um mesmo sistema estrutural apresentem níveis de confiabilidade diferentes, (Nogueira e Pinto, 2016), mesmo que projetados com os mesmos coeficientes de segurança. Atrelado a efeitos secundários, como o aumento da carga solicitante de um elemento estrutural devido a efeitos construtivos, as incertezas geradas aumentam e a segurança pode ser comprometida.

Portanto, o interesse em avaliar a confiabilidade de um elemento estrutural, frente à variabilidade de solicitações, cresce à medida que sua contribuição para a integridade global do edifício aumenta. A partir dessas afirmações, o presente trabalho aplica a análise da confiabilidade estrutural em vigas de transição protendidas com monocordoalhas engraxadas, empregando o método da Simulação de Monte Carlo. Investiga-se também a influência dos efeitos incrementais e construtivos na confiabilidade das vigas, com o objetivo de verificar os níveis de segurança frente a níveis aceitáveis indicados em normas internacionais.

1.1. OBJETIVOS

1.1.1. Objetivo Geral

Dimensionar vigas de transição protendidas com monocordoalhas engraxadas, a partir da modelagem do edifício em estudo e consulta à norma NBR 6118 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento (ABNT, 2014), e realizar a análise de confiabilidade estrutural das vigas de transição protendidas considerando a influência do efeito incremental do carregamento e a majoração da inércia à flexão.

1.1.2. Objetivos Específicos

- a) Dimensionar as vigas de transição de um edifício de concreto protendido de acordo com a norma ABNT NBR 6118:2014;
- b) Calcular o índice de confiabilidade dos elementos dimensionados e compará-los aos valores alvos das normas internacionais consultadas;
- c) Avaliar a influência do efeito incremental nos carregamentos solicitantes das vigas de transição;
- d) Com os novos valores de solicitação calculados, investigar a confiabilidade estrutural dos elementos dimensionados sem a consideração desses efeitos, em um cenário em que uma peça é projetada subestimando a influência do aumento de carga devido ao efeito incremental e à diminuição da deformação das vigas de transição;
- e) Adequar as vigas de transição.

1.2. JUSTIFICATIVA

A utilização de vigas de transição está presente em vários tipos de edificações e são elementos responsáveis por absorver a carga proveniente de pilares que não descarregam diretamente em elementos de fundação e transmiti-la para outros elementos em sequência. Portanto, este tipo de elemento é usualmente submetido a valores elevados de esforço cortante e, caso possuam comprimento maior que o dobro de sua altura, elevados valores de momentos fletores.

Vigas de transição estão entre os elementos mais críticos de uma estrutura quanto à sua integridade global, já que, caso haja a ruptura de uma destas vigas, um pilar perde seu apoio principal.

Como citado anteriormente, devido às incertezas que afetam a resposta estrutural, toda estrutura sempre apresenta probabilidades de atingir respostas indesejadas. Dada a importância das vigas de transição para a integridade do edifício, a análise das mesmas por meio da teoria da confiabilidade estrutural é justificada. Além disso, por poder apresentar influência significativa nos resultados, o efeito incremental do carregamento e a majoração da inércia à flexão deve também ser considerado nestas análises.

1.3. LIMITAÇÕES

Apesar de o esforço cortante assumir valores significativos no tipo de elemento estrutural aqui analisado, optou-se por manter o foco no estado limite último de flexão, principalmente pelo fato de as funções de estado limite para este caso parecerem mais bem estabelecidas na literatura

Além disso, no modelo de cálculo utilizado as vigas são consideradas como elementos de barra, hipótese usual e recorrente para projetos de engenharia embora as vigas de transição comumente apresentem alturas consideráveis. Outras estratégias de modelagem poderiam ter sido consideradas, por exemplo empregando elementos finitos bi (Figura 1) ou tridimensionais, entretanto, devido ao alto número de simulações processadas no presente trabalho, o tempo necessário para modelagem e para processamento computacional se tornaria proibitivo.

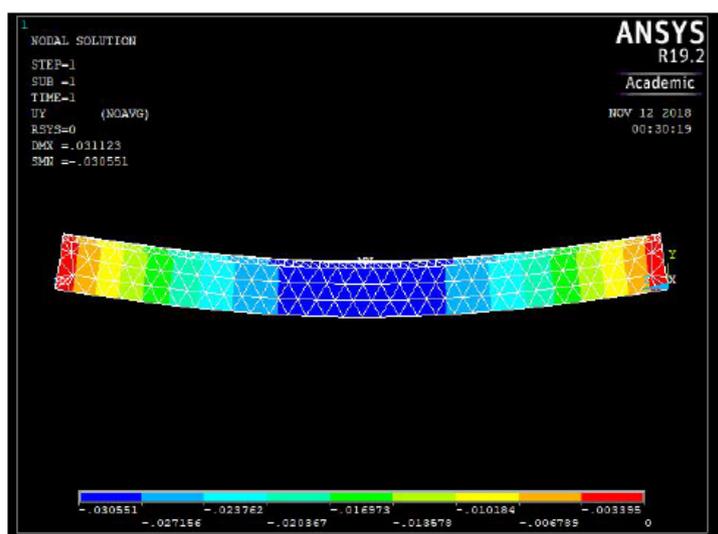


Figura 1 - Deslocamentos verticais em uma viga modelada em elementos finitos analisada no software ANSYS através do elemento solid187

Fonte: Autoria própria

A função de estado limite definida neste trabalho é baseada no cálculo do momento resistente de uma viga protendida para o dimensionamento no Domínio 3, referente aos modos de ruptura em que a armadura passiva está em regime plástico e, portanto, é válida para o domínio citado. Na falta de estudos na literatura abordando a análise de confiabilidade estrutural de vigas protendidas com monocordoalhas engraxadas, o desenvolvimento da função de estado limite é baseado no cálculo do

momento resistente para dimensionamento e os termos da função são escritos baseados em livros de referências encontrados na área.

Embora a técnica de amostragem por importância possibilite menor quantidade de simulações, neste trabalho foi escolhida a Simulação de Monte Carlo simples devido à maior facilidade de formulação e aplicação da técnica ao estudo realizado.

Em vigas de transição protendidas, o dimensionamento deve levar em conta as etapas de protensão, já que o momento isostático gerado pela força de protensão pode ser muito preponderante às solicitações presentes no momento, levando à viga à fissuração excessiva e/ou ruptura. Essas etapas são aqui levadas em conta no dimensionamento da peça, porém a análise de confiabilidade é realizada considerando a viga após a construção total do edifício, consideração que é explicada com mais detalhes nos próximos capítulos.

1.4. PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS

Com o objetivo de utilizar a confiabilidade estrutural para a análise da segurança de vigas de transição, foi realizada uma revisão acerca do cálculo de vigas de concreto protendido, considerando a norma ABNT NBR 6118:2014, bem como uma revisão de literatura sobre a teoria da confiabilidade estrutural.

Em seguida, foi escolhida a arquitetura de um edifício em fase de projeto para análise neste Trabalho de Conclusão de Curso. Após a decisão pelo sistema estrutural escolhido, o edifício foi modelado no *software* TQS, incluindo as cargas de vento devidamente calculadas por meio da norma ABNT NBR 6123:1988 e as cargas verticais calculadas por meio da norma ABNT NBR 6120:2018. Neste *software* foram considerados os parâmetros dos materiais escolhidos, classes de agressividade ambiental e a modelagem dos elementos estruturais (vigas, pilares, lajes, escadas e vigas de transição).

Após o processamento do pórtico espacial considerando a aplicação simultânea de todas as cargas, rigidez axial natural dos pilares e inércia natural à flexão, foi lançada a protensão nas lajes e vigas de transição. Para facilitar o dimensionamento ao Estado Limite Último de Ruptura ou Alongamento Plástico Excessivo, foi desenvolvido um código na linguagem *Visual Basic for Applications* no *software Excel* pelo autor do presente trabalho, para a obtenção do momento resistente de cálculo de vigas de concreto protendido. Os elementos estruturais foram então dimensionados de acordo com a norma

NBR 6118 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento (ABNT, 2014) e detalhados de forma que satisfaçam os estados limites últimos e estados de serviço definidos na mesma norma.

Com os valores dos esforços solicitantes, materiais utilizados e parâmetros das vigas de transição, foi realizada a análise de confiabilidade estrutural destas peças, calculando a probabilidade de falha e índice de confiabilidade desses elementos via Simulação de Monte Carlo, por meio da adaptação de uma rotina computacional desenvolvida em *MATLAB*, disponibilizada pelo grupo de pesquisa CORE (*Center for Optimization and Reliability in Engineering*) do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina.

Em seguida, foram criados modelos de pórtico espacial que levassem em conta efeitos causados pela construção de pavimentos em etapas e pela consideração do aumento de carga devido à redução na deformação da viga pretendida de transição. Após o processamento, foi realizada a análise das solicitações resultantes de cada modelo e a influência dos efeitos mencionados na confiabilidade das vigas de transição anteriormente dimensionadas sem a consideração das solicitações provenientes destes mesmos efeitos.

Finalmente, foi realizado um redimensionamento das vigas de transição, considerando o modelo de cálculo final, e a análise de confiabilidade dos elementos estruturais em estudo com sua configuração última. A Figura 2 contém um esquema das etapas do trabalho considerado.

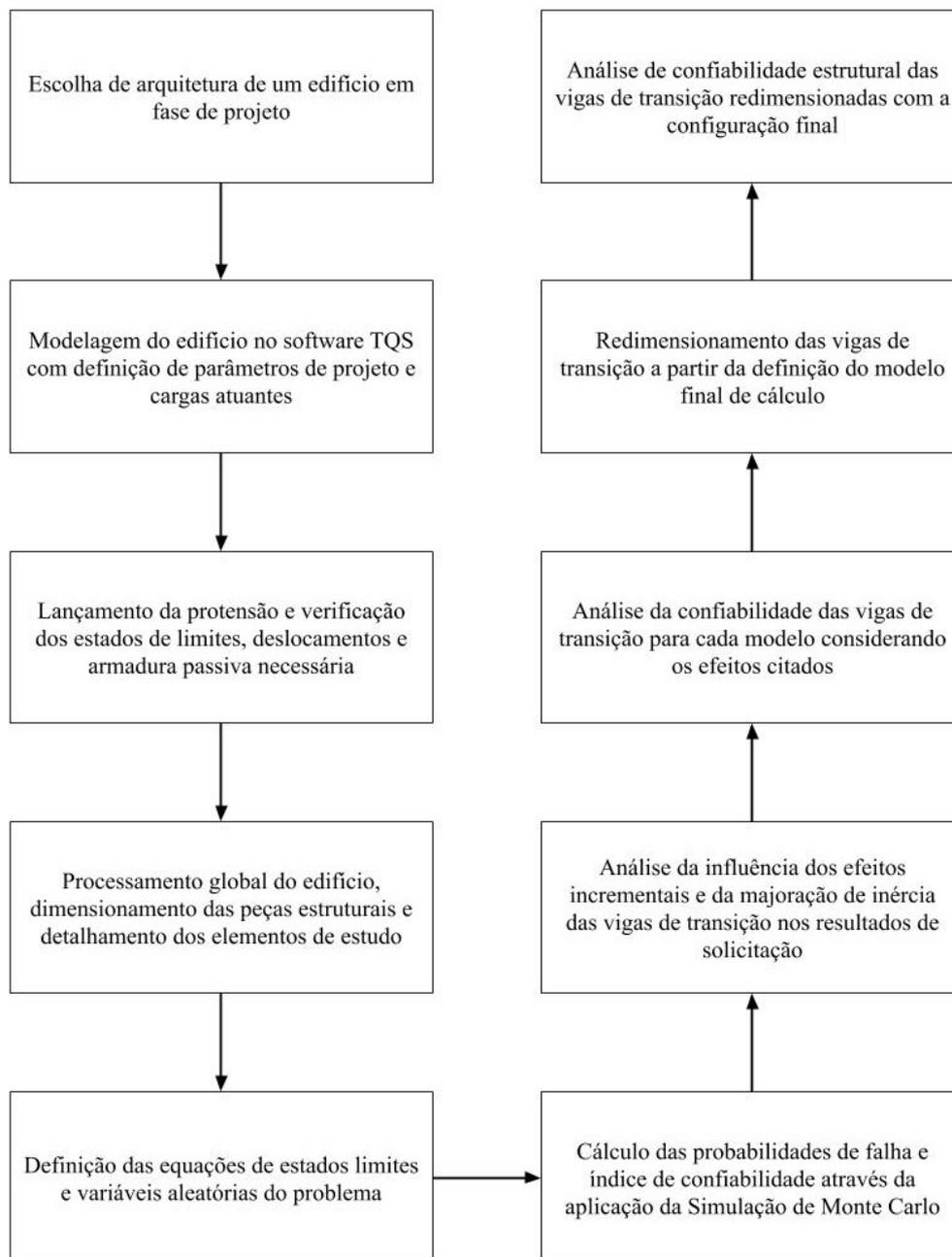


Figura 2 – Fluxograma das etapas desenvolvidas no presente trabalho

Fonte: Autoria própria

1.5. ESTRUTURA DO TRABALHO

Este trabalho é dividido em sete capítulos. O segundo capítulo possui a abordagem teórica com relação à teoria da confiabilidade estrutural e à formulação do problema de determinação da probabilidade de falha e do índice de confiabilidade estrutural.

O terceiro capítulo apresenta o projeto que é selecionado para o dimensionamento, detalhamento e análise de confiabilidade estrutural das vigas de transição. Esta parte do trabalho contém uma breve explicação dos parâmetros das normas brasileiras utilizadas para a modelagem do projeto e as considerações de cálculo utilizadas.

No quarto capítulo são indicadas as considerações feitas pelo pórtico espacial do *software* TQS utilizado e o processamento do mesmo para cálculo. Em seguida é feita a análise do processamento global, levando-se em conta parâmetros de estabilidade global e verificação dos limites de deslocamentos.

Com o processamento realizado, no quarto capítulo é apresentada uma revisão da literatura sobre concreto protendido e as verificações necessárias nos estados limites últimos e de serviço. Em sequência, é descrito como essas considerações são utilizadas no dimensionamento das vigas de transição estudadas no presente trabalho.

A partir da definição da geometria e detalhamento dos elementos em análise realizado no capítulo anterior, é utilizada a confiabilidade estrutural para avaliação da probabilidade de falha e índice de confiabilidade, a partir da Simulação de Monte Carlo, no capítulo seis. Nessa parte do trabalho, é definida a função de estado limite utilizada, os parâmetros das variáveis aleatórias e os resultados obtidos.

No sétimo capítulo, é realizada a análise da influência dos efeitos incrementais e da majoração de inércia das vigas de transição nos resultados de solicitação. Apresenta-se ainda uma breve revisão sobre os efeitos considerados. É então realizada a simulação de Monte Carlo para cada modelo criado, a fim de investigar a influência na confiabilidade estrutural dos elementos dimensionados sem a consideração desses efeitos, em um cenário em que uma peça é projetada subestimando o aumento de carga devido ao efeito incremental e à diminuição da deformação das vigas de transição. No mesmo capítulo são demonstradas soluções para o dimensionamento dos elementos, levando em conta as considerações realizadas.

Finalmente, no oitavo capítulo é apresentada a conclusão do presente trabalho.

2. TEORIA DA CONFIABILIDADE ESTRUTURAL

Segundo Beck (2014), para uma estrutura ter sua função cumprida, deve-se atender a três requisitos básicos: de serviço, de segurança e de robustez. O cumprimento ou não de um requisito básico pode ser equacionado na forma de estados limites, sendo que a negativa deles caracteriza falha, ou seja, um estado indesejável da estrutura em relação aos requisitos básicos.

A teoria da confiabilidade estrutural tem como principal objetivo a determinação de probabilidades associadas à ocorrência de estados indesejáveis da estrutura.

2.1. EQUAÇÕES DE ESTADOS LIMITES

Os estados limites são usualmente divididos em estados limites últimos e estados limites de serviço. Os estados limites últimos englobam a capacidade máxima de deformação ou de carga da estrutura, gerando colapso ou dano permanente. Já os estados limites de serviços compreendem os requisitos de serviço e condições normais de uso, segundo Beck (2014).

Os modos de falha estrutural podem ser quantificados utilizando equações de estado limite, que atribuem valores negativos para falha e valores positivos para não falha. Portanto, para cada estado limite há uma função $g()$ escrita em função de variáveis de projeto X .

A equação de estado limite mais simples é aquela que relaciona as funções $R(X)$ e $S(X)$, que representam a resistência e as solicitações respectivamente, onde X é o vetor das variáveis aleatórias do problema (Ditlevsen & Madsen, 2007).

$$g(X) = R(X) - S(X) \quad (2.1)$$

2.2. PROBABILIDADE E VARIÁVEIS ALEATÓRIAS

Variável aleatória pode ser definida por Montgomery e Runger (2002) como uma função que atribui um número real para cada resultado de um experimento aleatório realizado em um espaço amostral. Assim, variáveis aleatórias podem ser definidas por

um conjunto de números que caracterizam valores prováveis que podem ser atribuídos a esses resultados.

Uma variável aleatória, ou simplesmente VA, é usualmente representada por uma letra maiúscula enquanto que os valores atribuídos às realizações destas variáveis são representados por letras minúsculas. Logo, segundo Bussab e Morettin (2010), um evento em que uma variável aleatória X assume um determinado valor x , pode ser representado por $\{X = x\}$.

Modelos probabilísticos criados para descrever matematicamente como variáveis aleatórias assumem valores são chamados de função densidade de probabilidade, representados por $f_X(x)$. Esses modelos são comumente utilizados para descrever comportamentos probabilísticos em ocasiões na engenharia e essas equações podem ser definidas pela média, pela variância e por parâmetros que influenciem na função de distribuição, valores que podem ser usualmente encontrados na literatura.

A média pode ser definida como o centro da função densidade de probabilidade e comumente é chamada de valor esperado. Segundo Casella e Berger (2001), a média de uma VA contínua X é o seu momento de primeira ordem, podendo ser calculada pela Equação 2.2.

$$E(X) = \mu_X = \int_{-\infty}^{\infty} x f_X(x) dx \quad (2.2)$$

A variância representa a proximidade da variável aleatória de sua média (valor esperado). Assim, pode ser entendida como a dispersão da distribuição em torno de sua média. Segundo Casella e Berger (2001), a variância é definida como o momento central de segunda ordem da VA, sendo descrita pela Equação (2.3).

$$Var(X) = \int_{-\infty}^{\infty} (x - \mu_X)^2 f_X(x) dx \quad (2.3)$$

O desvio padrão é definida como a raiz quadrada da sua variância e atribui dimensão à dispersão da função.

$$\sigma_X = \sqrt{Var(X)} \quad (2.4)$$

O coeficiente de variação (*CV*) representa a razão entre o desvio padrão e a média, sendo utilizado para comparação da variabilidade de diferentes variáveis aleatórias, segundo Bussab e Morettin (2004).

$$CV = \frac{\sigma_x}{\mu_x} \quad (2.5)$$

Na Tabela 1 são listadas as funções de densidade de probabilidade utilizadas no presente trabalho, obtidas em estudos realizados por Ang e Tang (2007).

Tabela 1 – Funções de densidade de probabilidade utilizadas

Distribuição	$f_x(x)$	Média μ_x	Variância σ_x^2
Normal	$\frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left[-0.5\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2\right]$	μ	σ^2
Lognormal	$\frac{1}{\sqrt{2\pi}(\xi x)} \exp\left[-0.5\left(\frac{\ln(x)-\lambda}{\xi}\right)^2\right]$	$\exp\left(\lambda + \frac{1}{2}\xi^2\right)$	$\mu^2[\exp(\xi^2) - 1]$
Gumbel	$\alpha_n \cdot \exp[-\alpha_n \cdot (x - u_n) - e^{-\alpha_n \cdot (x - u_n)}]$	$u_n + \frac{y}{\alpha_n}$	$\frac{\pi}{\alpha_n \sqrt{6}}$

Fonte: Adaptado de Ang e Tang (2007)

2.3. DOMÍNIOS DE FALHA E SEGURANÇA

Os domínios da função podem ser divididos entre domínio de falha D_f (equação 2.1) e domínio de segurança D_s (equação 2.2), para estabelecer a fronteira entre falha e não falha da estrutura:

$$D_f = \{x | g(x) \leq 0\} \quad (2.6)$$

$$D_s = \{x | g(x) > 0\} \quad (2.7)$$

Os domínios que definem a segurança ou a falha de uma estrutura, podem ser visualizados graficamente na Figura 3.

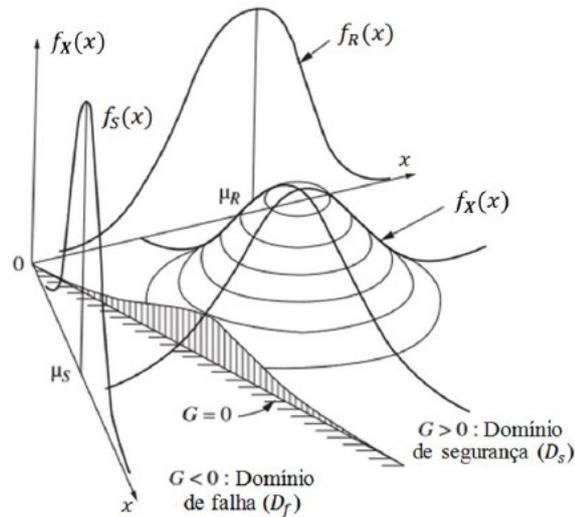


Figura 3 - Domínios de falha e segurança

Fonte: Adaptado de Melchers (2010)

2.4. PROBABILIDADE DE FALHA

A avaliação da probabilidade de falha de uma estrutura pode ser feita através da verificação da probabilidade de um evento que caracteriza falha ocorrer, ou seja, a probabilidade de qualquer ponto (r, s) estar no domínio de falha $\{R - S \leq 0\}$ ou $\{g(\mathbf{X}) \leq 0\}$.

Portanto, a probabilidade de falha (p_f) pode ser obtida integrando a função de densidade conjunta de probabilidade $f_{RS}(r, s)$ no domínio de falha D_f limitado pela equação $r=s$, caracterizando o chamado *problema fundamental de confiabilidade*.

$$p_f = \iint_{D_f} f_{RS}(r, s) dr ds = \int_{-\infty}^{+\infty} \int_{-\infty}^s f_{RS}(r, s) dr ds \quad (2.8)$$

Considerando as variáveis R e S estatisticamente independentes:

$$f_{RS}(r, s) = f_R(r) f_S(s) \quad (2.9)$$

Portanto, a probabilidade de falha pode ser escrita, de acordo com Sorensen (2004), como:

$$p_f = \int_{-\infty}^{+\infty} f_S(s) \left(\int_{-\infty}^s f_R(r) dr \right) ds = \int_{-\infty}^{+\infty} f_S(s) F_R(s) ds \quad (2.10)$$

2.5. MARGEM DE SEGURANÇA

Para fins de simplificação, o problema fundamental de confiabilidade pode ser solucionado a partir da variável margem de segurança (M):

$$M = R - S \quad (2.11)$$

Com isso, valores positivos de M indicam segurança e valores negativos falha, enquanto um valor nulo representa a condição de estado limite, usualmente também interpretado como falha. Considerando R e S variáveis aleatórias, M também se torna uma, já que é resultado da subtração entre elas.

Assim como na solução anterior, a probabilidade de falha de uma estrutura pode ser representada pela integração da função densidade de probabilidade $f_M(m)$ no domínio de falha $D_f = \{m | M \leq 0\}$.

$$p_f = P[\{M \leq 0\}] = \int_{-\infty}^0 f_M(m) dm = F_M(0) \quad (2.12)$$

onde $F_M(0)$ é a função de distribuição acumulada de probabilidade da variável M .

Considerando R e S variáveis aleatórias normais, M será uma variável aleatória normal e os parâmetros média e variância de M podem ser descritos por:

$$\mu_M = \mu_R - \mu_S \quad (2.13)$$

$$\sigma_M = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2} \quad (2.14)$$

M pode ser transformada em uma variável normal padrão V com desvio-padrão unitário e média nula por meio de:

$$V = \frac{M - \mu_M}{\sigma_M} \quad (2.15)$$

Com isso, a probabilidade de falha resulta da aplicação da função de distribuição cumulativa normal padrão Φ_ϕ :

$$p_f = P\{M \leq 0\} = P\left\{V \leq -\frac{\mu_M}{\sigma_M}\right\} = \Phi_\phi\left(-\frac{\mu_M}{\sigma_M}\right) \quad (2.16)$$

2.6. ÍNDICE DE CONFIABILIDADE

Considerando a variável V , obtém-se a distância entre o ponto $m = 0$ e a média da distribuição de V , caracterizando a medida denominada *índice de confiabilidade*, usualmente representada por β . Essa medida pode ser escrita conforme Ditlevsen & Madsen (2007), tendo seu valor igual à razão entre a média de M e a variância de M :

$$\beta = \frac{\mu_M}{\sigma_M} = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \quad (2.17)$$

Substituindo β na função de probabilidade p_f temos que:

$$p_f = \Phi\left(-\frac{\mu_M}{\sigma_M}\right) = \Phi(-\beta) \quad (2.18)$$

Portanto, podemos concluir que a probabilidade de falha de uma estrutura está diretamente relacionada ao índice de confiabilidade. Esta relação é representada graficamente na Figura 4.

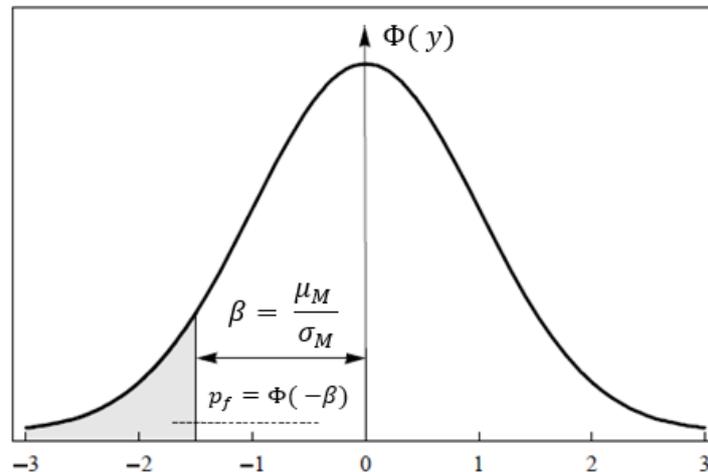


Figura 4 - Probabilidade de falha e índice de confiabilidade

Fonte: Adaptado de BECK, 2014

Finalmente, o índice de confiabilidade fica definido como:

$$\beta = -\Phi^{-1} p_f \quad (2.19)$$

Sendo Φ^{-1} a inversa da distribuição normal padrão.

2.7. SIMULAÇÃO DE MONTE CARLO

Neste trabalho é utilizada a Simulação de Monte Carlo simples. Embora a técnica de amostragem por importância possibilite menor quantidade de simulações, foi escolhida a Simulação de Monte Carlo simples devido à maior facilidade de formulação e aplicação da técnica ao estudo realizado.

Como apresentado anteriormente, o cálculo da probabilidade de falha de uma estrutura envolve a integração da função de densidade de probabilidade conjunta sobre o domínio de falha D_f :

$$p_f = \int_{D_f} f_x(\mathbf{X}) d\mathbf{x} \quad (2.20)$$

Para simplificar a resolução, pode ser utilizada uma função indicadora que indica se a região do domínio em que se encontra x é de falha ou segurança:

$$I[x] = 1 \text{ se } x \in D_f \quad (2.21)$$

$$I[x] = 0 \text{ se } x \notin D_f \quad (2.22)$$

Com isso são feitos N experimentos em que são encontrados N valores de I e, assim, a probabilidade de falha pode ser calculada através da soma dos valores de I encontrados, dividindo pelo número total de experimentos.

$$p_f = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N I[x_i] \quad (2.23)$$

À medida que mais experimentos são realizados, a solução da probabilidade de falha obtida por simulação de Monte Carlo converge para o valor da solução teórica exata.

Segundo Beck (2014), a quantidade de experimentos realizados deve ser suficientemente alta para garantir que haja precisão na análise e aproximação da solução exata. Para a obtenção de uma probabilidade de falha da ordem de 10^{-p} , são necessárias cerca de 10^{p+2} simulações para obter um erro menor que 10%.

2.8. VALORES ALVOS DE ÍNDICE DE CONFIABILIDADE

Para o projeto de estruturas de edifício, as normas brasileiras são baseadas em estados limites e as incertezas referente à resistência dos materiais e às ações estruturais são consideradas de forma indireta, utilizando coeficientes parciais de segurança.

Segundo Stucchi, Beck e Santos (2014), não há um valor de índice de confiabilidade fixo existente na literatura para que exista segurança minimamente adequada em uma estrutura. Na esfera global, é reconhecido que a forma mais racional de avaliar a segurança das estruturas é através de métodos probabilísticos e, portanto, os índices mais consolidados atualmente são aqueles indicados por normas internacionais. Entretanto, cada norma possui seus critérios de avaliação e seus métodos de dimensionamento, logo seus valores de índice de confiabilidade representam o nível de segurança referente às estruturas projetadas de acordo com cada norma internacional.

Portanto, conclusões baseadas na comparação entre índices de confiabilidade, calculados a partir da análise de estruturas projetadas de acordo com as normas brasileiras, e os valores estipulados pelas normas internacionais podem ser equivocadas. No entanto, os chamados β_{target} definidos por essas normas podem servir de valores base para avaliar se o nível de confiabilidade das estruturas em análise são aceitáveis ou não.

Segundo Coelho (2011), “em uma otimização econômica o índice alvo depende das consequências de falha e dos custos relativos para aumentar a segurança”. Assim, o *Joint Committee on Structural Safety*, JCSS (2000) define classes de consequência relacionando os custos totais de uma construção, que englobam sua reconstrução ou recuperação, pelos custos de construção:

- 1) Classe 1: O risco de morte, devido à falha, é pequeno ou desprezável e as consequências econômicas são pequenas ou desprezáveis (por exemplo, edificações para usos na agricultura, silos e postes).

- 2) Classe 2: O risco de morte, devido à falha, é médio e as consequências econômicas são consideráveis (por exemplo, edificações residenciais, para escritórios e para indústrias).
- 3) Classe 3: O risco de morte, devido à falha, é alto e as consequências econômicas são significativas (por exemplo, pontes importantes, teatros, hospitais e edifícios altos).

Adicionalmente a isso, Coelho (2011) define que “as consequências de falha também dependem do tipo de falha, que podem ser do tipo dúctil com uma reserva de capacidade devido ao material, do tipo dúctil sem reserva de capacidade e do tipo frágil”. Assim, elementos estruturais que possuem riscos de entrarem em colapso de forma abrupta precisam ser projetados para um índice de confiabilidade maior do que aqueles em que há um aviso antes que haja colapso e assim medidas possam ser adotadas a fim de evitar consequências catastróficas.

Os valores de índice de confiabilidade alvo β_T para os estados limites últimos indicados pelo JCSS (2000) são apresentados na Tabela 2.

Tabela 2 – Índices de confiabilidade alvo e probabilidades de falha associadas relativas a um ano de período de referência para os estados limites últimos (ELU)

Custo relativo da medida de segurança	Classe 1	Classe 2	Classe 3
Alto (A)	$\beta_T = 3,1$ $P_f \approx 1x10^{-3}$	$\beta_T = 3,3$ $P_f \approx 5x10^{-4}$	$\beta_T = 3,7$ $P_f \approx 1x10^{-4}$
Normal (B)	$\beta_T = 3,7$ $P_f \approx 1x10^{-4}$	$\beta_T = 4,2$ $P_f \approx 1x10^{-5}$	$\beta_T = 4,4$ $P_f \approx 5x10^{-6}$
Pequeno (C)	$\beta_T = 4,2$ $P_f \approx 1x10^{-5}$	$\beta_T = 4,4$ $P_f \approx 5x10^{-6}$	$\beta_T = 4,7$ $P_f \approx 1x10^{-6}$

Fonte: JCSS (2000)

A norma europeia *Eurocode* 1990 (2002) também indica índices de confiabilidade alvo baseados em classes de consequência, estados limites e períodos de referência, porém relaciona os mesmos a níveis de supervisão do projeto e inspeção da execução.

Tabela 3 – Definição de classes de consequências

Consequences Class	Description	Examples of buildings and civil engineering works
CC3	High consequence for loss of human life, <i>or</i> economic, social or environmental consequences very great	Grandstands, public buildings where consequences of failure are high (e.g. a concert hall)
CC2	Medium consequence for loss of human life, economic, social or environmental consequences considerable	Residential and office buildings, public buildings where consequences of failure are medium (e.g. an office building)
CC1	Low consequence for loss of human life, <i>and</i> economic, social or environmental consequences small or negligible	Agricultural buildings where people do not normally enter (e.g. storage buildings), greenhouses

Fonte: Eurocode 1990 (2002)

As três classes de consequência CC1, CC2 e CC3 são associadas a três classes de confiabilidade RC1, RC2 e RC3, segundo a mesma norma.

Tabela 4 – Valores mínimos recomendados para β por classe de confiabilidade para estados limites últimos

Reliability Class	Minimum values for β	
	1 year reference period	50 years reference period
RC3	5,2	4,3
RC2	4,7	3,8
RC1	4,2	3,3

Fonte: Eurocode 1990 (2002)

Para caracterizar as classes de confiabilidade, a norma EN 1990:2002 ainda caracteriza diferentes níveis de requerimentos mínimos recomendados para o processo de cálculo, desenho e especificação dos projetos realizados, presente na Tabela 5, e diferentes níveis de supervisão da execução da obra, como demonstrado na Tabela 6.

Tabela 5 – Níveis de supervisão de projeto

Design Supervision Levels	Characteristics	Minimum recommended requirements for checking of calculations, drawings and specifications
DSL3 relating to RC3	Extended supervision	Third party checking : Checking performed by an organisation different from that which has prepared the design
DSL2 relating to RC2	Normal supervision	Checking by different persons than those originally responsible and in accordance with the procedure of the organisation.
DSL1 Relating to RC1	Normal supervision	Self-checking: Checking performed by the person who has prepared the design

Fonte: *Eurocode* 1990 (2002)

Tabela 6 – Níveis de inspeção

Inspection Levels	Characteristics	Requirements
IL3 Relating to RC3	Extended inspection	Third party inspection
IL2 Relating to RC2	Normal inspection	Inspection in accordance with the procedures of the organisation
IL1 Relating to RC1	Normal inspection	Self inspection

Fonte: *Eurocode* 1990 (2002)

A EN 1990:2002 indica valores de índice de confiabilidade diferentes para outros estados limites da mesma classe de confiabilidade RC2, conforme a Tabela 7.

Tabela 7 – Índice de confiabilidade β alvo para classe RC2

Limit state	Target reliability index	
	1 year	50 years
Ultimate	4,7	3,8
Fatigue		1,5 to 3,8 ²⁾
Serviceability (irreversible)	2,9	1,5

Fonte: *Eurocode* 1990 (2002)

Já a norma americana *ACI* 318:2003 indica um valor de índice de confiabilidade alvo de 3,5 para classe de consequência e de confiabilidade com considerações parecidas à RC2 da norma EN 1990:2002.

Para estados limites de serviço, os índices de confiabilidade são mais baixos que para os estados limites últimos. Assim como a EN 1990:2002, a *LIFECON* (2003) e o

JCSS (2000) também indicam índices de confiabilidade alvos para estados limites de serviço.

Tabela 8 – Índices de confiabilidade alvo relativos ao período de vida útil para estados limites de serviço irreversíveis e probabilidade de falha associada

Fator de proporcionalidade	β_T
Baixo	$\beta_T = 2,0$ $P_f \approx 0,02$
Normal	$\beta_T = 1,5$ $P_f \approx 0,07$
Alto	$\beta_T = 1,0$ $P_f \approx 0,15$

Fonte: LIFECON (2003)

Tabela 9 – Índices de confiabilidade alvos para o ELS

Custo relativo da medida de segurança	β_T
Alto (A)	$\beta_T = 1,3$ $P_f \approx 0,1$
Normal (B)	$\beta_T = 1,7$ $P_f \approx 0,05$
Pequeno (C)	$\beta_T = 2,3$ $P_f \approx 0,01$

Fonte: JCSS (2000)

É possível perceber que para os estados limites últimos de uma estrutura com nível de consequência média, níveis normais de revisão de projeto e de inspeção de execução, para um período de referência de 50 anos, o índice de confiabilidade alvo segundo a norma europeia EN 1990:2002 é de 3,8 e segundo a ACI 318:2003 é de 3,5. Já para a JCSS (2000), é estipulado um valor de β_T igual a 4,2 para classe 2 e custo normal relativo a medida de segurança, para um ano de referência.

É necessário ressaltar que esses valores são baseados em métodos e práticas diferentes das indicadas pela norma brasileira ABNT NBR 6118:2014 e são índices que serão utilizados para servirem de base para avaliar se o nível de confiabilidade das estruturas em análise possui valores aceitáveis.

3. PROJETO ESTRUTURAL

Com a finalidade de analisar a confiabilidade estrutural de vigas de transição protendidas a momentos fletores, é escolhido um projeto que apresenta a necessidade de uma quantidade de vigas de transição suficiente de modo a contemplar diferentes geometrias e valores de momento fletor solicitantes. Diante disso, foi escolhido um empreendimento na etapa de projeto, a ser localizado na cidade de São José/SC, e o modelo virtual de sua estrutura pode ser visualizada na Figura 5.

