UNIVERSIDADE FEDERAL DE GOIÁS
ESCOLA DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

AVALIAÇÃO DA ESTABILIDADE GLOBAL EM ESTRUTURAS EM AÇO

BRUNO DE OLIVEIRA TELES
PAULO HENRIQUE DIAS JÚNIOR
TÚLIO DE BRITO QUINAN

GOIÂNIA
DEZEMBRO/2016

BRUNO DE OLIVEIRA TELES
PAULO HENRIQUE DIAS JÚNIOR
TÚLIO DE BRITO QUINAN

AVALIAÇÃO DA ESTABILIDADE GLOBAL EM ESTRUTURAS EM AÇO

Monografia apresentada na disciplina Trabalho de Conclusão de Curso II do Curso de Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Goiás.
Orientador: Ariovaldo Fernandes de Almeida
Coorientador: Janes Cleiton Alves de Oliveira

GOIÂNIA
2016

BRUNO DE OLIVEIRA TELES
PAULO HENRIQUE DIAS JÚNIOR
TÚLIO DE BRITO QUINAN

AVALIAÇÃO DA ESTABILIDADE GLOBAL EM ESTRUTURAS EM AÇO

Monografia apresentada no Trabalho de Conclusão de Curso 2 do Curso de Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Goiás.

Aprovada em 07 / 12 / 2016 .

Prof. Ms. Ariovaldo Fernandes de Almeida (Orientador)

Prof. Dr. Janes Cleiton Alves de Oliveira (Coorientador)

Prof Ms. Ivo Carrijo Andrade Neto

Atesto que as revisões solicitadas foram feitas.

Prof. Ms. Ariovaldo Fernandes de Almeida (Orientador)

Em: 07 / 12 / 2016 .

RESUMO

Nos últimos anos, a estrutura em aço tem sido largamente empregada. Sua utilização possibilita um aumento na velocidade de construção da edificação, já que necessita apenas de ser montada, uma vez que suas peças já vêm prontas da fábrica. Além disso, ela deixa a estrutura mais leve, devido as suas seções serem menores em relação às de concreto armado, o que a torna também mais susceptível ao efeito de flambagem. Como as estruturas, atualmente, estão cada vez mais altas, o cuidado com a esbeltez das mesmas deve ser levado em consideração. Desta forma, o presente trabalho tem por objetivo avaliar a estabilidade de estruturas em aço pela interação entre os efeitos do colapso plástico e da instabilidade elástica da estrutura, interação à qual é claramente verificada na fórmula de Rankine-Merchant. Antes de proceder-se o estudo de caso, primeiramente realizam-se validações, no software SAP2000, das análises de instabilidade elástica e elastoplástica incremental conforme exemplos já consolidados da literatura, a fim de verificar-se a confiabilidade do programa computacional. Após a realização das análises na estrutura do estudo de caso, os resultados mostram os locais mais frágeis da estrutura, isto é, os primeiros que teoricamente entrariam em plastificação, assim como o comportamento da estrutura quando esta atinge sua instabilidade elástica. Com base nos valores obtidos nos resultados, percebe-se que a estrutura necessita de uma análise elástoplástica de segunda ordem, pois a razão entre os fatores de carga crítica e de colapso plástico é inferior a 4, valor limite conforme as recomendações europeias para construção em aço.

Palavras Chave: Estabilidade estrutural. Instabilidade elástica. Análise elastoplástica incremental.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2. 1: Exemplos de ligação em estruturas de aço....26
Figura 2. 2: Tipos de ligação segundo os esforços solicitantes....27
Figura 2. 3: Ligações rígida e flexível....28
Figura 2. 4: Estrutura com pórticos rígidos....30
Figura 2. 5: Estrutura contraventada....31
Figura 2. 6: Estrutura com parede de cisalhamento em um vão....32
Figura 2. 7: Estrutura com parede de cisalhamento na linha inteira de colunas....32
Figura 2. 8: Estrutura com núcleo de concreto....33
Figura 2. 9: Estrutura tubular....34
Figura 2. 10: Isopletas da velocidade básica V_o (m/s)....35
Figura 2. 11: Linhas de fluxo....37
Figura 2. 12: Ação do vento em taludes....38
Figura 2. 13: Perfil de velocidade para diferentes tipos de rugosidade.....39
Figura 2. 14: Coeficiente de arrasto para edificações em vento de baixa turbulência. 47
Figura 2. 15: Coeficiente de arrasto para edificações em vento de alta turbulência 48
Figura 2. 16: Interface VisualVentos – Dados geométricos....49
Figura 2. 17: Interface VisualVentos – Isopletas de ventos....50
Figura 2. 18: Interface VisualVentos –S1 51
Figura 2. 19: Interface VisualVentos – S2 51
Figura 2. 20: Interface VisualVentos – S3 52
Figura 2. 21: Interface VisualVentos: Cpe Paredes (Vento 0º)....52
Figura 2. 22: Interface VisualVentos: Cpe Paredes (Vento 90º)....53
Figura 2. 23: Interface VisualVentos: Cpe Telhado (Vento 0º) 53
Figura 2. 24: Interface VisualVentos: Cpe Telhado (Vento 90º) 54
Figura 2. 25: Interface VisualVentos: Esforços (Vento 0º/ Cpi = -0,30) 55
Figura 2. 26: Interface VisualVentos: Esforços (Vento 0º/ Cpi = 0,00)....55
Figura 2. 27: Interface VisualVentos: Esforços (Vento 90º/ Cpi = -0,30) 55
Figura 2. 28: Interface VisualVentos: Esforços (Vento 90º/ Cpi = 0,00)....56
Figura 2. 29: Tipos de análise estruturais....56

Figura 2. 30: Posições deslocadas em iterações sucessivas....60
Figura 2. 31: Cargas fictícias horizontais em edifício de múltiplos andares....61
Figura 2. 32: Exemplo prático do P-Delta....62
Figura 3. 1: Tipos de equilíbrio: estável (a), instável (b) e neutro (c)....68
Figura 3. 2: Três tipos de equilíbrio de uma coluna....69
Figura 3. 3: Coluna de Euler e sua trajetória de equilíbrio....70
Figura 3. 4: Fator de comprimento de encurvadura para colunas com as respectivas condições de apoio....71
Figura 3. 5: Exemplos para validação do SAP2000 – coluna de Euler (a) e pórtico de Charjes (b)....72
Figura 3. 6: Primeiro modo de instabilidade da coluna de Euler....73
Figura 3. 7: Primeiro modo de instabilidade do pórtico plano de Charjes....74
Figura 3. 8: Pórtico da análise elastoplástica incremental....77
Figura 3. 9: Momento fletor até plastificação na seção D.....78
Figura 3. 10: Momento fletor até plastificação na seção E.....79
Figura 3. 11: Momento fletor até plastificação na seção C.....80
Figura 3. 12: Momento fletor até plastificação na seção A.....80
Figura 4. 1: Planta de forma do pavimento superior da estrutura original....82
Figura 4. 2: Distribuição das treliças da estrutura original....82
Figura 4. 3: Planta de fôrma da cobertura da estrutura original....83
Figura 4. 4: Corte longitudinal da estrutura original....83
Figura 4. 5: Modelo estrutural do estudo de caso no SAP2000....84
Figura 4. 6: Modelo estrutural adaptado do estudo de caso no SAP2000....85
Figura 4. 7: Pontos de apoio do telhado e áreas de influência....86
Figura 4. 8: Esforços de vento calculados pelo AutoVentos....89
Figura 4. 9: Forças devido ao vento nos pórticos transversais internos....90
Figura 4. 10: Coeficientes de pressão externos calculados pelo AutoVentos....90
Figura 4. 11: Forças devido ao vento no pórtico longitudinal interno....90
Figura 4. 12: Largura de influência de um pórtico e áreas de influência dos nós de um pilar....91
Figura 4. 13: Estrutura deformada pelo fator de carga correspondente às primeiras rótulas – Vento a 0°....94
Figura 4. 14: Diagramas de momento fletor na direção M3 com a aplicação do fator de carga correspondente à plastificação da primeira seção – Vento a 0°....95

Figura 4. 15: Rótulas inseridas após a plastificação da primeira seção – Vento a 0° 95
Figura 4. 16: Primeiro modo de instabilidade – Vento a 0° 96
Figura 4. 17: Estrutura deformada pelo fator de carga correspondente às primeiras rótulas – Vento a 90° 97
Figura 4. 18: Diagramas de momento fletor na direção M2 com a aplicação do fator de carga correspondente à plastificação das primeiras seções – Vento a 90° 98
Figura 4. 19: Diagramas de esforço normal com a aplicação do fator de carga correspondente à plastificação das primeiras seções – Vento a 90° 98
Figura 4. 20: Rotulas inseridas após plastificação na viga para vento a 0° 99
Figura 4. 21: Primeiro modo de instabilidade para vento a 90° 99
Figura B 1: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000 108
Figura B 2: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000 109
Figura B 3: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000 109
Figura B 4: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000 110
Figura B 5: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000 110
Figura B 6: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000 111
Figura B 7: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000 111
Figura B 8: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000 112
Figura B 9: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000 112
Figura B 10: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000 113
Figura B 11: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000 113
Figura B 12: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000 114
Figura B 13: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000 114
Figura B 14: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000 115
Figura B 15: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000 115
Figura B 16: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000 116
Figura B 17: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000 116
Figura B 18: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000 117
Figura B 19: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000 117
Figura B 20: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000 118
Figura B 21: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000 118
Figura B 22: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000 119
Figura B 23: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000 119
Figura B 24: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000 120

Figura B 25: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000 120
Figura B 26: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000 121
Figura B 27: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000 121
Figura B 28: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000 122
Figura B 29: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000 122
Figura B 30: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000 123
Figura B 31: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000 123
Figura B 32: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000 124
Figura B 33: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000 124
Figura B 34: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000 125
Figura B 35: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000 125
Figura B 36: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000 126
Figura B 37: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000 126
Figura B 38: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000 127
Figura B 39: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000 127
Figura B 40: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000 128
Figura B 41: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000 128
Figura B 42: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000 129
Figura B 43: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000 129
Figura B 44: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000 130
Figura B 45: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000 130
Figura B 46: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000 131
Figura B 47: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000 131
Figura B 48: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000 132
Figura B 49: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000 132
Figura B 50: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000 133
Figura B 51: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000 133
Figura B 52: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000 134
Figura B 53: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000 134
Figura B 54: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000 135
Figura B 55: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000 135
Figura B 56: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000 136
Figura B 57: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000 136
Figura B 58: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000 137

Figura B 59: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000 137
Figura B 60: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000 138
Figura B 61: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000 138
Figura B 62: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000 139
Figura B 63: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000 139
Figura B 64: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000 140
Figura B 65: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000 140
Figura B 66: Primeiro modo de instabilidade do pórtico plano de Charjes 141
Figura B 67: Segundo modo de instabilidade do pórtico plano de Charjes 141
Figura B 68: Terceiro modo de instabilidade do pórtico plano de Charjes 142
Figura B 69: Quarto modo de instabilidade do pórtico plano de Charjes 142
Figura B 70: Quinto modo de instabilidade do pórtico plano de Charjes 143
Figura B 71: Sexto modo de instabilidade do pórtico plano de Charjes 143