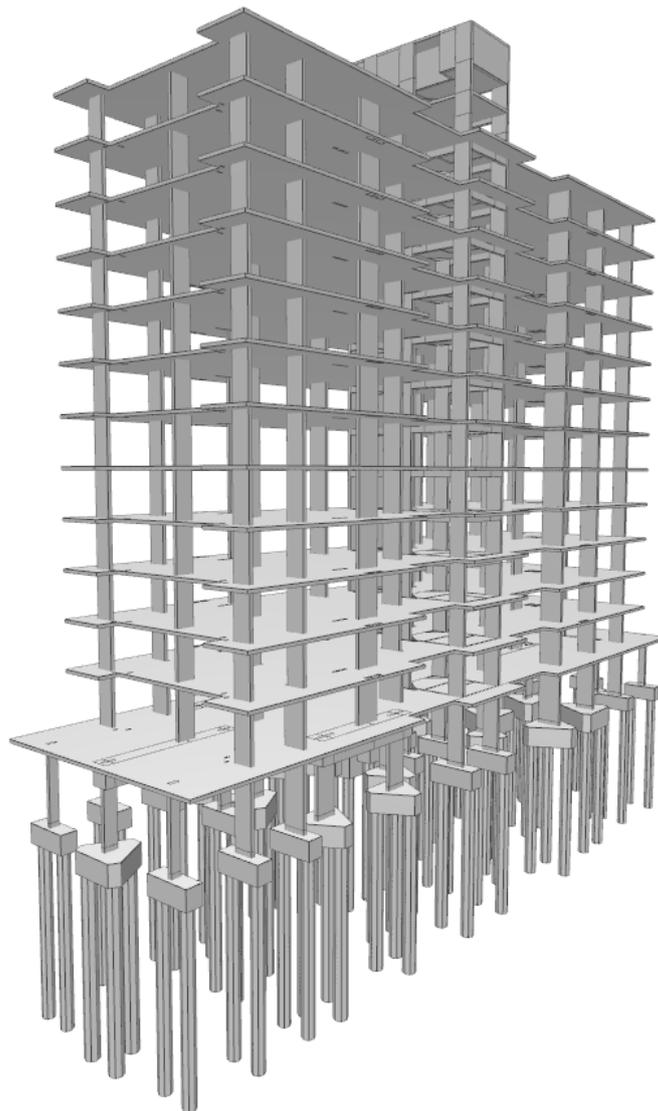


Figura 5 – Modelo estrutural da torre escolhida desenvolvida no software TQS

Fonte: Autoria própria

A torre possui 13 andares, sendo 11 pavimentos tipo, um pavimento subsolo, um pavimento térreo e uma cobertura, além dos pavimentos barrilete, casa de máquinas e

reservatório. As cargas do edifício descarregam em blocos que transmitem a carga ao solo por estacas hélice contínua. O pavimento térreo possui um pé-direito com 4,30 m de altura, enquanto que os pavimentos tipo e a cobertura possuem pé-direito de 2,88 m. A modulação dos cômodos é feita com paredes de alvenaria cerâmica e há a previsão de um contrapiso de 4 cm de espessura.

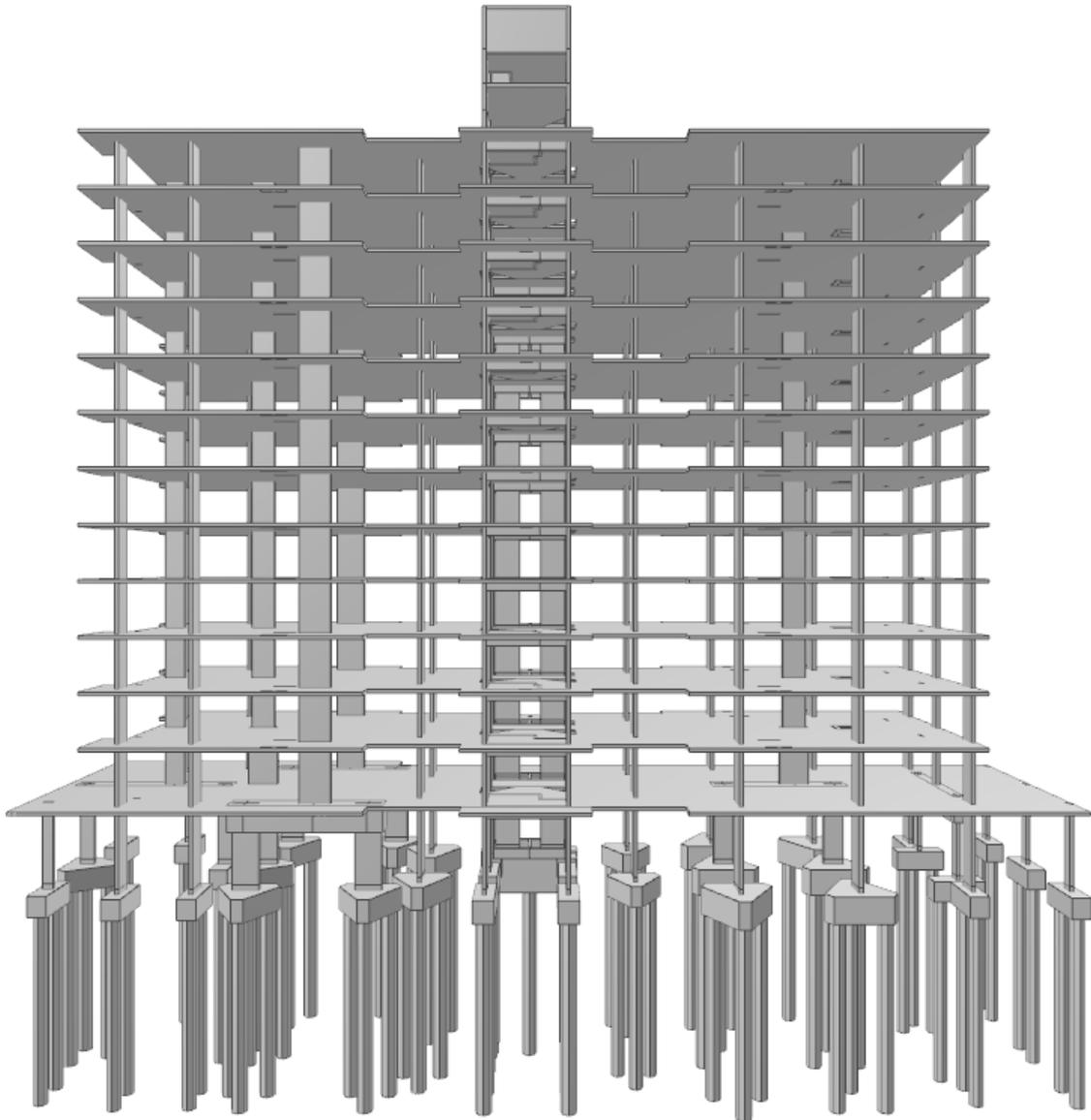


Figura 6 – Vista lateral do edifício escolhido

Fonte: Autoria própria

A modelagem estrutural do edifício foi realizada utilizando o *software* TQS, desenvolvido pela empresa TQS Informática e os parâmetros adotados para o dimensionamento, análise estrutural e detalhamento foram configurados e implementados no programa de acordo com as normas vigentes do Brasil.

A Figura 7 contém um corte esquemático da estrutura e a Figura 8 contém a planta arquitetônica dos pavimentos tipo do edifício analisado.

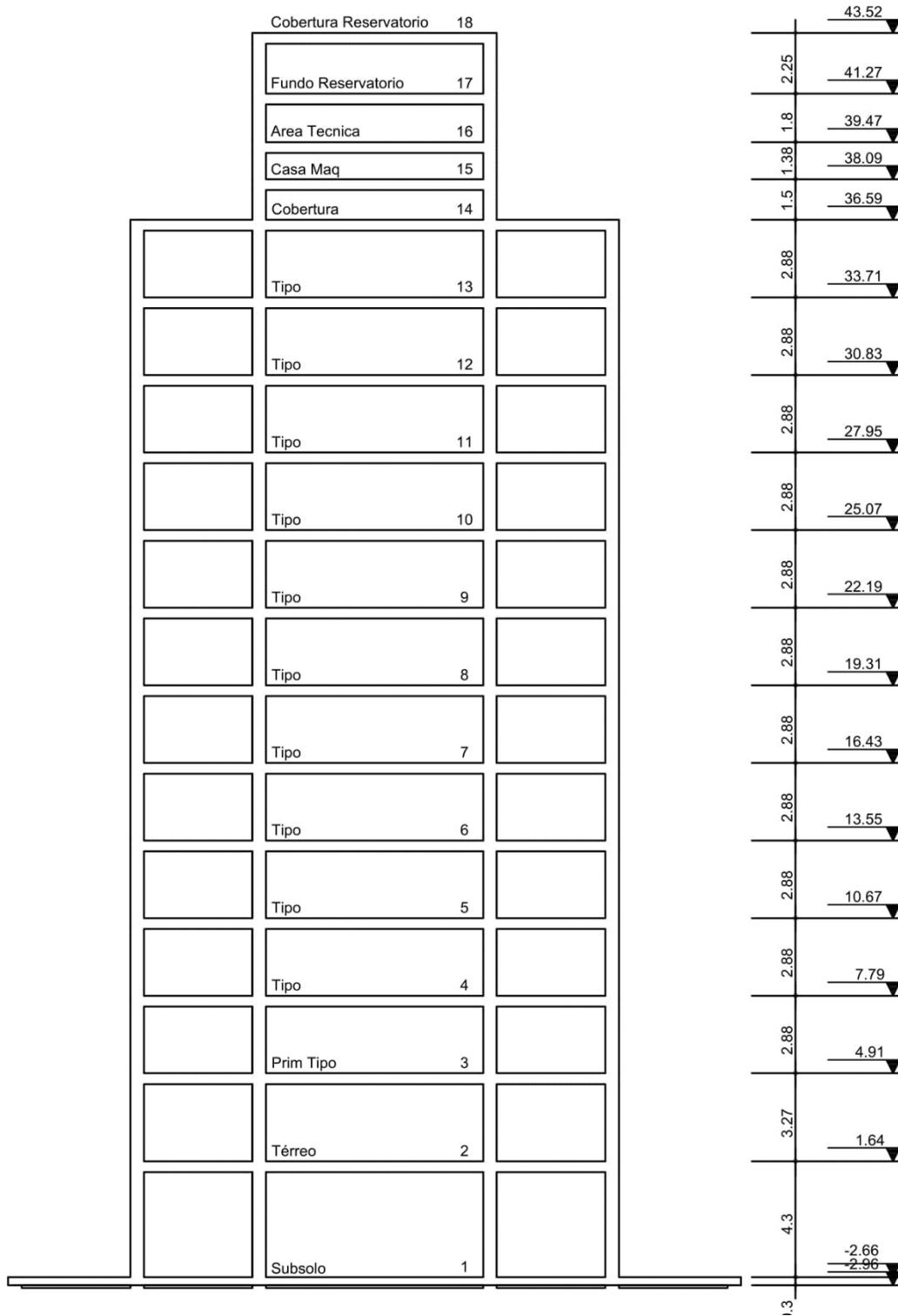


Figura 7 – Corte esquemático (dimensões em m)

Fonte: Autoria própria

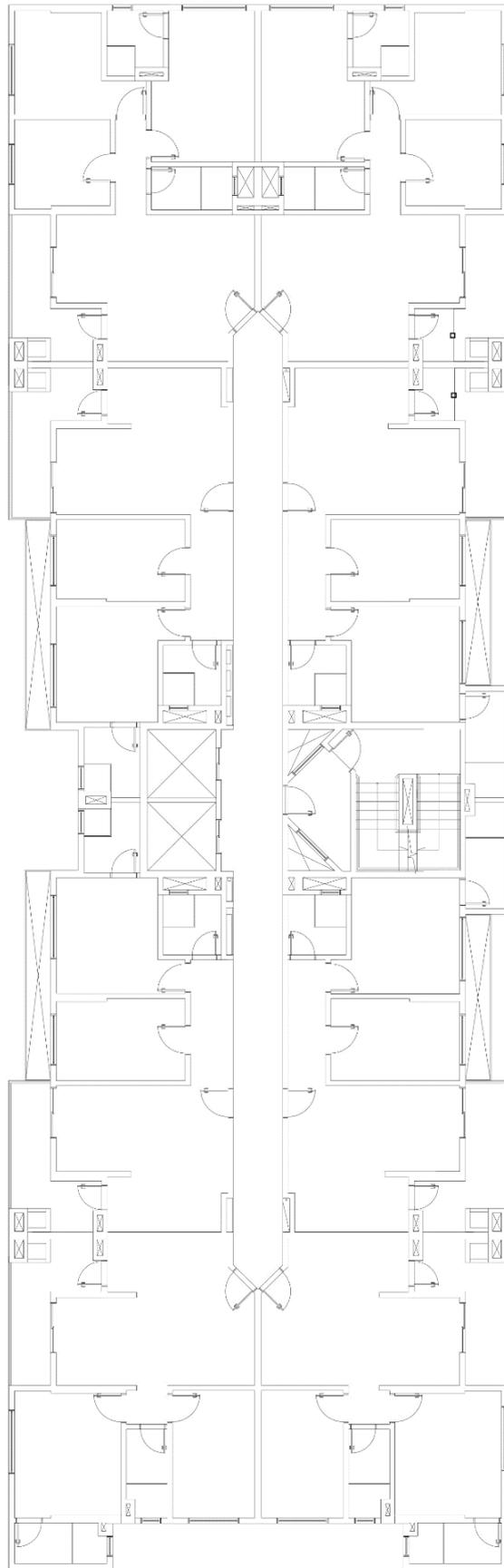


Figura 8 – Planta arquitetônica do pavimento tipo

Fonte: Autoria própria

3.1. PARÂMETROS DE PROJETO

Os parâmetros adotados para o projeto apresentados nesta seção foram determinados a partir das normas ABNT NBR 6118:2014, ABNT NBR 6123:1988 e ABNT NBR 6120:2019. Estes dados foram aplicados ao *software* TQS para o correto dimensionamento e detalhado das peças estruturais, já que estes critérios influenciam na reposta estrutural.

3.1.1. Classe de agressividade ambiental

A classe de agressividade de uma edificação determina, de acordo com o ambiente e localização ao seu redor, o risco de deterioração da estrutura. Empreendimentos próximos a locais que possuem substâncias nocivas aos materiais que constituem uma estrutura possuem riscos de deterioração maiores que edificações que estão localizadas em áreas com pouca presença destes agentes externos.

Portanto, de acordo com a classe de agressividade, é definido o valor mínimo do cobrimento necessário (distância entre a superfície do concreto e a armadura em seu interior).

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental (tabela 6.1)			
		I	II	III	IV ³⁾
		Cobrimento nominal mm			
Concreto armado	Laje ²⁾	20	25	35	45
	Viga/Pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo	30		40	50
Concreto protendido ¹⁾	Laje	25	30	40	50
	Viga/Pilar	30	35	45	55

Figura 9 - Tabela 7.2 – Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal para $\Delta c = 10$ mm

Fonte: Adaptado de ABNT NBR 6118:2014

Para o edifício em estudo, localizado na cidade de São José no estado de Santa Catarina – Brasil, a classe de agressividade ambiental considerada é II, já que o mesmo é localizado em ambiente urbano e suficientemente distante de ambiente marítimo.

No entanto, mesmo que distante da ação de cloretos, a despassivação da armadura pode ocorrer pela ação de dióxido de carbono presente nas regiões urbanas, acarretando na corrosão de armadura. Portanto, é necessário obedecer o que estabelece a norma quanto à espessura mínima de cobrimento.

De acordo com a Figura 9, o cobrimento nominal para classe de agressividade ambiental II para as armaduras passivas é de 25 mm para lajes e 30 mm para vigas e pilares, enquanto que o cobrimento mínimo para as cordoalhas protendidas é 30 mm para lajes e 35 mm para vigas.

3.1.2. Materiais utilizados

Geralmente, em elementos estruturais protendidos são utilizados concretos com maiores valores de resistência, assim, o concreto empregado no projeto estrutural da edificação estudada possui resistência característica à compressão de 35 MPa. “Essa resistência elevada se justifica principalmente, devido às solicitações prévias que a força de protensão pode causar nas peças e pelo fato do módulo de deformação de concretos de alta resistência ser superior, o que diminui as deformações imediatas e as que ocorrem ao longo do tempo” (SAN MARTINS, 2014).

A tabela 7.1 da norma NBR 6118 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento (ABNT, 2014) indica o valor mínimo de resistência do concreto para determinada classe de agressividade ambiental.

Tabela 7.1 – Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto

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

^a O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na ABNT NBR 12655.
^b CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado.
^c CP corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido.

Figura 10 - Tabela 7.1 – Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto

Fonte: NBR 6118 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento (ABNT, 2014)

Portanto, o concreto com resistência característica à compressão (f_{ck}) igual a 35 MPa respeita o valor mínimo de 30 MPa para concretos protendidos de edificações com classe de agressividade II.

A norma ABNT NBR 6118:2014 estima a resistência média a tração do concreto ($f_{ct,m}$) para concretos com resistência característica a compressão até 50 MPa. Para concretos com resistência acima deste valor de tensão, as fórmulas utilizadas para dimensionar as peças estruturais assumem outros valores, impactando na quantidade de aço de uma peça de concreto armado submetida a flexão, por exemplo.

$$f_{ct,m} = 0,3\sqrt[3]{f_{ck}^2} \quad (3.1)$$

$$f_{ctk,inf} = 0,3f_{ct,m} \quad (3.2)$$

$$f_{ctk,sup} = 1,3f_{ct,m} \quad (3.3)$$

Assim, o valor de resistência média à tração do concreto é utilizado para calcular a resistência característica à tração inferior ($f_{ctk,inf}$) e a resistência característica à tração superior ($f_{ctk,sup}$), ambos provenientes da distribuição densidade de probabilidade da resistência a compressão do concreto.

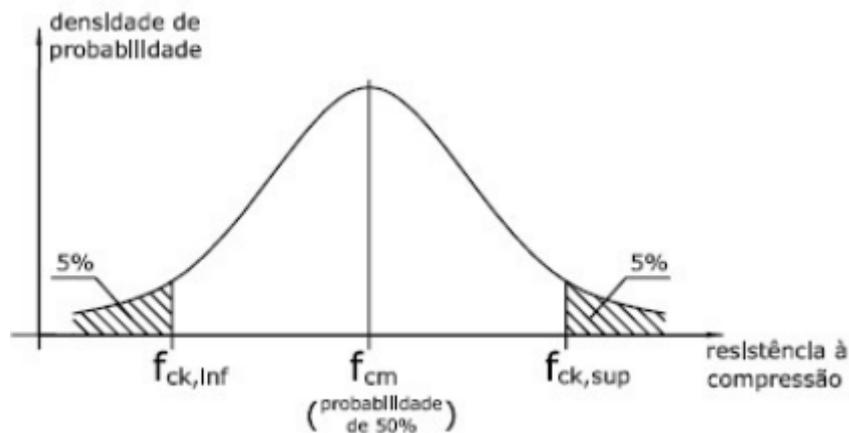


Figura 11 - Distribuição de densidade de probabilidade da resistência a compressão do concreto

Fonte: BUCHAIM, 2007

A norma NBR 6118 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento (ABNT, 2014) especifica o cálculo do módulo de elasticidade para valores de resistência característica a compressão entre 20 e 50 MPa, a partir de:

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \sqrt{f_{ck}} \quad (3.4)$$

Sendo α_E o parâmetro multiplicador influenciado pelo tipo de agregado a ser utilizado (1,2 para basalto e diabásio; 1,0 para granito e gnaisse; 0,9 para calcário e 0,7 para arenito). Devido a maior disponibilidade e uso no concreto de granito na região leste de Santa Catarina, o parâmetro α_E é igual a 1.

Contudo, o módulo de deformação secante, E_{CS} , é o que deve ser utilizado para os cálculos em projetos de engenharia estrutural, sendo dado por:

$$E_{CS} = \alpha_i \cdot E_{ci} \quad (3.5)$$

onde α_i é um parâmetro relacionado à resistência característica à compressão do concreto, dada por:

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot \frac{f_{ck}}{80} \leq 1,0 \quad (3.6)$$

Juntamente com isso, é recomendado o valor do coeficiente de Poisson de 0,2. A armadura ativa utilizada foi a CP190-RB que possui resistência ao escoamento característica (f_{yk}) de 1710 MPa e módulo de elasticidade igual a 210 GPa.



Figura 12 - Cordoalhas CP 190 RB e CP 210 RB

Fonte: ArcelorMittal e Belgo Bekaert

A armadura passiva adotada foi majoritariamente a de aço CA-50, porém a CA-60 é utilizada em alguns pontos do projeto como em estribos. Os valores de resistência de escoamento característica (f_{yk}) são de 500 MPa para CA-50 e 600 MPa para CA-60. O aço CA-50 possui módulo de elasticidade igual a 210 GPa e peso específico igual a 7,85 tf/m³.

Os valores dos parâmetros de materiais utilizados no projeto estrutural do edifício estudado encontram-se na Tabela 1.

Tabela 10 – Parâmetros dos materiais empregados

Concreto	
Parâmetro	Valor
Resistência à compressão característica	35 MPa
Resistência à tração característica inferior	2,25 MPa
Resistência à tração característica superior	4,17 MPa
Módulo de elasticidade	29,4 GPa
Coefficiente de Poisson	0,2
Aço passivo CA-50	
Parâmetro	Valor
Resistência de escoamento característica	500 MPa
Módulo de elasticidade	210 GPa
Aço ativo CP190-RB	
Parâmetro	Valor
Resistência de escoamento característica	1710 MPa
Módulo de elasticidade	210 GPa

Fonte: Autoria própria

3.1.3. Cargas verticais atuantes

As cargas que agem sobre a estrutura no sentido vertical foram calculadas utilizando a última revisão da norma NBR 6120 – Ações para o cálculo de estruturas de edificações (ABNT, 2018).

Primeiramente, para o cálculo das cargas lineares de alvenaria, é utilizado o peso específico dos materiais que são empregados em construções brasileiras, especificado na Tabela 2 da norma.

Tabela 2 – Alvenarias

Alvenaria	Espessura nominal do elemento cm	Peso Espessura de revestimento por face kN/m ²		
		0 cm	1 cm	2 cm
Blocos de concreto vazados	6,5	1,0	1,3	1,7
	9	1,2	1,5	1,9
	11,5	1,4	1,7	2,1
	14	1,5	1,8	2,2
	19	2,0	2,3	2,7
Blocos cerâmicos vazados	6,5	0,7	1,0	1,4
	9	0,8	1,1	1,5
	11,5	0,9	1,2	1,6
	14	1,1	1,4	1,8
	19	1,3	1,6	2,0
Blocos cerâmicos maciços	9	1,5	1,8	2,2
	11,5	2,0	2,3	2,7
	14	2,4	2,7	3,1
	19	3,2	3,5	3,9
Blocos de concreto celular autoclavado	7,5	0,5	0,8	1,2
	10	0,7	1,0	1,4
	12,5	0,9	1,2	1,6
	15	1,1	1,4	1,8
	17,5	1,2	1,5	1,9
Blocos sílico-calcários vazados	9	1,2	1,5	1,9
	14	1,7	2,0	2,4
	19	1,9	2,2	2,6
Blocos sílico-calcários perfurados	11,5	1,8	2,1	2,5
	14	2,1	2,4	2,8
	17,5	2,7	3,0	3,4
Blocos de vidro (decorativo)	8	0,9	—	—
Blocos de vidro (resistente ao fogo)	16	2,3	—	—
NOTA Na composição de pesos de alvenarias desta tabela foi considerado o seguinte: — argamassa de assentamento vertical e horizontal com 1 cm de espessura e peso específico de 17 kN/m ³ ; — revestimento com peso específico médio de 17 kN/m ³ ; — proporção de um meio bloco para cada três blocos inteiros; — sem preenchimento de vazios (com graute etc.).				

Figura 13 - Tabela 2 – Alvenarias

Fonte: NBR 6120 – Ações para o cálculo de estruturas de edificações (ABNT, 2018)

Para os pavimentos tipos, foi utilizada a combinação de blocos cerâmicos vazados de 11,5 cm com revestimento de 2 cm de espessura em cada lado, para simular a carga de uma parede de alvenaria de 15 cm.

Foram então lançadas cargas lineares nos locais onde há alvenaria presente na laje para melhor representação da atuação de cargas na laje.

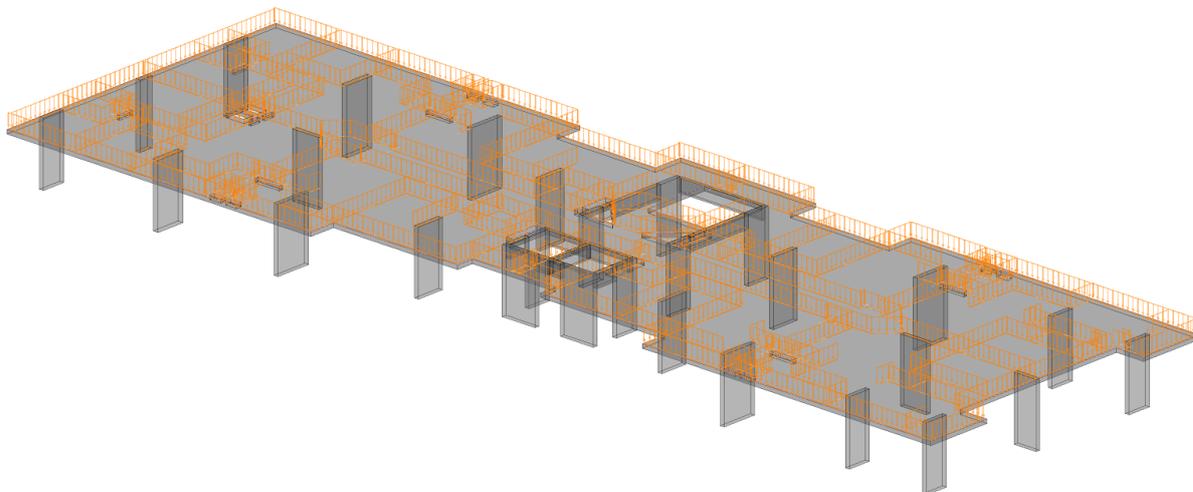


Figura 14 - Visualização 3D de cargas lineares disponível da versão 22 do TQS

Fonte: Autoria própria

Para o cálculo da carga distribuída nas lajes dos pavimentos térreo, tipo e cobertura, foi utilizada a tabela 10 da revisão da norma ABNT:NBR 6120, que indica valores de carga acidental uniformemente distribuída para edifícios residenciais.

Tabela 11 – Cargas acidentais distribuídas por área

Carga acidental uniformemente distribuída sobre área (tf/m ²)	
Cômodo	Valor
Dormitórios	0,15
Sala, copa e cozinha	0,15
Sanitários	0,15
Despensa, área de serviço e lavanderia	0,20
Corredores dentro de unidades autônomas	0,15
Corredores e áreas de uso comum	0,3

Fonte: Adaptado de ABNT NBR 6120:2018

Para a carga permanente distribuída por área, que compreende o peso do contrapiso e revestimento, foi utilizado o valor de 0,10 tf/m². As cargas dos reservatórios foram calculadas multiplicando a altura do nível de água por 1 tf/m².

3.1.4. Vento

Segundo a norma NBR 6123 – Forças devidas ao vento em edificações (ABNT, 1988), as forças geradas pelo vento devem ser calculadas a partir da multiplicação dos fatores coeficiente de arrasto C_a , pressão dinâmica q e área frontal efetiva A_e .

$$F_a = C_a \cdot q \cdot A_e \quad (3.7)$$

Para o cálculo da pressão dinâmica q é necessário calcular a velocidade característica v_k que é função da multiplicação da velocidade básica v_0 , do fator topográfico S_1 , do fator de altura S_2 e do fator estatístico S_3 , conforme a equação 3.8.

$$v_k = v_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \quad (3.8)$$

A velocidade básica é definida a partir do mapa de isopletas de vento da norma ABNT NBR 6118:2014, que relaciona a localização geográfica da estrutura ao valor da velocidade básica. Este valor é a velocidade de uma rajada de 3 segundos, excedida em média uma vez em 50 anos a 10 metros acima do terreno, em campo aberto e plano.



Figura 15 – Mapa de isopletas de vento

Fonte: NBR 6123:1988 adaptado por TQS Informática

Como o edifício é localizado na cidade de São José em Santa Catarina, a velocidade básica de vento definida segundo a norma é de 42 m/s. O fator topográfico de terreno S_1 escolhido foi o de 1.0 e a categoria de rugosidade escolhida foi a IV – Terrenos com obstáculos numerosos e pouco espaçados – devido a localização urbana do empreendimento. A classe da edificação é B, uma vez que sua altura é de 45,12 m e, portanto, compreende a faixa de 20 a 50 m de altura. O fator estatístico S_3 é igual a 1.0, pois a estrutura em estudo é de uma edificação residencial.

O fator de altura S_2 é então calculado por meio de uma expressão que relaciona o fator de rajada F_r , os fatores b e p que dependem da classe da edificação e categoria de rugosidade e a altura z da edificação.

$$S_2 = b \cdot F_r \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^p \quad (3.9)$$

Os fatores b e p são obtidos por meio da Tabela 1 – Parâmetros meteorológicos e aplicados à fórmula. O valor de S_2 pode ser calculado ou então adquirido da Tabela 2 – Fator S_2 , que a partir dos valores interpolados, resulta em S_2 igual 1,02.

A partir do cálculo da velocidade característica, é calculada a pressão dinâmica exercida pelo vento, dada por:

$$q = 0,613 \cdot v_k^2 \quad (3.10)$$

Por fim, o cálculo do coeficiente de arrasto é feito a partir da Figura 19, utilizando as relações L_1/L_2 e H/L_1 para edificações paralelepípedicas em vento de alta turbulência. Segundo a norma NBR 6123:1988, o vento incidente em uma edificação pode ser considerado de alta turbulência quando sua altura não excede duas vezes a altura média das edificações vizinhas, estendendo-se estas na direção e sentido do vento incidente, para uma edificação a uma distância mínima de:

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

Como a edificação em estudo possui aproximadamente 47 metros de altura e há edifícios em seu entorno dentro de um raio de 1 km com altura maior que 23,5 m, o vento que incide na estrutura pode ser considerado como de altura turbulência.

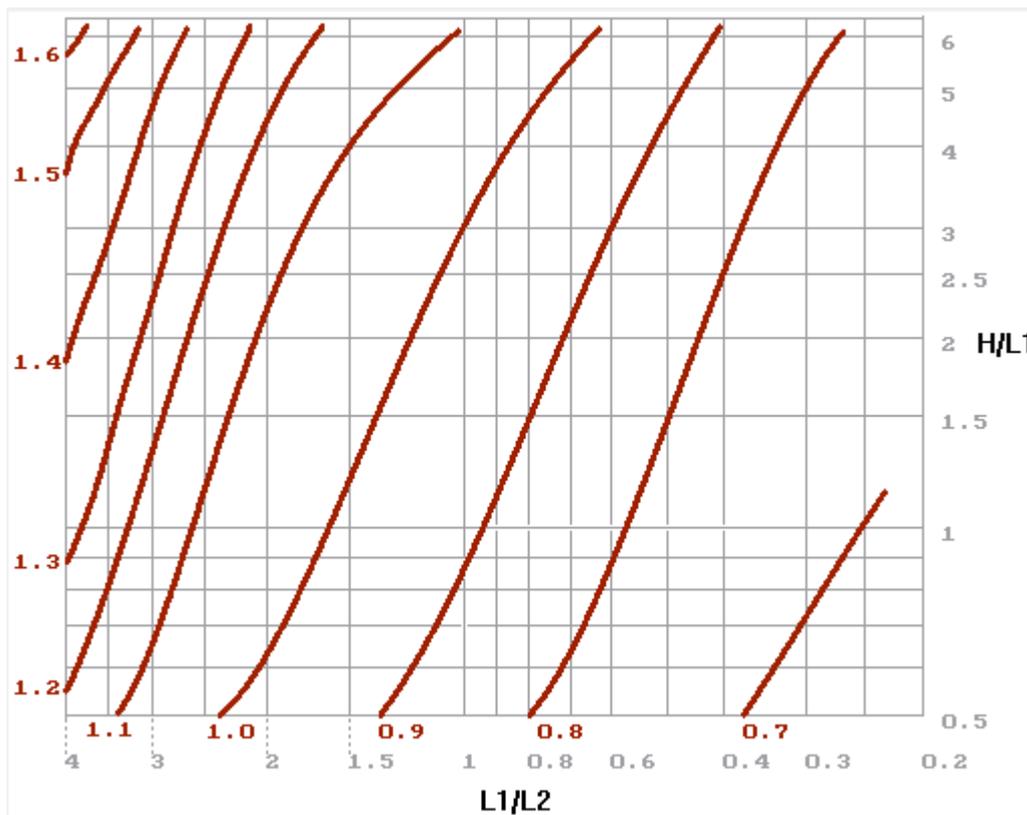


Figura 16 – Coeficiente de arrasto C_a para edificações paralelepípedicas em vento de alta turbulência

Fonte: NBR 6123:1988 adaptado por TQS Informática

A partir das dimensões horizontais da seção vertical e horizontal da edificação, as relações L_1/L_2 e H/L_1 são calculadas. O coeficiente de arrasto C_a da estrutura é então obtido para cada ângulo de incidência do vento escolhido a partir de interpolação das curvas da Figura 5 da norma. NBR 6123:1988

Tabela 12 – Coeficientes de arrasto calculados

Coeficientes de Arrasto			
Ângulo	C_a	L_1/L_2	H/L_1
90	0,78	0,33	3,04
270	0,78	0,33	3,04
0	1,17	3,05	1,00
180	1,17	3,05	1,00

Com o valor de pressão dinâmica q , o valor da força de vento F_a é calculado para cada pavimento dependendo da área frontal efetiva A_e . Com isso, as forças geradas pelo vento são aplicadas nos nós do pórtico espacial, em cada pavimento.

3.2. MODELAGEM DA ESTRUTURA

Com os parâmetros estabelecidos, os elementos estruturais da edificação foram modelados de forma que fosse priorizada a economia de materiais pela redução de vãos, respeitando as dimensões do projeto arquitetônico e buscando a produtividade na obra.

Assim, escolheu-se a solução de laje maciça protendida de 18 cm de espessura para os pavimentos térreo, tipo e cobertura. Foram modelados 28 pilares de forma que fosse obtido vãos suficientemente econômicos para o detalhamento da laje, resultando em uma configuração estrutural econômica, e que gerassem um pórtico espacial com inércia e rigidez suficientes para a estabilidade global do edifício.

A protensão foi lançada nos pavimentos tipo de forma a combater os deslocamentos e a fissuração, de forma a respeitar os valores limites indicados na norma NBR 6118:2014, que serão discutidos com mais profundidade nos próximos capítulos. A imagem do lançamento dos cabos de protensão pode ser visualizada na Figura 17.

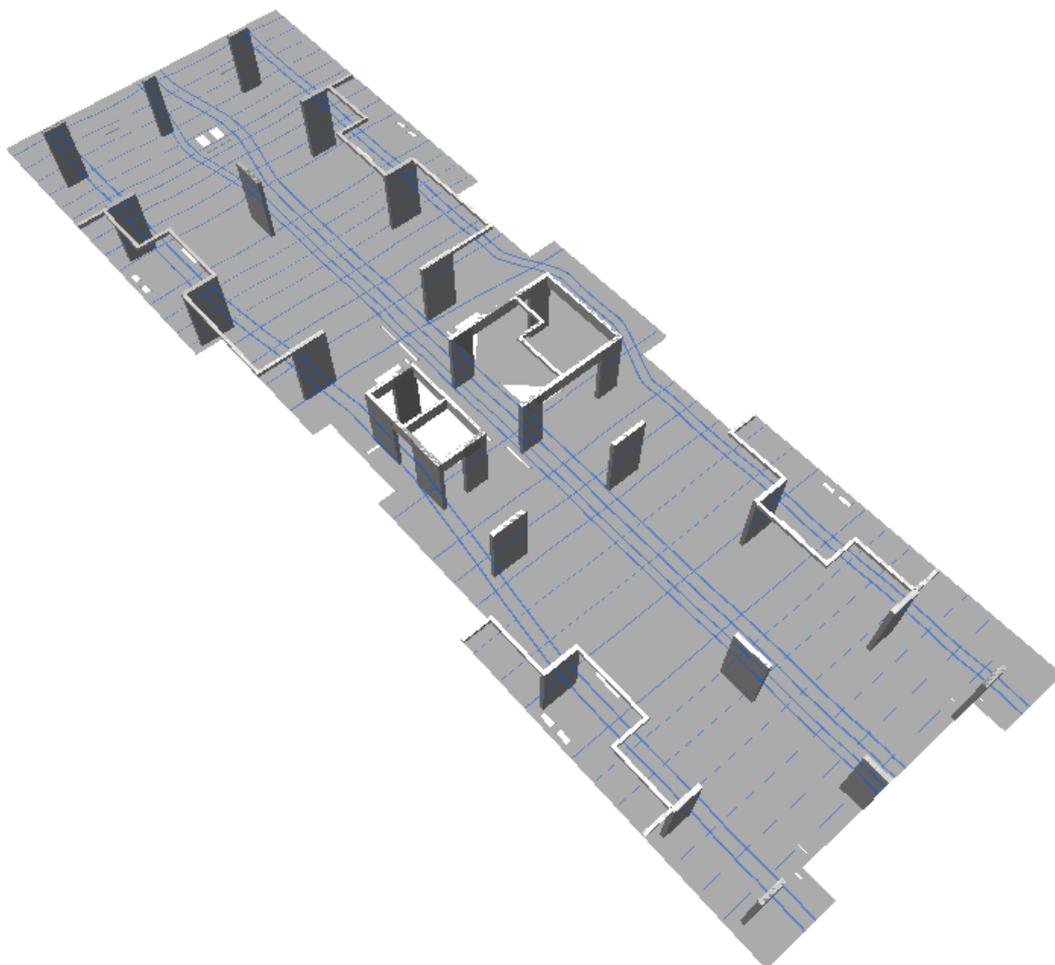


Figura 17 – Lançamento da protensão nos pavimentos tipo

Fonte: Autoria própria

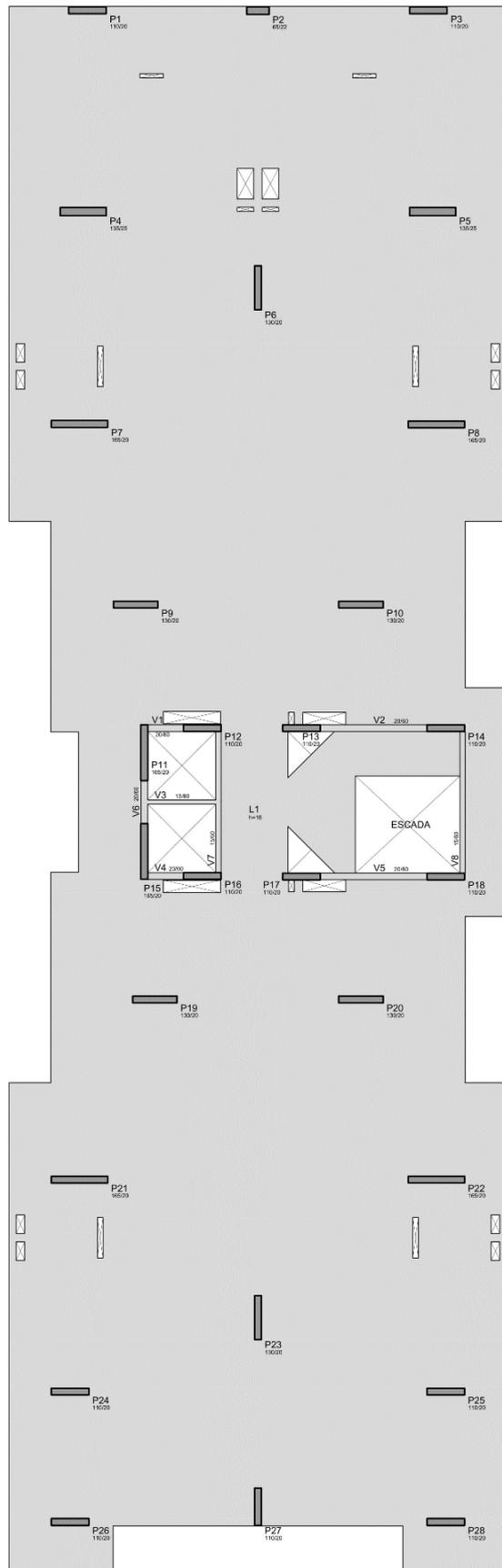


Figura 18 – Planta de formas do pavimento tipo

Fonte: Autoria própria

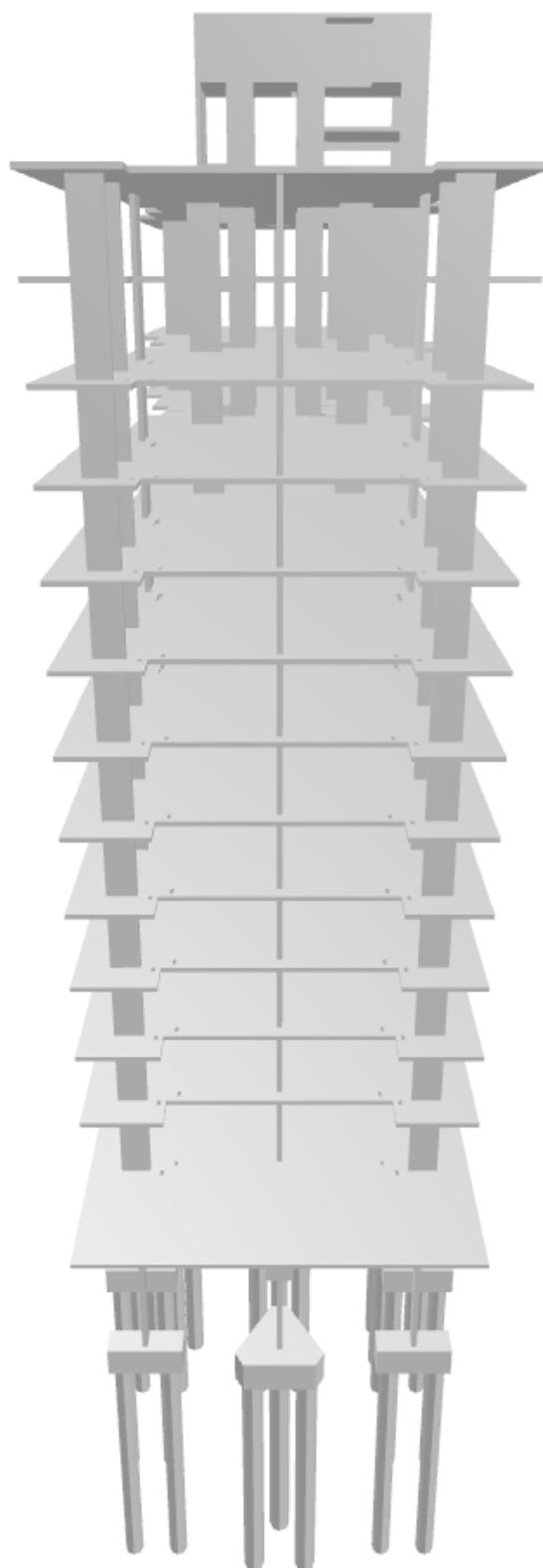


Figura 19 - Visão frontal do modelo estrutural

Fonte: Autoria própria

3.2.1. Vigas de Transição

Vigas de transição são elementos estruturais que recebem a carga de um pilar e a distribui em outros apoios próximos. Dependendo do vão, os valores de momento fletor atuantes podem ser altos, aliados à carga vertical proveniente do pilar que nasce na viga.

“Qualquer desvio no percurso de uma carga vertical exige que a carga seja redirecionada horizontalmente, por uma viga ou treliça de transição, até apoios verticais alternativos – o que resulta em carregamentos e alturas maiores dos componentes horizontais” (CHING, 2015).

No edifício analisado, foram lançadas cinco vigas de transição no pavimento térreo, devido a solicitações do projeto arquitetônico para passagem de veículos e melhor uso da estrutura. Estas vigas foram dimensionadas, lançadas no *software* TQS e detalhadas de forma que resistissem ao esforço cortante e momento fletor solicitantes, além de respeitar os deslocamentos máximos requeridos pela norma NBR 6118:2014.

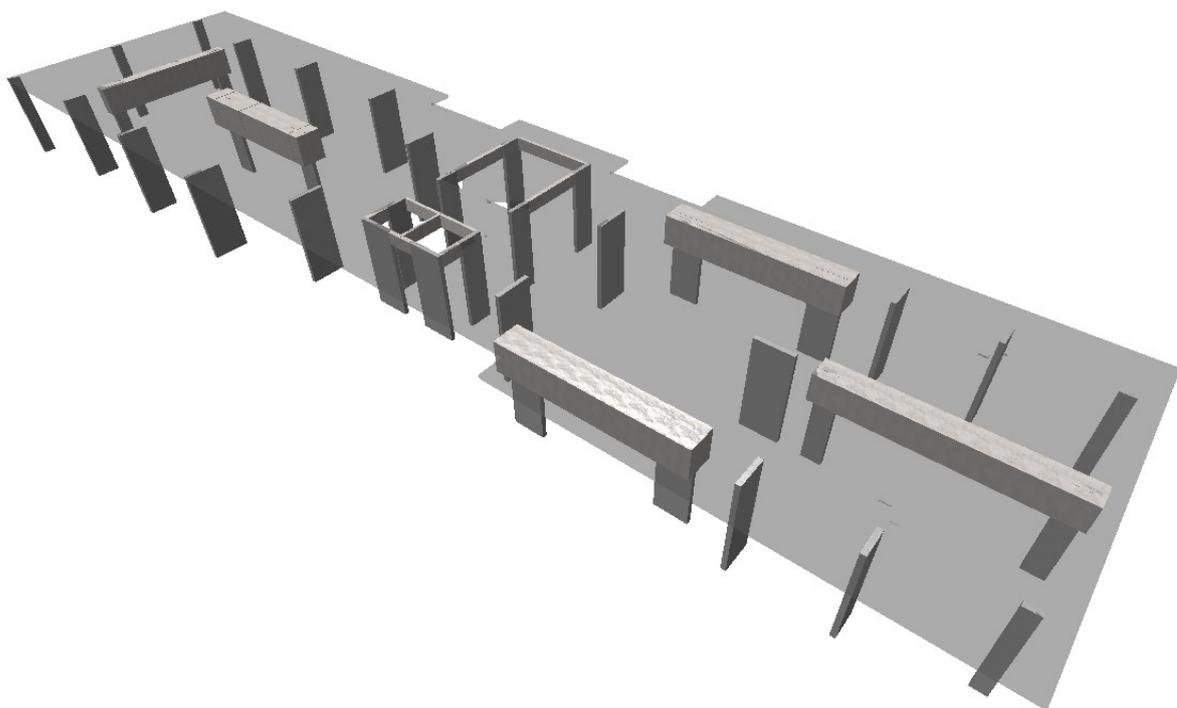


Figura 20 – Visualização 3D do pavimento térreo com as vigas de transição lançadas

Fonte: Autoria própria

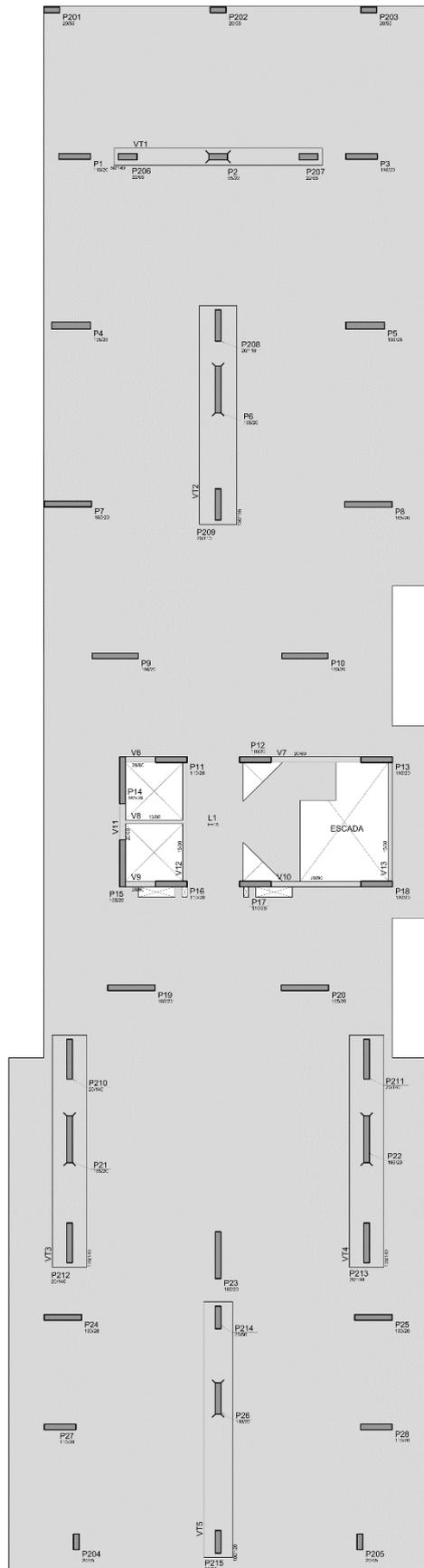


Figura 21 – Planta de formas do térreo

Fonte: Autoria própria

4. PÓRTICO ESPACIAL E PROCESSAMENTO

Segundo TQS Informática, o pórtico espacial de um edifício “consiste num modelo tridimensional 3D, composto por elementos lineares (barras), que possibilita a avaliação do comportamento global de todo o edifício, isto é, de todo o conjunto formado pelos pilares, vigas e lajes de todos os pavimentos de um edifício, perante a atuação de ações verticais e horizontais”.

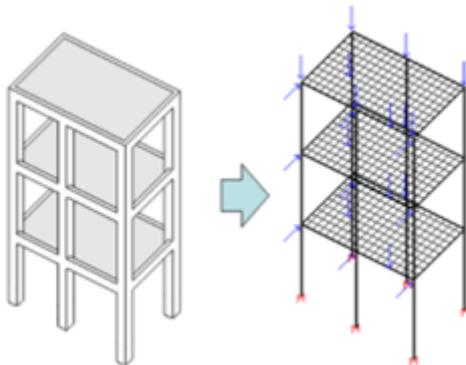


Figura 22 – Pórtico espacial de um edifício

Fonte: TQS Informática, 2015

Cada nó de um pórtico espacial possui 6 graus de liberdade, possibilitando a obtenção dos deslocamentos e esforços (força normal, cortantes, momentos fletores e torçor) em cada extremidade de um elemento. A Figura 23 ilustra uma barra em volume de pórtico espacial com a linha tracejada representando a barra discretizada no pórtico espacial, com o sistema de eixos locais da barra e os 6 graus de liberdade de cada nó do pórtico espacial.

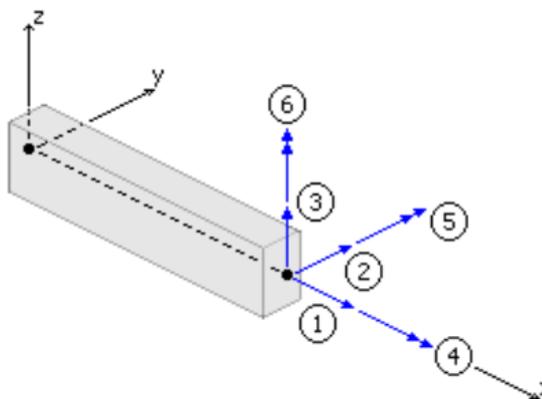


Figura 23 – Modelo de barra com 6 graus de liberdade

Fonte: TQS Informática, 2015

sendo os graus de liberdade indicados na Figura 23:

- 1) Translação força normal
- 2) Translação força cortante
- 3) Translação força cortante
- 4) Rotações momento torçor
- 5) Rotação momento fletor
- 6) Rotação momento fletor

O cálculo dos esforços é realizado a partir do Método dos Deslocamentos por formulação matricial, o qual consiste em um método de análise de estruturas reticuladas por meio da rigidez dos elementos, formando um sistema de equações que relaciona os deslocamentos com as cargas atuantes no pórtico espacial. O sistema é resolvido calculando-se primeiramente os deslocamentos, para um dado conjunto de cargas externas. Os esforços nas barras são então calculados baseados nas matrizes de rigidez e nos deslocamentos de cada elemento isolado, segundo Coelho (2000).

$$[r_G] = \begin{bmatrix} \frac{GJp}{L} & 0 & 0 & -\frac{GJp}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{4EIy}{L} & -\frac{6EIy}{L^2} & 0 & \frac{2EIy}{L} & \frac{6EIy}{L^2} \\ 0 & -\frac{6EIy}{L^2} & \frac{12EIy}{L^3} & 0 & -\frac{6EIy}{L^2} & -\frac{12EIy}{L^3} \\ -\frac{GJp}{L} & 0 & 0 & \frac{GJp}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{2EIy}{L} & -\frac{6EIy}{L^2} & 0 & \frac{4EIy}{L} & \frac{6EIy}{L^2} \\ 0 & \frac{6EIy}{L^2} & -\frac{12EIy}{L^3} & 0 & \frac{6EIy}{L^2} & \frac{12EIy}{L^3} \end{bmatrix}$$

Figura 24 – Matriz de rigidez de barra de grelha em relação ao eixo local

Fonte: COELHO, 2000

Com a estrutura modelada, os parâmetros de projeto definidos e as cargas lançadas na edificação, foi executado o processamento global do pórtico espacial considerando aplicação simultânea das cargas, com rigidez axial natural dos pilares e inércia à flexão natural das vigas de transição.

Em sequência serão analisados parâmetros importantes para o projeto de uma estrutura, a fim de validar a modelagem antes da análise das vigas de transição.

4.1. ESTABILIDADE GLOBAL

Para a avaliação da estabilidade global, é necessário a análise da influência dos esforços de segunda ordem em relação aos de primeira. Para isso, existem dois coeficientes principais que são utilizados para essa verificação: coeficiente Γ_{mZ} e P-Delta.

Ambos os índices representam qual o percentual de majoração nos momentos fletores causados pelos deslocamentos do pórtico espacial (momentos de segunda ordem). Para dimensionamento dos pilares deve ser considerado um aumento percentual no valor do momento igual ao valor do índice Γ_{mZ} e/ou P-delta.

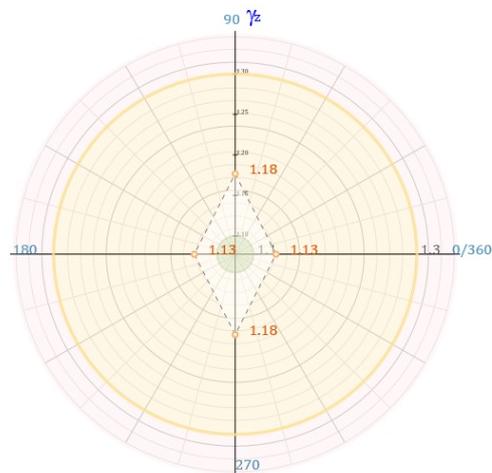


Figura 25 – Coeficiente Γ_{mZ}

Fonte: Gerada pelo *software* TQS

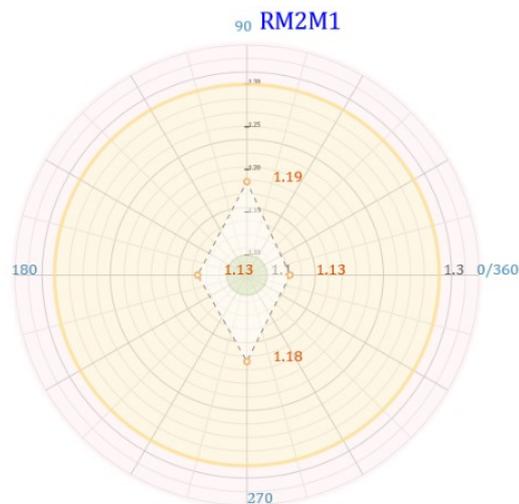


Figura 26 – Coeficiente P-delta

Fonte: Gerada pelo *software* TQS

Segundo a norma NBR 6118:2014, para ser garantido a estabilidade da edificação o valor dos índices deve ser menor que 1,30. Como os valores se encontram entre 1,10 e 1,30, a estrutura é classificada de nós móveis, situação frequentemente encontrada em estruturas de lajes maciças e, portanto, é verificado a estabilidade global.

4.2. VERIFICAÇÃO AO ESTADO LIMITE DE SERVIÇO

Segundo a norma NBR 6118:2014, as estruturas de concreto devem ser projetadas de tal modo que garantam segurança, estabilidade e desempenho perante as ações externas durante sua vida útil. Assim, deslocamentos limites são impostos pela norma brasileira vigente a fim de garantir que uma estrutura possua desempenho frente aos estados limites últimos e aos estados limites de serviço, sendo esse importante para aceitação da edificação durante sua utilização e para a redução das chances de ocorrência de patologias causadas pela deformação estrutural.

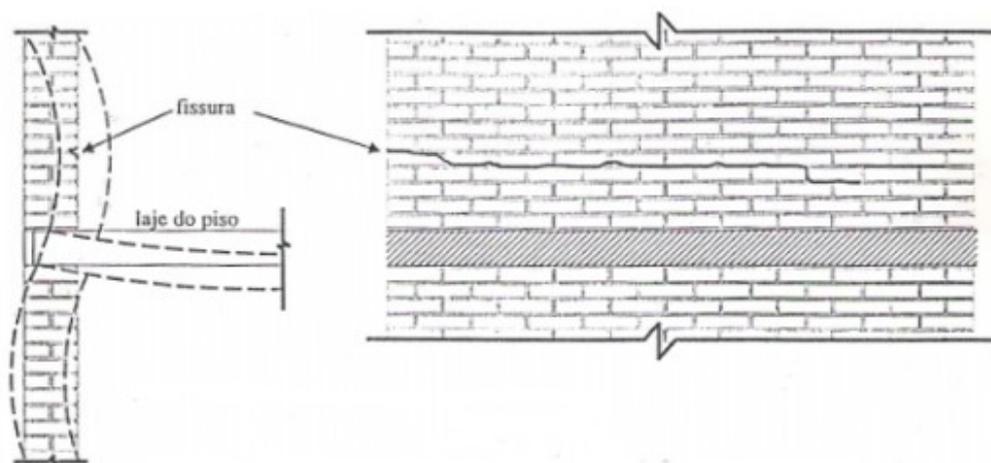


Figura 27 – Fissuras em alvenaria decorrentes de deformações da laje

Fonte: Adaptado de EduQC

A tabela 13.3 da norma NBR 6118 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento (ABNT, 2014) indica os limites de deslocamentos de uma estrutura de concreto.

Tabela 13.3 – Limites para deslocamentos

Tipo de efeito	Razão da limitação	Exemplo	Deslocamento a considerar	Deslocamento-limite
Aceitabilidade sensorial	Visual	Deslocamentos visíveis em elementos estruturais	Total	$\ell/250$
	Outro	Vibrações sentidas no piso	Devido a cargas acidentais	$\ell/350$
Efeitos estruturais em serviço	Superfícies que devem drenar água	Coberturas e varandas	Total	$\ell/250^a$
	Pavimentos que devem permanecer planos	Ginásios e pistas de boliche	Total	$\ell/350+$ contraflecha ^b
			Ocorrido após a construção do piso	$\ell/600$
Elementos que suportam equipamentos sensíveis	Laboratórios	Ocorrido após nivelamento do equipamento	De acordo com recomendação do fabricante do equipamento	
Efeitos em elementos não estruturais	Paredes	Alvenaria, caixilhos e revestimentos	Após a construção da parede	$\ell/500^c$ e 10 mm e $\theta = 0,0017 \text{ rad}^d$
		Divisórias leves e caixilhos telescópicos	Ocorrido após a instalação da divisória	$\ell/250^c$ e 25 mm
		Movimento lateral de edifícios	Provocado pela ação do vento para combinação frequente ($\psi_1 = 0,30$)	$H/1700$ e $H_i/850^e$ entre pavimentos ^f
		Movimentos térmicos verticais	Provocado por diferença de temperatura	$\ell/400^g$ e 15 mm

^a As superfícies devem ser suficientemente inclinadas ou o deslocamento previsto compensado por contraflechas, de modo a não se ter acúmulo de água.

^b Os deslocamentos podem ser parcialmente compensados pela especificação de contraflechas. Entretanto, a atuação isolada da contraflecha não pode ocasionar um desvio do plano maior que $\ell/350$.

^c O vão ℓ deve ser tomado na direção na qual a parede ou a divisória se desenvolve.

^d Rotação nos elementos que suportam paredes.

^e H é a altura total do edifício e H_i o desnível entre dois pavimentos vizinhos.

^f Esse limite aplica-se ao deslocamento lateral entre dois pavimentos consecutivos, devido à atuação de ações horizontais. Não podem ser incluídos os deslocamentos devidos a deformações axiais nos pilares. O limite também se aplica ao deslocamento vertical relativo das extremidades de lintéis conectados a duas paredes de contraventamento, quando H_i representa o comprimento do Intel.

^g O valor ℓ refere-se à distância entre o pilar externo e o primeiro pilar interno.

NOTAS

1 Todos os valores-limites de deslocamentos supõem elementos de vão ℓ suportados em ambas as extremidades por apoios que não se movem. Quando se tratar de balanços, o vão equivalente a ser considerado deve ser o dobro do comprimento do balanço.

2 Para o caso de elementos de superfície, os limites prescritos consideram que o valor ℓ é o menor vão, exceto em casos de verificação de paredes e divisórias, onde interessa a direção na qual a parede ou divisória se desenvolve, limitando-se esse valor a duas vezes o vão menor.

3 O deslocamento total deve ser obtido a partir da combinação das ações características ponderadas pelos coeficientes definidos na Seção 11.

4 Deslocamentos excessivos podem ser parcialmente compensados por contraflechas.

Figura 28 - Tabela 13.3 – Limites para deslocamentos

Fonte: NBR 6118:2014 adaptado por AltoQi

4.2.1. Deslocamentos Verticais

Segundo a tabela 13.3 da norma NBR 6118:2014, o deslocamento máximo em elementos estruturais deve ser igual a $L/250$ (sendo L o vão entre pilares) ou $B/125$ (sendo B o valor do balanço), para garantir a aceitabilidade visual. No caso das lajes da edificação, foi utilizada a combinação $2.3 PP + 2 PERM + 0.7 ACID + 2.5 FORALI$ para simular a deformação ocorrida na laje, depois de aplicada as forças de protensão e com consideração da fluência em tempo infinito.

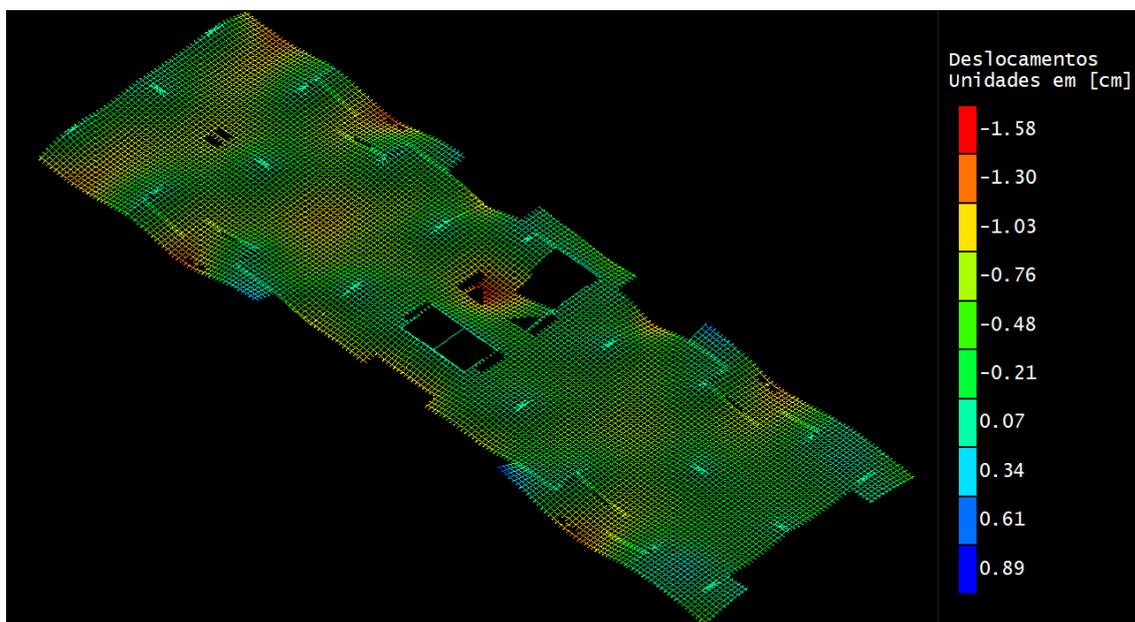


Figura 29 – Deformada da laje

Fonte: Gerada pelo *software* TQS

Medindo o deslocamento máximo nos vãos entre pilares, é possível verificar que os valores não ultrapassam a relação $L/250$. Efetuando o mesmo procedimento nos balanços da laje, a mesma conclusão é obtida para a relação $B/125$.

Ainda para verificar a adequação da estrutura no estado limite de serviço para deslocamentos verticais, foi analisado o deslocamento máximo da laje sobre paredes de alvenaria. Assim, foi utilizado a combinação DIFERIDA com valor de $1.3 PP + 1 PERM + 0.7 ACID + 1.3 FORALI$, para simular a diferença do deslocamento, em cada ponto da laje, que ocorre entre o momento em que a alvenaria é encunhada até a deformação máxima devido à fluência em tempo infinito.

Como há alvenarias abaixo dos pavimentos do edifício, estes valores devem ser menores que 1 cm em qualquer ponto da laje, para garantir que não haja fissuração nas paredes do edifício. A partir da análise de deslocamentos da laje, percebe-se que este valor não é ultrapassado em qualquer ponto.

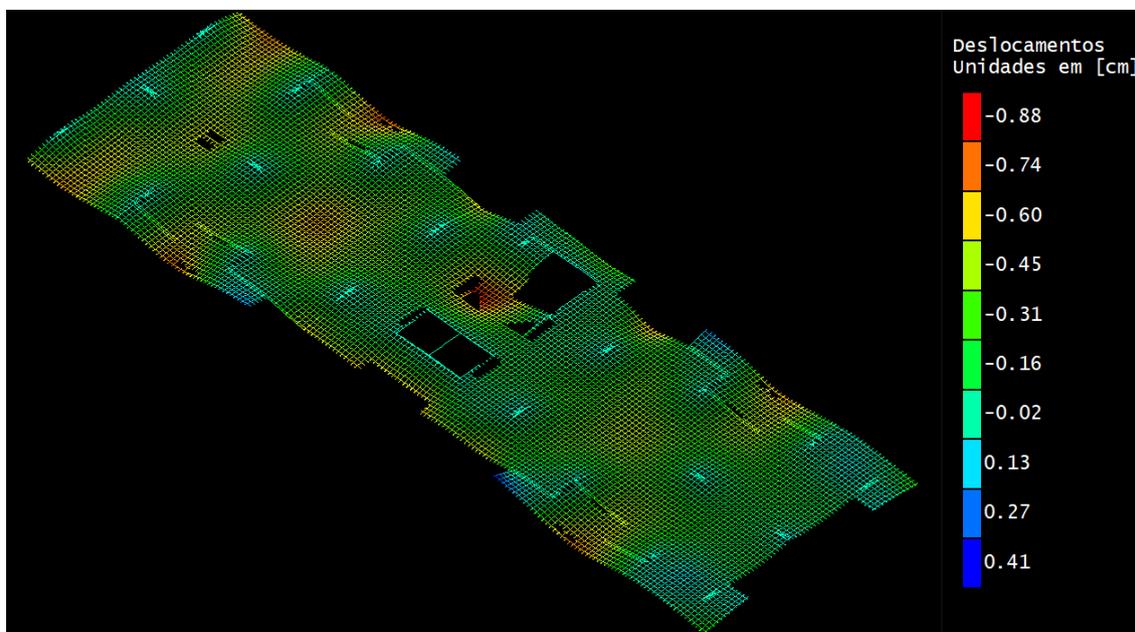


Figura 30 – Deformada diferida da laje

Fonte: Gerada pelo *software* TQS

4.2.2. Deslocamentos Horizontais

A tabela 13.3 da norma NBR 6118:2014 indica que o limite de deslocamento horizontal máximo do pórtico espacial deva ser menor que $H/1700$. Sendo H igual a 43,52 m no caso do edifício analisado, o limite de deslocamento é 2,56 cm. A partir do processamento global do edifício com as cargas verticais e horizontais aplicadas, é possível ver no diagrama abaixo que o deslocamento máximo no pórtico é de 1,33 cm com o vento incidindo com ângulo 0° e 180° .

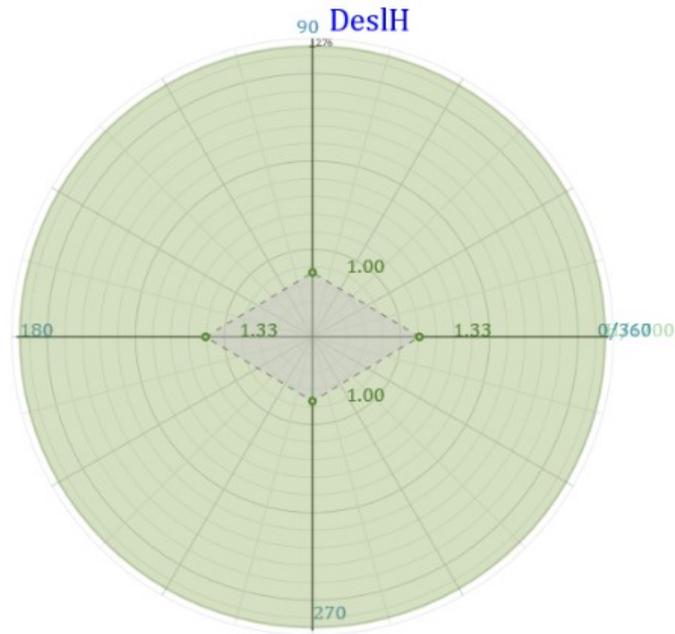


Figura 31 – Diagrama de deslocamentos máximos horizontais no pórtico

Fonte: Gerada pelo software TQS

Além disso, a norma limita o deslocamento horizontal entre pavimentos com o valor de $H/850$, que para o valor de 43,52 m de altura, resulta em 5,12 cm. Segundo o diagrama gerado pelo TQS, esse valor é respeitado, de acordo com a figura abaixo.

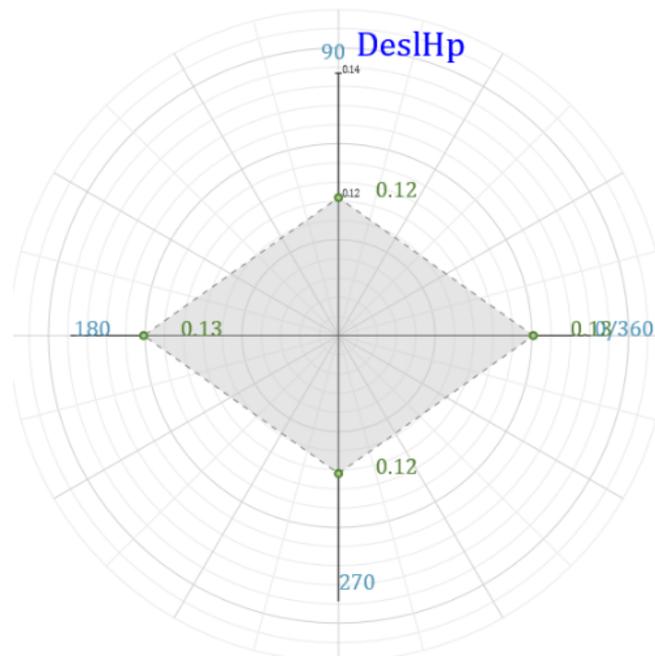


Figura 32 - Deslocamento máximo entre pisos

Fonte: Gerada pelo software TQS

5. CONCRETO PROTENDIDO

A principal diferença entre o concreto armado e o concreto protendido é o aço empregado e o processo executivo. De acordo com a NBR 6118:2014, os elementos de concreto protendido são aqueles em que parte das armaduras é previamente alongada por equipamentos especiais de protensão com o objetivo de, em condições de serviço, limitar ou impedir a fissuração e os deslocamentos da estrutura, propiciando melhor aproveitamento de aços de alta resistência no estado limite último (SAN MARTINS, 2014).

Para elucidar o efeito da protensão, é possível realizar uma analogia com o ato de carregar um conjunto de livros dispostos horizontalmente em sequência. Para que o sistema fique em equilíbrio, é necessária que uma força normal seja aplicada comprimindo os livros e gerando forças de atrito capazes de superar o peso próprio do sistema.

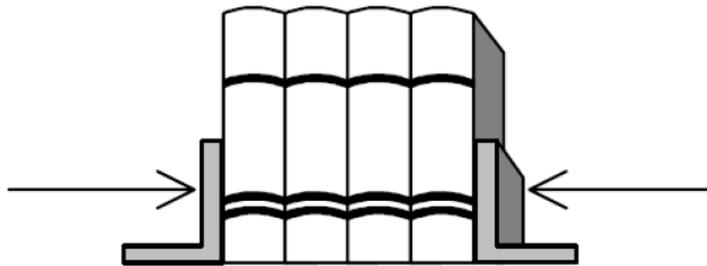


Figura 33 - Analogia do efeito da protensão com a introdução de um estado prévio de tensões em um conjunto de livros dispostos horizontalmente em sequência

Fonte: San Martins (2014)

Segundo Pfeil (1988), em uma estrutura o conceito de protensão pode ser definido como o artifício de introduzir um estado prévio de tensões capaz de aumentar sua resistência ou melhorar seu comportamento, frente a condições diferentes de carga. No concreto, a protensão cria tensões de compressão prévias em locais onde surgiriam esforços de tração por consequência da ação de carregamentos induzidos à estrutura.

De acordo com Zanette (2003), as vantagens da utilização do concreto protendido frente ao concreto armado são:

- 1) Obtenção de maior vão livre entre apoios;
- 2) Menor interferência da estrutura com a planta arquitetônica;
- 3) Elementos mais esbeltos;

- 4) Melhor controle de deslocamentos;
- 5) Possibilidade de redução da fissuração.

Segundo Carvalho (2012), existem três tipos de classificação para estruturas executadas em concreto protendido, considerando o mecanismo de aderência entre as armaduras ativas e o concreto:

- 1) Com aderência inicial ou pré-tracionadas;
- 2) Com aderência posterior ou pós-tração com aderência;
- 3) Sem aderência ou pós-tração sem aderência.

O mecanismo de aderência entre as armaduras ativas e o concreto utilizadas no projeto analisado no presente trabalho é o de pós-tração sem aderência, a partir do uso da protensão com monocordoalhas engraxadas.

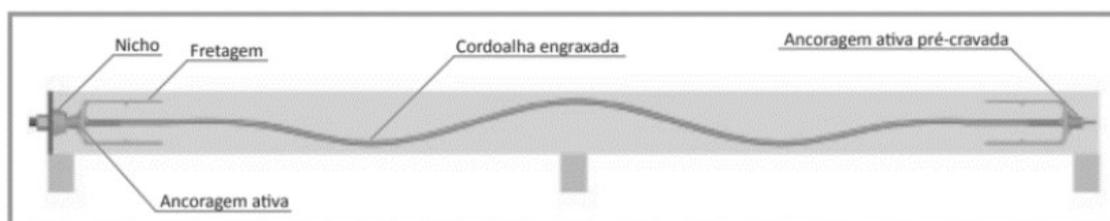


Figura 34 – Protensão não aderente com monocordoalhas engraxadas

Fonte: Rudloff (20--)

Os cabos deste sistema são compostos por uma ancoragem em cada extremidade, uma cordoalha de aço envolta com graxa inibidora de corrosão e uma capa de polietileno de alta densidade (PASSAMANI, 2019). Segundo Rudloff (20--), as ancoragem são dispositivos que mantêm o cabo em estado de tensão, transmitindo assim a força de protensão ao concreto ou ao elemento estrutural.

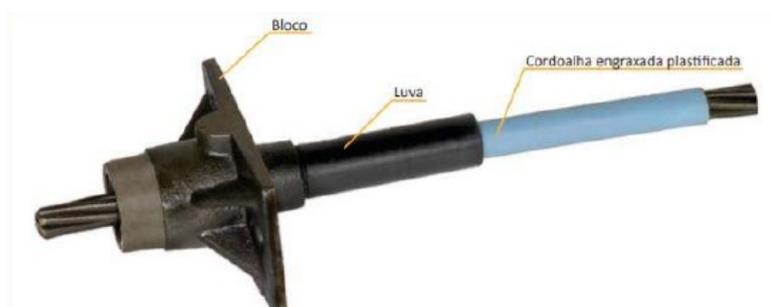


Figura 35 – Ancoragem ativa para monocordoalhas engraxadas

Fonte: Cauduro (20--)

5.1. GRAU DE PROTENSÃO

Segundo Pfeil (1984), o projetista pode escolher o grau de protensão a ser utilizado, que remete à porcentagem do momento solicitante de ruptura a ser absorvido pela armadura de protensão.

A NBR 6118:2014 define três classificações quanto ao grau de protensão, de acordo com a Figura 36.

Protensão total ou completa	Existe protensão total se, para a carga de utilização total, forem evitadas tensões de tração na flexão, no concreto, na direção resistente principal. São toleradas, entretanto, tensões de tração provenientes da introdução da força de protensão na região de ancoragem dos cabos, de tensões principais de tração, inclinadas, devidas ao cisalhamento ou à torção, assim como tensões de tração transversal devidas ao efeito da aderência ou à gradientes de temperatura.
Protensão limitada	Há protensão limitada quando, para a carga de utilização total, as tensões de tração no concreto, na direção resistente principal, não ultrapassarem determinado valor considerado admissível.
Protensão parcial	Existe protensão parcial nos casos em que as tensões de tração na direção resistente principal, causadas pela carga de utilização total, não forem restringidas. A limitação da fissuração é garantida por meio da utilização da armadura passiva.