LISTA DE TABELAS

Tabela 2. 1: Principais tipos de aço 23
Tabela 2. 2: Fatores meteorológicos 41
Tabela 2. 3:Fator estatístico 42
Tabela 2. 4: Coeficientes de forma e de pressão externa para paredes 45
Tabela 2. 5: Coeficientes de forma e de pressão externa para telhados 46
Tabela 3. 1: Momento fletor até plastificação na seção D. 79
Tabela 3. 2: Momento fletor até plastificação na seção E 79
Tabela 3. 3: Momento fletor até plastificação na seção C. 80
Tabela 3. 4: Momento fletor até plastificação na seção A. 80
Tabela 4. 1: Pontos de apoio do telhado e áreas de influência 87
Tabela 4. 2: Cargas nas lajes 87
Tabela 4. 3: Forças concentradas nos nós do telhado – Vento a 0° 91
Tabela 4. 4: Forças concentradas nos nós do telhado – Vento a 90° 92
Tabela 4. 5: Forças concentradas nos nós dos pilares dos pórticos transversais – Vento a 0° 92
Tabela 4. 6: Forças concentradas nos nós dos pilares dos pórticos transversais – Vento a 90° 92
Tabela 4. 7: Forças concentradas nos nós dos pilares dos pórticos longitudinais – Vento a 0° 93
Tabela 4. 8: Forças concentradas nos nós dos pilares dos pórticos longitudinais – Vento a 90° 93
Tabela 4. 9: Fatores de carga crítica e de carga de colapso plástico do estudo de caso – Vento a 0° 93
Tabela 4. 10: Razão entre fatores de carga e fator Rankine-Merchant – Vento a 0° 96
Tabela 4. 11: Fatores de carga crítica e de colapso plástico do estudo de caso – Vento a 0° 96
Tabela 4. 12: Razão entre fatores de carga e fator Rankine-Merchant – Vento a 90° 100
Tabela 5. 1: Índice de Rankine Merchant 103
Tabela A. 1: Dados e resultados do exemplo prático do método P-Delta 107

LISTA DE SÍMBOLOS

A	Área frontal ou perpendicular à ação do vento;
A_e	Área frontal efetiva;
b	Parâmetro meteorológico;
C_a	Coeficiente de arrasto;
C_e	Coeficiente de forma externo;
C_{pe}	Coeficiente de pressão externa;
C_{pi}	Coeficiente de pressão interna;
d	Diferença de nível entre a base e o topo do talude ou morro;
E	Módulo de elasticidade do material da barra;
$erro_i$	Erro na iteração i do processo P-Delta;
F_a	Força global na direção do vento;
F_g	Força global do vento;
F_{hd}	Força horizontal de cálculo;
F_{hi}	Força horizontal fictícia obtida na i-ésima iteração do processo P-Delta;
F_r	Fator de rajada correspondente à classe B, categoria II;
F_{vd}	Força vertical de cálculo;
F_y	Tensão de escoamento a tração;
h	Distância entre eixos das vigas;
h_i	Distância entre os eixos das vigas no pavimento i;
H_i'	Carga lateral fictícia na viga inferior do pavimento i;
I	Momento de inércia da barra;
K	Coeficiente de flambagem das barras comprimidas;
L_E	Comprimento de encurvadura;
m	Tempo de retorno;
M_P	Momento de plastificação;
M_1	Momento de primeira ordem no engaste;
M_{2i}	Momento obtido na primeira i-ésima iteração do processo P-Delta;
N_P	Normal de plastificação;
P	Carga crítica de flambagem;
p	Expoente da equação de variação do parâmetro S_2;
P_e	Carga de Euler;
P_i	Esforço normal fictício no pavimento i;
P_n	Probabilidade de a velocidade básica do vento ser igualada ou ultrapassada pelo menos uma vez em um período de n anos;
$P-\Delta$	P-Delta;
$P-\delta$	P-delta;
q	Pressão dinâmica do vento;
L	Comprimento da barra;
S_1	Fator topográfico;
S_2	Fator que considera a rugosidade do terreno, as dimensões da edificação e sua altura sobre o terreno;
S_3	Fator estatístico;
V_i'	Esforço cortante fictício no pavimento i;
V_k	Velocidade característica do vento;
V_0	Velocidade básica do vento;

z	Altura medida a partir da superfície do terreno no ponto considerado;
Z	Módulo de resistência plástica;
γ_f	Coeficiente de ponderação das ações;
γ_{f3}	Parcela do coeficiente de ponderação das ações que considera os possíveis erros de avaliação dos efeitos das ações;
$\Delta 1$	Deslocamento horizontal da barra obtido na 1ª iteração do processo P-Delta;
Δ_i	Deslocamento horizontal da viga inferior do pavimento i;
$\Delta\lambda_C$	Incremento no fator de carga de colapso plástico;
θ	Inclinação média do talude ou encosta do morro;
λ_c	Fator de carga de colapso plástico;
λ_{CR}	Fator de carga crítica de flambagem;
λ_R	Fator de carga de ruína, ou fator de Rankine-Merchant.

LISTA DE ABREVIATURAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas;
CBCA	Centro Brasileiro de Construção em Aço;
IBS	Instituto Brasileiro de Siderurgia;
CSA	Canadian Standards Association;
EN	European Standards;
AISC	American Institute of Steel Construction.

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO 17
1.1. CONTEXTUALIZAÇÃO 17
1.2. JUSTIFICATIVA 19
1.3. OBJETIVOS 19
1.3.1. Objetivo geral 19
1.3.2. Objetivos específicos 19
1.4. HIPÓTESE 20
1.5. METODOLOGIA 20
1.6. ORGANIZAÇÃO DA MONOGRAFIA 21
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA 22
2.1. CARACTERÍSTICAS GERAIS DAS ESTRUTURAS DE AÇO 22
2.1.1. Breve histórico do aço como elemento estrutural 22
2.1.2. Características do aço 23
2.1.3. Comparativo entre estruturas de aço e de concreto 24
2.1.4. Elementos estruturais 24
2.1.5. Ligações 25
2.1.5.1. Segundo os esforços solicitantes 27
2.1.5.2. Segundo a rigidez 28
2.1.6. Sistemas estruturais 28
2.1.6.1. Estrutura com pórticos rígidos 29
2.1.6.2. Estrutura contraventada 30
2.1.6.3. Estrutura com paredes de cisalhamento 31
2.1.6.4. Estrutura com núcleo de concreto 32
2.1.6.5. Estrutura tubular 33
2.2. VENTO 34
2.2.1. Introdução 34
2.2.2. Ação do vento segundo a NBR 6123:1988 35
2.2.2.1. Velocidade básica do vento 35
2.2.2.2. Velocidade característica do vento 36
2.2.2.3. Fator topográfico (S_1) 36
2.2.2.4. Fator de rugosidade do terreno e dimensões da edificação (S_2) 38

2.2.2.5. Fator estatístico (S_3) 42
2.2.2.6. Ação estática do vento 42
2.2.2.7. Forças estáticas devido ao vento 43
2.2.2.8. Validação do programa VisualVentos 48
2.3. ESTABLIDIDADE ESTRUTURAL CONFORME A NBR 8800:2008 56
2.3.1. Tipos de análises 56
2.3.2. Classificação quanto a sensibilidade de deslocamentos laterais 58
2.3.3. Considerações para dimensionamento 58
2.3.4. Determinação dos esforços solicitantes para estados limites últimos 58
2.3.5. Determinação de respostas para estados limites de serviço 59
2.3.6. Método P-Δ 59
2.3.6.1. Definição 59
2.3.6.2. Exemplo 62
2.4. RANKINE-MERCHANT 65
3. CONCEITUALIZAÇÃO E VALIDAÇÕES DA INSTABILIDADE ELÁSTICA E COLAPSO PLÁSTICO 68
3.1. ESTABILIDADE ESTRUTURAL 68
3.1.1. Estado de equilíbrio estrutural 68
3.1.2. Carga crítica de uma coluna 69
3.1.3. Exemplos de validação 72
3.1.3.1. Exemplo 1: Coluna de Euler 73
3.1.3.2. Exemplo 2: Pórtico plano de Chajes 73
3.2. ANÁLISE ELASTOPLÁSTICA INCREMENTAL 74
3.2.1. Conceitualização 75
3.2.2. Validação da análise elastoplástica incremental 76
4. ESTUDO DE CASO E RESULTADOS 81
4.1. CARACTERÍSTICAS GERAIS 81
4.2. CARGAS DE PROJETO 85
4.2.1. Cargas devido ao telhado 85
4.2.2. Cargas das lajes 87
4.2.3. Cargas de peso próprio de vigas e pilares 87
4.2.4. Cargas devido ao vento 88
4.3. RESULTADOS 93
4.3.1. Vento a 0° 93

4.3.2. Vento a 90° 96
5. CONCLUSÃO 101
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS 104
APÊNDICE A 107
APÊNDICE B 108
B.1. EXEMPLO 1 108
B.2 EXEMPLO 2 141

CAPÍTULO 1
INTRODUÇÃO

1.1. CONTEXTUALIZAÇÃO

É notório o aumento significativo da utilização do aço, como constituinte principal de estruturas de edificações, no Brasil nos últimos anos. Tal material apresenta uma redução no tempo de execução e um maior caráter de industrialização da construção civil como vantagens principais, quando comparado ao material mais empregado para estruturas atualmente, o concreto.

A estrutura de aço é mais esbelta em relação às de concreto armado, e uma vez que possui peso próprio menor (devido as suas menores dimensões), é mais susceptível a deslocamentos e flambagem. Desse modo, a estrutura como um todo tem que oferecer segurança para seus usuários, apresentando uma estabilidade de modo a não provocar deformações que possam causar patologias na construção ou que causem desconforto aos seus usuários.

Com os avanços da tecnologia dos materiais, das modelagens numéricas e dos programas computacionais, tem-se construído edifícios mais altos, com estruturas mais esbeltas. Diante disso, aspectos como a análise de estabilidade e a consideração dos efeitos de segunda ordem tornam-se relevantes para a concepção de projetos que garantam a segurança da edificação.

A análise elástica de primeira ordem, que é a análise estrutural mais utilizada na engenharia, sobretudo em estruturas menos complexas, concebe a estrutura indeformada, sem alterações geométricas e físicas. Ela é mais simples e prática de ser usada pelos projetistas, porém não engloba os esforços de segunda ordem, causados pelos deslocamentos que geram momentos fletores adicionais nos pilares.

Dentre os esforços de segunda ordem gerados, estão o P-Δ e o P-δ. O P-Δ é referente aos esforços causados pelo deslocamento horizontal lateral de toda a estrutura, enquanto o P-δ é o efeito local dos esforços de segunda ordem ocasionado pela não retilinearidade das barras.

A partir disso o P-Δ tem o objetivo de englobar os esforços de segunda ordem causados pela não linearidade física e geométrica da estrutura, assim como as tensões residuais. Dessa

maneira, desenvolveram -se vários métodos de cálculos alternativos de P-Δ que compreendam essas alterações adicionais.

As primeiras tentativas simplificadoras para a determinação dos esforços de segunda ordem da AISC (American Institute of Stell Construction) em 1963 verificavam a estabilidade através da adoção do comprimento de flambagem efetivo para cada elemento, verificando assim o estado inelástico do material. Contudo, isso não era prático nos métodos computacionais. Além disso, como forma de substituir as imperfeições geométricas, as tensões residuais, e a não linearidade física, introduziram-se forças horizontais fictícias, P-Δ, que substituiriam os efeitos provocados na estabilidade da estrutura pelas mesmas. Essa última ideia foi adotada pela norma canadense (CSA-S16.1, 1994) e o regulamento europeu EN 1993.

Atualmente, a norma brasileira para estruturas de aço (NBR 8880:2008) utiliza-se de métodos de forças horizontais fictícias para a análise de segunda ordem, e o método de amplificação dos esforços solicitantes para fazer uma análise elástica aproximada de segunda ordem, seguindo o modelo norte-americano da AISC de 2005.