Figura 36 – Classificações quando ao grau de protensão

Fonte: NBR 6118:2014

A classificação do grau de protensão utilizado no projeto em análise é a protensão parcial, que pode ser utilizada para classes de agressividade ambiental I e II, respeitando o estado limite de serviço de abertura de fissuras, ELS-W, de 0,2 mm para combinação frequente de ações.

5.2. PERDAS DE PROTENSÃO

Para o projeto de elementos de concreto protendido, o projetista deve-se ater às perdas de protensão. Segundo Zanette (2003), “qualquer projeto de estrutura protendida deve prever as perdas de protensão em relação ao valor inicial aplicado pelo aparelho tensor, que ocorrem durante a transferência ao concreto – perdas imediatas – e também ao longo do tempo – perdas progressivas”. As principais fontes da perda de protensão, que precisam ser levadas em conta no dimensionamento, são:

- 1) Atrito da armadura com a bainha;
- 2) Acomodação da ancoragem;
- 3) Encurtamento imediato do concreto;
- 4) Retração do concreto;
- 5) Fluência do concreto;
- 6) Relaxação do aço.

5.3. FORÇA DE PROTENSÃO

De acordo com Zanette (2006), a força média de protensão atuante na abscissa x e no tempo t , é dada pela Equação 5.1.

$$gP_{t(x)} = P_{0(x)} - \Delta P_{t(x)} = P_i - \Delta P_{0(x)} - \Delta P_{t(x)} \quad (5.1)$$

sendo:

$$P_{0(x)} = P_i - \Delta P_{0(x)} \quad (5.2)$$

onde:

P_i é a força máxima aplicada à armadura de protensão pelo equipamento de tração;

$P_{0(x)}$ é a força na armadura de protensão no tempo $t = 0$ e na seção da abscissa x ;

$\Delta P_{0(x)}$ é a perda imediata medida a partir de P_i , no tempo $t = 0$ e na seção de abscissa x ;

$P_{t(x)}$ é a força na armadura de protensão no tempo t e na seção de abscissa x ;

$\Delta P_{t(x)}$ é a perda de protensão na seção de abscissa x e no tempo t , calculada após o tempo $t = 0$.

5.4. CÁLCULO DOS ESFORÇOS DA PROTENSÃO

Considerando-se uma seção, onde atuam somente a protensão com força P e excentricidade e , como na Figura 37, a distribuição de tensões na seção transversal pode ser calculada a partir da equação elástica 5.3, de acordo com Lin e Burns (1981).

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{P \cdot e \cdot y}{I} \quad (5.3)$$

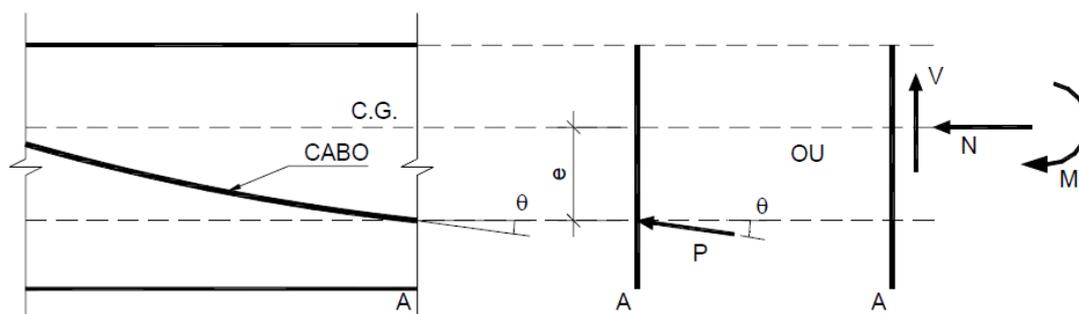


Figura 37 – Esforços de protensão calculados diretamente pela excentricidade do cabo e da força de protensão

Fonte: Zanette (2006)

De acordo com TQS Informática (2015), “os principais efeitos da protensão na laje são a aplicação de uma compressão centrada na laje e uma carga distribuída vertical, geralmente contrária a carga gravitacional”. Uma vez definido o traçado do cabo ao longo do elemento protendido, o diagrama de momentos isostáticos M_{p1} é simplesmente calculado pela multiplicação da excentricidade do cabo em relação ao centro geométrico da seção transversal pela força de protensão, segundo a equação 5.4

$$M_{p1} = P \cdot e \quad (5.4)$$

Segundo Zanette (2006), quando o elemento protendido faz parte de uma estrutura estaticamente indeterminada, “as deformações resultantes da protensão criam reações adicionais nos apoios que são necessárias para que o elemento protendido tenha deformações compatíveis com os vínculos hiperestáticos”. Essas reações resultam em forças e momentos hiperestáticos ao longo do elemento e, portanto, quanto maior for o

grau de hiperstaticidade e mais contínua for a estrutura, maior o esforço hiperestático gerado.

O diagrama de momentos hiperestáticos é obtido subtraindo-se o momento isostático do causado pelo carregamento externo equivalente de protensão. Portanto, o momento hiperestático M_{p2} pode ser obtido subtraindo o momento total de protensão M_p pelo momento isostático M_{p1} , conforme a equação 5.5.

$$M_{p2} = M_p - M_{p1} \quad (5.5)$$

Os diagramas de momentos fletores atuantes em uma estrutura protendida podem ser visualizados na Figura 38.

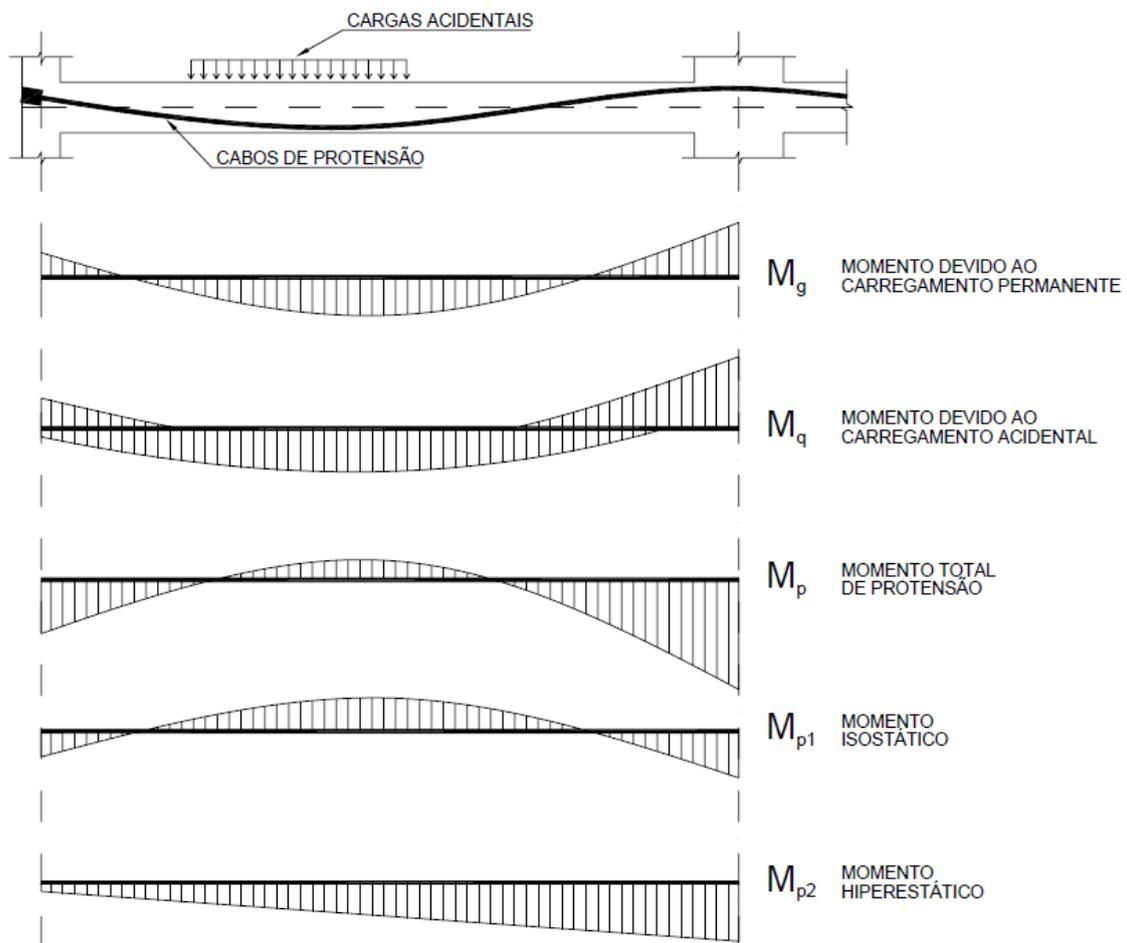


Figura 38 – Momentos fletores atuantes em uma estrutura protendida

Fonte: Zanette (2006)

Como as vigas de transição analisadas neste trabalho não são isostáticas, as deformações resultantes da protensão geram momentos hiperestáticos e, segundo a NBR 6118:2014, este esforço desfavorável deve ser considerado no dimensionamento. Entretanto, como as vigas possuem apenas dois apoios, o valor do momento fletor gerado por esse efeito não é alto e, frente ao valor dos momentos gerados pelas cargas permanentes e acidentais, a parcela de contribuição do esforço hiperestático ao momento solicitante total é baixo.

5.5. ESTADOS LIMITES

Em uma estrutura protendida, a força de aplicação da protensão é submetida ao elemento estrutural enquanto o concreto é ainda jovem. Portanto, verificações adicionais devem ser feitas para garantir a segurança da estrutura e comportamento adequado em serviço.

Segundo Veríssimo, Paes, Silva e César (1999), os estados limites que necessitam ser verificados em uma estrutura protendida são:

- 1) Estado Limite de Descompressão
- 2) Estado Limite de Formação de Fissuras
- 3) Estado Limite de Abertura de Fissuras
- 4) Estado Limite de Compressão Excessiva
- 5) Estado Limite de Deformações Excessivas
- 6) Estado Limite Último de Ruptura ou Alongamento Plástico Excessivo
- 7) Estado Limite Último de Ruptura no Ato da Protensão
- 8) Estado Limite Último Devido a Solicitações Tangenciais

No projeto em análise, as vigas de transição são verificadas em todos os estados limites e a verificação à formação de fissuras é realizada através do *software* TQS. No entanto, o objetivo do presente trabalho é a análise de confiabilidade estrutural das vigas de transição protendidas frente ao estado limite último de ruptura ou alongamento plástico excessivo. Sendo assim, somente o cálculo do dimensionamento das vigas para esse estado limite será demonstrado.

5.6. DIMENSIONAMENTO AO ESTADO LIMITE ÚLTIMO DE RUPTURA OU ALONGAMENTO PLÁSTICO EXCESSIVO

As vigas de transição são dimensionadas de modo a suportar os momentos fletores atuantes, que tracionam a parte inferior das vigas e comprimem o concreto da região superior. O equilíbrio da seção de concreto protendido ocorre pelo comportamento conjunto da resistência dos materiais empregados nela: o concreto, o aço passivo e o aço ativo.

A norma ABNT NBR 6118:2014 indica os diagramas constitutivos de cada material, que relacionam a tensão aplicada com a deformação específica resultante.

5.6.1. Relação constitutiva para o concreto

A figura abaixo mostra o diagrama tensão-deformação idealizado para o concreto.

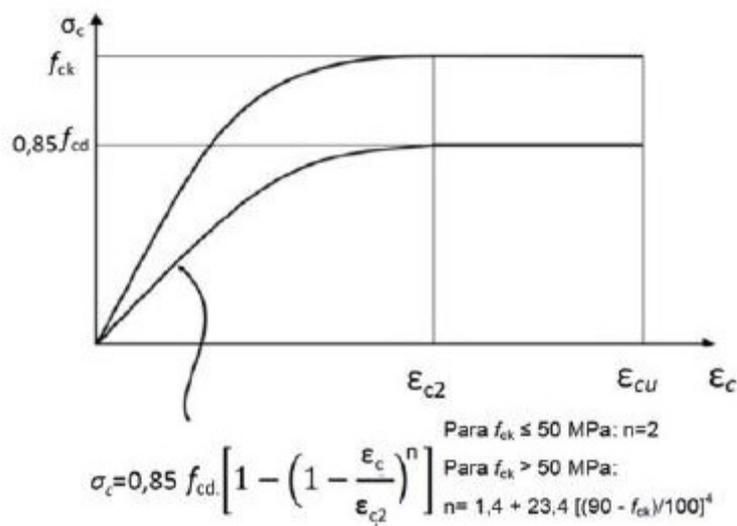


Figura 39 – Diagrama tensão-deformação idealizado para compressão do concreto

Fonte: NBR 6118 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento (ABNT, 2014)

O valor ϵ_{c2} corresponde à deformação específica de encurtamento do concreto no início do patamar plástico e possui valor de 0,2% para classes de concreto até C50. Já ϵ_{cu} corresponde à deformação específica do encurtamento na ruptura e possui valor de 0,35% para concretos até 50 MPa de resistência característica à compressão.

5.6.2. Relação constitutiva para o aço ativo

A norma NBR 6118 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento (ABNT, 2014) permite utilizar o diagrama tensão-deformação bilinear simplificado para o cálculo nos estados limites último e de serviço para a armadura ativa.

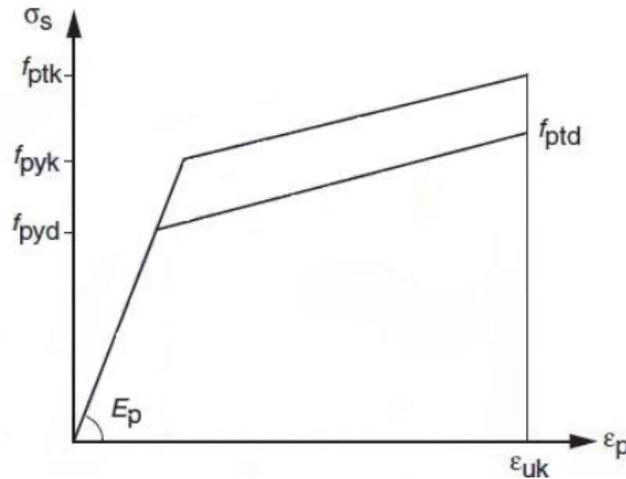


Figura 40 – Diagrama tensão-deformação para aços de armaduras ativas

Fonte: NBR 6118 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento (ABNT, 2014)

5.6.3. Relação constitutiva para o aço passivo

Para o aço, é utilizado o diagrama tensão-deformação elasto-plástico perfeito abaixo, onde ϵ_{cu} é a deformação específica de ruptura e possui valor de 1%, E_s é o módulo de elasticidade do aço e f_{yd} é a tensão de escoamento de cálculo, resultado da divisão da tensão de escoamento característica f_{yk} por 1,15.

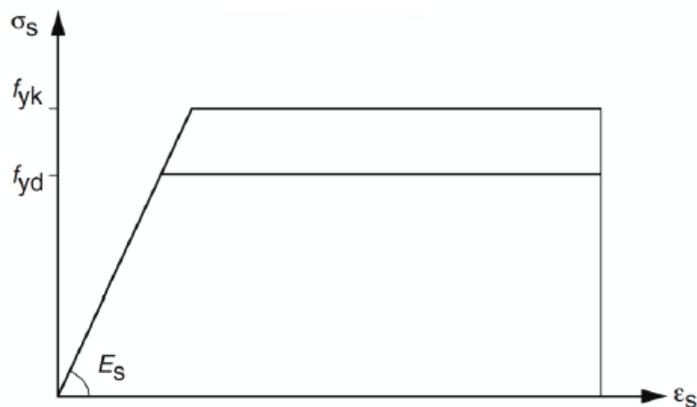


Figura 41 – Diagrama tensão-deformação para aços de armaduras passivas

Fonte: NBR 6118 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento (ABNT, 2014)

5.6.4. Alongamentos Plásticos

Segundo Veríssimo, Paes, Carneiro e Lenz (1999), o dimensionamento da viga deve ser feito de tal maneira que a deformada da seção esteja no domínio 3 do Estádio III (domínio das peças normalmente armadas) para que possua boa ductilidade e não haja ruptura abrupta. Neste domínio, o concreto está totalmente comprimido, possui $\varepsilon_{cd} = \varepsilon_{cu} = 0,35\%$ e seu comportamento passa a ser não linear. A norma ABNT NBR 6118:2014 admite a substituição do diagrama parábola-retângulo por um retângulo de comprimento $0,8 x$ para facilitação dos cálculos.

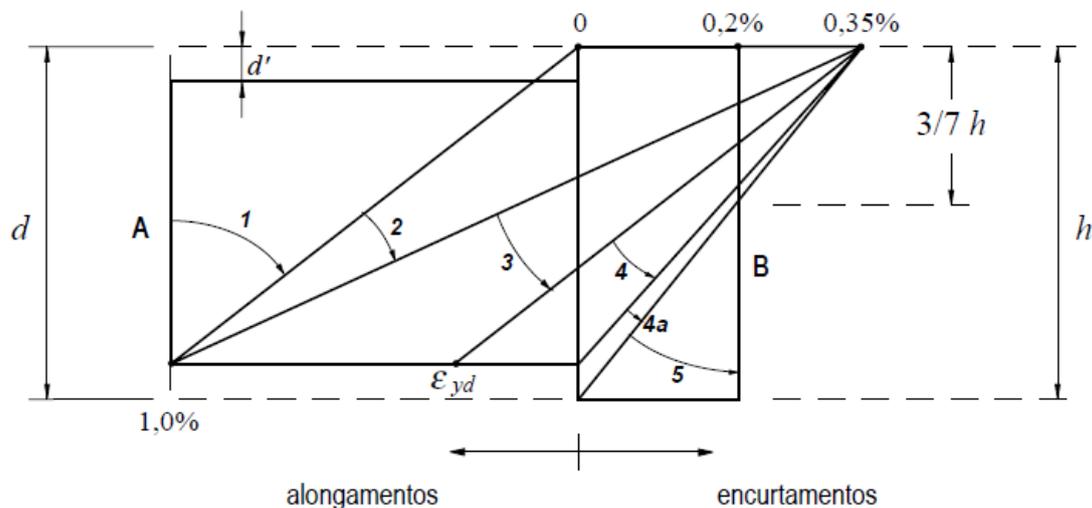


Figura 42 - Domínios de estado-limite último de uma seção transversal

Fonte: NBR 6118 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento (ABNT, 2014)

Em um elemento estrutural com protensão aderente, “o acréscimo de deformações das barras ativas aderentes em tração ou compressão deve ser o mesmo do concreto em seu entorno”, segundo a NBR 6118:2014. De acordo com Zanette (2006), “um cabo com aderência completa desenvolve tensões que são obtidas em função da deformação unitária da armadura e do diagrama tensão-deformação do aço”. Assim, a deformação unitária da armadura protendida aderente ε_p pode ser calculada pela equação 5.6

$$\varepsilon_p = \varepsilon_{pi} + \varepsilon_{p0} + \Delta\varepsilon_p \quad (5.6)$$

onde:

ε_{pi} é o pré-alongamento inicial, correspondente à tensão efetiva de protensão;

ε_{p0} é o alongamento correspondente à neutralização ou descompressão da seção;

$\Delta\varepsilon_p$ é o alongamento adicional provocado pela curvatura da seção até atingir o ELU.

Entretanto, para um elemento com cordoalhas engraxadas, o carregamento aplicado pode não produzir a tensão máxima no aço no ponto de maior momento. De acordo com Zanette (2006), “a possibilidade da cordoalha de escorregar dentro da capa engraxada permite que o aumento de tensão no ELU distribua-se ao longo de todo o comprimento do cabo”. Assim, comparando com cabos aderentes, essa uniformização dos valores de tensão induzida pelo carregamento resulta em um menor valor para cabos que não são aderentes.

A norma NBR 6118:2014 segue as mesmas recomendações do código americano ACI 318:2002 e indica que, para armaduras ativas não aderentes, os valores do acréscimo das tensões podem ser calculados a partir da equação 5.7, para elementos com relação $L/d \leq 35$.

$$\Delta\sigma_p = 70 + \frac{f_{ck}}{100\rho_p}, \text{ não podendo ultrapassar 420 MPa} \quad (5.7)$$

onde:

$$\rho_p = \frac{A_p}{b_c \cdot d_p} \quad (5.8)$$

$\Delta\sigma_p$ e f_{ck} são dados em megapascal;

ρ_p é a taxa geométrica de armadura ativa;

b_c é a largura da mesa de compressão;

d_p é a altura útil referida à armadura ativa.

5.6.5. Momento Resistente

Segundo Zanette (2006), “nas vigas adequadamente armadas o processo de ruptura inicia-se pela deformação exagerada das armaduras de flexão e pela acentuada

fissuração do elemento. Na medida em que cresce o carregamento atuante, a deformação e a fissuração se intensificam, reduzindo a altura da zona comprimida e, portanto, aumentando a tensão de compressão no concreto. No instante em que se atinge sua resistência à compressão, o concreto esmaga-se e provoca a ruína final da viga”.

Assim, para vigas de transição nas situações de projeto analisadas, o esforço que causa a deformação excessiva das armaduras de flexão mais tracionadas e, portanto, inicia a ruptura, é o momento fletor solicitante. A partir dos diagramas tensão-deformação, dos valores de deformação específicos de cada material e do binário de forças atuando na seção, é possível calcular o valor de momento resistente de peças de concreto protendido, de modo a garantir a adequação da mesma ao ELU, ou seja, $M_{rd} \geq M_{sd}$.

Geralmente, no concreto protendido são lançadas as cordoalhas de forma inicialmente a combater as deformações e serem suficientes para a verificação à formação de fissuras. Posteriormente a isso, é realizada a verificação da capacidade resistente aos momentos fletores e, usualmente, um elemento é considerado bem projetado quando sua armadura de protensão é suficiente para suportar todos os momentos fletores, sendo necessário apenas a armadura mínima segundo a norma NBR 6118:2014. Entretanto, caso necessário, a diferença entre o momento solicitante e o resistente pode ser combatida pela adição de reforços com armadura passiva.

Segundo Zanette (2006), para uma peça protendida com monocordoalhas engraxadas, o momento fletor é resistido pelo binário de forças que é gerado, referente ao concreto comprimido (R_{cc}), à armadura passiva tracionada (R_{st}) e à armadura ativa tracionada (R_{pt}). Pela condição de equilíbrio, o momento solicitante (M_{sd}) deve ser igual ao momento resistente (M_{rd}) gerado pelas contribuições do concreto e das armaduras ativas e passivas.

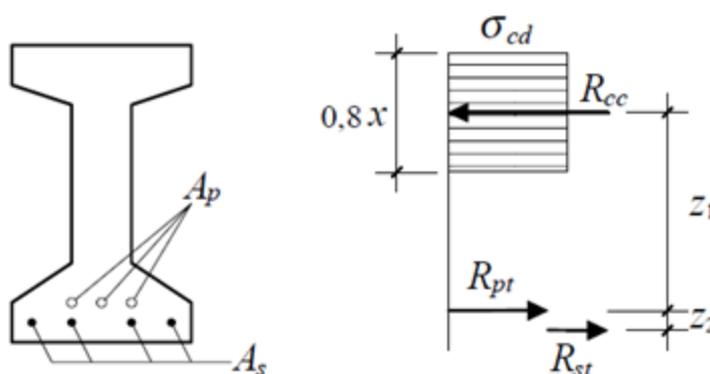


Figura 43 – Binário de esforços e deformações

Fonte: Adaptado de Veríssimo, Paes, Carneiro e Lenz (1999)

$$M_{rd} = R_{pt} \cdot z_1 + R_{st} \cdot (z_1 + z_2) \quad (5.8)$$

Para auxiliar no dimensionamento, foi desenvolvido um *script* na linguagem *Visual Basic for Applications* no *software Excel* pelo autor do presente trabalho, que pode ser visualizado no Anexo A. A partir dos valores de altura, base, resistência característica à compressão do concreto, tensão de escoamento das armaduras, força de protensão por cabo, distâncias dos centros geométricos das armaduras à fibra mais tracionada e área de aço passivo e ativo, o código realiza o cálculo do braço de alavanca e do momento resistente e verifica o alongamento nas armaduras passivas e a relação x/d para certificação do domínio em que a seção transversal se encontra.

5.6.6. Detalhamento

Neste tópico são apresentados o detalhamento das armaduras passivas e o esquema de distribuição das armaduras ativas das vigas de transição dimensionadas no Domínio 3, realizado em conformidade com a NBR 6118:2014.

Em sequência são apresentados os resultados de alongamento plástico da armadura passiva ε_{sd} , acréscimo de tensão na armadura ativa $\Delta\sigma_p$ e a relação x/d de cada viga de transição, sendo d a altura útil da seção. Os valores foram calculados por meio do código em *Visual Basic for Applications* desenvolvido e baseados nos dados obtidos através do detalhamento.

VT1

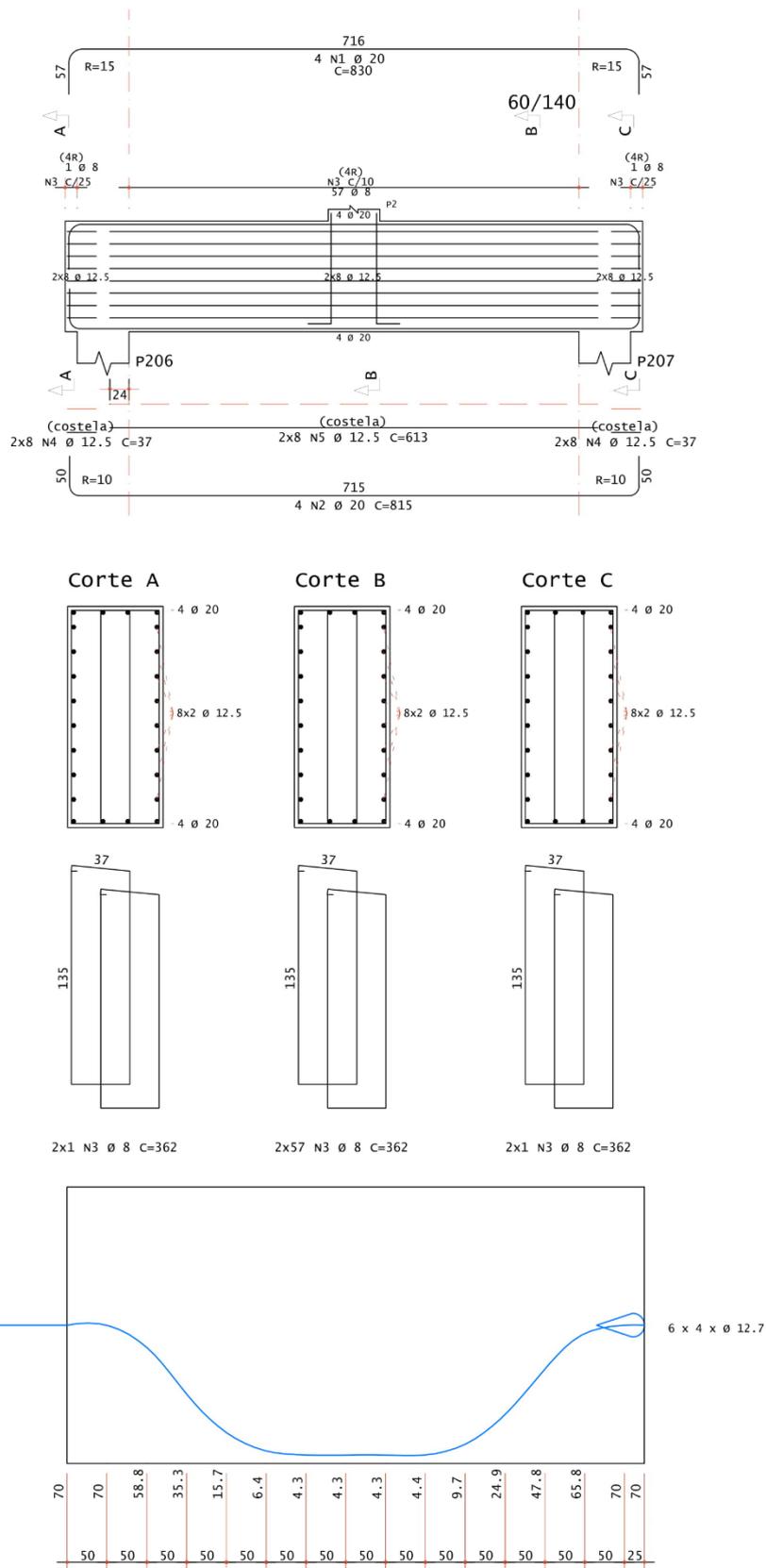


Figura 44 – Detalhamento da armadura passiva e ativa da VT1

Fonte: Autoria própria

VT2

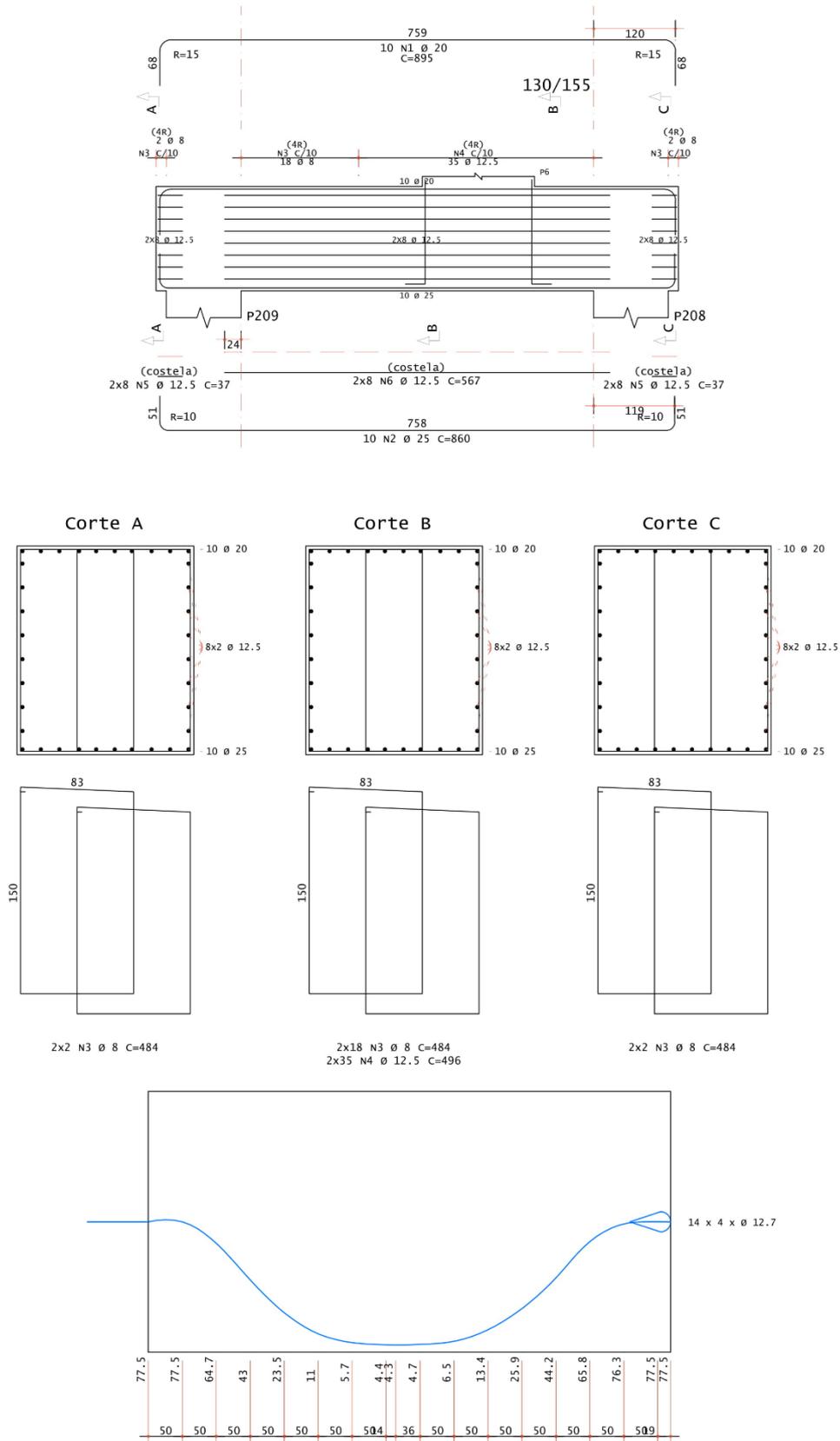


Figura 45 - Detalhamento da armadura passiva e ativa da VT2

Fonte: Autoria própria

VT3=VT4

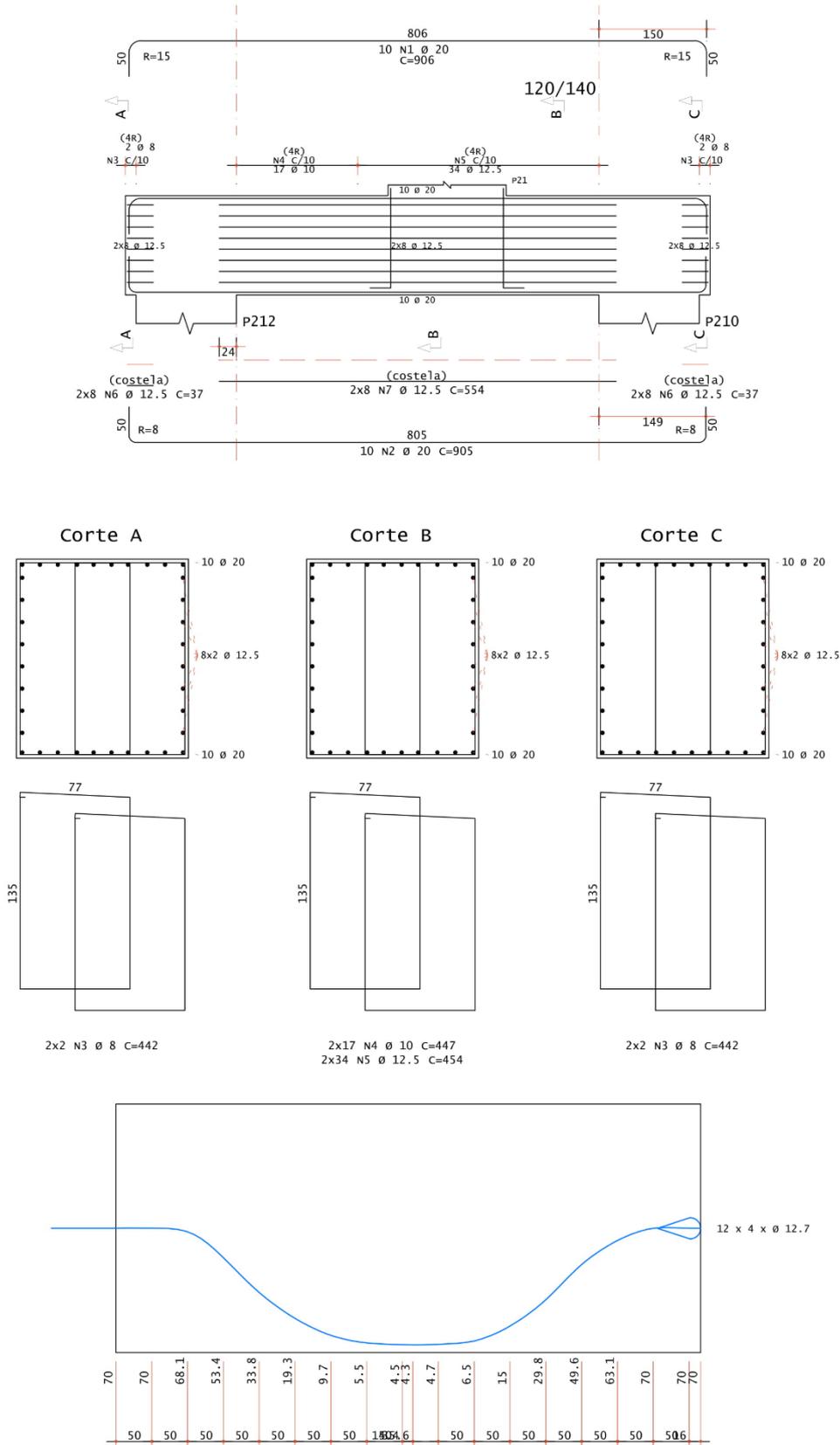


Figura 46 - Detalhamento da armadura passiva e ativa da VT3 e VT4

Fonte: Autoria própria

VT5

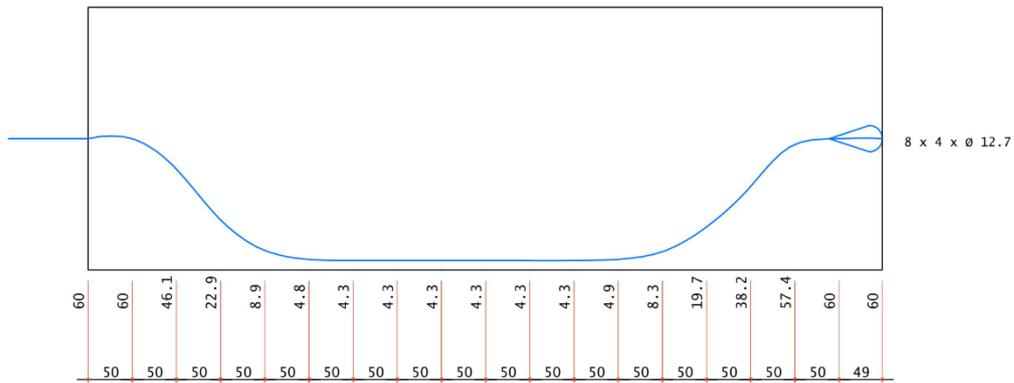
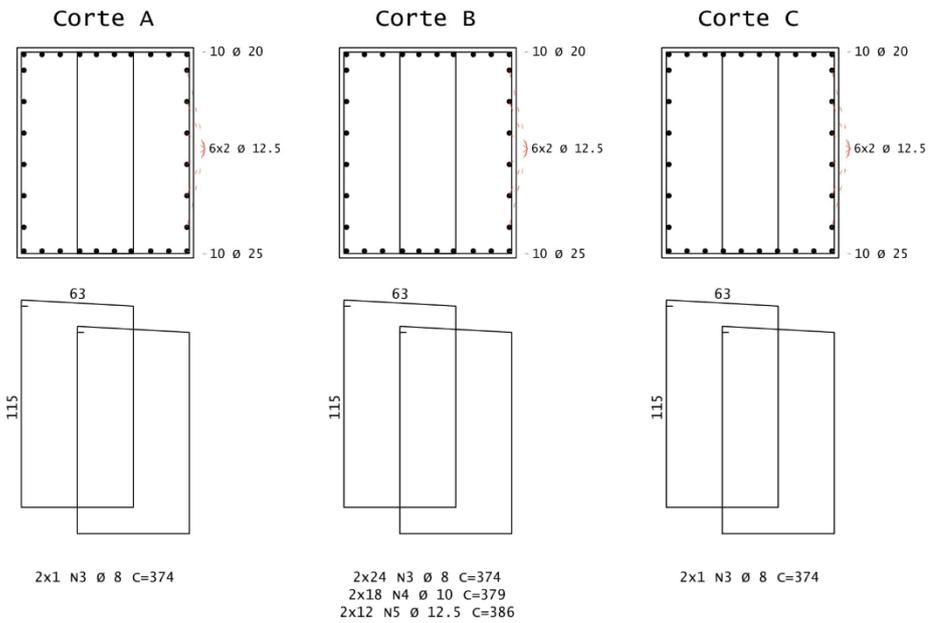
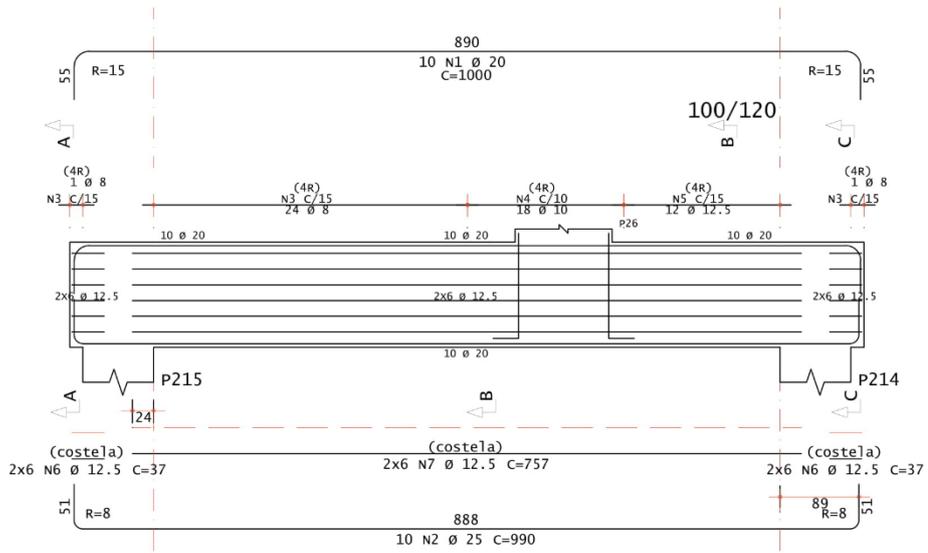


Figura 47 - Detalhamento da armadura passiva e ativa da VT5

Fonte: Autoria própria

Tabela 13 – Resultados da aplicação do código baseados no dimensionamento inicial

Viga	Alongamento da armadura passiva ε_{sd} (‰)	Acréscimo de tensão na armadura ativa $\Delta\sigma_p$ (MPa)	$\frac{x}{d}$
VT1	9,67	126,84	0,267
VT2	8,85	129,18	0,284
VT3 = VT4	9,24	127,32	0,276
VT5	7,39	130,33	0,323

Fonte: Autoria própria

De acordo com os dados calculados, os alongamentos das armaduras passivas ε_{sd} encontram-se no intervalo entre 2,07‰ e 10‰, os acréscimos de tensão na armadura ativa não aderente $\Delta\sigma_p$ são menores que o limite de 420 MPa estipulado pela NBR 6118:2014 e os valores de x/d encontram-se no intervalo entre 0,259 e 0,45. Portanto, as vigas de transição dimensionadas encontram-se na zona de boa utilidade do Domínio 3.

5.6.7. Etapas de Protensão

Em vigas de transição protendidas, é necessário a protensão em etapas, pois, caso todas as cordoalhas sejam protendidas de uma única vez, o momento isostático gerado pode ser muito preponderante ao esforço solicitante no momento da protensão da viga, possibilitando que a mesma fissure e/ou atinja a ruptura.

As vigas foram então detalhadas para serem protendidas em três etapas durante a construção do edifício, conforme o detalhamento presente na Figura 48.

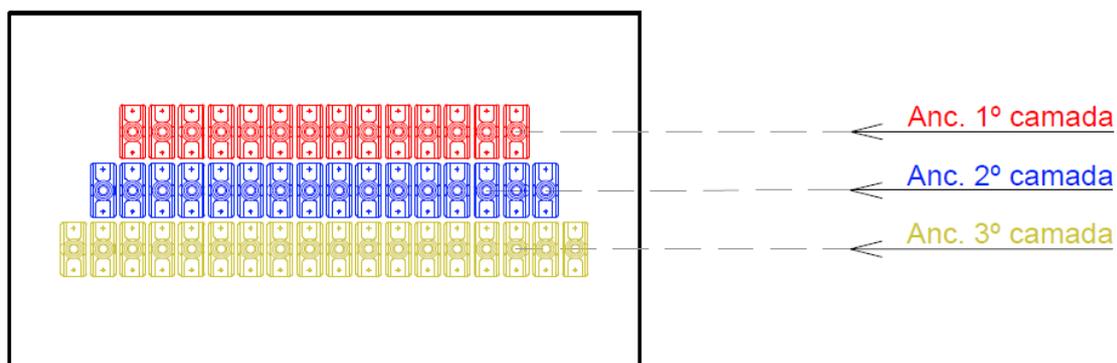


Figura 48 – Detalhamento das etapas de protensão das vigas VT3 e VT4

Fonte: Autoria própria

6. ANÁLISE DE CONFIABILIDADE ESTRUTURAL

A análise de confiabilidade estrutural é feita por meio da definição da função de estado limite, da indicação das variáveis aleatórias do problema e da atribuição das curvas de distribuição de probabilidade e de seus parâmetros. Este capítulo apresenta a dedução da função de estado limite de interesse do presente trabalho e a definição das distribuições de probabilidades com base na literatura.

6.1. CARACTERIZAÇÃO DO PROBLEMA

6.1.1. Estado Limite

Como apresentado no capítulo 5 deste trabalho, o uso da protensão requer a verificação de estados limites de serviço e estados limites últimos, que segundo Veríssimo, Paes, Silva e César (1999), são:

- a) Estado Limite de Descompressão
- b) Estado Limite de Formação de Fissuras
- c) Estado Limite de Abertura de Fissuras
- d) Estado Limite de Compressão Excessiva
- e) Estado Limite de Deformações Excessivas
- f) Estado Limite Último de Ruptura ou Alongamento Plástico Excessivo
- g) Estado Limite Último de Ruptura no Ato da Protensão
- h) Estado Limite Último Devido a Solicitações Tangenciais

No dimensionamento das vigas de transição todos os estados limites são verificados. No entanto, para a análise de confiabilidade, este trabalho foca apenas no Estado Limite Último de Ruptura ou Alongamento Plástico Excessivo, que se refere, essencialmente, à flexão do elemento estrutural.

“Em vigas protendidas subarmadas e normalmente armadas, a ruptura tem início devido ao alongamento excessivo das armaduras ativa e passiva, acompanhado de fissuração da viga. Com o aumento gradativo do carregamento, as deformações e a fissuração aumentam, redundando em elevação da linha neutra, redução da área de concreto comprimido e conseqüente aumento das tensões de compressão no concreto.

Quando a tensão de compressão atinge o valor da resistência do concreto, este é esmagado provocando o colapso da viga” (VERÍSSIMO, PAES, SILVA E CÉSAR, 1999).

Segundo a NBR 6118, a seção transversal de um elemento estrutural encontra-se verificada ao estado limite último de ruptura ou alongamento plástico excessivo quando a sua resistência de cálculo é maior ou igual à solicitação de cálculo atuando no elemento, e portanto, $R_d \geq S_d$.

Para vigas de concreto protendido, a solicitação que causa o alongamento excessivo da armadura mais tracionada e, portanto, dá início à ruptura, é o momento fletor de cálculo atuante nela. Com isso, tem-se do ponto de vista determinístico que o estado limite escolhido não é respeitado, caso $M_{rd} \geq M_{sd}$. Do ponto de vista probabilístico, o estado limite é verificado de maneira semelhante, porém considerando os valores de resistência e solicitação que de fato atuam e não os valores de cálculo. No método de Monte Carlo, cada simulação corresponde a um conjunto de valores de resistência e solicitação, gerados aleatoriamente de acordo com as distribuições de probabilidade envolvidas.

6.1.2. Hipóteses Fundamentais

A avaliação de confiabilidade estrutural da capacidade resistente a momentos fletores das vigas de transição protendidas com monocordoalhas engraxadas neste trabalho é válida para os Domínios de deformação 2 e 3. A análise pode ser utilizada uma vez que as vigas foram dimensionadas considerando que o Momento Solicitante de Cálculo (M_{sd}) faça com que a seção transversal atinja o ELU no Domínio 3 e, portanto, a área de aço passivo e ativo é aquela necessária para se ter $M_{rd} = M_{sd}$, definição indicada para o dimensionamento segundo a NBR 6118 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento (ABNT, 2014).

Nesta condição, são consideradas as seguintes hipóteses para a formulação da equação de estado limite.

- a) as seções inicialmente planas permanecem planas após a deformação, segundo a formulação de viga de Navier-Bernoulli [1];
- b) aderência perfeita entre aço passivo e concreto constituindo comportamento em conjunto destes materiais [1];
- c) resistência à tração do concreto desprezada ($f_{ctk} = 0$) [1];

- d) a distribuição de deformações no regime de ruptura obedece aos domínios de deformações estabelecidos pela norma brasileira ABNT NBR 6118:2014 [2];
- e) o diagrama tensão-deformação do concreto é o parábola-retângulo, sendo substituído por um diagrama retangular de altura $y = 0,8 x$, como indicado pela ABNT NBR 6118:2014 [2];
- f) diagrama tensão-deformação bilinear do aço de protensão [2];
- g) diagrama tensão-deformação do aço passivo é elasto-plástico perfeito [2];
- h) o encurtamento de ruptura do concreto vale 0,2% na compressão axial e 0,35% na flexão [3];
- i) o alongamento máximo permitido convencionado para os aços é de 1,0%, a fim de se evitar deformações plásticas excessivas e, para peças de concreto protendido, esse alongamento máximo é contado a partir do estado convencional de neutralização [3].

Fontes:

[1] Zanette (2006);

[2] San Martins (2014);

[3] Veríssimo, Paes, Silva e César (1999).

6.1.3. Considerações Acerca do Problema

6.1.3.1. ETAPAS DE PROTENSÃO

Como discutido no capítulo 5 deste trabalho, vigas de transição protendidas necessitam de etapas de protensão. A cada pavimento construído, poderia ser calculado um diferente índice de confiabilidade para cada viga de transição, uma vez que as solicitações sofrem alterações em seus valores e, após cada etapa de protensão, a resistência também é alterada.

Entretanto, como o objetivo do trabalho é avaliar a confiabilidade estrutural das vigas de transição de um edifício totalmente construído, a análise de confiabilidade para cada etapa de protensão e/ou para cada pavimento construído, não é aqui realizada.

6.1.3.2. DISCUSSÃO QUANTO À DUCTILIDADE DA SEÇÃO TRANSVERSAL

Como citado anteriormente, a equação de estado limite proposta para as vigas de transição protendidas com monocordoalhas engraxadas é válida para os Domínios 2 e 3, para os quais a relação x/d da seção transversal solicitada deve-se encontrar no intervalo entre os valores 0,259 e 0,45, considerando a zona de boa ductilidade do Domínio 3. Para isso, no capítulo 5 foram indicados os valores dessa relação para cada viga de transição dimensionada, validando o uso da equação de estado limite para cada seção transversal.

No entanto, durante o cálculo do vetor de resistência $R(\mathbf{X})$ em cada simulação executada pelo código utilizado para a Simulação de Monte Carlo, pode ser que ocorram eventos nos quais as variáveis aleatórias que definem o valor do braço de alavanca possuam majoritariamente valores elevados. Numa situação como esta, é possível que a relação $0,259 \leq x/d \leq 0,45$ da seção transversal não seja respeitada. Nestes casos, assume-se, de maneira conservadora, a ocorrência de falha na simulação em questão.

Entretanto, como no capítulo 5 é mostrado que os valores de x/d encontram-se suficientemente distantes dos limites citados, este tipo de situação dificilmente vem a ocorrer, tendo influência desprezável nos resultados obtidos.

6.1.3.3. MOMENTO HIPERESTÁTICO

Como citado no capítulo 5, as forças de protensão em estruturas hiperestáticas geram momentos hiperestáticos. Devido às configurações geométricas das vigas de transição, o valor dessa solicitação é baixa se comparada com o valor total de momento fletor solicitante.

Em contrapartida, mesmo sendo desprezável do ponto de vista determinístico, essa solicitação pode ser significativa do ponto de vista probabilístico. Portanto, a favor da segurança opta-se por considerar o valor desta solicitação nas análises aqui conduzidas, adotando-a como uma solicitação permanente atuante na estrutura.

De fato, o momento hiperestático atua ao longo de toda a vida útil da estrutura, assim como o peso próprio e as cargas permanentes, enquanto que cargas acidentais e o vento mudam ao longo desse período. Entretanto, a força que gera o momento hiperestático depende, em parte, de fatores diferentes das cargas que geram o momento

fletor permanente atuante e, devido às perdas de protensão, essa força diminui ao longo do tempo.

Apesar de o momento hiperestático poder ser representado por uma variável aleatória à parte, opta-se aqui por adicioná-lo aos outros momentos fletores e considerá-los em conjunto. Análises preliminares indicaram que a inclusão do momento hiperestático como uma variável aleatória a mais não levariam a diferenças significativas nos resultados.

6.1.3.4. EFEITOS DESCONSIDERADOS

Nas análises de confiabilidade estrutural aqui desenvolvidas, assume-se que todos os estados limites de serviço estão verificados e, portanto, não há fissuração excessiva nas vigas de transição. É conhecido que, caso haja situações irregulares na obra e/ou má execução da protensão, a viga de transição pode apresentar fissuras excessivas, reduzindo a capacidade estrutural da mesma frente a momentos fletores, mas esta possibilidade é aqui desprezada.

Além disso, alguns efeitos adicionais que podem ter influência no Estado Limite Último de Ruptura ou Alongamento Plástico Excessivo também não são considerados, para fins de simplificação da análise. Por exemplo:

- a) Retração do concreto;
- b) Fluência do concreto;
- c) Deformação por dilatação térmica;
- d) Deformação por cisalhamento.

6.2. FUNÇÃO DE ESTADO LIMITE

Segundo Ditlevsen & Madsen (2007), a função de estado limite que separa falha de não falha é aquela que relaciona as funções $R(\mathbf{X})$ e $S(\mathbf{X})$, que representam a resistência e as solicitações respectivamente, onde \mathbf{X} é o vetor das variáveis aleatórias.

$$g(\mathbf{X}) = R(\mathbf{X}) - S(\mathbf{X}) \quad (6.1)$$

De acordo com San Martins (2014), para o estado limite escolhido para vigas de concreto protendido, a função $R(\mathbf{X})$ é definida como o momento fletor resistente da seção transversal, enquanto que $S(\mathbf{X})$ é a função que contempla a soma do momento fletor causado pelo carregamento permanente e o momento fletor causado pelo carregamento variável. Assim, $g(\mathbf{X})$ pode ser definida como:

$$g(\mathbf{X}) = M_R(\mathbf{X}) - M_{S,g}(\mathbf{X}) - M_{S,q}(\mathbf{X}) \quad (6.2)$$

Na análise das vigas de transição protendidas com as considerações adotadas, $S(\mathbf{X})$ pode ser escrita como:

$$S(\mathbf{X}) = \theta_s \cdot (M_g + M_q + M_H + M_w) \quad (6.3)$$

Sendo θ_s o coeficiente relacionado às incertezas de modelo das solicitações, M_g, M_q e M_w os momentos desfavoráveis causados pelas ações permanentes, acidentais e do vento, respectivamente, e M_H o momento hiperestático.

A equação 6.4 é utilizada em trabalhos realizados por Santos, Stucchi e Beck (2014) para a análise de confiabilidade estrutural de vigas de concreto armado.

$$g(\mathbf{X}) = \theta_R \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left(h - d'_{st} - 0,5 \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 f_c \cdot B} \right) - \theta_s \cdot (M_g + M_q + M_w) \quad (6.4)$$

A função de estado limite utilizada neste trabalho é definida a partir do equilíbrio da seção de uma viga de concreto protendido no Domínio 3, desconsiderando a armadura superior, conforme ilustrado na Figura 49.

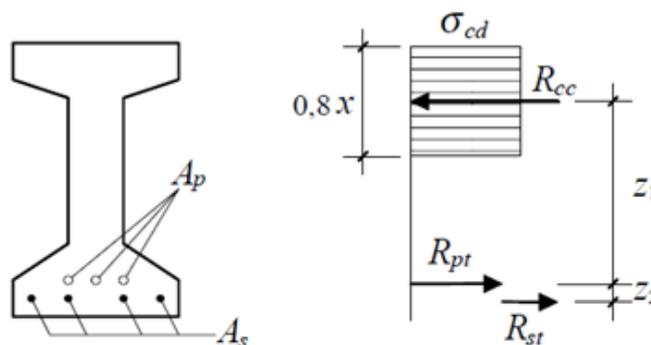


Figura 49 – Binário de esforços e deformações

Fonte: Veríssimo, Paes, Carneiro e Lenz (1999)

Para o equilíbrio de forças na horizontal, tem-se que:

$$R_{cc} = R_{pt} + R_{st} \quad (6.5)$$

Segundo Veríssimo, Paes, Carneiro e Lenz (1999), para equilíbrio da seção deve-se ter somatório de momentos igual a zero na origem e, o momento resistente da seção de concreto protendido pode ser escrito como:

$$M_r = R_{pt} \cdot z_1 + R_{st} \cdot (z_1 + z_2) \quad (6.6)$$

Para avaliação da capacidade resistente da peça, na equação de estado limite deste trabalho, de acordo com Veríssimo, Paes, Carneiro e Lenz (1999) a força no aço passivo R_{st} é considerada como o produto da área de aço pelas respectivas tensões de escoamento.

$$R_{st} = A_s \cdot f_y \quad (6.7)$$

Segundo Zanette (2006), a tensão total σ_{pd} atuante na cordoalha engraxada de protensão no ELU é dado por:

$$\sigma_{pd} = \sigma_{pi} + \Delta\sigma_{pd} \quad (6.8)$$

onde:

$$\sigma_{pi} = P/A_p \quad (6.9)$$

$$\Delta\sigma_{pd} = 70 + \frac{f_{ck}}{100 \frac{A_p}{B \cdot (h - d'_p)}} \quad (6.10)$$

Assim, a força atuante no aço ativo no estado limite último é dada por:

$$R_{pt} = A_p \cdot \sigma_{pd} \quad (6.11)$$

A área de concreto comprimida pode ser definida como:

$$A_{cc} = \frac{R_{cc}}{\sigma_c} \quad (6.12)$$

Sendo que a tensão máxima de compressão do concreto é igual a:

$$\sigma_{cd} = 0,85 f_c \quad (6.13)$$

De acordo com a hipótese fundamental, o diagrama tensão-deformação do concreto é o parábola-retângulo, sendo substituído por um diagrama retangular de altura $y = 0,8 x$, como indicado pela ABNT NBR 6118:2014, e, portanto:

$$A_{cc} = B \cdot y \quad (6.14)$$

Com isso, y pode ser rescrito como:

$$y = \frac{R_{cc}}{\sigma_c \cdot b_w} \quad (6.15)$$

Como, a resultante de compressão no concreto é igual a soma das forças nos aços:

$$y = \frac{R_{pt} + R_{st}}{\sigma_c \cdot B} \quad (6.16)$$

Considerando a equação 6.10, resulta:

$$y = \frac{R_{pt} + R_{st}}{0,85 f_c \cdot B} \quad (6.17)$$

Escrevendo o braço de alavanca da parcela de momento resistente do aço ativo como $z_p = z_1$ e o braço de alavanca da parcela de momento resistente do aço passivo como $z_{st} = z_1 + z_2$, tem-se:

$$M_r = R_{pt} \cdot z_p + R_{st} \cdot z_{st} \quad (6.18)$$

Conforme Veríssimo, Paes, Carneiro e Lenz (1999), o braço de alavanca da parcela de momento resistente do aço ativo é igual à distância do centro geométrico da armadura ativa ao ponto de aplicação da resultante de compressão no concreto R_{cc} . Portanto, z_p pode ser escrita como:

$$z_p = h - d'_p - y/2 \quad (6.19)$$

Sendo h a altura da seção transversal e d'_p a distância do centro geométrico da armadura ativa até o ponto mais tracionado da seção. Analogamente, o braço de alavanca da parcela de momento resistente do aço passivo é igual a distância do centro geométrico da armadura passiva ao ponto de aplicação da resultante de compressão no concreto R_{cc} , e, portanto:

$$z_{st} = h - d'_{st} - y/2 \quad (6.20)$$

Sendo d'_{st} a distância do centro geométrico da armadura passiva até o ponto mais tracionado da seção. Substituindo as equações 6.16 e 6.17 na equação 6.15:

$$M_r = R_{pt} \cdot (h - d'_p - y/2) + R_{st} \cdot (h - d'_{st} - y/2) \quad (6.21)$$

Substituindo y pela equação 6.14:

$$M_r = R_{pt} \cdot \left(h - d'_p - 0,5 \frac{R_{pt} + R_{st}}{0,85 f_c \cdot B} \right) + R_{st} \cdot \left(h - d'_{st} - 0,5 \frac{R_{pt} + R_{st}}{0,85 f_c \cdot B} \right) \quad (6.22)$$

A partir das equações 6.7 e 6.8, temos que:

$$M_r = A_p \cdot \sigma_{pd} \cdot \left(h - d'_p - 0,5 \frac{A_p \cdot \sigma_{pd} + A_s \cdot f_y}{0,85 f_c \cdot B} \right) + A_s \cdot f_y \cdot \left(h - d'_{st} - 0,5 \frac{A_p \cdot \sigma_{pd} + A_s \cdot f_y}{0,85 f_c \cdot B} \right) \quad (6.23)$$

Por fim, as equações 6.23 e 6.3, substituídas na equação 6.1, definem a função de estado limite considerada neste trabalho.

$$g(\mathbf{X}) = \theta_R \cdot A_p \cdot \sigma_{pd} \cdot \left(h - d'_p - 0,5 \frac{A_p \cdot \sigma_{pd} + A_s \cdot f_y}{0,85 f_c \cdot B} \right) + \theta_R \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left(h - d'_{st} - 0,5 \frac{A_p \cdot \sigma_{pd} + A_s \cdot f_y}{0,85 f_c \cdot B} \right) - \theta_s \cdot (M_g + M_q + M_w + M_H) \quad (6.24)$$

Sendo θ_R o coeficiente relacionado às incertezas de modelo das resistências. Portanto, a função de estado limite deduzida é apresentada em função do vetor de variáveis aleatórias $\mathbf{X} = \{A_s, A_p, f_y, \sigma_{pd}, f_c, B, h, d'_{st}, d'_p, M_g, M_q, M_w, M_H, \theta_R, \theta_s\}$.

A função de estado limite para vigas de concreto protendido considerada nesse trabalho foi validada por meio da aplicação da função de resistência $R(\mathbf{X})$ a exemplos reais em que o momento resistente da seção de concreto protendido era conhecido e previamente calculado por outros autores. Os resultados da aplicação da função a esses casos são iguais aos valores de momento resistente conhecidos das seções analisadas.

6.3. VARIÁVEIS ALEATÓRIAS

As curvas de distribuições de probabilidade, média e desvio padrão para as variáveis aleatórias consideradas são apresentadas na Tabela 14. Os dados utilizados foram embasados nos estudos feitos por Fürst (2017) e Scarduelli (2019), com exceção das variáveis relacionadas à protensão.

As variáveis área de aço ativo, tensão de escoamento do aço ativo e distância do centro geométrico da cordoalha engraxada ao ponto mais tracionado da seção foram obtidas nos estudos feitos por San Martins (2014), Rocha, Real e Moura (2015) e Nova e Silva (2017).

A variável σ_{pd} é considerada como uma variável aleatória com curva de distribuição de probabilidade normal, igual às variáveis f_{py} e força de protensão P , de acordo com Lyra, Beck e Stucchi (2020). Entranto, sua média e coeficiente de variação possuem, neste trabalho, valores iguais à variável aleatória força de protensão P , indicadas pelos mesmos autores.

Tabela 14 – Modelos probabilísticos das variáveis aleatórias

Categoria	Variável	Simb.	Unidade	Distribuição	Média	CV	Fonte
Incertezas	Modelo do efeito das solicitações	θ_s	-	Lognormal	1	0,05	[3]
	Modelo de resistência à flexão	θ_R	-	Lognormal	1	0,05	[3]
Resistência dos materiais	Concreto	f_c	MPa	Normal	$1,196 f_{ck}$	0,15	[1]
	Tensão total na cordoalha engraxada	σ_{pd}	MPa	Normal	σ_{pd}	0,015	[9]
	Protensão	f_{py}	MPa	Normal	$\frac{f_{ptk}}{1 - 1,65 CV}$	0,05	[4] e [5]
	Armadura	f_y	MPa	Normal	$1,089 f_{yk}$	0,05	[1]
Ações	Permanente	M_g	kN.m	Normal	$1,05 M_{gk}$	0,1	[1]
	Acidentais	M_q	kN.m	Gumbel	$0,934 M_{qk}$	0,2	[1]
	Vento	M_w	kN.m	Gumbel	$0,90 M_{wk}$	0,34	[2]
Geometria	Área de aço passivo	A_s	cm ²	Normal	A_s	0,015	[1]
	Área de aço ativo	A_p	cm ²	Normal	A_p	0,0125	[6]
	Altura da viga	B	cm	Normal	B	0,067	[1] e [3]
	Largura da viga	h	cm	Normal	h	0,045	[3]
	Distância do CG da barra até a fibra mais tracionada da seção	d'_{st}	cm	Lognormal	d'_{st}	0,27	[3]
	Distância do CG da cordoalha até a fibra mais tracionada da seção	d'_p	cm	Normal	d'_p	0,08	[7] e [8]

- [1] Stucchi e Santos (2010);
 [2] Beck e Souza Jr (2010);
 [3] Santos, Stucchi e Beck (2014);
 [4] San Martins (2014);
 [5] Rocha, Moura e Real (2015);
 [6] Akgul e Frangopol (2004);
 [7] Al-Harthy e Frangopol (1994);
 [8] Steinberg (2010);
 [9] Lyra, Beck e Stucchi (2020).

Fonte: Adaptado de FÜRST (2017) e SCARDUELLI (2019).

Para o concreto, o coeficiente de variação do material até a chegada à obra é proposto com o valor de 10% por Santos, Stucchi e Beck (2014). Para levar em conta o

processo de cura e concretagem, é assumido um valor de coeficiente de variação de 15% para o concreto na estrutura, segundo os mesmos autores.

A Tabela 15 apresenta os valores que são iguais para todas as vigas de transição estudadas, indicando o valor característico (k), o valor esperado (μ), e o desvio padrão (σ) de cada distribuição.

Tabela 15 – Variáveis aleatórias comuns a todas as vigas de transição

Parâmetro	Variáveis Aleatórias Comuns				
	θ_s	θ_R	f_c (MPa)	f_y (MPa)	f_{py} (MPa)
k	-	-	35	500	1710
μ	1	1	41,86	544,5	1863,76
σ	0,05	0,05	6,279	27,225	93,188

Fonte: Autoria própria

A partir do processamento do pórtico espacial no *software* TQS conforme no capítulo 4, são obtidos os valores de M_{gk} , M_{qk} , M_{wk} e M_{Hk} . Os valores das médias das variáveis aleatórias destes momentos solicitantes são calculados a partir dos multiplicadores obtidos da literatura indicados na Tabela 16.

Nesse trabalho são analisados apenas os momentos fletores positivos atuantes no meio do vão do elemento estrutural. Na realidade, os momentos negativos possuem valores muito baixos. A seguir são apresentados os valores de momentos fletores causados pelos carregamentos permanente, peso próprio e hiperestático, que, somados, resultam no valor de M_{gk} utilizado no trabalho.

Tabela 16 – Momento Fletor Permanente Característico

Viga	M_{gkperm} (tf.m)	M_{gkPP} (tf.m)	M_{Hk} (tf.m)	M_{gk} (kN.m)
VT1	131,770	152,960	21,560	3062,900
VT2	228,710	329,690	62,040	6204,400
VT3	255,170	327,310	61,260	6437,400
VT4	255,680	316,070	63,250	6350,000
VT5	158,760	200,090	63,880	4227,300

Fonte: Autoria própria

Devido à dificuldade de encontrar distribuições na literatura que descrevam o comportamento do momento fletor solicitante causado pelo vento M_{wk} , foram utilizados

valores baseados em estudos realizados nos Estados Unidos e adaptados para a região centro-sul brasileira, conforme por Beck e Souza Jr (2010). O momento fletor causado pelo vento escolhido é o valor desfavorável máximo resultante de uma entre as quatro direções de vento (0°, 90°, 180° e 270°).

A seguir são apresentados os parâmetros calculados de cada viga, a partir das equações propostas na Tabela 17, e dos valores de momentos fletores obtidos. Os valores k são referentes aos valores característicos, μ são as médias das variáveis aleatórias e σ o valor de desvio padrão.

Tabela 17 – Parâmetros das variáveis aleatórias para o modelo de pórtico natural

Viga	Par.	M_g (kN.m)	M_q (kN.m)	M_w (kN.m)	σ_{pd} (MPa)	A_s (cm ²)	d'_{st} (cm)	A_p (cm ²)	d'_p (cm)	h (cm)	B (cm)
VT1	k	3062,900	460,100	85,000	1538,961	12,570	4,75	23,760	5,39	140,00	60,00
	μ	3216,045	429,733	76,500	1538,961	12,570	4,75	23,760	5,39	140,00	60,00
	σ	321,605	85,947	26,010	23,084	0,189	1,28	0,297	0,43	6,30	4,02
VT2	k	6204,400	947,200	362,400	1541,301	49,090	4,75	55,440	5,39	155,00	130,00
	μ	6514,620	884,685	326,160	1541,301	49,090	4,75	55,440	5,39	155,00	130,00
	σ	651,462	176,937	110,894	23,120	0,736	1,28	0,693	0,43	6,98	8,71
VT3	k	6437,400	946,700	285,200	1539,441	31,420	4,50	47,520	5,14	140,00	120,00
	μ	6759,270	884,218	256,680	1539,441	31,420	4,50	47,520	5,14	140,00	120,00
	σ	675,927	176,844	87,271	23,092	0,471	1,22	0,594	0,41	6,30	8,04
VT4	k	6350,000	903,000	303,100	1539,441	31,420	4,50	47,520	5,14	140,00	120,00
	μ	6667,500	843,402	272,790	1539,441	31,420	4,50	47,520	5,14	140,00	120,00
	σ	666,750	168,680	92,749	23,092	0,471	1,22	0,594	0,41	6,30	8,04
VT5	k	4227,300	567,000	228,500	1542,451	49,09	5,00	31,680	5,39	120,00	100,00
	μ	4438,665	529,578	205,650	1542,451	49,09	5,00	31,680	5,39	120,00	100,00
	σ	443,867	105,916	69,921	23,137	0,736	1,35	0,396	0,45	5,40	6,70

Fonte: Autoria própria

6.4. SIMULAÇÃO DE MONTE CARLO

As análises de confiabilidade realizadas no presente trabalho foram efetuadas a partir de uma rotina para cálculo da probabilidade de falha por Método de Monte Carlo simples. A rotina utilizada foi desenvolvida pelo grupo de pesquisa CORE (*Center for Optimization and Reliability in Engineering*) do Departamento de Engenharia Civil da UFSC na linguagem de programação MatLab. O código foi então adaptado pelo autor do presente trabalho para o estado limite mencionado para vigas de concreto protendido com monocordoalhas engraxadas, utilizando a função de estado limite descrita.

Foram consideradas inicialmente 100 milhões de simulações para cada viga de transição, investigando-se visualmente se houve ou não convergência da probabilidade de falha fornecida pelo método de Monte Carlo. No caso da viga de transição 2, foi necessário aumentar o número de simulações para um total de 10 bilhões, para que houvesse convergência.