Além disso, a literatura oferece outro meio para identificar a necessidade de cada tipo de análise estrutural, em função de parâmetros presentes na fórmula de Rankine-Merchant, que classificam a estabilidade da estrutura através da relação entre carga crítica de flambagem e da carga de colapso plástico. Segundo Horne (1979), esse tipo de recomendação é utilizado na norma inglesa de aço (European Recommendations of Steel Construction, 1975).

A intenção da equação de Rankine-Merchant é obter a carga de ruína de pórticos em função dos fatores de carga de colapso plástico e de carga crítica. Assim, seria possível avaliar, para uma estrutura, qual o tipo de carga mais influencia a sua ruína: a carga crítica (relacionada à estabilidade da estrutura) ou a carga de colapso plástico (relacionada à resistência do material que compõe a estrutura).

Dessa forma, o presente trabalho visa avaliar a esbeltez de uma estrutura em função de uma análise elastoplástica incremental e uma análise de instabilidade elástica. Na primeira, a análise é feita com a formação de rótulas plásticas, até que a estrutura de forma geral perca sua estabilidade, determinando assim um fator de colapso plástico. Na segunda, obtém-se um fator de carga crítica determinada pelo colapso de forma, no qual a estrutura não atinge seu

limite de resistência, porém muda de forma até obter outra forma de se permanecer estável. Deste modo, obtém-se a carga de ruína da edificação.

1.2. JUSTIFICATIVA

Como as edificações estão ficando mais altas e esbeltas, necessitam assim de mais cuidado em relação à estabilidade da edificação, uma vez que a área de ação do vento tem se tornado maior, desta maneira, a análise de estabilidade da edificação fica mais trabalhosa. Deste modo, o presente trabalho visa contribuir para a avaliação de estrutura metálica em relação à sua esbeltez, uma vez que na literatura atual não existe parâmetros, como no concreto armado, para tal classificação; trazendo índices que futuramente possam servir de referência para projetistas.

1.3. OBJETIVOS

1.3.1. Objetivo geral

Avaliar a esbeltez de uma estrutura metálica por meio da relação entre o fator de carga crítica e o fator de carga de colapso plástico.

1.3.2. Objetivos específicos

- Realizar análises elastoplásticas incrementais em uma estrutura em aço, a fim de se determinar seus fatores de carga de colapso plástico;
- Proceder análises de instabilidade elástica em uma estrutura em aço, para obter seus fatores de carga de instabilidade elástica;
- Determinar o fator de carga de ruína da edificicação em função dos fatores de carga de colapso plástico e de instabilidade elástica;
- Estabelecer as relações entre os fatores de carga de instabilidade elástica e os fatores de carga de colapso plástico, avaliando dessa forma a esbeltez da estrutura.

1.4. HIPÓTESE

Por meio de softwares computacionais, como o SAP2000, é possível estabelecer, através de análises elastoplásticas incrementais e de instabilidade elástica, a carga de ruína de uma estrutura, por meio da fórmula de Rankine-Merchant. Além disso, é possível avaliar a esbeltez da edificação de acordo com a relação entre os fatores de carga crítica e de colapso plástico.

1.5. METODOLOGIA

Para avaliar a estabilidade de edifícios em aço foi realizada, primeiramente, uma pesquisa bibliográfica relativa aos conhecimentos necessários ao desenvolvimento do projeto. Essa pesquisa contemplou: as características das estruturas de aço, a análise das forças devido ao vento em pórticos, a avaliação da estabilidade global em estruturas de aço segundo a NBR 8800:2008 e, finalmente, o parâmetro de Rankine-Merchant. Além disso, estudaram-se conceitos relativos à análise de instabilidade elástica e à análise elastoplástica incremental.

Para obtenção dos fatores de carga de colapso plástico e de instabilidade elástica, necessários à avaliação da estabilidade da estrutura e à obtenção do parâmetro de Rankine-Merchant, realizaram-se, respectivamente, análises elastoplásticas incrementais e análises de instabilidade elástica. Essas análises foram procedidas utilizando o software de análise estrutural SAP2000. Entretanto, antes da aplicação das análises no projeto do estudo de caso, modelaram-se estruturas de validação, constituídas de estruturas planas, a fim de proceder-se as mesmas análises em uma estrutura mais simples, tanto para validação do programa quanto para aprendizado e prática das análises.

A aplicação dos conhecimentos adquiridos foi efetivada através da avaliação da estabilidade de uma estrutura metálica real, com algumas adaptações em sua modelagem, tanto para simplificação da modelagem quanto para a utilização do software AutoVentos no cálculo das cargas devido ao vento. Para a avaliação da estabilidade, foram obtidos os fatores de carga de colapso plástico e de carga crítica de flambagem da edificação, tanto para a situação de vento a 0°, quanto para a situação de vento a 90°. Também foram obtidos os fatores de Rankine-Merchant, que representam a carga de ruína da estrutura, e estes foram calculados através de uma expressão envolvendo os fatores de carga de colapso plástico e de instabilidade elástica, conhecida como fórmula de Rankine-Merchant.

1.6. ORGANIZAÇÃO DA MONOGRAFIA

Após uma introdução a respeito da estabilidade estrutural, a justificativa, os objetivos, a hipótese e a metodologia, realizados no capítulo 1, o capítulo 2 apresenta uma revisão bibliográfica, a qual abrange temas necessários para a realização do estudo de caso. Primeiramente apresentam-se as características da construção em aço, depois se introduzem os conceitos de carga de vento presentes na NBR 6123:1988. Trata-se ainda a respeito da estabilidade estrutural segundo a NBR 8800:2008 e abordam-se considerações referentes ao parâmetro de Rankine-Merchant.

No Capítulo 3 é apresentado um estudo mais detalhado dos conceitos ligados à análise de instabilidade elástica e à análise elastoplástica incremental. Depois de apresentar a parte teórica, são executadas validações em estruturas simples, e os resultados obtidos são comparados com os encontrados na literatura, a fim de se verificar a confiabilidade das análises e fixarem-se os procedimentos das análises.

O capítulo 4 mostra o estudo de caso trabalhado, bem como as adaptações feitas na estrutura real. Ainda no capítulo 4 são apresentados os resultados das análises, e no capítulo 5 são expostas as conclusões a respeito do estudo de caso e da pesquisa bibliográfica realizada.

CAPÍTULO 2
REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. CARACTERÍSTICAS GERAIS DAS ESTRUTURAS DE AÇO

2.1.1. Breve histórico do aço como elemento estrutural

Segundo Bellei, Pinho F. O. e Pinho M. O. (2008), as evidências mais seguras da primeira obtenção do ferro datam de aproximadamente 6000 a.C., no Egito, Babilônia e Índia. Devido à sua raridade, entretanto, ele era utilizado apenas para fins militares ou como elemento de adorno nas construções.

De acordo com Sáles (1995), a partir do século XVIII, com o desenvolvimento da siderurgia, foi possível a fabricação de ferro fundido em escala industrial, com um custo muito menor que os produzidos até então. A substituição da madeira, principal material construtivo na época (juntamente com o tijolo), pelo ferro fundido, foi observada a partir de então, de maneira mais intensa, nas pontes, já que o material possibilitava atingir vãos maiores. Exemplo disso foi a construção da ponte sobre o Rio Severn em Coalbrookdale, na Inglaterra, em 1779, tornando-se a primeira obra importante em ferro. Tal construção é formada por um arco de ferro fundido, com um vão simples de 42 m.

Sáles (1995) salienta também que, em 1856, surgiu o processo industrial de conversão de ferro em aço, desenvolvido por Bessemer, que permitiu a produção de aço em escala industrial, tornando o preço desse produto mais competitivo. Bellei et al (2008) relatam que o primeiro edifício de múltiplos andares em aço foi construído em 1872, por Jules Saulnier, 16 anos após o surgimento desse processo.

No Brasil, foi a partir da década de 20 que a indústria siderúrgica começou a se desenvolver, com a criação da Companhia Siderúrgica Belgo Mineira (BELLEI et al, 2008). Desde então o aço tem sido cada vez mais empregado na construção civil, possibilitado construções com soluções estruturais mais arrojadas, e dando caráter de leveza às edificações.

2.1.2. Características do aço

O aço é uma liga de ferro e carbono, geralmente contendo manganês, silício e fósforo, entre outros elementos. Segundo o Centro Brasileiro de Construção em Aço (CBCA) (2014), a importância e versatilidade desse material devem-se à grande variedade de tipos e formas que o mesmo pode ser produzido, atendendo eficientemente a uma ou mais aplicações.

Na construção civil, são utilizados os aços de média e alta resistência mecânica, sendo que os principais requisitos para os aços destinados à aplicação estrutural são: elevada tensão de escoamento, elevada tenacidade, boa soldabilidade, homogeneidade microestrutural, susceptibilidade de corte por chama sem endurecimento e boa trabalhabilidade em operações tais como o corte, furação e dobramento, sem que se originem outros defeitos.

A quantidade de carbono presente no aço define a sua classificação, sendo que de acordo com o CBCA (2008), o aço mais utilizado na construção de edifícios é o aço de baixo carbono, que possui um máximo de 0,3% deste elemento em sua composição e apresenta grande ductilidade. É importante salientar que a quantidade de carbono varia em torno de 0,003% a 2,0%, e quanto maior a quantidade de carbono, menos dúctil é o aço.

Os aços estruturais podem ser classificados em três grupos principais, de acordo com a tensão de escoamento mínima especificada. Estes grupos são mostrados na tabela 2.1.

Tabela 2. 1: Principais tipos de aço

TIPO	**LIMITE DE ESCOAMENTO MÍNIMO (MPa)**
Aço carbono de média resistência	195 a 259
Aço de alta resistência e baixa liga	290 a 345
Aços ligados tratados termicamente	630 a 700

Fonte: CBCA (2014)

Segundo o CBCA (2014), dentre os aços estruturais existentes atualmente, o mais utilizado e conhecido é o ASTM B36, que é classificado como um aço carbono de média resistência

mecânica. Entretanto, com o surgimento de estruturas cada vez maiores, vem sendo utilizados aços de maior resistência, os chamados aços de alta resistência e baixa liga. Dentre eles, cabe-se destacar o aço patinável, cuja grande vantagem em relação aos aços carbono está na maior resistência mecânica à corrosão, que possibilita a sua utilização sem a aplicação de pinturas.

2.1.3. Comparativo entre estruturas de aço e de concreto

Sabe-se que estruturas de aço e concreto possuem características diferentes. Santos (2010) cita algumas vantagens inerentes ao sistema construtivo de concreto, como: a capacidade de adequação às formas e concepções arquitetônicas (moldabilidade); a elevada resistência à maioria dos tipos de solicitação; a característica monolítica da estrutura, proporcionando o trabalho do conjunto quando a peça for solicitada; a mão de obra utilizada, que não necessita de elevado nível de qualificação. Entretanto, segundo o autor, este sistema construtivo é menos racional que o de aço, por exemplo, devido a fatores como a lentidão de execução, e o uso de formas e escoramentos.

Santos (2010) também afirma que, em relação à utilização do concreto, as estruturas de aço diminuem a carga nas fundações, devido ao seu menor peso próprio, e proporciona também o vencimento de vãos maiores com menor consumo de material. Desta forma, esse sistema construtivo se aderiu rapidamente a galpões industriais, já que estes apresentam características propícias à utilização desse material.

Diante do exposto, é importante salientar que a comparação entre as estruturas de aço e concreto não se dá a fim de se compreender qual deles é o melhor material. Ambos apresentam uma série de vantagens e desvantagens, o que faz com que a utilização de um ou outro dependa do tipo de construção, bem como das características do projeto, prazo de obra, etc. Santos (2010) enfatiza, a respeito do uso desses dois materiais, que o sistema mais conveniente seria o misto, já que se utiliza das vantagens inerentes de cada material contribuinte em sua constituição.