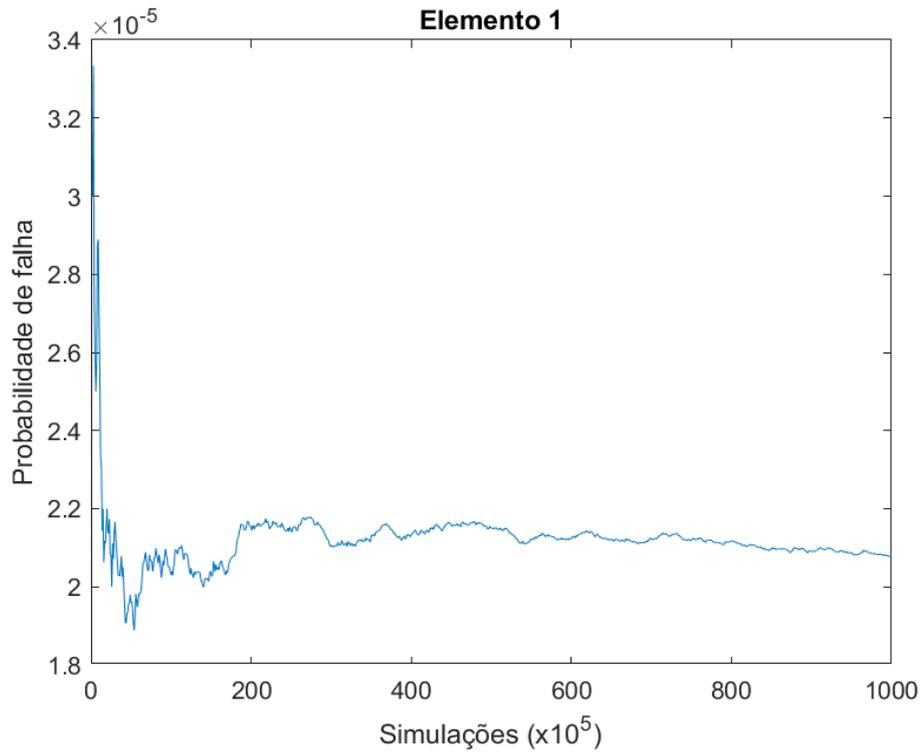


Figura 50 – Gráfico de probabilidade de falha calculado para a VT1

Fonte: Autoria própria

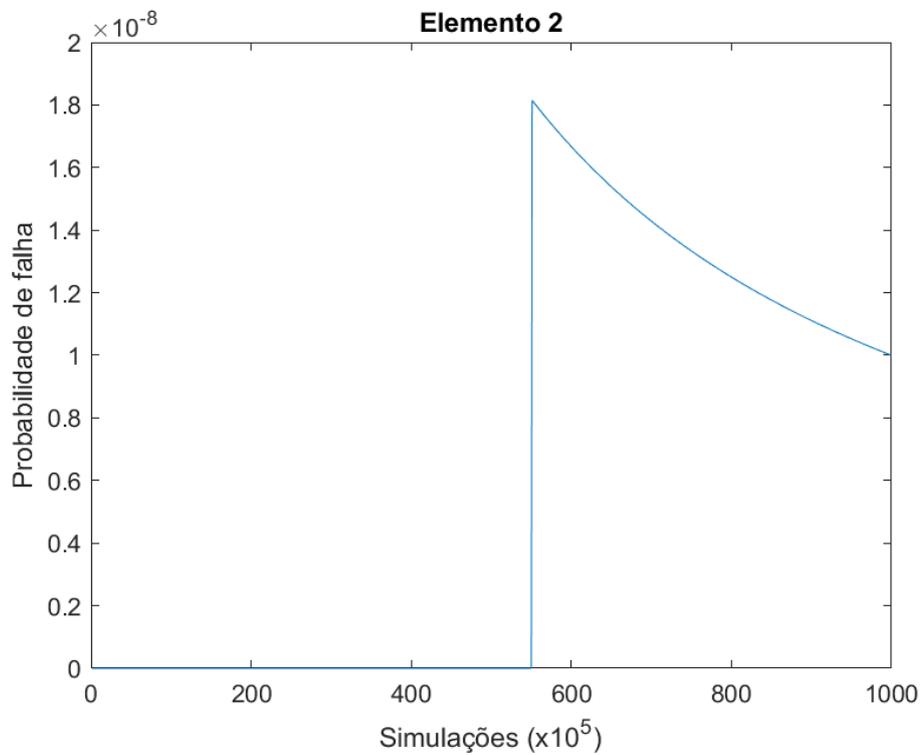


Figura 51 - Gráfico de probabilidade de falha calculado para a VT2

Fonte: Autoria própria

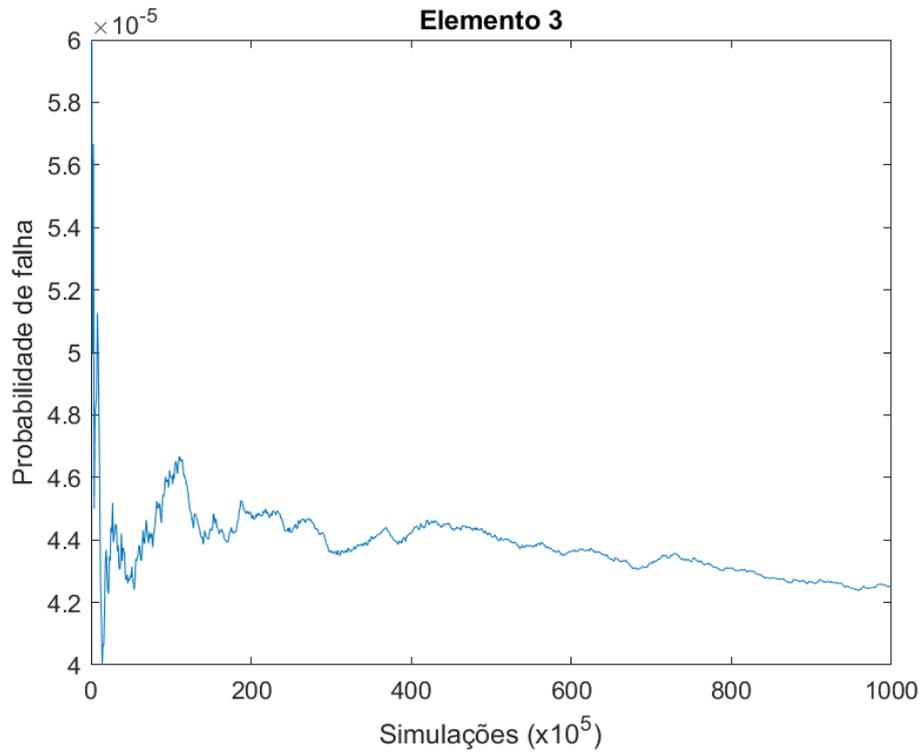


Figura 52 - Gráfico de probabilidade de falha calculado para a VT3

Fonte: Autoria própria

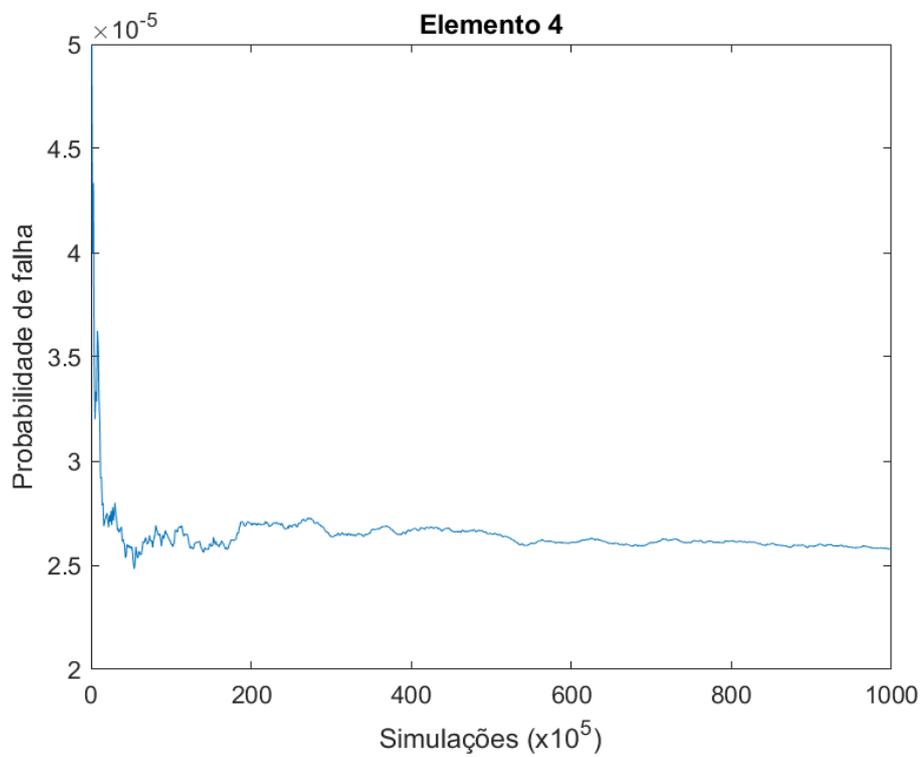


Figura 53 - Gráfico de probabilidade de falha calculado para a VT4

Fonte: Autoria própria

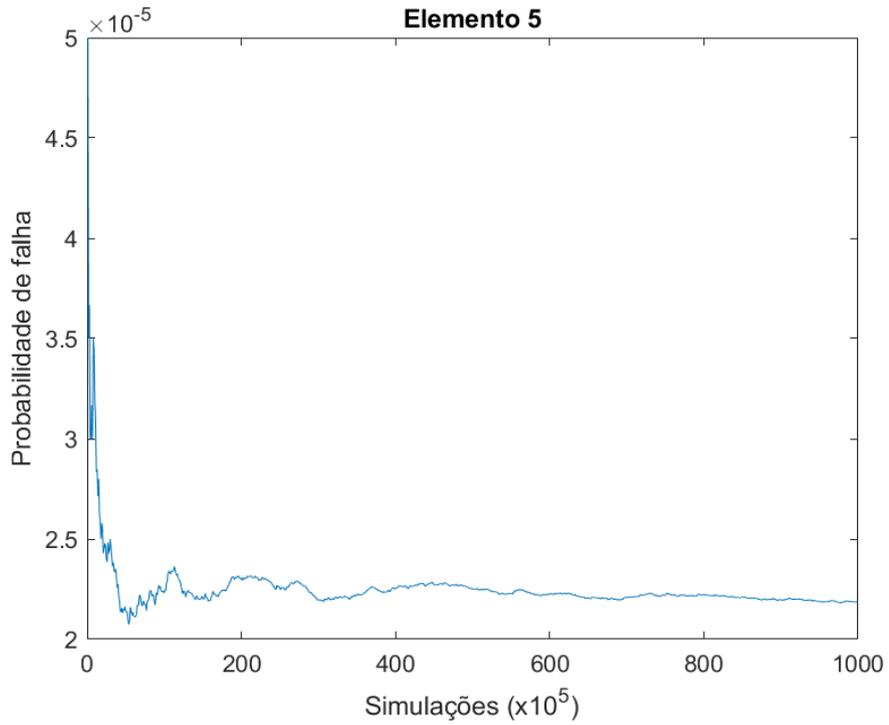


Figura 54 - Gráfico de probabilidade de falha calculado para a VT5

Fonte: Autoria própria

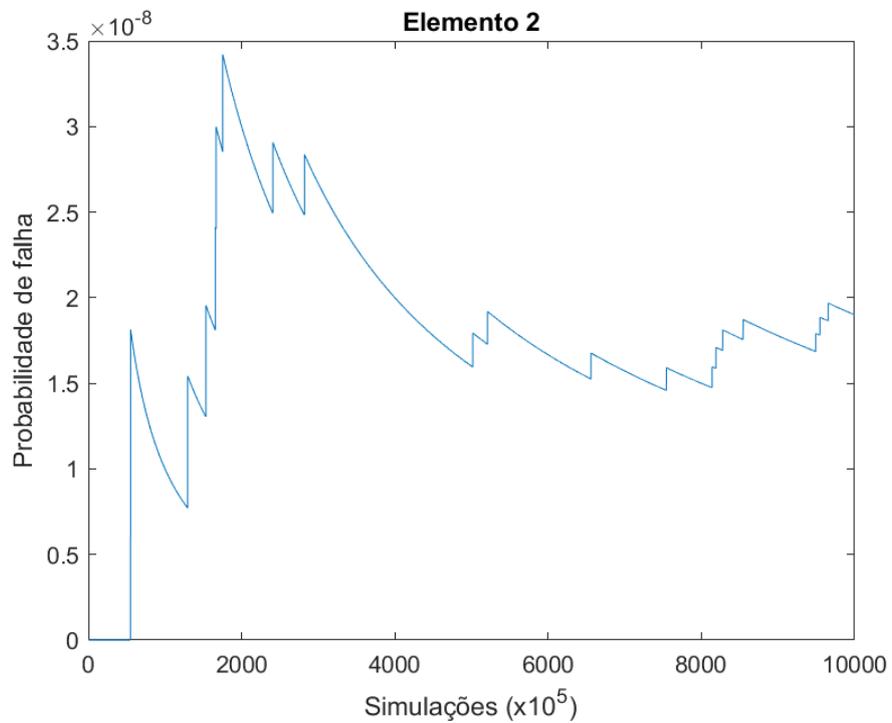


Figura 55 - Gráfico de probabilidade de falha para 1 bilhão de simulações para a VT2

Fonte: Autoria própria

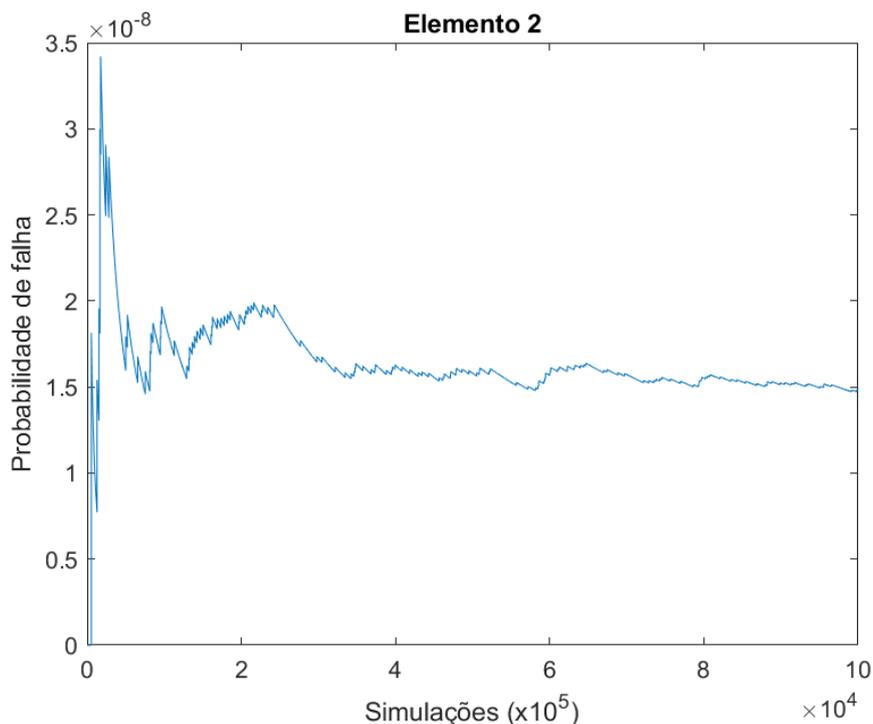


Figura 56 - Gráfico de probabilidade de falha para 10 bilhões de simulações para a VT2

Fonte: Autoria própria

6.5. ANÁLISE DOS RESULTADOS

A probabilidade de falha e o índice de confiabilidade calculados para o modelo considerado, com inércia natural dos elementos e sem efeitos construtivos e incremental, são listadas na Tabela 18, assim como a quantidade de simulações efetuada.

Tabela 18 – Probabilidade de falha e índice de confiabilidade

Viga	Simulações	Probabilidade de Falha p_f	Índice de Confiabilidade β
VT1	10^8	$2,945 \times 10^{-5}$	4,0172
VT2	10^{10}	$1,570 \times 10^{-8}$	5,5334
VT3	10^8	$6,723 \times 10^{-5}$	3,8181
VT4	10^8	$4,163 \times 10^{-5}$	3,9348
VT5	10^8	$2,219 \times 10^{-5}$	4,0834

Fonte: Autoria própria

Os resultados indicam que os elementos apresentam nível de confiabilidade aceitável, tomando-se como critério os valores alvo de β citados no capítulo 2.

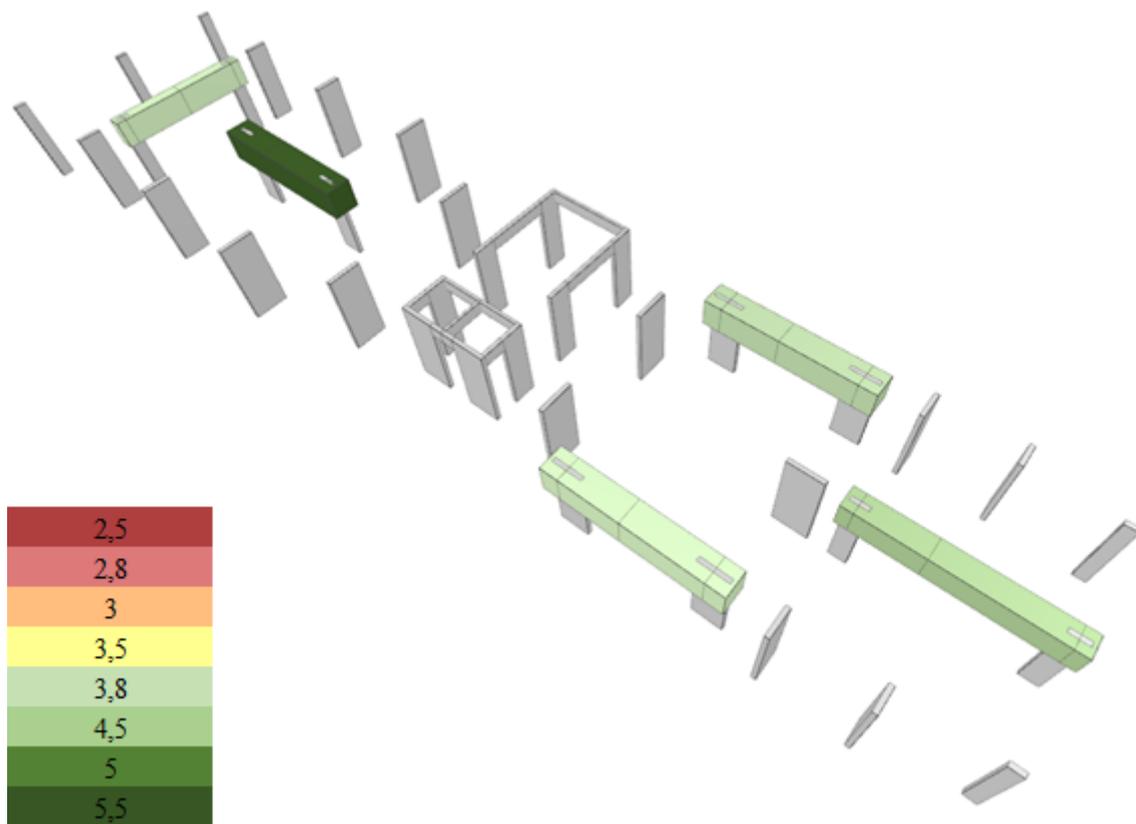


Figura 57 – Escala de cores para o índice de confiabilidade estrutural

Fonte: Autoria própria

Desprezando-se a viga VT2, nota-se uma variação de 6,94% entre os índices de confiabilidade das vigas. Por outro lado, a viga VT5 apresenta índice de confiabilidade cerca de 35,51% maior que o menor β de todos, aquele da viga VT5. Isso se deve ao fato de que, como o pilar P6 apoiado na VT2 é um pilar central, a carga vertical proveniente dele é muito alta, fazendo com que a viga tenha que ser dimensionada para suportar um esforço cortante muito maior que as outras. Como a geometria dessa viga foi projetada para suportar essa solicitação, a altura dela resultou em um valor muito alto, que garante maior braço de alavanca se comparada às demais.

Aliado à quantidade de aço ativo necessário para as verificações de estado limite de serviço, o momento resistente da viga VT2 resulta em um valor muito acima que o solicitante. Porém, ressalta-se que no cálculo do índice de confiabilidade da viga VT2, assim como em todos os outros casos analisados neste trabalho, não foi considerada a contribuição do esforço cortante para a probabilidade de falha do elemento estrutural.

A Tabela 19 apresenta os resultados obtidos ao se tomar o momento hiperestático como sendo uma variável aleatória à parte. Isto é, ao invés de somar este momento aos momentos permanentes para se obter o momento M_g , o mesmo é tomado com distribuição normal e com parâmetros obtidos de maneira análoga à que foi empregada para M_g . Nota-se que os valores de β aumentam em cerca de 2,62%, em média, nesta situação. Trata-se de um aumento esperado, uma vez que tomar o momento hiperestático como uma variável em separado consiste em assumir independência entre este momento e os permanentes, enquanto que no caso anterior uma dependência perfeita é assumida ao somar todos eles. Na prática, uma situação intermediária deve ocorrer, com alguma correlação entre os momentos, e com valores de β entre os obtidos nas duas situações e, portanto, não muito diferentes dos aqui encontrados.

Tabela 19 – Probabilidade de falha e índice de confiabilidade para modelo probabilístico com variável aleatória específica para Momento Hiperestático

Viga	Simulações	Probabilidade de Falha p_f	Índice de Confiabilidade β
VT1	10^8	2,0230E-05	4,1048
VT2	10^{10}	1,0000E-08	5,6120
VT3	10^8	4,3240E-05	3,9257
VT4	10^8	2,6020E-05	4,0463
VT5	10^8	1,1090E-05	4,2417

Fonte: Autoria própria

Em resumo, nota-se que para o modelo analisado com a aplicação de cargas simultaneamente em um pórtico elástico, com a inércia natural dos elementos e sem a consideração de efeitos construtivos, os resultados indicam que as vigas de transição possuem índices de confiabilidade aceitáveis frente às referências adotadas.

Entretanto, o dimensionamento de vigas de transição também requer análises acerca do comportamento do pórtico especial frente aos efeitos gerados pelo processo construtivo e pelo tratamento especial dado aos deslocamentos em vigas de transição, que são abordados no capítulo a seguir.

7. EFEITO INCREMENTAL

A construção de um edifício de concreto armado ou protendido é realizada por etapas, construindo-se pavimento por pavimento. Portanto, as cargas verticais solicitantes são adicionadas gradativamente conforme a execução da estrutura. Contudo, segundo Kimura (2007), na maioria dos casos, uma estrutura é analisada por inteiro, admitindo-se a aplicação de todas as cargas simultaneamente, resultando em um cenário irreal como se o edifício fosse construído de uma só vez.

Em análises elástico-lineares de pórticos espaciais com pilares centrais considerando sua rigidez axial natural, vigas de transição com inércia natural e em que as cargas são aplicadas em uma única vez, ocorrerá deformação excessiva na viga de transição e/ou no pilar central. Esse efeito faz com que parte das cargas dos pilares migre para os pilares adjacentes, resultando em vigas de transição ou pilares centrais com menores valores de carregamento no modelo teórico e, conseqüentemente, em elementos subdimensionados, segundo Wordell (2003).

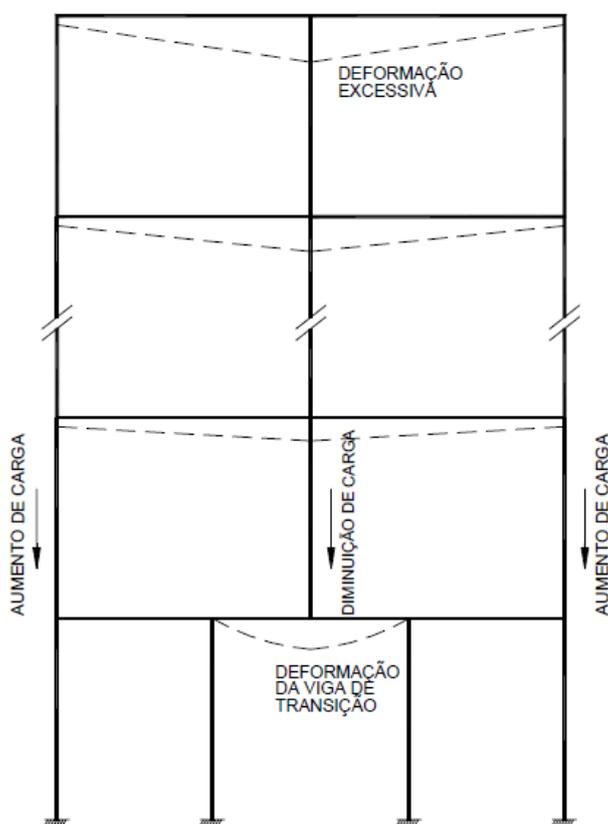


Figura 58 – Deformação excessiva em vigas de transição

Fonte: WORDELL (2003)

Além do efeito causado pela aplicação de cargas simultaneamente, em edifícios com múltiplos andares, quando o primeiro pavimento é construído o mesmo se deforma com a atuação das cargas verticais desse piso. Já quando o segundo pavimento é construído, a deformação ocorrida no primeiro pavimento é compensada, devido ao nivelamento das formas. Assim a laje do segundo pavimento é montada de forma reta, fazendo com que a deformação já ocorrida naquele não influencie neste. “É importante notar que as deformações geradas pelas cargas do primeiro andar não geram esforços na viga do segundo pavimento” (KIMURA, 2007).

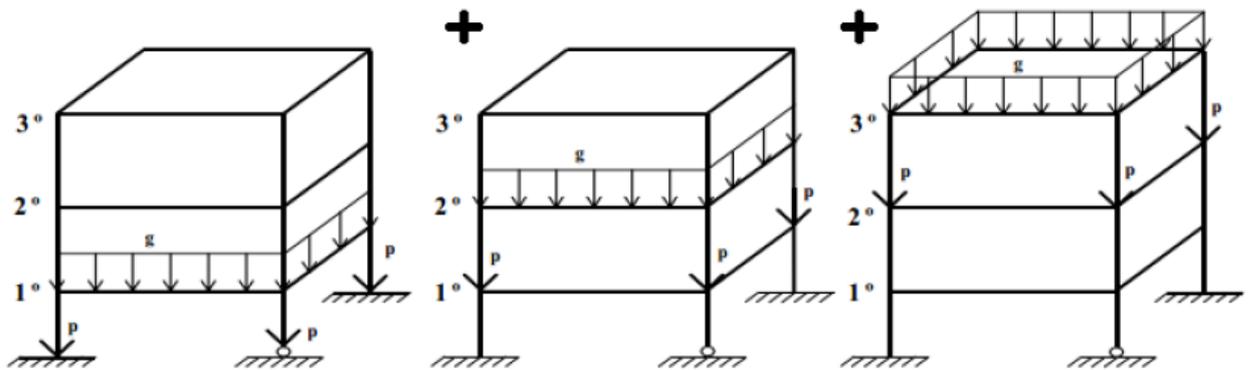


Figura 59 – Aplicação de carregamento por pavimento

Fonte: TQS Informática, 2015

Assim como a aplicação das cargas de forma gradual e a descompatibilização de deslocamentos entre pavimentos devido às etapas de construção, a viga de transição pode possuir uma carga maior caso a mesma deforme menos.

Portanto, é comum em projetos analisar as vigas de transição como elementos praticamente indeformáveis, por meio da majoração da inércia à flexão das mesmas. Assim, foram desenvolvidos modelos de pórticos espaciais, iguais ao utilizado para o dimensionamento das vigas de transição e a análise de confiabilidade, porém com diferenças na consideração da rigidez axial de pilares, inércia a flexão das vigas de transição e a forma de processamento da aplicação das cargas.

7.1. COEFICIENTE MULAXI

Segundo TQS Informática, na falta de formas mais refinadas de processamento gradual das cargas por etapa, era comum a utilização de um coeficiente que majora virtualmente a rigidez axial dos pilares, para reduzir drasticamente suas deformações e assim simular a descompatibilização de deslocamentos entre pavimentos.

No *software* TQS, esse coeficiente é denominado MULAXI que, por padrão, multiplica virtualmente a área dos pilares por 3, somente para processamento de cargas verticais (desconsiderando o ganho de inércia para cargas horizontais, como o vento, que um pilar com maior área teria).

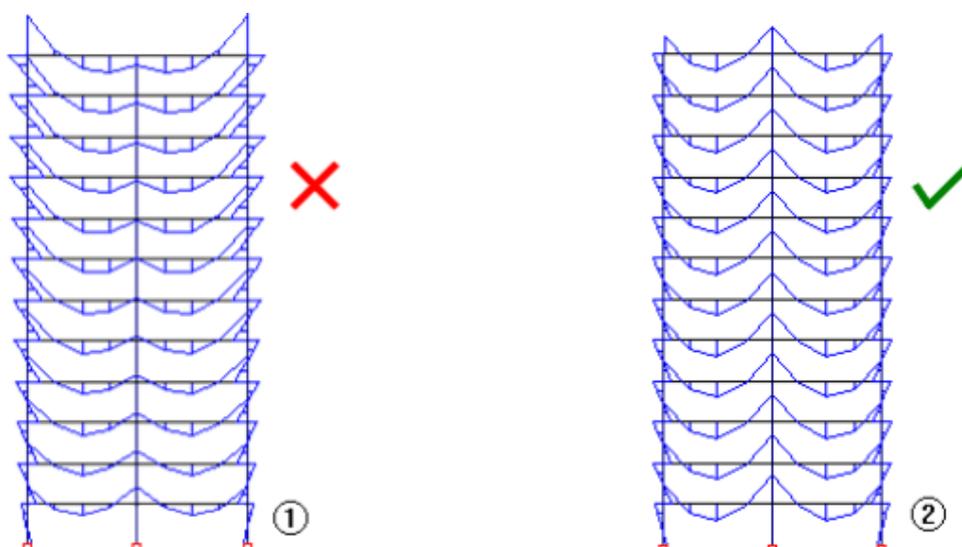


Figura 60 – Comparação de diagrama de momentos fletores de pórtico sem o coeficiente MULAXI (1) e considerando o coeficiente MULAXI igual a 3 (2)

Fonte: TQS Informática, 2015

7.2. EFEITO INCREMENTAL

Com o desenvolvimento do *software* ao longo do tempo, foi criada uma ferramenta mais refinada que substituiu o uso do coeficiente MULAXI. Segundo TQS Informática (2015), o modelo considerando Efeito Incremental, “a análise por efeito incremental permite considerar estas hipóteses de maneira mais refinada, aplicando-se progressivamente carregamentos verticais e nivelando-se os pisos após a aplicação dos carregamentos. Ela substituiu o aumento simplificado da área dos pilares.” Com isso, considerar o coeficiente MULAXI igual a 3 e ao mesmo tempo o processamento de efeito incremental no TQS seria um erro e levaria a valores altos, que não representam a realidade da estrutura.

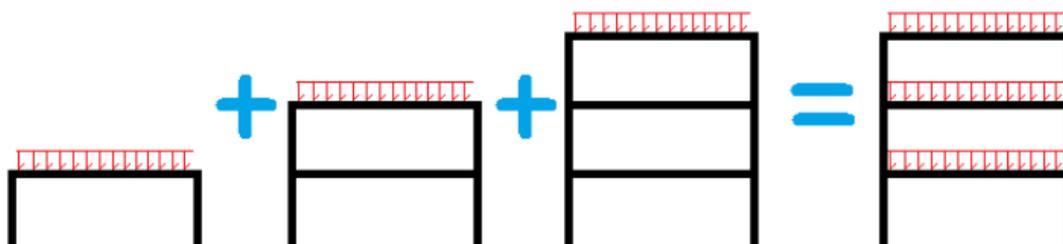


Figura 61 – Exemplo de aplicação gradual de cargas do modelo com Efeito Incremental

Fonte: TQS Informática, 2015

Entretanto, é de suma importância a definição da parcela de carregamento que é imposta ao pavimento em cada etapa de execução e o tempo de construção de cada pavimento pelo engenheiro. Nos modelos em que foram utilizados o método de Efeito Incremental do TQS, foram feitas as mesmas considerações que às sugeridas por TQS Informática: 30% do carregamento permanente e acidental aplicado no pavimento após outros dois andares construídos, sendo que os 70% restantes são aplicados no fim da obra.

O tempo de construção de cada pavimento considerado é de 30 dias e, portanto, análises referentes à minoração do módulo de elasticidade do concreto entre o momento da concretagem até 28 dias não serão realizadas.

Ao fim da definição dos dados no *software*, é gerado um esquema de carregamento por pavimentos que, para o pórtico analisado neste trabalho, encontra-se presente no Anexo B.

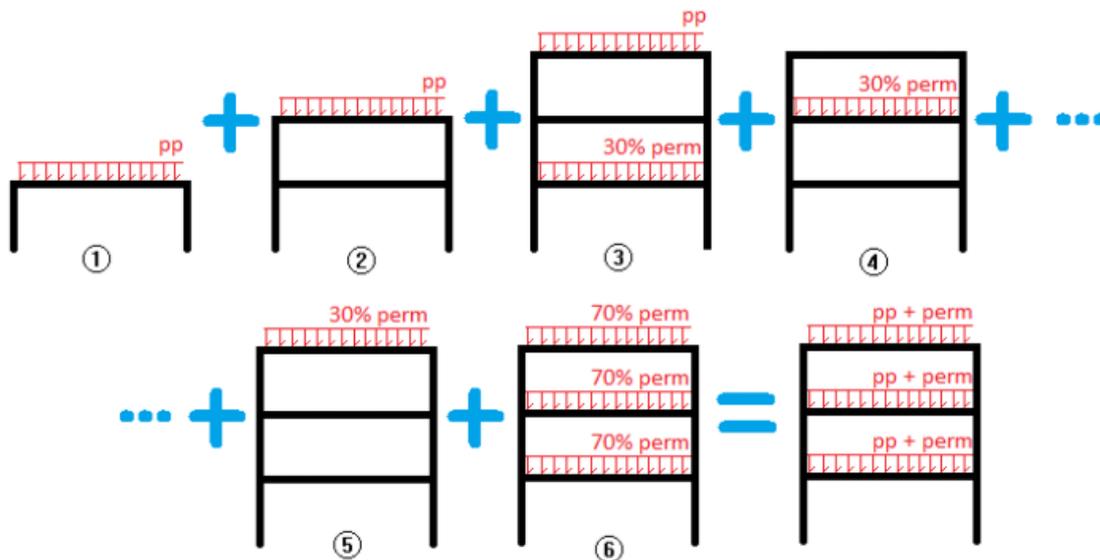


Figura 62 – Exemplo com defasagem de carga

Fonte: TQS Informática, 2015

7.3. MAJORAÇÃO DA INÉRCIA À FLEXÃO DA VIGA DE TRANSIÇÃO

Como citado anteriormente, para simular a diminuição na deformação de vigas de transição e obter valores para dimensionamento, é feito a consideração de vigas praticamente indeformáveis. Para isso, no TQS há a opção de controle de modelo onde é possível adotar um multiplicador de inércia à flexão e, neste trabalho, é utilizado multiplicador igual a 10, o mesmo valor sugerido pelo *software*.

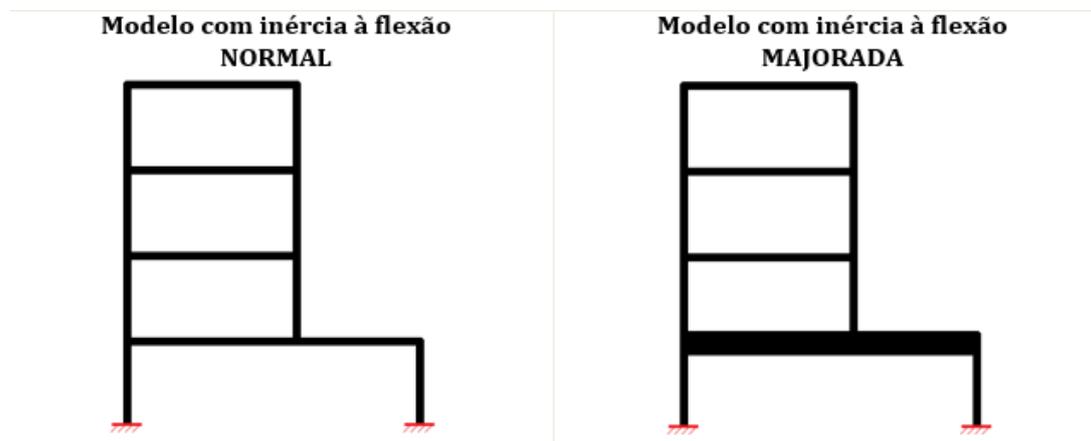


Figura 63 – Majoração virtual da inércia de vigas de transição

Fonte: TQS Informática, 2015

Segundo TQS Informática (2015), “o modelo com vigas de transição com inércia à flexão majorada tem o objetivo de simular o tratamento normalmente dado pelos projetistas estruturais a esse tipo de elemento estrutural, sobretudo para garantir uma maior segurança no ELU. Nesse modelo majorado não se adotam as cargas verticais de pilares de transição como sendo aquelas resultantes de um processamento elástico de pórtico espacial, em que a viga de transição é deformável, mas sim a força normal do pilar considerando a viga de transição indeformável”.

O multiplicador de inércia à flexão das vigas de transição é utilizado como um artifício para simular a redução do deslocamento final e , com isso, o aumento do momento fletor solicitante, porque as vigas de transição são usualmente projetadas para serem indeformáveis, uma vez que seu deslocamento irá afetar o deslocamento de um pilar. Não há uma maneira de calcular o valor do multiplicador e , portanto, o mesmo é utilizado de tal forma que considere a viga como praticamente indeformável, levando à resultados conservadores, porém a favor da segurança.

7.4. MODELOS DESENVOLVIDOS

A partir das hipóteses presentes na literatura referente ao efeito incremental e à importância da majoração da inércia das vigas de transição para obter valores de esforços para dimensionamento, foram desenvolvidos modelos de pórticos espaciais que contemplem combinações desses efeitos e resultem em valores de momento fletor nas vigas de transição suficientemente próximos ao real.

Ressalta-se que, no dimensionamento inicial e análise de confiabilidade desenvolvidos respectivamente nos capítulos 5 e 6 do presente trabalho, foram considerados valores de momento fletor obtidos a partir do processamento do pórtico espacial com os parâmetros descritos nos capítulos mencionados. Esse modelo não possui consideração do coeficiente $MULAXI$, efeito incremental e/ou majoração da inércia à flexão das vigas de transição, resultando em um modelo de cálculo que subestima os efeitos mencionados no momento de dimensionamento das vigas, situação de projeto que não é rara. Esse modelo foi denominado como Modelo 1.

Posteriormente, foram criados outros modelos que levam em conta a combinação dos efeitos descritos, a fim de investigar a influência dos mesmos no valor de solicitação final, impactando no dimensionamento da viga de transição. Com isso, é possível obter

solicitações mais próximas à realidade e compará-las com à resistência da viga de transição dimensionada no capítulo 6, permitindo assim avaliar a influência dos efeitos construtivos na probabilidade de falha e índice de confiabilidade de um elemento que é dimensionado sem a consideração deles.

Como citado anteriormente, a criação de um modelo com a combinação do coeficiente MULAXI com o processamento de Efeito Incremental é um processo errôneo. Entretanto, combinações parciais entre os efeitos mencionados são possíveis e permitem avaliar o aumento de carregamento nas vigas de transição, a cada consideração do efeito construtivo feita.

Com isso, foram criados os modelos:

- a) Modelo 1: Sem consideração do Efeito Incremental, coeficiente MULAXI ou majoração da inércia das vigas de transição. Esse foi o modelo utilizado para dimensionamento e análise de confiabilidade estrutural feito.
- b) Modelo 2: Considera o coeficiente MULAXI, sem consideração do Efeito Incremental e sem majoração da inércia das vigas de transição.
- c) Modelo 3: Considera o Efeito Incremental, sem consideração do coeficiente MULAXI e sem majoração da inércia das vigas de transição.
- d) Modelo 4: Considera o coeficiente MULAXI, sem consideração do Efeito Incremental e considera a majoração da inércia das vigas de transição.
- e) Modelo 5: Considera o Efeito Incremental, sem consideração do coeficiente MULAXI e considera a majoração da inércia das vigas de transição.

Em sequência é mostrado um quadro-resumo com as características adicionais consideradas em cada modelo.

Tabela 20 – Quadro-resumo dos modelos desenvolvidos

Modelo	MULAXI	Efeito Incremental	Multiplicador de Inércia à Flexão das Vigas de Transição
1			
2	X		
3		X	
4	X		X
5		X	X

Fonte: Autoria própria

7.5. RESULTADOS OBTIDOS

Após o processamento global dos cinco modelos, foram obtidos os carregamentos de momento fletor nas vigas de transição causadas pelos carregamentos permanentes, peso próprio, acidental, vento máximo desfavorável e hiperestático.

A seguir são apresentados os valores encontrados em cada modelo e comparado percentualmente ao modelo 1, cujos valores são iguais aos mostrados na Tabela 17 no capítulo 6. O valor de momento total corresponde à soma dos cinco momentos fletores atuantes, valor existente apenas para comparação entre os resultados encontrados.