2.1.4. Elementos estruturais

Segundo Bellei et al (2008), os elementos de aço que compõem uma estrutura são separados em função do tipo de carga que atua sobre eles. Os elementos estruturais então são divididos em:

Elementos tracionados ou tirantes: tem como solicitação a tração axial. Ocorrem normalmente nas cordas e diagonais de treliças, nos contraventamentos, nos suportes de pisos suspensos, nos cabos de sistemas de coberturas, etc.

- Elementos comprimidos ou pilares: tem como solicitação a compressão axial e ocorrem nas cordas e diagonais de treliças, e nos pilares dos edifícios.

- Elementos fletidos ou vigas: tem como solicitação o momento fletor e o esforço cortante e ocorre nas vigas dos edifícios.

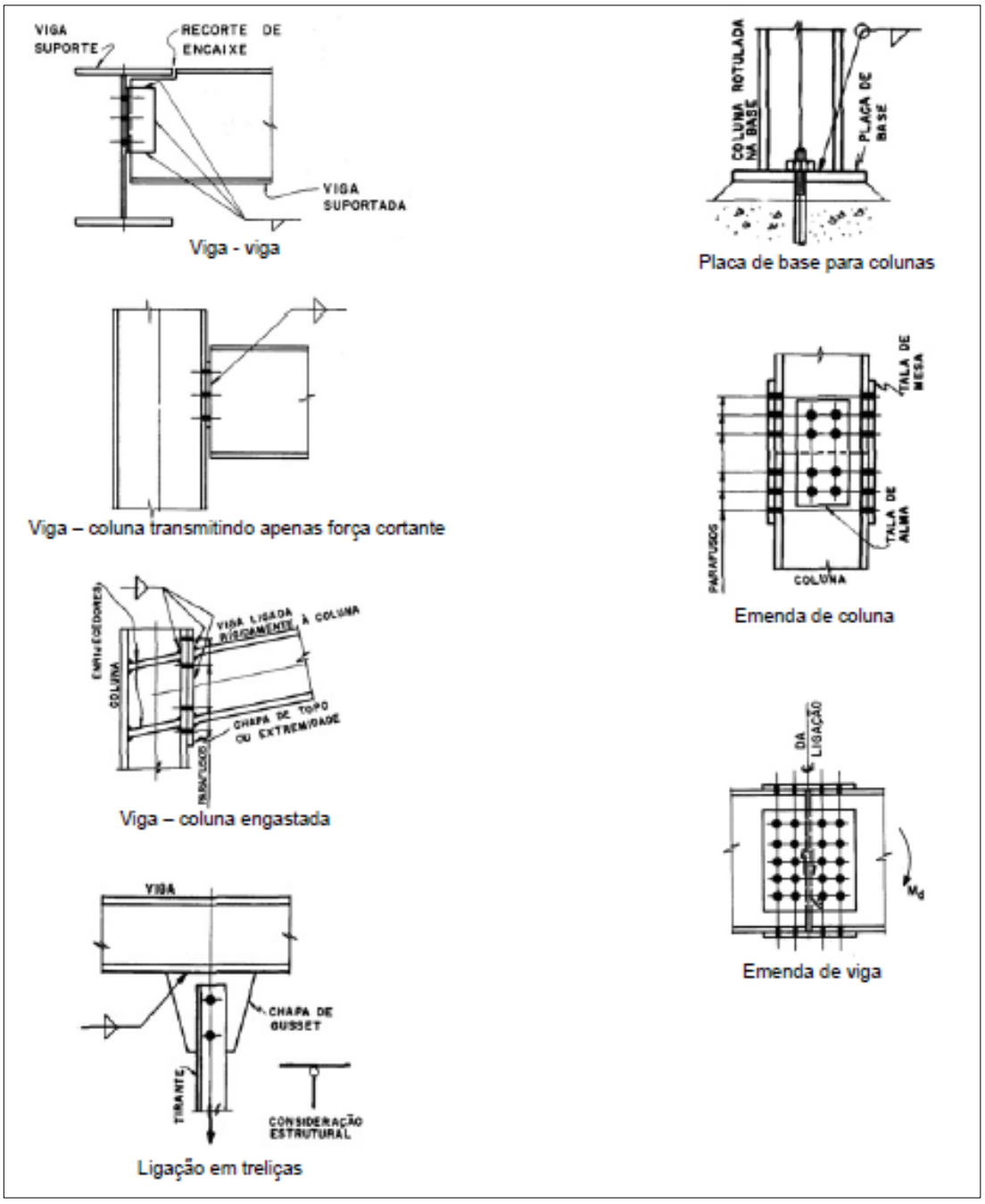
- Elementos fletidos comprimidos ou viga-pilar: tem como solicitação o momento fletor e a compressão axial, e a seção dependerá do tipo de ação que é predominante.

Encontrados nas estruturas em pórticos, tanto funcionando como pilares ou também como vigas.

2.1.5. Ligações

As conexões entre pilar-viga, viga-viga, pilar-fundação são geralmente feitas pelos elementos de ligação como: chapas de ligação, placas de base, cantoneiras, enrijecedores, conforme mostra a figura 2.1. Para ocorrer essa união é necessário o uso dos meios de ligação, como a solda, parafusos, barras redondas rosqueadas ou pinos (VASCONCELLOS, 2011).

Figura 2. 1: Exemplos de ligação em estruturas de aço



Fonte: VASCONCELLOS, 2011

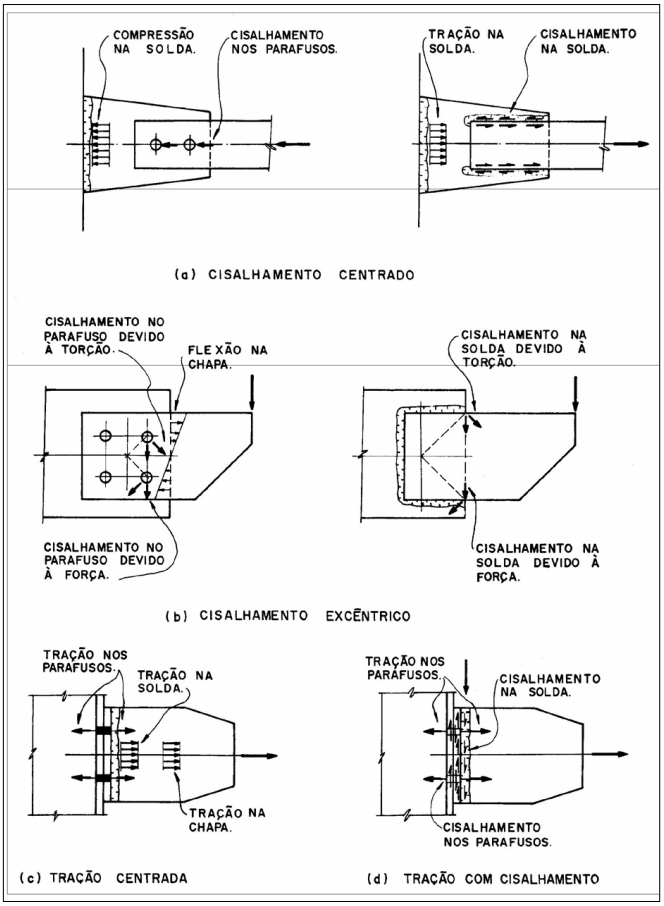
Segundo a NBR 8800:2008 as ligações são divididas em soldadas e parafusadas. As primeiras são preferíveis quando o meio é industrial, enquanto que as segundas são as mais usadas nos canteiros. Essa classificação, entretanto, é insuficiente, sendo necessário distinguir em relação aos esforços atuantes e à sua rigidez (VASCONCELLOS, 2011).

2.1.5.1. Segundo os esforços solicitantes

Segundo Vasconcellos (2011) os parafusos devem resistir aos esforços de tração ou cisalhamento, ou a combinação dos dois. Em contrapartida a solda deve resistir bem as tensões de compressão, tração, cisalhamento ou ainda a combinação de tensões tangenciais e normais. Partindo disso, têm-se os seguintes tipos de ligações, quanto aos esforços solicitantes, que são mostrados na figura 2.2:

- Cisalhamento centrado;
- Cisalhamento excêntrico;
- Tração ou compressão;
- Tração ou compressão sem cisalhamento.

Figura 2. 2: Tipos de ligação segundo os esforços solicitantes



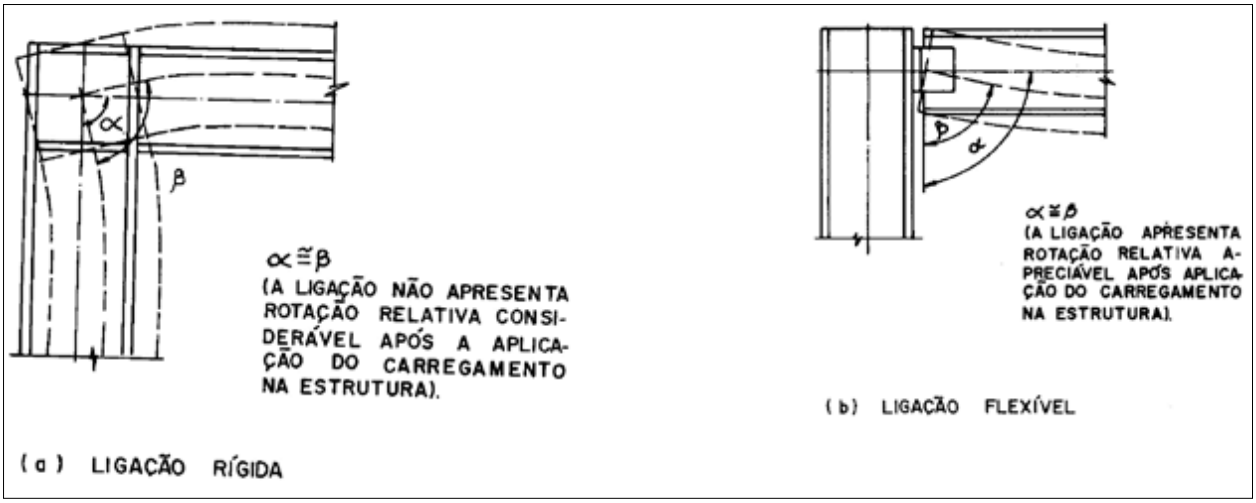
Fonte: VASCONSELLOS (2011)

2.1.5.2. Segundo a rigidez

O conhecimento desse tipo de ligação é essencial para fazer a análise estrutural da edificação, pois essa ligação mostra o grau de rotação entre os elementos estruturais. Em suma, o comportamento estrutural é significativamente afetado pelo tipo de ligação adotada (VASCONCELLOS, 2011).

Resumidamente, quando não ocorre transferência de momentos entre os elementos a ligação será flexível, enquanto para a situação inversa a ligação será rígida. Quando ocorre parcialmente a transmissão de momento é considerado semirrígida. Como mostra a figura 2.3, é possível concluir que, nas ligações rígidas, o ângulo entre as barras antes e depois do carregamento permanecerá o mesmo, já para as ligações flexíveis há uma pequena rotação relativa.

Figura 2. 3: Ligações rígida e flexível



Fonte: VASCONSELLOS (2011)

2.1.6. Sistemas estruturais

De acordo com Bellei et al (2008), a escolha do sistema estrutural do edifício, ou seja, do arranjo dos elementos estruturais e suas respectivas funções, influencia de forma significativa nos aspectos de peso da estrutura, rapidez de montagem, facilidade de fabricação, e no custo final da estrutura. A forma mais econômica, segundo o autor, se dá através da utilização de contraventamentos verticais para conferir estabilidade em relação às cargas horizontais, possibilitando um maior número de ligações flexíveis. Entretanto, quando não há

possibilidade de se utilizar os contraventamentos, é necessário aporticar a estrutura, empregando ligações rígidas, o que gera uma estrutura menos econômica.

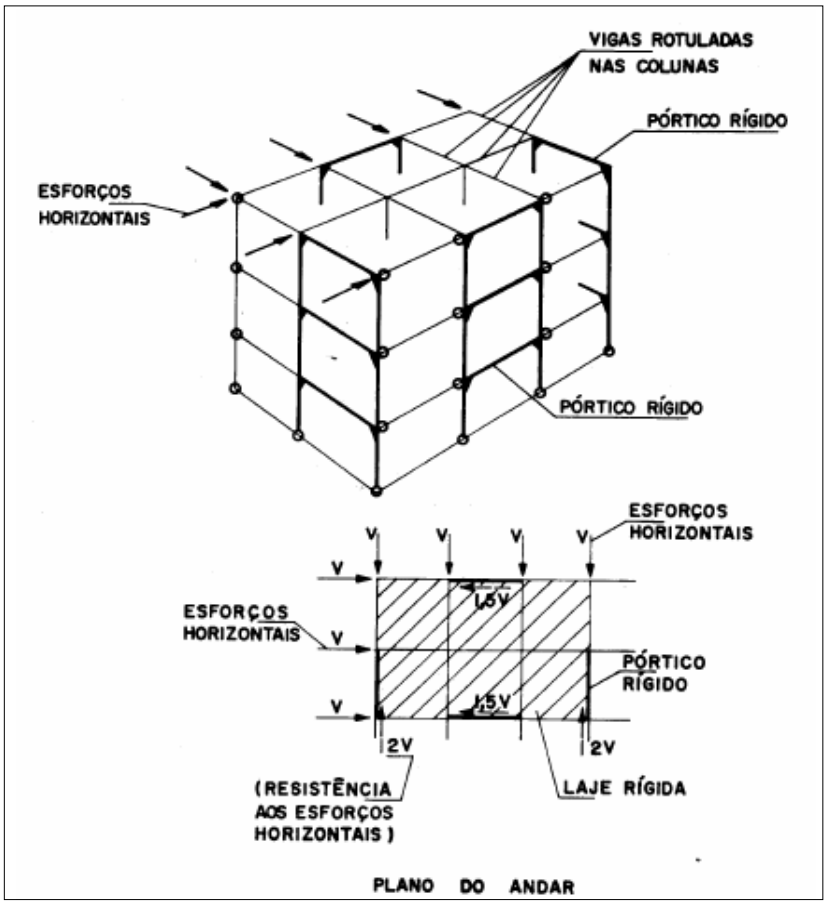
De acordo com Instituto Brasileiro de Siderurgia (IBS) (2004), os sistemas estruturais são classificados em função da maneira como são resistidos os esforços horizontais:

- Estrutura com pórticos rígidos;
- Estrutura contraventada;
- Estrutura com paredes de cisalhamento;
- Estrutura com núcleo de concreto;
- Estrutura tubular.

2.1.6.1. Estrutura com pórticos rígidos

Nesses sistemas, grande parte das ligações são projetadas como rígidas, para que se obtenha assim um conjunto de pórticos verticais que resista às ações horizontais. Geralmente nesse tipo de sistema os pórticos são formados por elementos de mesma seção transversal, e os pilares são posicionados de forma a ter sua maior inércia perpendicular à direção de menor rigidez da estrutura, para que assim se obtenha uma maior estabilidade (CAMARGO, 2012). A figura 2.4 ilustra uma estrutura com pórticos rígidos.

Figura 2. 4: Estrutura com pórticos rígidos

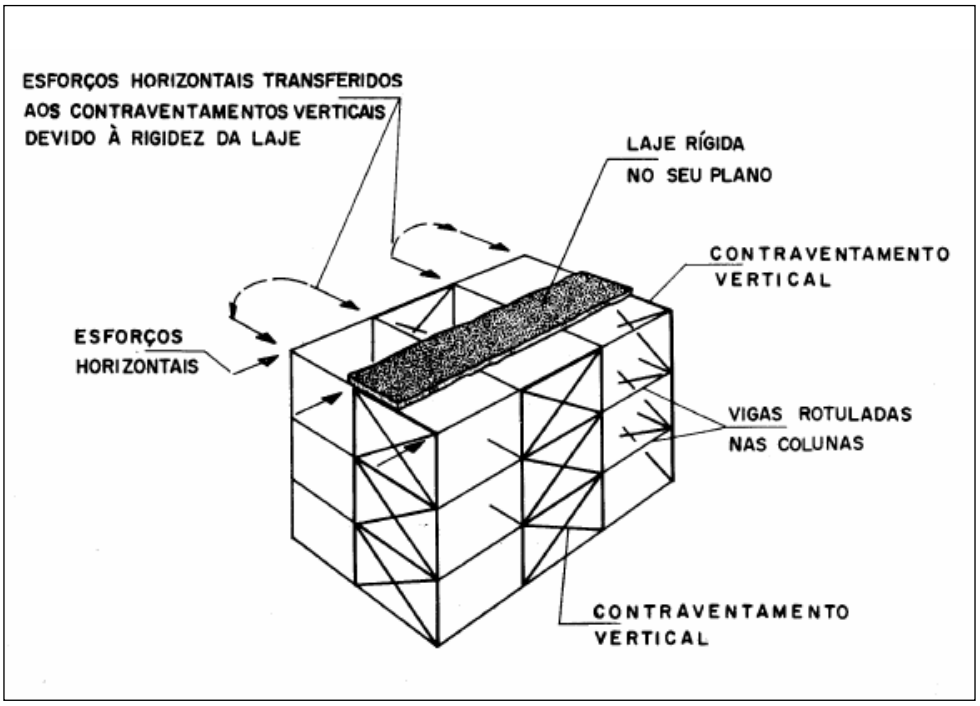


Fonte: IBS (2004)

2.1.6.2. Estrutura contraventada

Nesse tipo de sistema, são feitos contraventamentos verticais, ao invés de ligações engastadas. Esses contraventamentos são, geralmente, em "X" ou em "K", e são alocados ao longo de toda a altura do edifício. A rigidez horizontal é estabelecida devido aos efeitos de tração e compressão dessas estruturas de contraventamento, além dos efeitos de tração e compressão nas colunas adjacentes a esses contraventamentos (IBS, 2004). A figura 2.5 esboça esse tipo de estrutura.

Figura 2. 5: Estrutura contraventada

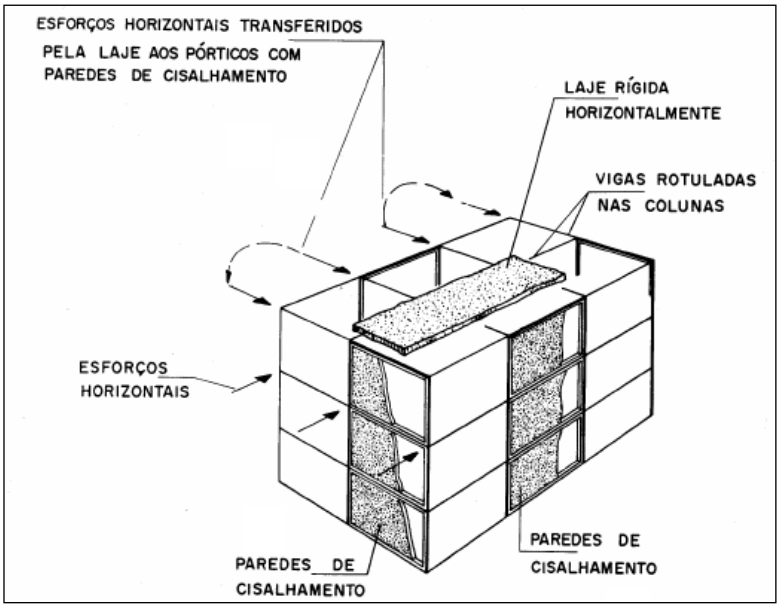


Fonte: IBS (2004)

2.1.6.3. Estrutura com paredes de cisalhamento

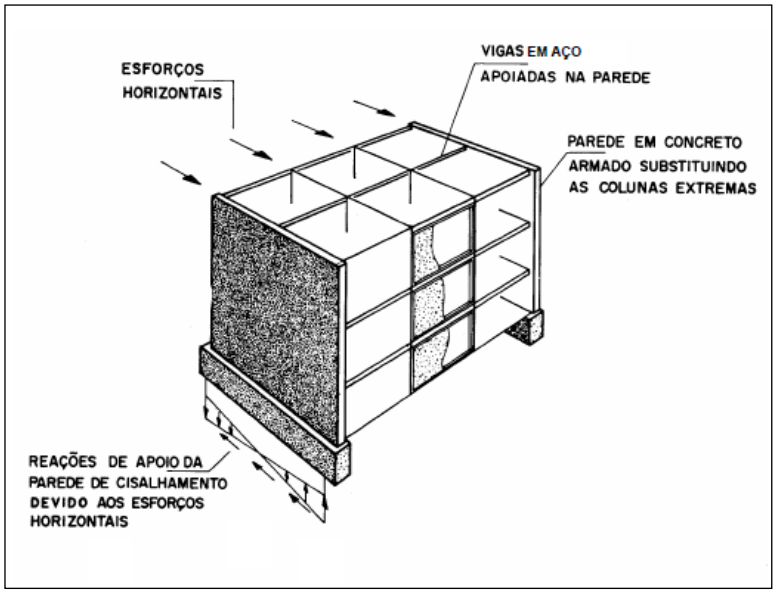
Nesse sistema, para proporcionar a rigidez horizontal, são construídas paredes de concreto armado ou alvenaria estrutural nos vãos entre vigas e colunas de cada andar. Essas paredes podem também substituir uma linha inteira de colunas do edifício. Esse sistema estrutural permite a inclusão de vigas rotuladas nas colunas; contudo, ele tem desvantagens, como a dificuldade de compatibilização entre a construção das paredes e a montagem da estrutura, e a necessidade da utilização de contraventamentos de montagem (IBS, 2004). As figuras 2.6 e 2.7 apresentam esquemas desse tipo de estrutura, com parede de cisalhamento em um vão e com parede de cisalhamento na linha inteira de colunas, respectivamente.

Figura 2. 6: Estrutura com parede de cisalhamento em um vão



Fonte: IBS (2004)

Figura 2. 7: Estrutura com parede de cisalhamento na linha inteira de colunas



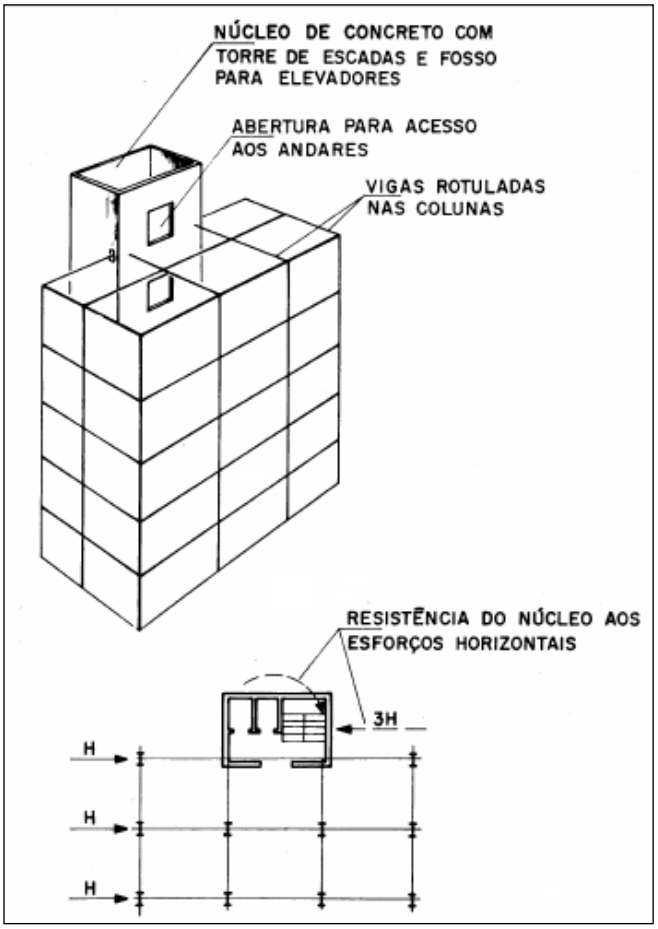
Fonte: IBS (2004)

2.1.6.4. Estrutura com núcleo de concreto

De acordo com IBS (2004), essa solução estrutural utiliza um núcleo rígido de concreto para dar estabilidade horizontal ao edifício. Esse núcleo geralmente é alocado na torre de escadas e fosso do elevador, garantindo dessa forma a segurança contra incêndio necessária nesse local. Uma desvantagem desse sistema é a possibilidade do atraso na montagem da estrutura em

consequência da velocidade de execução do núcleo de concreto (já que a velocidade da execução de estruturas de concreto é menor do que a de estruturas de aço). A figura 2.8 apresenta um esquema desse tipo de estrutura.