Tabela 21 – Momentos fletores característicos atuantes na VT1 para os cinco modelos

VT1							
Modelo	M_{gkperm} (kN.m)	M_{gkPP} (kN.m)	M_{qk} (kN.m)	M_{wk} (kN.m)	M_{Hk} (kN.m)	Momento Total (kN.m)	Acréscimo (%)
1	1317,70	1529,60	460,10	85,00	215,60	3608,000	0,00%
2	1335,50	1551,80	468,20	85,00	215,60	3656,100	1,33%
3	1327,90	1576,30	464,90	85,00	215,60	3669,700	1,71%
4	1504,30	1754,00	530,30	85,00	215,60	4089,200	13,34%
5	1468,40	1712,30	515,50	85,00	215,60	3996,800	10,78%

Fonte: Autoria própria

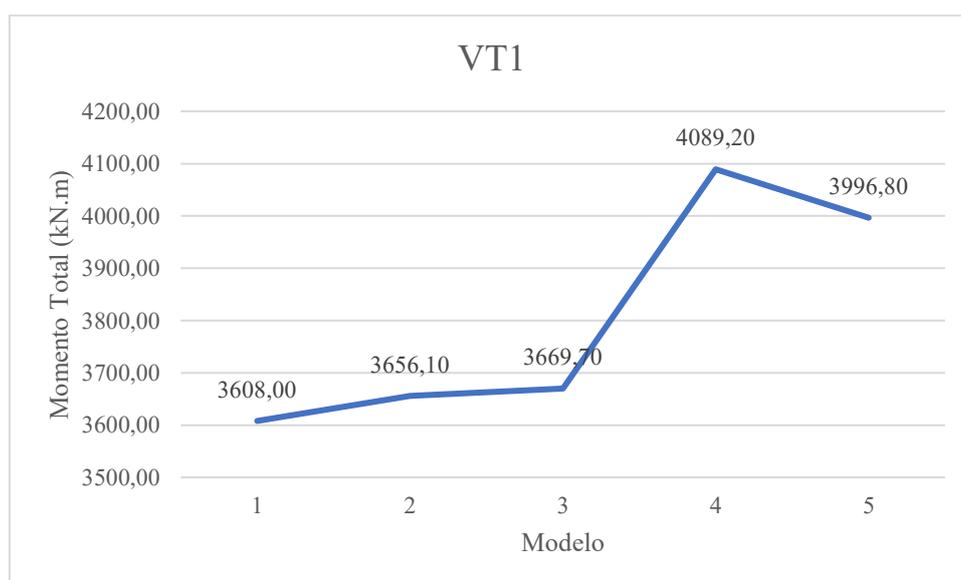


Figura 64 – Gráfico Momento Total x Modelo para VT1

Fonte: Autoria própria

Tabela 22 - Momentos fletores característicos atuantes na VT2 para os cinco modelos

VT2							
Modelo	M_{gkperm} (kN.m)	M_{gkPP} (kN.m)	M_{qk} (kN.m)	M_{wk} (kN.m)	M_{Hk} (kN.m)	Momento Total (kN.m)	Acréscimo (%)
1	2287,10	3296,90	947,20	362,40	620,40	7514,00	0,00%
2	2299,90	3365,00	969,80	362,40	620,40	7617,50	1,38%
3	2294,90	3417,80	953,20	362,40	620,40	7648,70	1,79%
4	2492,60	3661,60	1055,10	362,40	620,40	8192,10	9,02%
5	2507,30	3651,40	1023,80	362,40	620,40	8165,30	8,67%

Fonte: Autoria própria

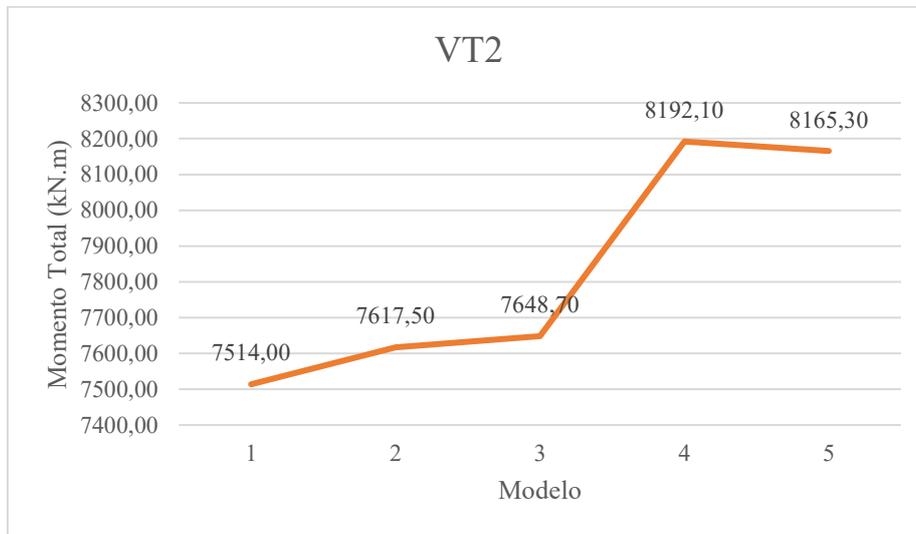


Figura 65 - Gráfico Momento Total x Modelo para VT2

Fonte: Autoria própria

Tabela 23 - Momentos fletores característicos atuantes na VT3 para os cinco modelos

VT3							
Modelo	M_{gkperm} (kN.m)	M_{gkPP} (kN.m)	M_{qk} (kN.m)	M_{wk} (kN.m)	M_{Hk} (kN.m)	Momento Total (kN.m)	Acréscimo (%)
1	2551,70	3273,10	946,70	285,20	612,60	7669,30	0,00%
2	2529,80	3221,10	927,70	285,20	612,60	7576,40	-1,21%
3	2562,30	3322,20	949,50	285,20	612,60	7731,80	0,81%
4	2937,30	3733,60	1072,30	285,20	612,60	8641,00	12,67%
5	2945,10	3778,20	1092,30	285,20	612,60	8713,40	13,61%

Fonte: Autoria própria

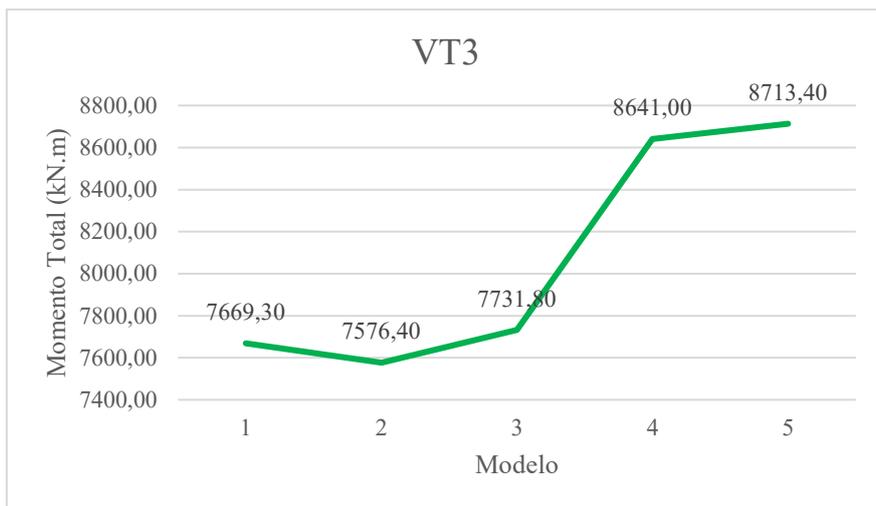


Figura 66 - Gráfico Momento Total x Modelo para VT3

Fonte: Autoria própria

Tabela 24 - Momentos fletores característicos atuantes na VT4 para os cinco modelos

VT4							
Modelo	M_{gkperm} (kN.m)	M_{gkPP} (kN.m)	M_{qk} (kN.m)	M_{wk} (kN.m)	M_{Hk} (kN.m)	Momento Total (kN.m)	Acréscimo (%)
1	2556,80	3160,70	903,00	303,10	632,50	7556,10	0,00%
2	2533,00	3097,30	881,80	303,10	632,50	7447,70	-1,43%
3	2566,30	3210,70	904,80	303,10	632,50	7617,40	0,81%
4	2971,50	3611,10	1028,30	303,10	632,50	8546,50	13,11%
5	2978,50	3666,30	1046,60	303,10	632,50	8627,00	14,17%

Fonte: Autoria própria

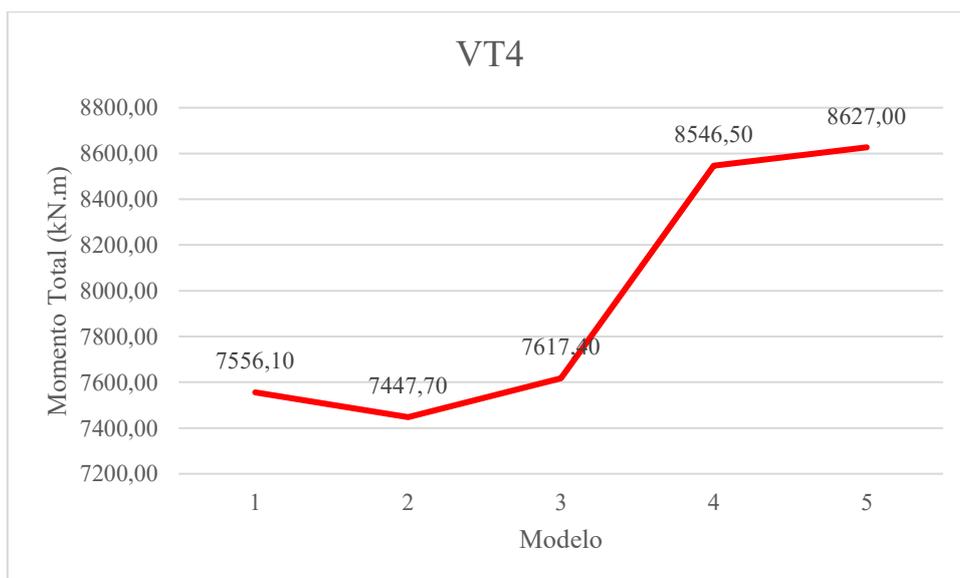


Figura 67 - Gráfico Momento Total x Modelo para VT4

Fonte: Autoria própria

Tabela 25 - Momentos fletores característicos atuantes na VT5 para os cinco modelos

VT5							
Modelo	M_{gkperm} (kN.m)	M_{gkPP} (kN.m)	M_{qk} (kN.m)	M_{wk} (kN.m)	M_{Hk} (kN.m)	Momento Total (kN.m)	Acréscimo (%)
1	1587,60	2000,90	567,00	228,50	638,80	5022,80	0,00%
2	1560,50	1949,50	551,10	228,50	638,80	4928,40	-1,88%
3	1608,50	2121,50	575,70	228,50	638,80	5173,00	2,99%
4	1949,30	2443,60	690,10	228,50	638,80	5950,30	18,47%
5	1957,40	2485,20	703,30	228,50	638,80	6013,20	19,72%

Fonte: Autoria própria

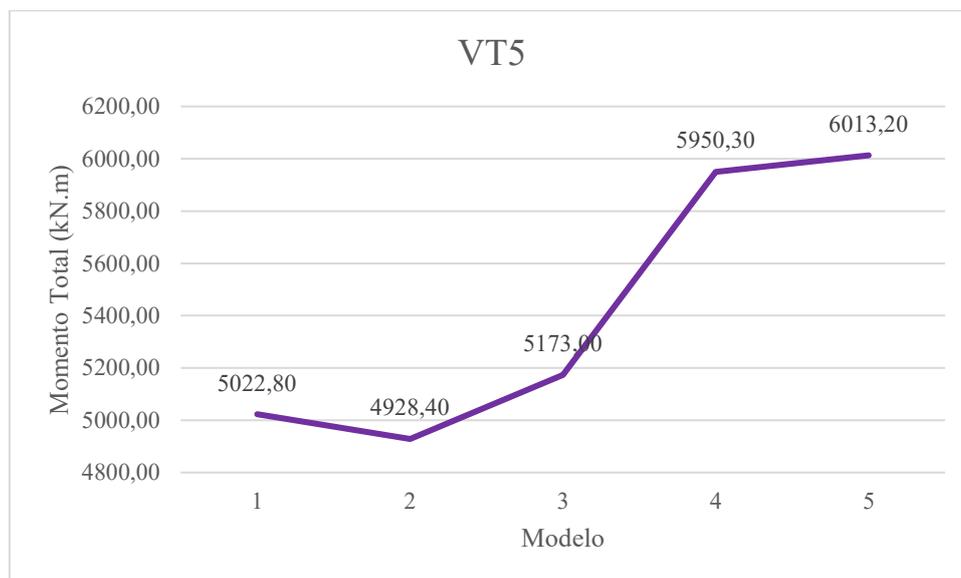


Figura 68 - Gráfico Momento Total x Modelo para VT5

Fonte: Autoria própria

7.6. ANÁLISE DOS RESULTADOS

Nota-se, conforme esperado, que os momentos fletores causados pelo vento não são modificados, já que o coeficiente MULAXI, o efeito incremental e a majoração da inércia à flexão das vigas de transição são considerados apenas no processamento de cargas verticais do pórtico espacial, não sendo considerados nas cargas horizontais. Além disso, os valores de momento hiperestático também não são alterados, já que o mesmo depende das configurações geométricas da seção, das monocordalhas engraxadas e da força de protensão, valores que continuam constantes nos cinco modelos analisados.

É possível notar que, entre os modelos 1, 2 e 3, os valores de momento fletor são pouco influenciados, com diferença em torno de -1,21% a 2,99%. Isso se deve ao fato de que, por mais refinada que seja a análise dos efeitos construtivos no pórtico espacial e por mais que as cargas dos pilares aumentem devido a esse efeito, pouca influência ocorrerá na análise das vigas de transição, já que, como a mesma está deformando excessivamente da mesma forma nos três modelos, parte da carga adicional será transmitida aos pilares adjacentes.

Segundo Ferreira (2017), “a construção realizada em etapas tende a reduzir os encurtamentos diferenciais entre pilares, assim como o aumento da rigidez axial. Entretanto, aumentar a rigidez pode aproximar os resultados em algum ponto da estrutura, porém não consegue simular o efeito da construção gradual, ou seja, um valor que apresente bons resultados na fundação, não necessariamente apresentará bons resultados para o restante da estrutura”.

A aproximação por utilização do coeficiente MULAXI no modelo 2 resulta em acréscimo de cargas nas vigas VT1 e VT2, que servem de transição para os pilares centrais, enquanto que resulta em decréscimo de cargas nas vigas VT3, VT4 e VT5, que servem de transição para os pilares localizados nas laterais e borda do edifício.

Entretanto, no modelo 3 com consideração do efeito incremental, é possível ver que todas as vigas possuem seu valor de momento fletor aumentado, já que nessa análise os deslocamentos dos pavimentos são nivelados após a aplicação de outro carregamento na estrutura devido ao próximo andar construído. Por mais que a viga de transição deforme, os deslocamentos são nivelados e portanto há sempre acréscimo de carga no pilar transicionado.

Nos modelos 4 e 5, que consideram o multiplicador de inércia à flexão das vigas de transição, é possível notar que os resultados aumentam substancialmente, com acréscimos entre 8,67% a 19,72%. Esses valores são justificados pelo fato de que, como as vigas de transição deformam menos devido ao aumento na sua rigidez, o efeito descrito por Wordell (2003) não ocorre e parte da carga dos pilares transicionados, que migraria para os pilares adjacentes no caso de deformação excessiva da viga, não é transferida, aumentando assim o carregamento na viga de transição.

Por fim, é possível perceber que nas vigas VT1 e VT2, o maior valor de momento fletor ocorre no modelo 4, que considera o coeficiente MULAXI, enquanto que nas vigas VT3, VT4 e VT5, esse valor ocorre no modelo 5, que considera o efeito incremental. Esse comportamento é esperado na literatura e presente em trabalhos como o de Ferreira (2017)

e Possato, Silva e Duarte Filho (20--). Pilares centrais possuem maior carga e deformariam mais em modelos sem a majoração da rigidez axial. Considerando o coeficiente MULAXI, os pilares são praticamente indeformáveis e, como a carga axial desses pilares é alta, esse esforço é quase que inteiramente transferido à viga de transição.

“Entretanto, aumentar a rigidez axial dos pilares para simular o processo construtivo em etapas, é uma solução aproximada e deve ser utilizada com cautela e conhecimento da estrutura, para que se possa ter confiança nos resultados encontrados” (FERREIRA, 2017). Assim, pode-se concluir que os valores encontrados nos modelos 2 e 4, que consideram o coeficiente MULAXI, servem para aproximar a solução da simulação do processo construtivo em etapas e, cujos valores de solicitação atuantes nas vigas de transição, na presença de uma ferramenta mais refinada de processamento com efeito incremental, podem ser desconsiderados.

Finalmente, conclui-se que os valores encontrados no modelo 5, que considera o efeito incremental e a majoração da inércia a flexão das vigas de transição, podem ser considerados como mais coerentes a serem utilizados para dimensionamento.

7.7. INFLUÊNCIA NA CONFIABILIDADE ESTRUTURAL

A fim de avaliar a influência dos efeitos construtivos na confiabilidade estrutural das vigas de transição, foi realizada a Simulação de Monte Carlo para cada um dos cinco modelos e para cada uma das cinco vigas de transição. Portanto, as variáveis aleatórias da função de resistência $R(\mathbf{X})$ permanecem iguais às apresentadas na Tabela 14 e 15 do capítulo 6, já que a geometria das vigas permanece igual em todos os modelos.

Entretanto, os valores de média e desvio padrão dos parâmetros das variáveis aleatórias da função solicitação $S(\mathbf{X})$ são diferentes em cada modelo, já que os valores de M_{gk} , M_{qk} , M_{Hk} e M_{wk} variam para cada consideração de efeito construtivo no pórtico espacial

O objetivo desse procedimento é avaliar o impacto na confiabilidade estrutural de vigas de transição que são dimensionadas sem considerar os efeitos construtivos mencionados, em um cenário em que uma viga de transição é projetada e construída, desconsiderando os acréscimos de momentos fletores causados pelo efeito incremental e consideração da deformabilidade da viga. Assim, uma viga real dimensionada nessa situação poderia estar suscetível a mais eventos em que seu momento resistente é menor

que o solicitante, conseqüentemente aumentando a probabilidade de falha e diminuindo seu índice de confiabilidade, hipótese que será avaliada em seqüência.

A seguir são apresentados os parâmetros das variáveis aleatórias da função solicitação $S(X)$ dos modelos 2, 3, 4 e 5. Novamente, o Momento Hiperestático é considerado como uma variável aleatória assim como o Momento Permanente, que engloba M_{gkperm} , M_{gkPP} e M_{Hk} .

Após a realização do número necessário de simulações para a convergência do resultado de probabilidade de falha (10^{10} para a VT2 e 10^8 para a VT1, VT3, VT4 e VT5), foram obtidos os valores de índice de confiabilidade apresentados em seqüência.

7.7.1. Modelo 2

Tabela 26 – Parâmetros das variáveis aleatórias da função de solicitação do modelo 2

Viga	Parâmetros	M_g (kN.m)	M_q (kN.m)	M_w (kN.m)
VT1	k	3102,900	468,200	85,000
	μ	3258,045	437,299	76,500
	σ	325,805	87,460	26,010
VT2	k	6285,300	969,800	363,800
	μ	6599,565	905,793	327,420
	σ	659,957	181,159	111,323
VT3	k	6363,500	927,700	286,400
	μ	6681,675	866,472	257,760
	σ	668,168	173,294	87,638
VT4	k	6262,800	881,800	304,400
	μ	6575,940	823,601	273,960
	σ	657,594	164,720	93,146
VT5	k	4148,800	551,100	228,500
	μ	4356,240	514,727	205,650
	σ	435,624	102,945	69,921

Fonte: Autoria própria

Tabela 27 - Probabilidade de falha e índice de confiabilidade das vigas de transição do modelo 2

Viga	Simulações	Probabilidade de Falha p_f	Índice de Confiabilidade β
VT1	10^8	4,5180E-05	3,9151
VT2	10^{10}	1,0000E-08	5,6120
VT3	10^8	4,5730E-05	3,9122
VT4	10^8	2,6420E-05	4,0427
VT5	10^8	1,2180E-05	4,2206

Fonte: Autoria própria

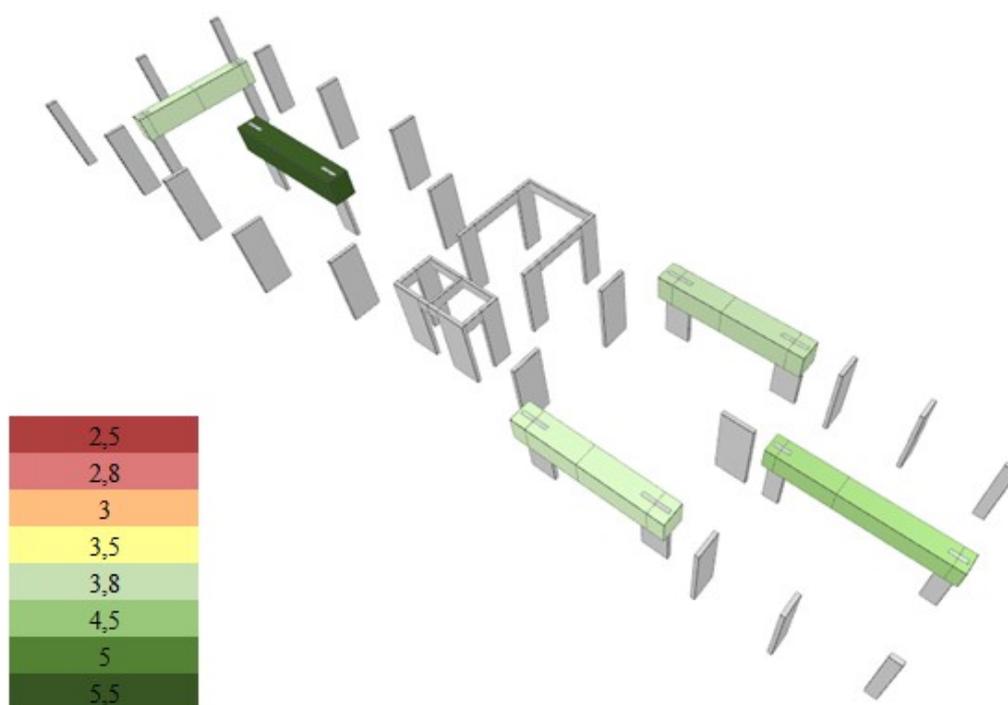


Figura 69 - Escala de cores para o índice de confiabilidade estrutural do modelo 2

Fonte: Autoria própria

7.7.2. Modelo 3

Tabela 28 - Parâmetros das variáveis aleatórias da função de solitação do modelo 3

Viga	Parâmetros	M_g (kN.m)	M_q (kN.m)	M_w (kN.m)
VT1	k	3119,800	464,900	85,000
	μ	3275,790	434,217	76,500
	σ	327,579	86,843	26,010
VT2	k	6333,100	953,200	362,400
	μ	6649,755	890,289	326,160
	σ	664,976	178,058	110,894
VT3	k	6497,100	949,500	286,400
	μ	6821,955	886,833	257,760
	σ	682,196	177,367	87,638
VT4	k	6409,500	904,800	304,400
	μ	6729,975	845,083	273,960
	σ	672,998	169,017	93,146
VT5	k	4368,800	575,700	228,500
	μ	4587,240	537,704	205,650
	σ	458,724	107,541	69,921

Fonte: Autoria própria

Tabela 29 - Probabilidade de falha e índice de confiabilidade das vigas de transição do modelo 3

Viga	Simulações	Probabilidade de Falha p_f	Índice de Confiabilidade β
VT1	10^8	5,1230E-05	3,8847
VT2	10^{10}	1,7400E-08	5,5154
VT3	10^8	8,7250E-05	3,7533
VT4	10^8	5,5000E-05	3,8674
VT5	10^8	5,8880E-05	3,8507

Fonte: Autoria própria

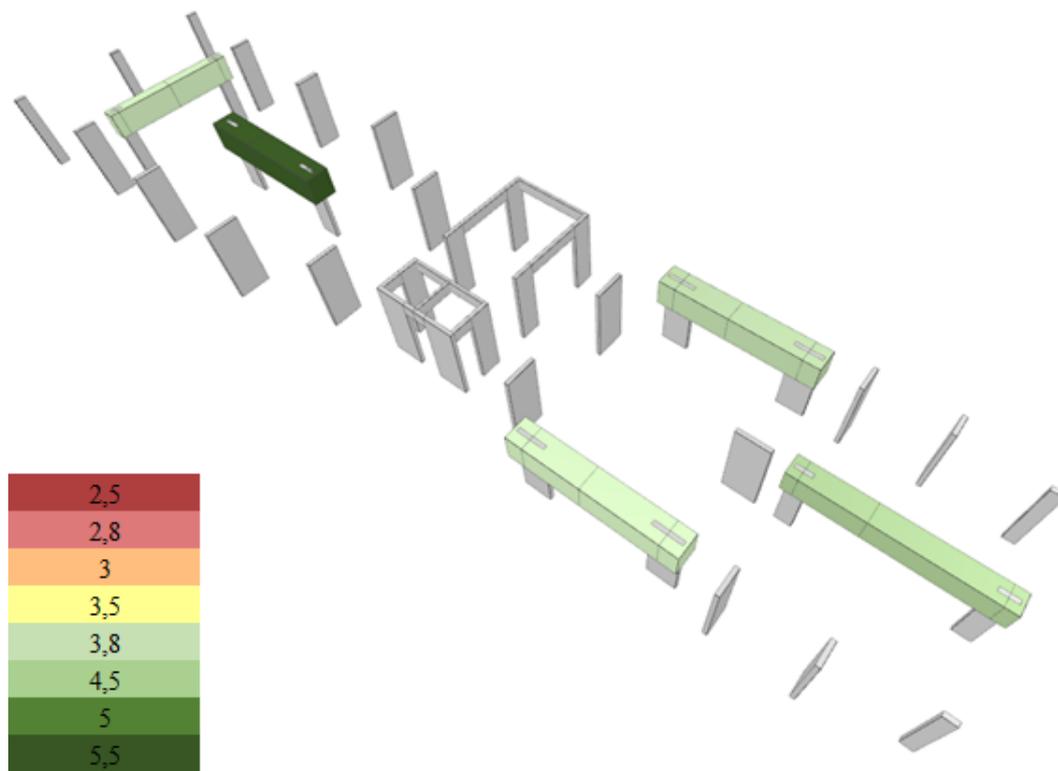


Figura 70 - Escala de cores para o índice de confiabilidade estrutural do modelo 3

Fonte: Autoria própria

7.7.3. Modelo 4

Tabela 30 - Parâmetros das variáveis aleatórias da função de solicitação do modelo 4

Viga	Parâmetros	M_g (kN.m)	M_q (kN.m)	M_w (kN.m)
VT1	k	3473,900	530,300	85,000
	μ	3647,595	495,300	76,500
	σ	364,760	99,060	26,010
VT2	k	6774,600	1055,100	362,400
	μ	7113,330	985,463	326,160
	σ	711,333	197,093	110,894
VT3	k	7283,500	1072,300	285,200
	μ	7647,675	1001,528	256,680
	σ	764,768	200,306	87,271
VT4	k	7215,100	1028,300	303,100
	μ	7575,855	960,432	272,790
	σ	757,586	192,086	92,749
VT5	k	5031,700	690,100	228,500
	μ	5283,285	644,553	205,650
	σ	528,329	128,911	69,921

Tabela 31 - Probabilidade de falha e índice de confiabilidade das vigas de transição do modelo 4

Viga	Simulações	Probabilidade de Falha p_f	Índice de Confiabilidade β
VT1	10^8	1,20E-03	3,0385
VT2	10^{10}	3,3900E-08	5,3969
VT3	10^8	2,0000E-03	2,8753
VT4	10^8	1,5000E-03	2,9613
VT5	10^8	2,9000E-03	2,7593

Fonte: Autoria própria

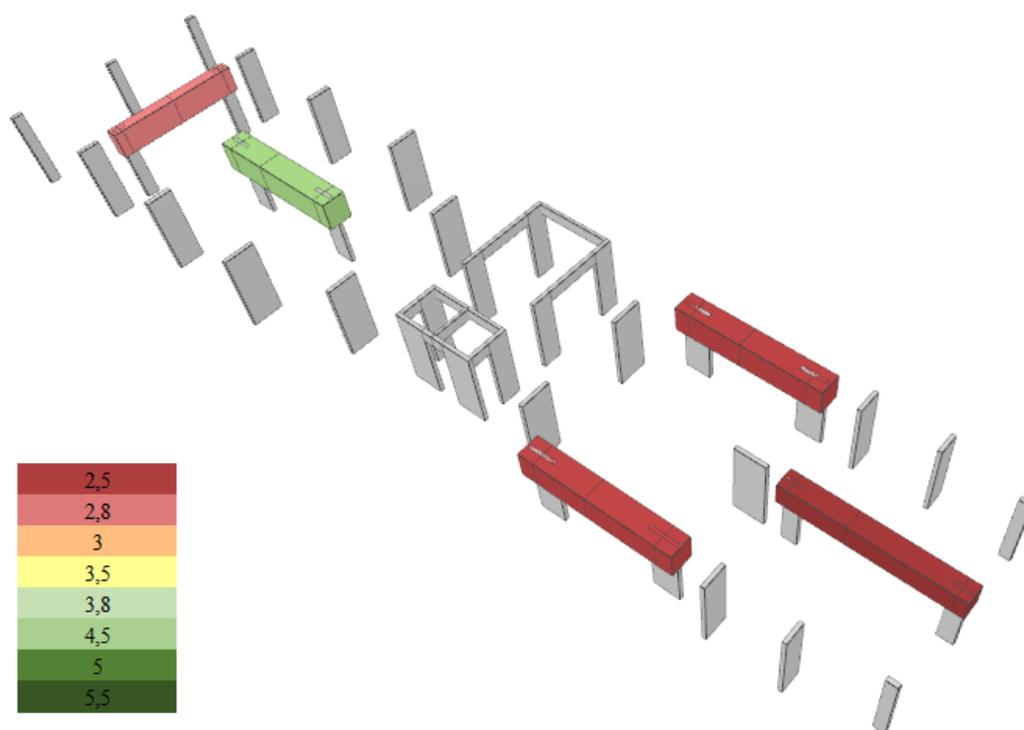


Figura 71 - Escala de cores para o índice de confiabilidade estrutural do modelo 4

Fonte: Autoria própria

7.7.4. Modelo 5

Tabela 32 - Parâmetros das variáveis aleatórias da função de solicitação do modelo 5

Viga	Parâmetros	M_g (kN.m)	M_q (kN.m)	M_w (kN.m)
VT1	k	3396,300	515,500	85,000
	μ	3566,115	481,477	76,500
	σ	356,612	96,295	26,010
VT2	k	6779,100	1023,800	362,400
	μ	7118,055	956,229	326,160
	σ	711,806	191,246	110,894
VT3	k	7335,900	1092,300	285,200
	μ	7702,695	1020,208	256,680
	σ	770,270	204,042	87,271
VT4	k	7277,300	1046,600	303,100
	μ	7641,165	977,524	272,790
	σ	764,117	195,505	92,749
VT5	k	5081,400	703,300	228,500
	μ	5335,470	656,882	205,650
	σ	533,547	131,376	69,921

Fonte: Autoria própria

Tabela 33 - Probabilidade de falha e índice de confiabilidade das vigas de transição do modelo 5

Viga	Simulações	Probabilidade de Falha p_f	Índice de Confiabilidade β
VT1	10^8	6,4356E-04	3,2188
VT2	10^{10}	3,2700E-08	5,4034
VT3	10^8	2,5000E-03	2,8113
VT4	10^8	1,9000E-03	2,8878
VT5	10^8	3,7000E-03	2,6775

Fonte: Autoria própria

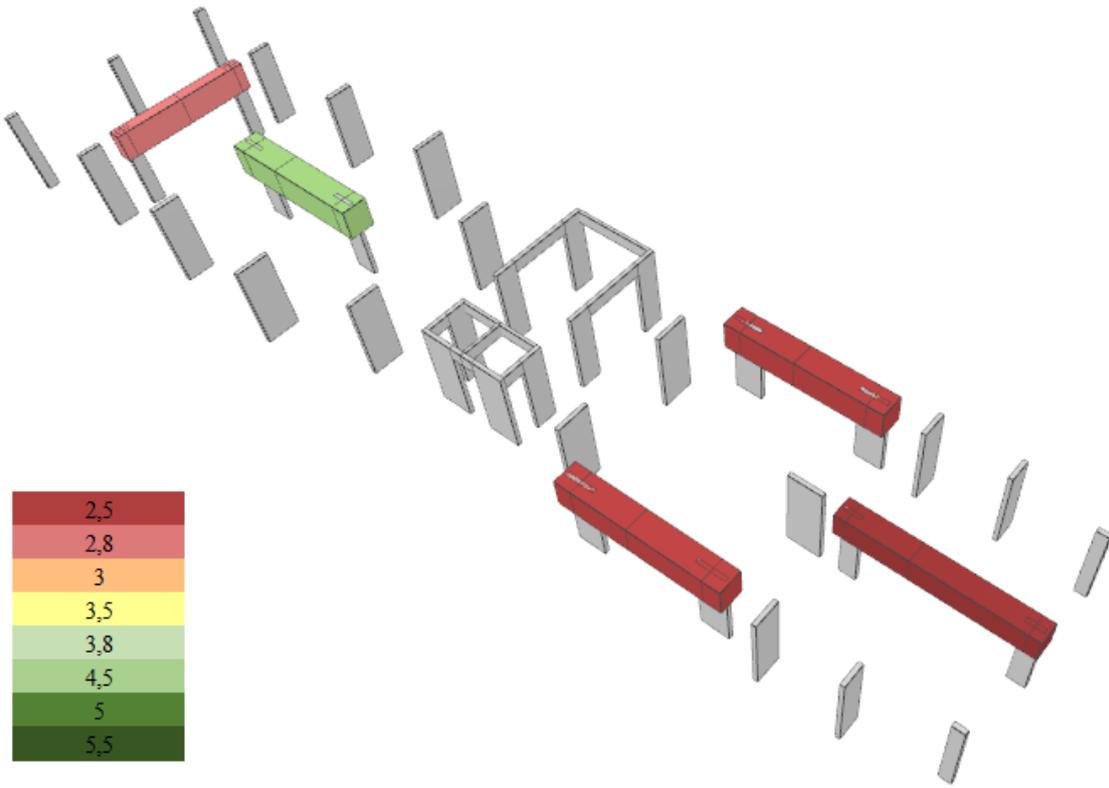


Figura 72 - Escala de cores para o índice de confiabilidade estrutural do modelo 5

Fonte: Autoria própria

7.7.5. Análise dos Resultados

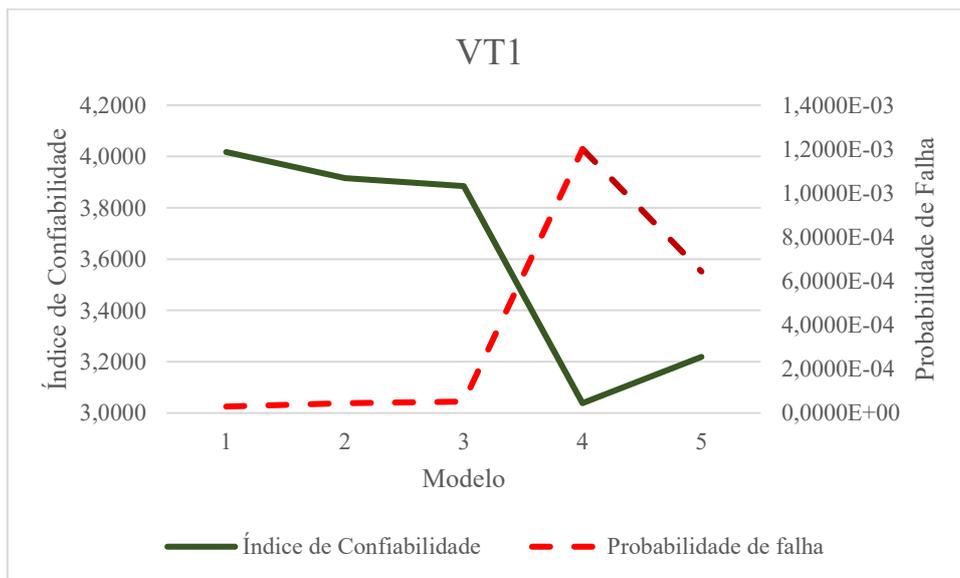


Figura 73 – Índice de Confiabilidade e Probabilidade de Falha para a VT1 para os cinco modelos

Fonte: Autoria própria

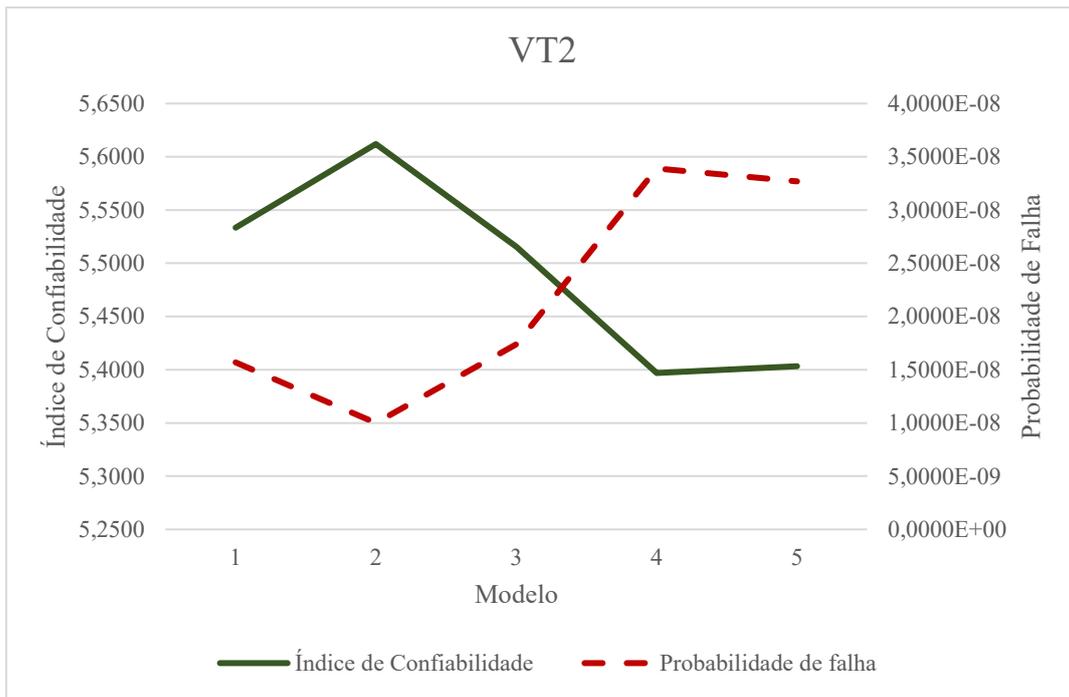


Figura 74 - Índice de Confiabilidade e Probabilidade de Falha para a VT2 para os cinco modelos

Fonte: Autoria própria

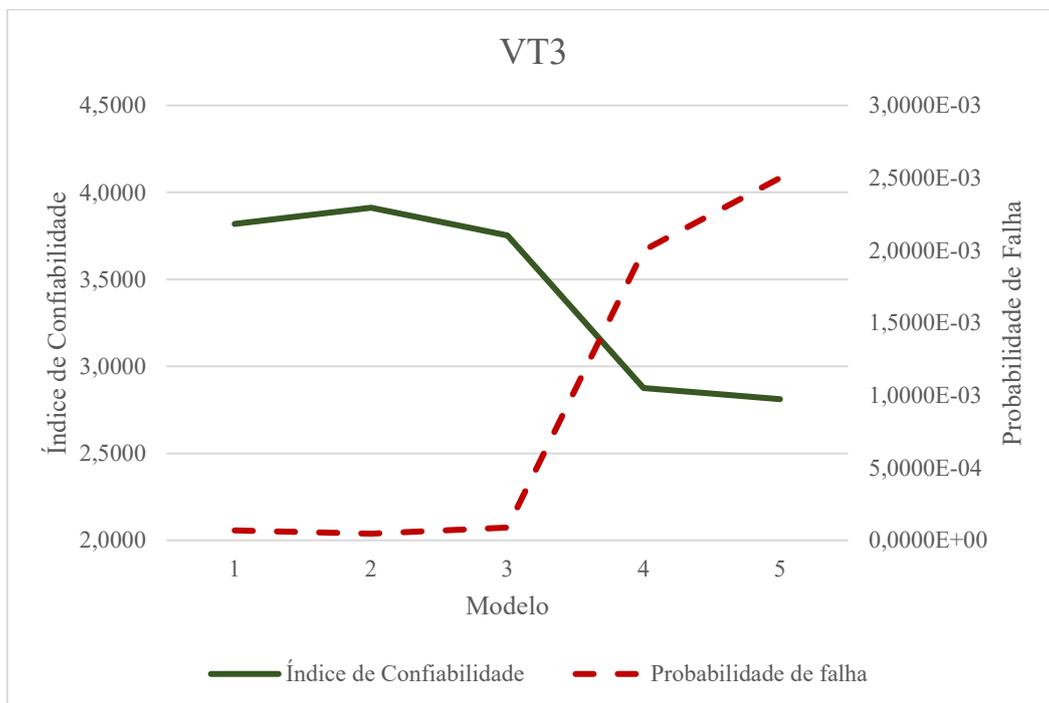


Figura 75 - Índice de Confiabilidade e Probabilidade de Falha para a VT3 para os cinco modelos