Figura 2. 8: Estrutura com núcleo de concreto

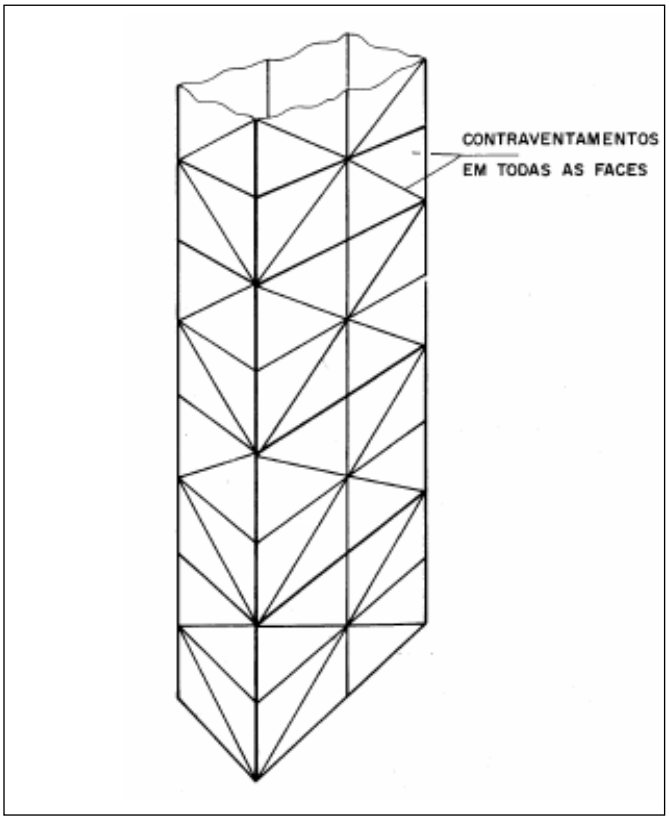


Fonte: IBS (2004)

2.1.6.5. Estrutura tubular

Segundo Sáles (1995), esse sistema consiste em concentrar os pilares no contorno da edificação, dispostos com o eixo de inércia no sentido do pórtico, a fim de que eles resistam aos esforços horizontais. De acordo com o autor, para melhorar a rigidez do sistema, são necessários mais pilares, gerando um consumo maior de material nessa região. A figura 2.9 ilustra uma estrutura tubular.

Figura 2. 9: Estrutura tubular



Fonte: IBS (2004)

2.2. VENTO

2.2.1. Introdução

O vento pode ser definido como a movimentação de massas de ar devido às diferenças de pressões na atmosfera. É caracterizado também como um fluxo médio de massas de ar com existência de rajadas e turbulências.

Segundo Gonçalves, Malite, Sales e Neto (2007), a velocidade do vento se altera à medida que se afasta da superfície, entretanto existe uma determinada altura no qual a velocidade não altera mais, chamados de altura e velocidade gradiente.

Entretanto, para fins de cálculo estrutural é difícil mensurar detalhadamente a ação do vento nas edificações devido a sua grande aleatoriedade, pois além de tentar descobrir qual sua velocidade, também é necessário saber como atua, em que ângulo incidir na construção.

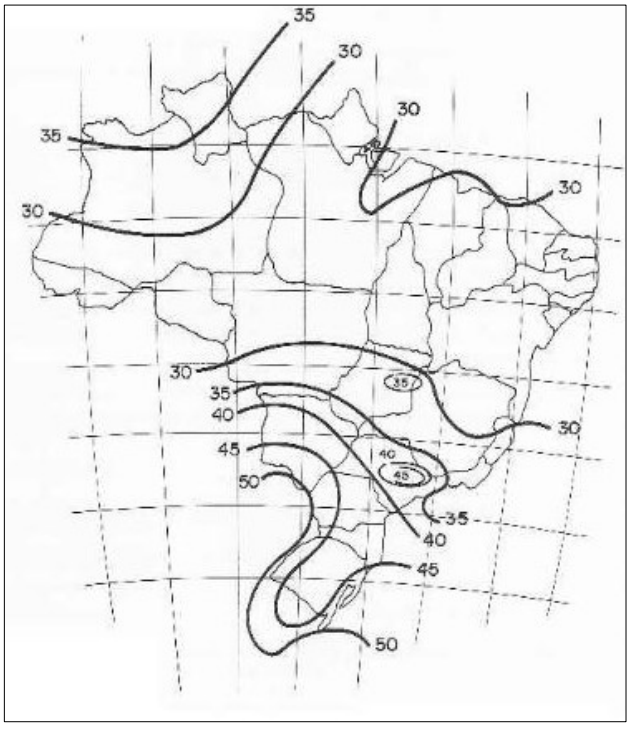
Dessa forma a NBR 6123:1998 de forças devido ao vento em edificações simplifica a análise para construções de geometria simples, por exemplo: de formas prismáticas retangulares, galpões; estabelecendo critérios para a quantificação da ação do vento na estrutura. Para o estudo de construções de formatos mais complexos a respectiva norma recomenda estudos especiais para determinar as forças atuantes do vento.

2.2.2. Ação do vento segundo a NBR 6123:1988

2.2.2.1. Velocidade básica do vento

Consiste em uma velocidade de uma determinada região. Entretanto, adotou-se um critério de medição igual para todas as regiões considerando que os medidores de velocidade, anemômetros ou anemográfos estariam posicionados a uma altura de 10 m em regiões planas livres de quaisquer obstruções (GONÇALVES et al, 2007). Essa velocidade, segundo a NBR 6123:1988, é decorrente de uma rajada de 3 segundos excedida em média a cada 50 anos. A partir disso montaram-se as isopletas que distinguem cada região com faixas de velocidade variando de 5m/s, conforme mostra a Figura 2.10.

Figura 2. 10: Isopletas da velocidade básica V_o (m/s)



Fonte- NBR 6123:1988

2.2.2.2. Velocidade característica do vento

A velocidade característica do vento (V_k) é aquela que será aplicada na construção a partir da velocidade básica alterada por coeficientes que levam em considerações particularidades do ambiente como um todo, como (GONÇALVES et al, 2007):

- Topografia;
- Rugosidade: presença ou não de obstáculos, assim como suas disposições e alturas;
- Altura da edificação;
- Dimensões da edificação: o tempo de rajada será proporcional as dimensões da estrutura;
- Tipo de ocupação.

Desse modo a NBR 6123 estabeleceu a seguinte fórmula para a determinação de Vk enquadrando os fatores citados acima:

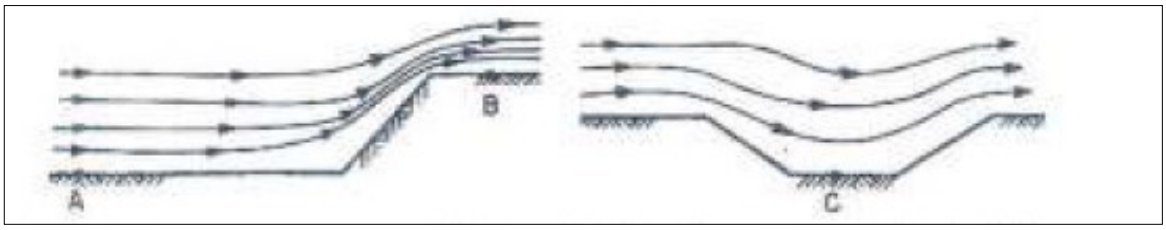
$$V_k = V_0 S_1 S_2 S_3 \tag{2.1}$$

Os coeficientes S_1 S_2 e S_3 são respectivamente referentes a topografia, a rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno e por último o fator estatístico.

2.2.2.3. Fator topográfico (S_1)

Esse coeficiente considera o efeito do relevo do terreno no aumento ou diminuição da velocidade do vento. Segundo Gonçalves et al (2007) esse fenômeno de alteração de influência da topografia pode ser visto a partir do espaçamento das linhas de fluxo presente na Figura 2.11 a seguir. Quanto menor o espaço entre elas maior a velocidade.

Figura 2. 11: Linhas de fluxo



Fonte: Ação do vento em edificações. Teoria e exemplo. Gonçalves et al (2007)

É notório que em terrenos planos (ponto A) as linhas estão equidistantes não sofrendo nenhuma alteração de velocidade, contudo em B observa-se no aclive um aumento de velocidade. Por último em vales, ponto C, ocorre uma atenuação da velocidade.

A partir dessas observações a NBR 6123:1988 adotam-se os seguintes valores para cada tipologia de relevo:

$S_1 = 1{,}0$ para terrenos planos ou pouco acidentados;

$S_1 = 0{,}9$ para vales profundos protegidos de ventos em qualquer direção.

O caso de taludes o cálculo envolve uma análise mais minuciosa, pois o coeficiente dependerá do ângulo de aclive. A figura 2.12 ilustra como é abordado pela norma em casos de taludes. Além disso, a NBR 6123:1988 considera S1 de 1,0 nos pontos A e C, enquanto no B o fator é uma função S(z). Dessa maneira adota os seguintes valores para os respectivos ângulos:

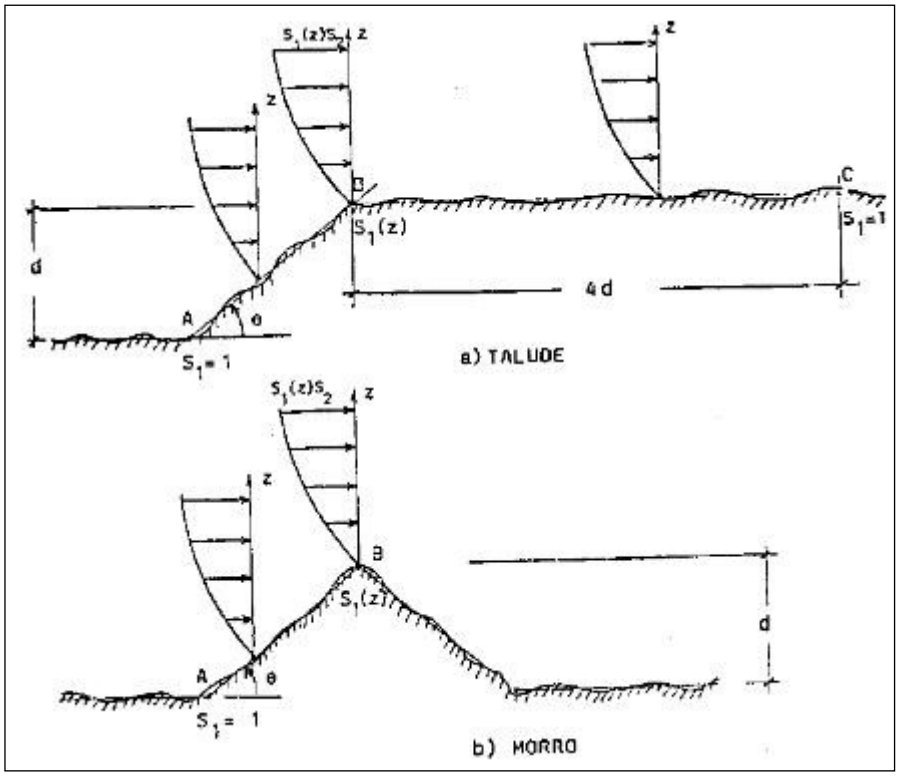
$$\theta \leq 3°; S_1(z) = 1 \tag{2.2}$$

$$6° \leq \theta \leq 17°; S_1(z) = 1 + \left(2{,}5 - {}^{z}/_{d}\right) tg(\theta - 3°) \geq 1 \tag{2.3}$$

$$\theta \geq 45°; S_1(z) = 1 + \left(2{,}5 - {}^{z}/_{d}\right) 0{,}31 \geq 1 \tag{2.4}$$

Para valores de ângulos entre 3º e 6º, e entre 17º e 45º recomenda-se fazer uma interpolação linear.