Fonte: Autoria própria

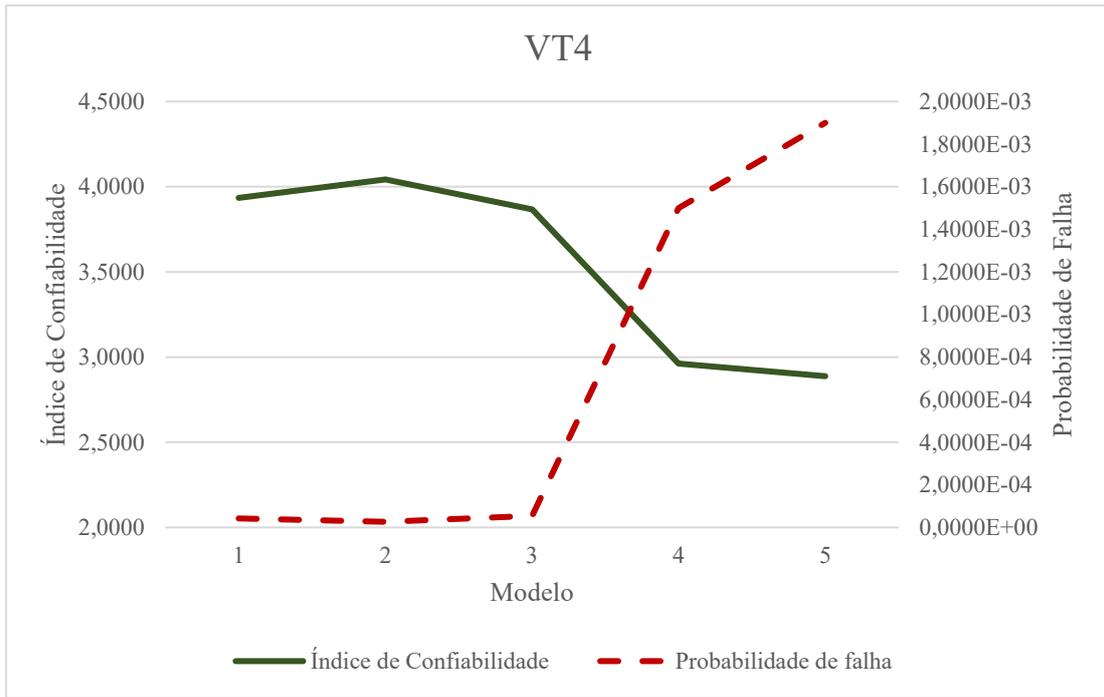


Figura 76 - Índice de Confiabilidade e Probabilidade de Falha para a VT4 para os cinco modelos

Fonte: Autoria própria

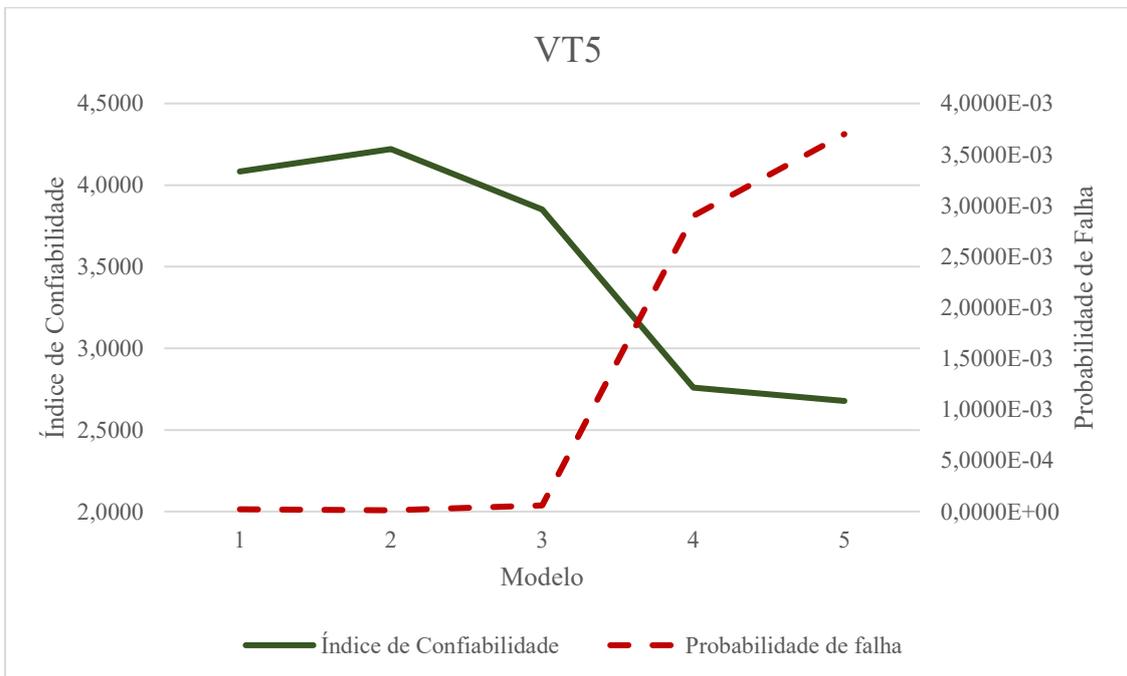


Figura 77 - Índice de Confiabilidade e Probabilidade de Falha para a VT5 para os cinco modelos

Fonte: Autoria própria

Os resultados indicam que a cada consideração de análise mais refinada dos efeitos causados pela construção em etapas e do tratamento da viga de transição como indeformável, a probabilidade de falha tende a aumentar e o índice de confiabilidade tende a diminuir. Isto está de acordo com o fato que há um aumento das médias das variáveis aleatórias de solicitação, enquanto que as variáveis de resistência são mantidas.

Como observado, nos modelos 4 e 5, os valores de índice de confiabilidade das vigas VT1, VT3, VT4 e VT5 diminuem drasticamente para valores muito abaixo dos valores alvo. Portanto, a partir do processamento dos pórticos espaciais desenvolvidos e das análises de confiabilidade efetuadas, os resultados indicam que uma viga de transição dimensionada sem considerar o aumento de carregamentos devido ao efeito incremental e a consideração da viga de transição como indeformável pode atingir níveis inaceitáveis de confiabilidade.

7.8. REDIMENSIONAMENTO

Dada a importância dos elementos estruturais em estudo para a integridade global do edifício, decidiu-se realizar o novo dimensionamento das vigas de transição, considerando valores de solicitações mais próximos dos valores que devem ocorrer na realidade. Para garantir a segurança da edificação, é adotado o modelo cinco como o pórtico espacial para cálculo final, já que possui uma análise mais refinada, como explicado anteriormente.

Entretanto, diferentemente do concreto armado em que a solução poderia ser adotada apenas aumentando a quantidade de aço presente nas vigas desde que verificado o domínio de deformação, no concreto protendido não é possível apenas aumentar o número de cordoalhas protendidas. Ao aumentar a área de aço ativo, aumenta-se o momento fletor isostático que, se muito preponderante ao momento fletor atuante, pode levar à fissuração excessiva e/ou ruptura da viga de transição, além de impactar na decisão das etapas de protensão.

Para solucionar esse problema de forma simples e não impactar de forma excessiva o projeto pré-existente, foi decidido aumentar a altura de algumas vigas, obedecendo o valor mínimo de pé-direito livre de 2,70 m, e trocar vergalhões de aço passivo CA50 de 20 mm para 25 mm de diâmetro, de forma que o momento resistente seja suficiente para suportar os novos momentos fletores.

Entretanto, ao aumentar a altura das vigas de transição, sua inércia aumenta e, como explicado durante o decorrer do presente trabalho, o momento fletor solicitante no elemento estrutural aumenta. Com isso, foi realizado um processo iterativo no novo modelo de pórtico espacial, em que é feito o processamento do pórtico após a alteração na configuração estrutural, o novo carregamento era obtido e verificava-se se a novo dimensionamento era suficiente, com a utilização do código em *Visual Basic for Applications* desenvolvido.

A partir do processo descrito, chegou-se à configuração final das vigas de transição, presente no Anexo B, suficientes para suportar os novos momentos fletores. Ressalta-se que, mesmo que o índice de confiabilidade da viga VT2, calculado para o Estado Limite Último de Ruptura ou Alongamento Plástico Excessivo, não tenha atingido valores de β abaixo de valores alvos, a mesma viga precisou ser redimensionada. Isso ocorre pois, como o carregamento vertical é maior no modelo cinco, o valor do esforço cortante é maior, e para a VT2 foi necessário redimensionar a mesma para aumentar sua resistência ao esforço cortante.

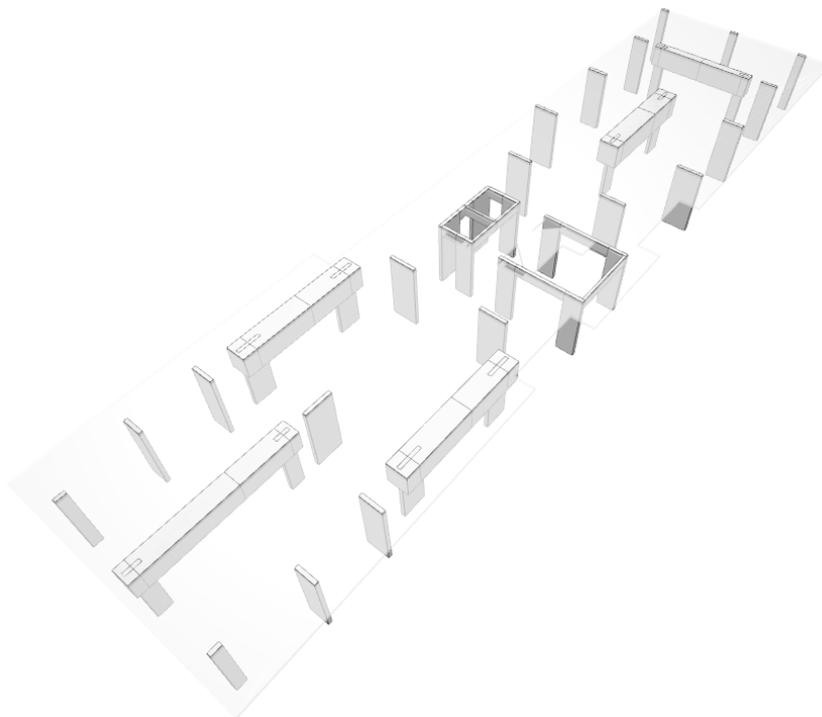


Figura 78 – Modelo estrutural com as vigas de transição redimensionadas

Fonte: Autoria própria

Devido à importância dos elementos redimensionados para a integridade da edificação, foi decidido avaliar a confiabilidade estrutural das novas vigas de transição,

para certificar a segurança da estrutura. Para isso, foram recalculados os parâmetros das variáveis aleatórias.

Tabela 34 – Parâmetros das variáveis aleatórias das vigas de transição redimensionadas

Viga	Par.	M_g (kN.m)	M_q (kN.m)	M_w (kN.m)	σ_{pd} (MPa)	A_s (cm ²)	d'_{st} (cm)	A_p (cm ²)	d'_p (cm)	h (cm)	B (cm)
VT1	k	3382,500	516,700	85,300	1538,961	19,630	5,00	23,760	5,64	150,00	60,00
	μ	3551,625	482,598	76,770	1538,961	19,630	5,00	23,760	5,64	150,00	60,00
	σ	355,163	96,520	26,102	23,084	0,294	1,35	0,297	0,45	6,75	4,02
VT2	k	6770,100	1024,300	362,600	1541,301	49,090	4,75	55,440	5,39	160,00	130,00
	μ	7108,605	956,696	326,340	1541,301	49,090	4,75	55,440	5,39	160,00	130,00
	σ	710,861	191,339	110,956	23,120	0,736	1,28	0,693	0,43	7,20	8,71
VT3	k	7300,500	1099,000	292,800	1539,441	37,700	4,50	47,520	5,14	160,00	120,00
	μ	7665,525	1026,466	263,520	1539,441	37,700	4,50	47,520	5,14	160,00	120,00
	σ	766,553	205,293	89,597	23,092	0,566	1,22	0,594	0,41	7,20	8,04
VT4	k	7227,700	1054,000	310,600	1539,441	37,700	4,50	47,520	5,14	160,00	120,00
	μ	7589,085	984,436	279,540	1539,441	37,700	4,50	47,520	5,14	160,00	120,00
	σ	758,909	196,887	95,044	23,092	0,566	1,22	0,594	0,41	7,20	8,04
VT5	k	5018,200	711,500	239,200	1542,451	49,090	5,00	31,680	5,64	140,00	100,00
	μ	5269,110	664,541	215,280	1542,451	49,090	5,00	31,680	5,64	140,00	100,00
	σ	526,911	132,908	73,195	23,137	0,736	1,35	0,396	0,45	6,30	6,70

Fonte: Autoria própria

A partir da aplicação do método da Simulação de Monte Carlo, foram calculados os valores de probabilidade de falha e índice de confiabilidade finais para as vigas de transição.

Tabela 35 - Probabilidade de falha e índice de confiabilidade das vigas de transição do modelo 5

Viga	Simulações	Probabilidade de Falha p_f	Índice de Confiabilidade β
VT1	10^8	2,3910E-05	4,0660
VT2	10^{10}	1,0000E-08	5,6120
VT3	10^8	2,5830E-05	4,0480
VT4	10^8	1,7440E-05	4,1390
VT5	10^8	5,9870E-05	3,8467

Fonte: Autoria própria

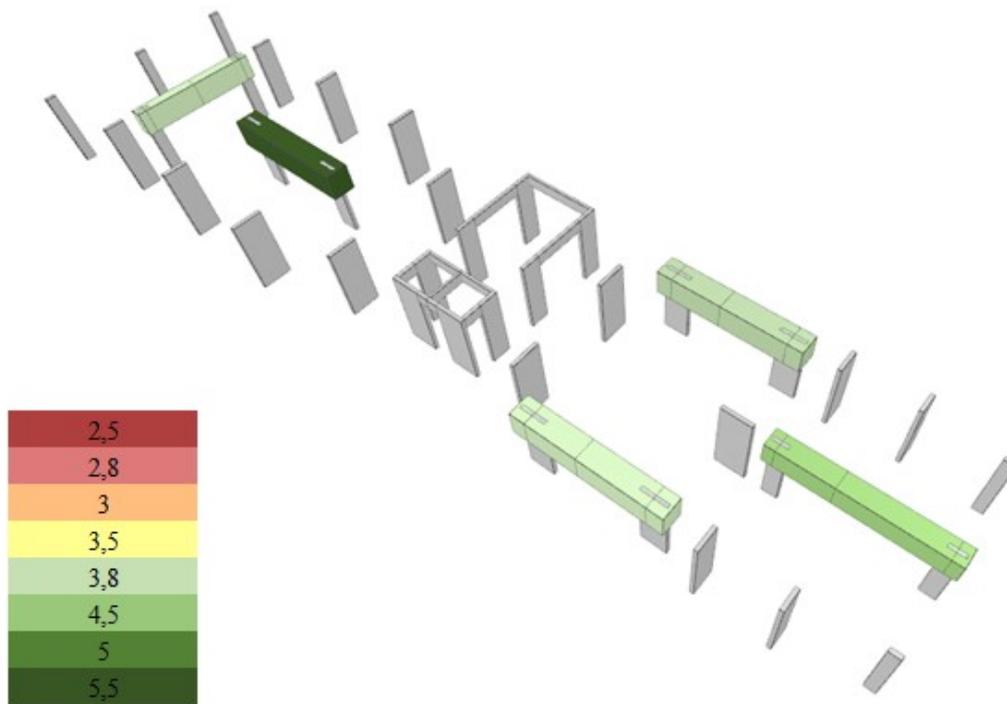


Figura 79 - Escala de cores para o índice de confiabilidade estrutural das vigas de transição redimensionadas

Fonte: Autoria própria

A partir dos resultados finais obtidos, nota-se que os valores de índice de confiabilidade indicam que as vigas de transição redimensionadas possuem níveis de confiabilidade aceitáveis, considerando os valores alvo do JCSS e normas norte americana e europeia.

8. CONCLUSÃO

Projetos estruturais devem satisfazer concomitantemente requisitos relacionados à segurança, economia e funcionalidade. De forma a maximizar a utilização da estrutura, vigas de transição têm sido corriqueiramente utilizadas em obras de engenharia, configurando pontos críticos quanto à segurança de uma edificação.

Como diferentes elementos de um mesmo sistema estrutural têm características distintas e geralmente estão sujeitos a diferentes solicitações, é bastante plausível que os mesmos apresentem diferentes níveis de confiabilidade estrutural, mesmo que dimensionados de acordo com os mesmos critérios de projeto.

No presente trabalho, foram efetuadas análises de confiabilidade estrutural de cinco vigas de transição protendidas com monocordoalhas engraxadas, que fazem parte do sistema estrutural que dá suporte a um edifício de 12 andares. As análises tiveram como foco o estado limite último de flexão e o dimensionamento dos elementos estruturais foi efetuado conforme as normas brasileiras de projeto estrutural vigentes.

Numa primeira análise buscou-se verificar a variabilidade dos índices de confiabilidade das vigas em estudo. Os resultados indicaram diferenças de até 44,92% em relação aos índices de confiabilidade, porém todos os valores resultaram aceitáveis, entre 3,81 e 5,53, em comparação com os valores recomendados em normas internacionais de projeto estrutural.

Em seguida, considerando os efeitos incrementais que ocorrem nos esforços que atuam neste tipo de elemento, devido às etapas construtivas, e considerando as vigas de transição em configuração praticamente indeformável, optou-se também por verificar os impactos destes efeitos nos índices de confiabilidade. Para isso, foram considerados 5 modelos computacionais distintos para consideração destes efeitos.

Notou-se que as vigas dimensionadas sem essas considerações podem vir a apresentar índices de confiabilidade inaceitáveis quando submetidas a estes efeitos, na ordem de 2,67 a 3,21.

Finalmente, verificou-se que ao considerar os efeitos incrementais e a consideração de viga de transição praticamente indeformável no dimensionamento, as vigas voltam a apresentar índices de confiabilidade aceitáveis para todas as situações analisadas, resultando em valores de 3,84 a 5,61.

8.1. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

É possível citar como sugestão para trabalhos futuros a realização de estudos que complementem as análises realizadas no presente trabalho. São elas:

- a) Análise de confiabilidade estrutural dos outros estados limites últimos e de serviço para concreto protendido;
- b) Realizar análises aprofundadas nas perdas de protensão para consideração de variáveis aleatórias associadas à tensão de tração em que a armadura ativa está submetida;
- c) Estudos aprofundados em obter curvas de distribuição e parâmetros próprios para o momento hiperestático gerado pelas forças de protensão;
- d) Cálculo do índice de confiabilidade para cada pavimento construído, levando em conta as etapas de protensão das vigas de transição;
- e) Adicionar uma verificação ao código de Simulação de Monte Carlo para eliminar os dados de possíveis simulações que resultam em domínios de deformação diferentes que o domínio 3;
- f) Formulação da viga de transição em elementos finitos;
- g) Consideração da força cortante;
- h) Consideração da retração do concreto;
- i) Consideração da fluência do concreto;
- j) Consideração da deformação por cisalhamento;
- k) Consideração da influência da deformação térmica.

REFERÊNCIAS

ANG, A.H-S.; TANG, W.H. **Probability concepts in engineering: emphasis on applications to civil and environmental engineering**. 2ª ed., John Wiley & Sons, 2007.

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

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

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7480: Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado–Especificação**. Rio de Janeiro, 2007.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8953: Concreto para fins estruturais – Classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência**. Rio de Janeiro, 2015.

Armado, C., Incremental, E., & Vi, M. (2020). **Efeito Incremental**. 1–12.

Avila, V. H., Real, M. V., & Moura, M. W. (2020). **Confiabilidade De Vigas Longarinas De Pontes De Concreto Protendido Projetadas De Acordo Com As Normas Nbr-6118:2014 E Nbr-7188:2013**. Revista Mundi Engenharia, Tecnologia e Gestão

Bastos, P. S. (2019). **Fundamentos do Concreto Protendido**. Universidade Estadual Paulista.

Chandrasekaran, S., & Chandrasekaran, S. (2016). **Structural Reliability Theory. Offshore Structural Engineering**, February, 59–117. <https://doi.org/10.1201/b21572-2>

Coelho, J. D. (2011). **Confiabilidade De Vigas De Concreto Armado No Estado Limite De Serviço**. 272.

Cristiano Curado Abrantes, C., & Firmino Marcus Vinicius do, N. (2015). **CONCRETO PROTENDIDO: MATERIAL DIDÁTICO PARA O AUTOAPRENDIZADO Estimativa de Carga de Protensão**.

Ditlevsen, O., & Madsen, H. O. (2005). **Structural Reliability Methods**. July.

Feitosa, L. A., & Alves, E. C. (2015). **Study of global stability of tall buildings with prestressed slabs**. *Revista IBRACON de Estruturas e Materiais*, 8(2), 196–224. <https://doi.org/10.1590/s1983-41952015000200008>

Ferreira, W. E. R. (2017). **Influência das etapas de construção na análise de estruturas de múltiplos andares de concreto armado**.

Furst, A. (2017). **Influência do lançamento estrutural na confiabilidade de vigas em concreto armado**.

Hanai, J. B. (2005). **Fundamentos do concreto protendido**. Univerisade de São Paulo, 1, 116. <http://coral.ufsm.br/decc/ECC1006/Downloads/FUNDAMENTOS.pdf>

Juliana, S., Nova, S., Cecilia, M., & Teixeira, A. (2017). **Evaluation of The Reliability of Prestressed Concrete Bridges Under Normal Loads**. 13, 273–286.

Juliani, M. A. (2018). **Analise Da Influencia Dos Estados Limites Na Configuracao Otima De Porticos Planos De Concreto Armado**.

LYRA, P. H. C. DE, BECK, A. T., & STUCCHI, F. R. (2020). **Reliability analysis of a prestressed bridge beam designed in serviceability limit state as recommended by NBR 6118 and 7188**. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, 13(2), 380–397. <https://doi.org/10.1590/s1983-41952020000200010>

Martins, I. de V. (2018). **Dimensionamento Automático De Vigas Protendidas Biapoiadas Considerando a Protensão Parcial**. Dissertação Mestrado Em Engenharia Civil.

Menon, N. V., & De Souza Nogueira, R. (2015). **Análise incremental em pórticos de edifícios altos em concreto armado**. Ciencia y Engenharia/ Science and Engineering Journal, 24(1), 79–88. <https://doi.org/10.14393/19834071.2015.28949>

Nova, S. J. S., & Silva, M. C. A. T. da. (2017). **Avaliação Da Confiabilidade De Pontes Em Concreto Protendido Sob Solicitações Normais**. REEC - Revista Eletrônica de Engenharia Civil, 13(2).

Passamani, V. (2019). **Análise Comparativa de Custo Direto de Sistemas Estruturais de Lajes de Concreto Armado e Concreto Protendido para Pavimentos Tipo de Edifícios**.

Passos, V. M., Feitosa, L. A., Alves, E. C., & Azevedo, M. S. (2016). **Analysis of instability of tall buildings with prestressed and waffle slabs**. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, 9(2), 244–262. <https://doi.org/10.1590/s1983-41952016000200006>

Rabelo, B. V. (2015). **Análise De Uma Estrutura De Edificação Com Viga De Transição**. PhD Proposal, 1.

Rocha, R. G., Real, M. D. V., & Moura, M. W. (2015). **Estudo De Confiabilidade De Vigas De Concreto Protendido**. Engevista, 17(4), 573. <https://doi.org/10.22409/engevista.v17i4.661>

San Martins, D. A. (2014). **Confiabilidade de vigas pré-tracionadas de concreto protendido**. Dissertação (Mestrado Em Engenharia Civil) - Universidade Federal Do Rio Grande Do Sul, 128. <https://www.lume.ufrgs.br/handle/10183/116716>

Santos, D. M., Stucchi, F. R., & Beck, A. T. (2014). **Reliability of beams designed in accordance with Brazilian codes**. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, 7(5), 723–746. <https://doi.org/10.1590/s1983-41952014000500002>

Scarduelli, H. (2019). **Confiabilidade Estrutural de Vigas de um Edifício em Concreto Armado**.

Schmid, M. T. (1998). **Perdas da força de protensão**. 1–17.

T. Beck, A. (2014). **Confiabilidade Estrutural**. 243.

Tecnologia, C. D. E. (2018). **Efeitos da protensão na frequência natural de vigas de concreto**.

Veríssimo, G. de S., & César Junior, K. M. L. (1998). **Concreto Protendido: Perdas de protensão**. Universidade Federal de Viçosa, 39.

Veríssimo, G. de S., Paes, J. L. R., Silva, R. C. da, & César Junior, K. M. L. (1999). **Concreto protendido: Estados Limites**. 37.

Wordell, F. (2003). **Avaliação da Instabilidade Global de Edifícios Altos**. 94.

ZANETTE, D. S. (2006). **Projeto de vigas de pequeno porte parcialmente protendidas com monocordoalhas engraxadas**. 163.

**ANEXO A - Script desenvolvido em *Visual Basic for Applications* para
cálculo do momento resistente de vigas de concreto protendido com
monocordoalhas engraxadas no Domínio 3**

```
Sub Mrd()  
  
Dim Apassivo As Double  
Dim Fy As Double  
Dim H As Double  
Dim Ds As Double  
Dim B As Double  
Dim Fc As Double  
Dim Fck As Double  
Dim Ap As Double  
Dim Fp As Double  
Dim Dp As Double  
Dim Mrd As Double  
  
'Dados da seção  
H = 1.4  
B = 0.6  
L = 7.25  
Fck = 35000  
Fc = Fck / 1.4  
  
'Concreto armado  
Apassivo = 12.57 * 0.0001  
Ds = 5 * 0.01  
Fy = 500000 / 1.15  
  
'Concreto protendido  
Ap = 6 * 4 * 0.99 * 0.0001  
Dp = 5.64 * 0.01  
Fp = 139.8 * (Ap / (0.99 * 0.0001)) / (Ap)  
  
'Deformacoes Cordoalha Aderente  
Dim deltasigmap As Double  
Dim rop As Double  
  
rop = Ap / (B * (H / 2 - Dp))  
If L / (H - Dp) < 35 Then  
    deltasigmap = 70 + ((Fck / 1000) / (100 * rop))  
ElseIf L / (H - Dp) >= 35 Then  
    deltasigmap = 70 + ((Fck / 1000) / (300 * rop))  
End If  
  
Fp = (Fp + (deltasigmap * 1000)) / 1.15
```

```

Dim Ncd As Double
Dim Acc As Double
Dim x As Double

Mrd = Apassivo * Fy * (H - Ds - (0.5 * (((Apassivo * Fy) + (Ap * Fp)) / (0.85 * B * Fc)))) + Ap
* Fp * (H - Dp - (0.5 * (((Apassivo * Fy) + (Ap * Fp)) / (0.85 * B * Fc))))

MsgBox "Mrd = " & Mrd & vbNewLine & "Ap = " & Ap * 10000 & " cm²"

'Domínio de Deformacoes
Dim esd As Double
Dim esyd As Double
Ncd = (Apassivo * Fy) + (Ap * Fp)
Acc = Ncd / (Fc * 0.85)
y = Acc / B
x = y / 0.8

esyd = 2.07
esd = ((H - Ds) - x) * (3.5) / x

MsgBox "Verificações" & vbNewLine & vbNewLine & "Protensão" & vbNewLine & "Relação L/Altura Util
(< 35)= " & L / (H - Dp) & vbNewLine & "deltasiemap = " & deltasigmap & vbNewLine & "rop = " &
rop & vbNewLine & vbNewLine & "Aço Passivo" & vbNewLine & "esd = " & esd & vbNewLine & vbNewLine
& "Domínio de deformações" & vbNewLine & "x/ds = " & x / (H - Ds) & vbNewLine & "x/dp = " & x /
(H - Dp)

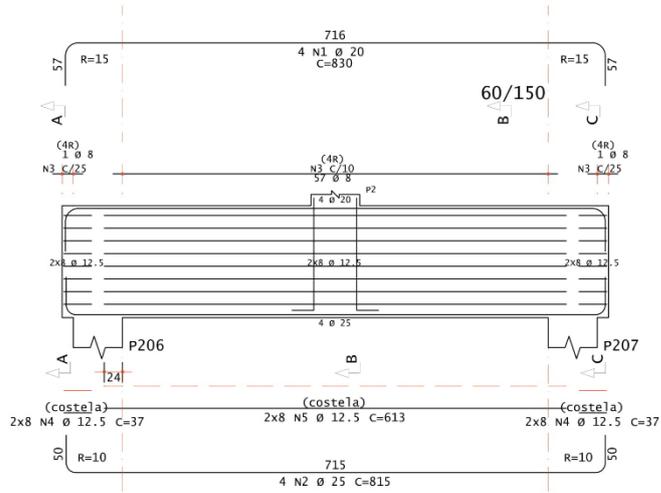
If esd > 10 Or esd < esyd Then
    MsgBox ("esd = " & esd & " % não está na faixa entre 2.07% e 10%")
End If

End Sub

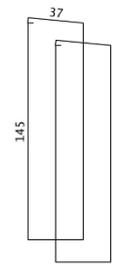
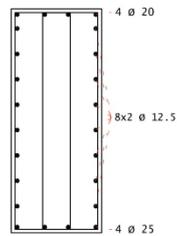
```

ANEXO B – Redimensionamento das Vigas de Transição

VT1

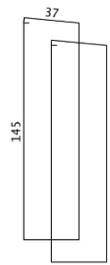
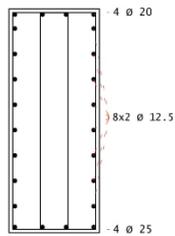


Corte A



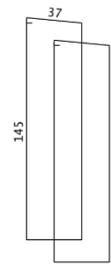
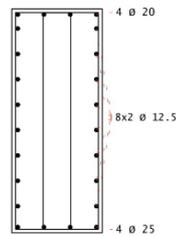
2x1 N3 Ø 8 C=382

Corte B



2x57 N3 Ø 8 C=382

Corte C

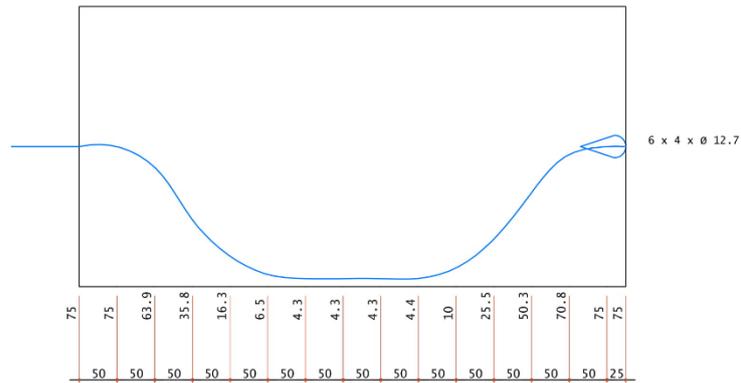


2x1 N3 Ø 8 C=382

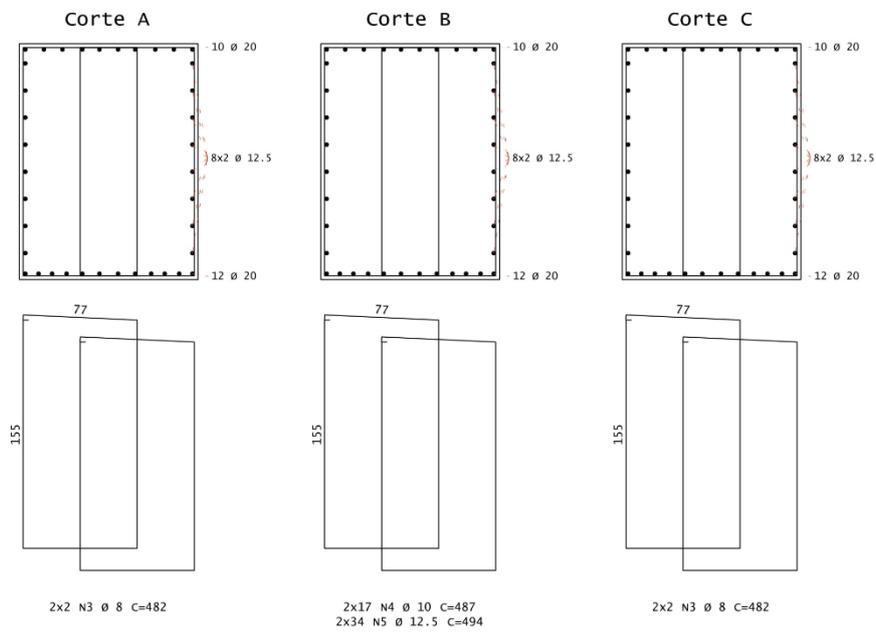
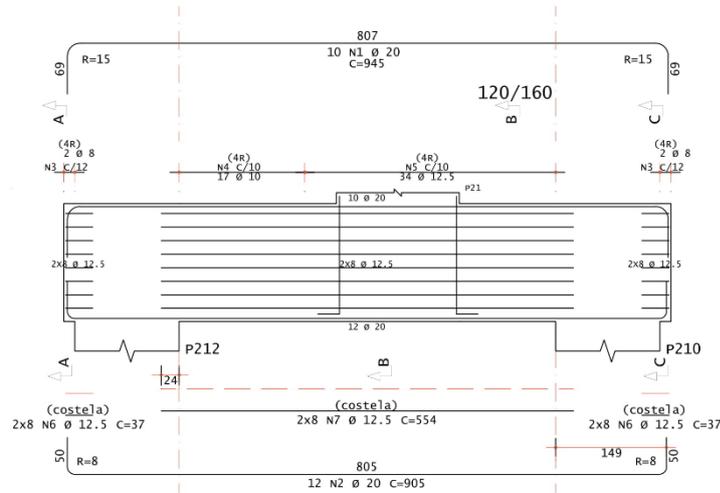
VT1

Elevação dos cabos longitudinais (cm)

ESC H= 1:50
ESC V= 1:20



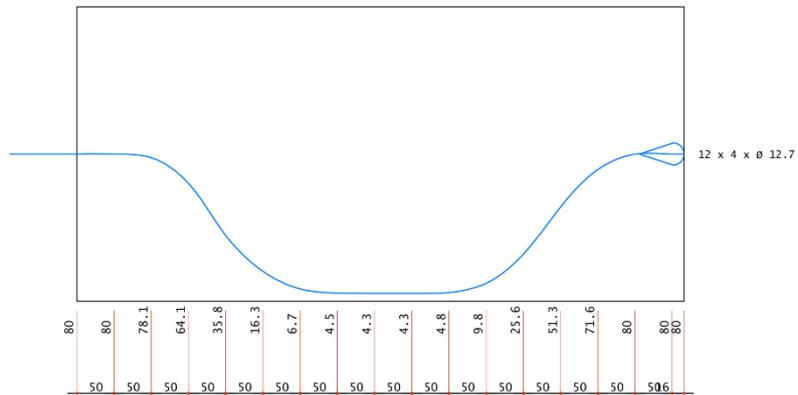
VT3=VT4



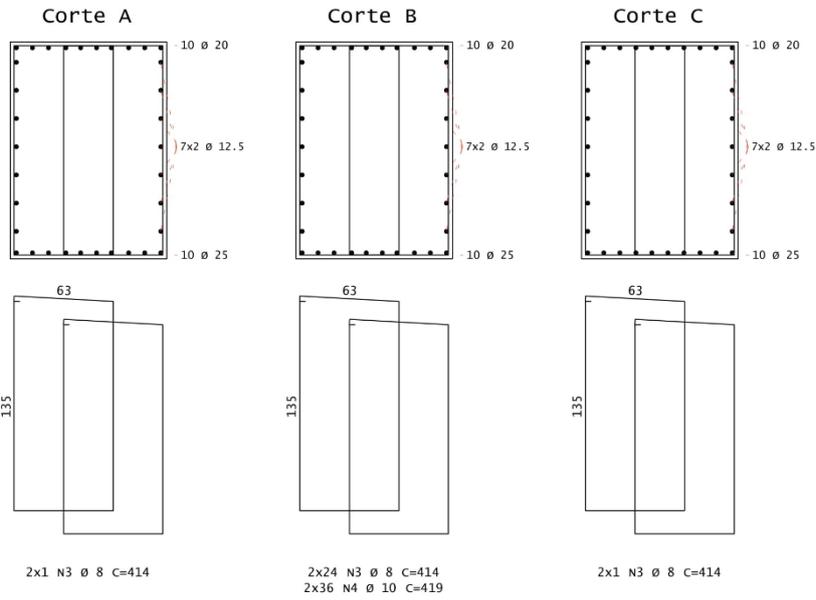
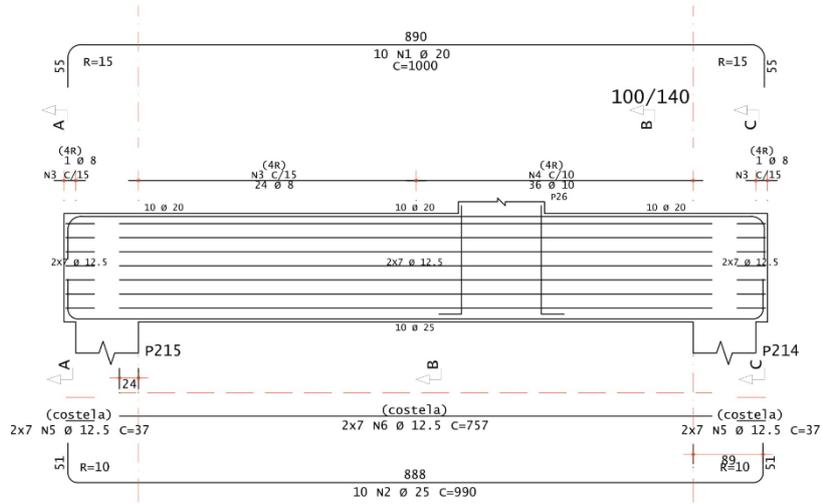
VT3=VT4

Elevação dos cabos longitudinais (cm)

ESC H= 1:50
ESC V= 1:20



VT5



VT5

Elevação dos cabos longitudinais (cm)

ESC H= 1:50
 ESC V= 1:20