Figura 2. 12: Ação do vento em taludes



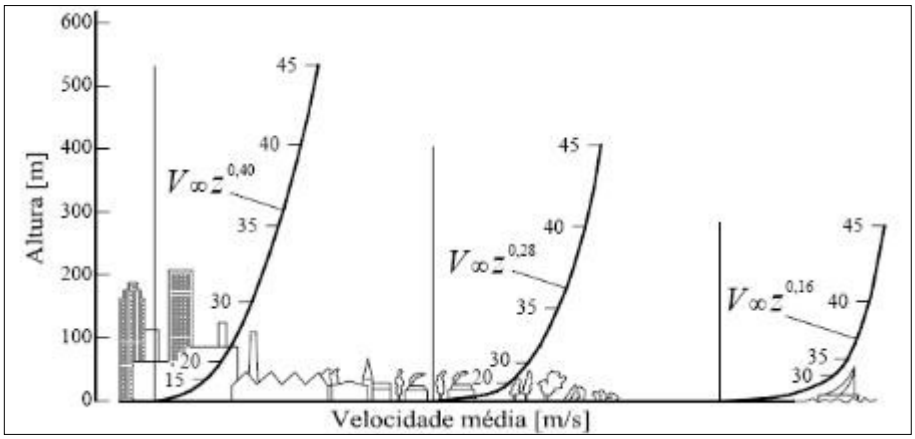
Fonte: NBR 6123:1988

2.2.2.4. Fator de rugosidade do terreno e dimensões da edificação (S_2)

O fator S_2 é uma combinação dos efeitos gerados pela rugosidade média do local onde a edificação está associada com suas próprias dimensões.

A velocidade do vento aumenta conforme sua altura e varia conforme o tipo de terreno em que se encontra, por exemplo: campo, subúrbio, grandes centros urbanos; além disso, o tempo de rajada dos ventos varia conforme o tamanho da edificação. Desse modo cada ambiente terá diferentes perfis de velocidade. Assim, segundo Gonçalves et al (2007) é possível deduzir que em ambientes muitos urbanizados como as grandes metrópoles que possuem altas edificações os ventos possuem menor velocidade do que em campos que não possuem grandes obstruções. A Figura 2.13 ilustra bem a variabilidade do perfil de velocidade do vento de acordo com a tipologia de terreno em que se encontra.

Figura 2. 13: Perfil de velocidade para diferentes tipos de rugosidade.



Fonte: LOREDO, SOUZA, 2006.

De maneira a facilitar a determinação desse fator a NBR 6123:1988 classifica a rugosidade em cinco categorias que são apresentadas a seguir

Categoria I: Superfícies lisas de grandes dimensões, com mais de 5 km de extensão, medida na direção e sentido do vento incidente. Exemplos:

- Mar calmo;
- Lagos e rios;
- Pântanos sem vegetação.

Categoria II: Terrenos abertos em nível ou aproximadamente em nível, com poucos obstáculos isolados, tais como árvores e edificações mais baixas. Exemplos:

- Zonas costeiras planas;
- Pântanos com vegetação rala;
- Campos de aviação;
- Pradarias e charnecas;
- Fazendas sem sebes ou muros.

Categoria III: T ou ondulados com obstáculos, tais como sebes e muros, poucos quebra-ventos de árvores, edificações baixas e esparsas. Exemplos:

- Granjas e casas de campo, com exceção das partes com matos;
- Fazendas com sebes e/ou muros;
- Subúrbios a considerável distância do centro, com casas baixas e esparsas.

Categoria IV: Terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizada. Exemplos:

- Zonas de parques e bosques com muitas árvores;
- Cidades pequenas e seus arredores; subúrbios densamente construídos de grandes cidades;
- Áreas industriais plena ou parcialmente desenvolvidas.

Categoria V: Terrenos cobertos por obstáculos numerosos, grandes, altos e pouco espaçados. Exemplos:

- Florestas com árvores altas, de copas isoladas;
- Centros de grandes cidades;
- Complexos industriais bem desenvolvidos.

Quanto as dimensões da edificação, estas influenciam diretamente no tempo de rajada, pois a medida que o tamanho da mesma aumenta o tempo para despender do edifício será menor. Logo a NBR 6123:1988 estabelece três classes conforme o tempo de rajada de cada uma.

- Classe A (3 segundos): Todas as unidades de vedação, seus elementos de fixação e peças individuais de estruturas sem vedação. Toda edificação ou parte da edificação na qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal não exceda 20 metros;
- Classe B (5 segundos): Toda edificação ou parte da edificação para a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal esteja entre 20 e 50 metros;

- Classe C (10 segundos): Toda edificação ou parte da edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal exceda 50 metros.

Conhecidas essas duas metodologias de classificação, uma fórmula adotada pela norma leva em consideração tanto a rugosidade quanto a dimensão da edificação para quantificar o valor de S_2:

$$S_2 = bF_r(\frac{z}{10}^{P}) \tag{2.5}$$

Onde:

z é a altura acima do terreno (limitado à altura gradiente);

F_r é o fator de rajada ;

b é o parâmetro meteorológico;

P é o expoente da equação de variação de S_2;

Para obtenção dos parâmetros b, Fr e p a Norma 6123:1988 forneceu a tabela 2.2 com os seguintes valores.

Tabela 2. 2: Fatores meteorológicos

Categoria	z (m)	Parâmetro	Classes		
			A	B	C
I	250	b	1,1	1,11	1,12
		p	0,06	0,065	0,07
II	300	b	1,00	1,00	1,00
		Fr	1,00	0,98	0,95
		p	0,085	0,09	0,10
III	350	b	0,94	0,94	0,93
		p	0,10	0,105	0,115
IV	420	b	0,86	0,85	0,84
		p	0,12	0,125	0,135
V	500	b	0,74	0,73	0,71
		p	0,15	0,16	0,175

Fonte: NBR 6123: 1988

2.2.2.5. Fator estatístico (S_3)

O fator estatístico está relacionado com a segurança da edificação para um período de vida útil de 50 anos. A NBR 6123:1988 considera uma probabilidade de 63 % da velocidade básica do vento ser igualada ou ultrapassada nesse período. Portanto a NBR 6123:1988 fornece a tabela 2.3, sugerindo valores de S3.

Tabela 2. 3: Fator estatístico

GRUPO	DESCRIÇÃO	S_3
1	Edificações cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiros e de forças de segurança, centrais de comunicação, etc.)	1,10
2	Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação.	1,00
3	Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação (depósitos, silos, construções rurais, etc.)	0,95
4	Vedações (telhas, vidros, painéis de vedação, etc.)	0,88
5	Edificações temporárias. Estruturas dos grupos 1 a 3 durante a construção.	0,83

Fonte: NBR 6123:1988

Entretanto caso for definir o fator S3 a partir de outra probabilidade e período de retorno, pode-se usar a fórmula abaixo:

$$S_3 = 0{,}54\left[\frac{-ln(1-P_n)}{m}\right]^{-0{,}157} \tag{2.6}$$

Sendo Pn a probabilidade considerada e m o tempo de recorrência.

2.2.2.6. Ação estática do vento

Após determinar o Vk é possível obter a pressão dinâmica do vento com a seguinte fórmula:

$$q = 0{,}613{V_k}^2 \tag{2.7}$$

2.2.2.7. Forças estáticas devido ao vento

Segundo Pravia (2004), a força devido ao vento depende da diferença de pressão nas partes opostas da parte da edificação em estudo A NBR 6123:1988 permite calcular as forças a partir de coeficientes de pressão ou coeficientes de força. A seguir temos a equação 2.8, que expressa a força devido ao vento através de coeficientes de pressão.

$$F = (C_{pe} - C_{pi})qA \tag{2.8}$$

Onde C_{pe} e C_{pi} são os coeficientes de pressão externo e interno, respectivamente, q é a pressão dinâmica do vento e *A* é a área frontal ou perpendicular à ação do vento.

O coeficiente de pressão interno C_{pi} está relacionado com a permeabilidade da edificação, ou seja, pela relação entre a área de aberturas e a área total. A seguir temos valores para o coeficiente de pressão interno, apresentados pela NBR 6128:1988, que podem ser adotados para paredes internas permeáveis:

Duas faces opostas igualmente permeáveis, e as outras faces impermeáveis:

- Vento perpendicular a uma face permeável: C_{pi}= +0,2;
- Vento perpendicular a uma face impermeável: C_{pi}= -0,3;

Quatro faces igualmente permeáveis: C_{pi}= -0,3 ou 0 (considerar o valor mais nocivo):

- Abertura dominante em uma face, e as outras faces de igual permeabilidade;
- Abertura dominante na face de barlavento;

Proporção entre a área de todas as aberturas na face de barlavento e a área total das aberturas em todas as faces submetidas a sucções externas:

- 1 → C_{pi}= +0,1;
- 1,5 → C_{pi}= +0,3;

- 2 → C_{pi}= +0,5;
- 3 → C_{pi}= +0,6;
- 6 ou mais → C_{pi}= +0,8;

Abertura dominante na face de sotavento:

- Adotar o valor do coeficiente de forma externo, C_e, correspondente a essa face. (ver tabela 2.7);

Abertura dominante em uma face paralela ao vento, ou não situada em zona de alta sucção externa:

- Adotar o valor do coeficiente de forma externo, C_e, correspondente ao local da abertura nesta face;

Abertura dominante situada em zona de alta sucção externa:

Proporção entre a área da abertura dominante (ou área das aberturas situadas nessa zona) e a área total das outras aberturas situadas em todas as faces submetidas à sucções externas:

- 0,25 → C_{pi}= -0,4;
- 0,5 → C_{pi}= -0,5;
- 0,75→C_{pi}=-0,6;
- 1 → C_{pi}= -0,7;
- 3 ou mais → C_{pi}= -0,9;

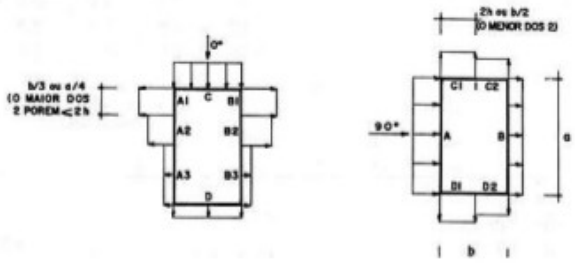
Para edificações efetivamente estanques e com janelas fixas que tenham uma probabilidade desprezável de serem rompidas por acidente, considerar o mais nocivo dos seguintes valores:

- C_{pi}= -0,2 ou 0;

Já o coeficiente de pressão externa (C_{pe}), e o coeficiente de forma (C_e) para os principais tipos de estruturas são dados nas tabelas 2.4 e 2.5, que se encontra na NBR 6123: 1988:

Tabela 2. 4: Coeficientes de forma e de pressão externa para paredes

Altura relativa		Valores de C_e para α = 0°				α = 90°				C_{pe} médio
		A_1 e B_1	A_2 e B_2	C	D	A	B	C_1 e D_1	C_2 e D_2	
0,2 b ou h (o menor dos 2) $\frac{h}{b} \leq \frac{1}{2}$	$1 \leq \frac{a}{b} \leq \frac{3}{2}$	-0,8	-0,5	+0,7	-0,4	+0,7	-0,4	-0,8	-0,4	-0,9
	$2 \leq \frac{a}{b} \leq 4$	-0,8	-0,4	+0,7	-0,3	+0,7	-0,5	-0,9	-0,5	-1,0
$\frac{1}{2} < \frac{h}{b} \leq \frac{3}{2}$	$1 \leq \frac{a}{b} \leq \frac{3}{2}$	-0,9	-0,5	+0,7	-0,5	+0,7	-0,5	-0,9	-0,5	-1,1
	$2 \leq \frac{a}{b} \leq 4$	-0,9	-0,4	+0,7	-0,3	+0,7	-0,6	-0,9	-0,5	-1,1
$\frac{3}{2} < \frac{h}{b} \leq 6$	$1 \leq \frac{a}{b} \leq \frac{3}{2}$	-1,0	-0,6	+0,8	-0,6	+0,8	-0,6	-1,0	-0,6	-1,2
	$2 \leq \frac{a}{b} \leq 4$	-1,0	-0,5	+0,8	-0,3	+0,8	-0,6	-1,0	-0,6	-1,2



Notas: a) Para a/b entre 3/2 e 2, interpolar linearmente.

a) Para vento a 0°, nas partes A_3 e B_3 o coeficiente de forma C_e tem os seguintes valores:
   Para a/b = 1 : o mesmo valor das partes A_2 e B_2
   Para a/b => 2 : C_e= -0,2
   Para 1 < a/b < 2 : interpolar linearmente.

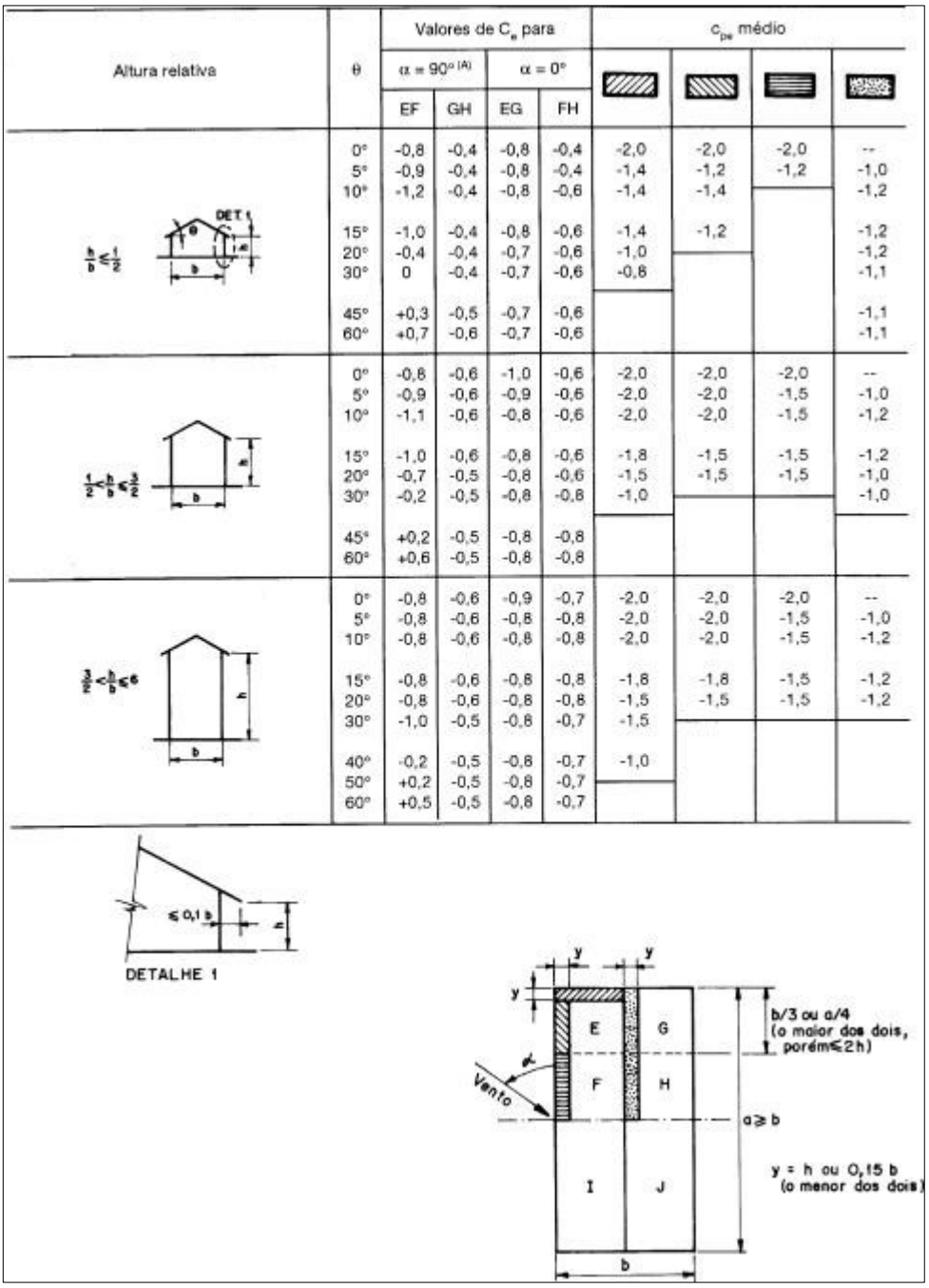
b) Para cada uma das duas incidências do vento (0° e 90°) o coeficiente de pressão médio externo, $C_{pe\ médio}$, é aplicado à parte de barlavento das paredes paralelas ao vento, em uma distância igual a 0,2B ou H, considerando-se o menor destes dois valores.

c) Para determinar o coeficiente de arrasto, C_a, deve ser usado o gráfico da Fig. XX (vento de baixa turbulência) ou da Fig. XX (vento de alta turbulência).

Fonte: NBR 6123:1988

Tabela 2. 5: Coeficientes de forma e de pressão externa para telhados

Altura relativa	θ	Valores de C_e para α = 90° (A) EF	α = 90° (A) GH	α = 0° EG	α = 0° FH	c_{pe} médio			
$\frac{h}{b} \leq \frac{1}{2}$	0°	-0,8	-0,4	-0,8	-0,4	-2,0	-2,0	-2,0	--
	5°	-0,9	-0,4	-0,8	-0,4	-1,4	-1,2	-1,2	-1,0
	10°	-1,2	-0,4	-0,8	-0,6	-1,4	-1,4		-1,2
	15°	-1,0	-0,4	-0,8	-0,6	-1,4	-1,2		-1,2
	20°	-0,4	-0,4	-0,7	-0,6	-1,0			-1,2
	30°	0	-0,4	-0,7	-0,6	-0,8			-1,1
	45°	+0,3	-0,5	-0,7	-0,6				-1,1
	60°	+0,7	-0,6	-0,7	-0,6				-1,1
$\frac{1}{2} < \frac{h}{b} \leq \frac{3}{2}$	0°	-0,8	-0,6	-1,0	-0,6	-2,0	-2,0	-2,0	--
	5°	-0,9	-0,6	-0,9	-0,6	-2,0	-2,0	-1,5	-1,0
	10°	-1,1	-0,6	-0,8	-0,6	-2,0	-2,0	-1,5	-1,2
	15°	-1,0	-0,6	-0,8	-0,6	-1,8	-1,5	-1,5	-1,2
	20°	-0,7	-0,5	-0,8	-0,6	-1,5	-1,5	-1,5	-1,0
	30°	-0,2	-0,5	-0,8	-0,8	-1,0			-1,0
	45°	+0,2	-0,5	-0,8	-0,8				
	60°	+0,6	-0,5	-0,8	-0,8				
$\frac{3}{2} < \frac{h}{b} \leq 6$	0°	-0,8	-0,6	-0,9	-0,7	-2,0	-2,0	-2,0	--
	5°	-0,8	-0,6	-0,8	-0,8	-2,0	-2,0	-1,5	-1,0
	10°	-0,8	-0,6	-0,8	-0,8	-2,0	-2,0	-1,5	-1,2
	15°	-0,8	-0,6	-0,8	-0,8	-1,8	-1,8	-1,5	-1,2
	20°	-0,8	-0,6	-0,8	-0,8	-1,5	-1,5	-1,5	-1,2
	30°	-1,0	-0,5	-0,8	-0,7	-1,5			
	40°	-0,2	-0,5	-0,8	-0,7	-1,0			
	50°	+0,2	-0,5	-0,8	-0,7				
	60°	+0,5	-0,5	-0,8	-0,7				



Fonte - NBR 6123:1988

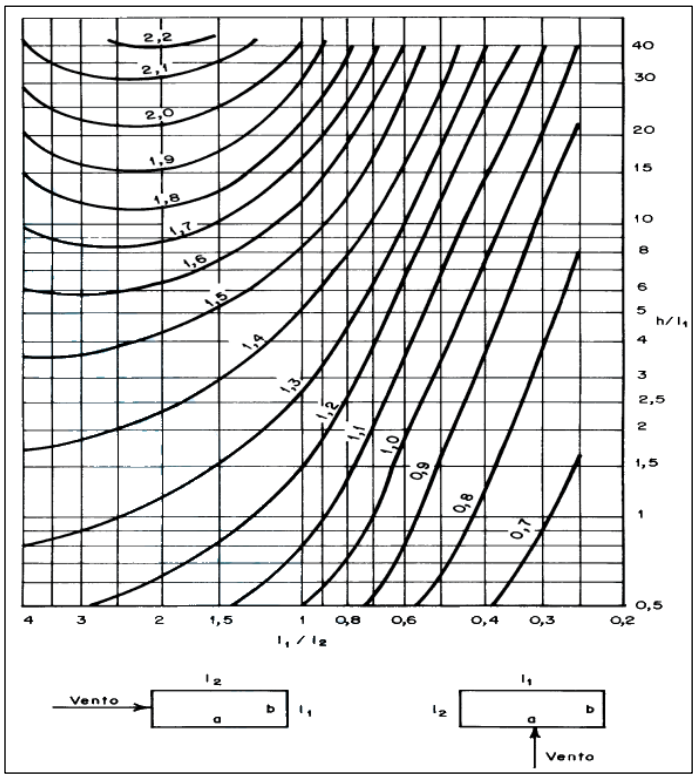
Segundo Chamberlain (2016), a força global do vento sobre uma edificação ou parte dela (F_g) é obtida através da soma vetorial das forças que nela atuam. A força global na direção do vento (F_a) é expressa através equação a seguir:

$$F_a = C_a q A_e \tag{2.9}$$

Onde C_a é o coeficiente de arrasto, q é a pressão dinâmica do vento, e A_e é a área frontal efetiva.

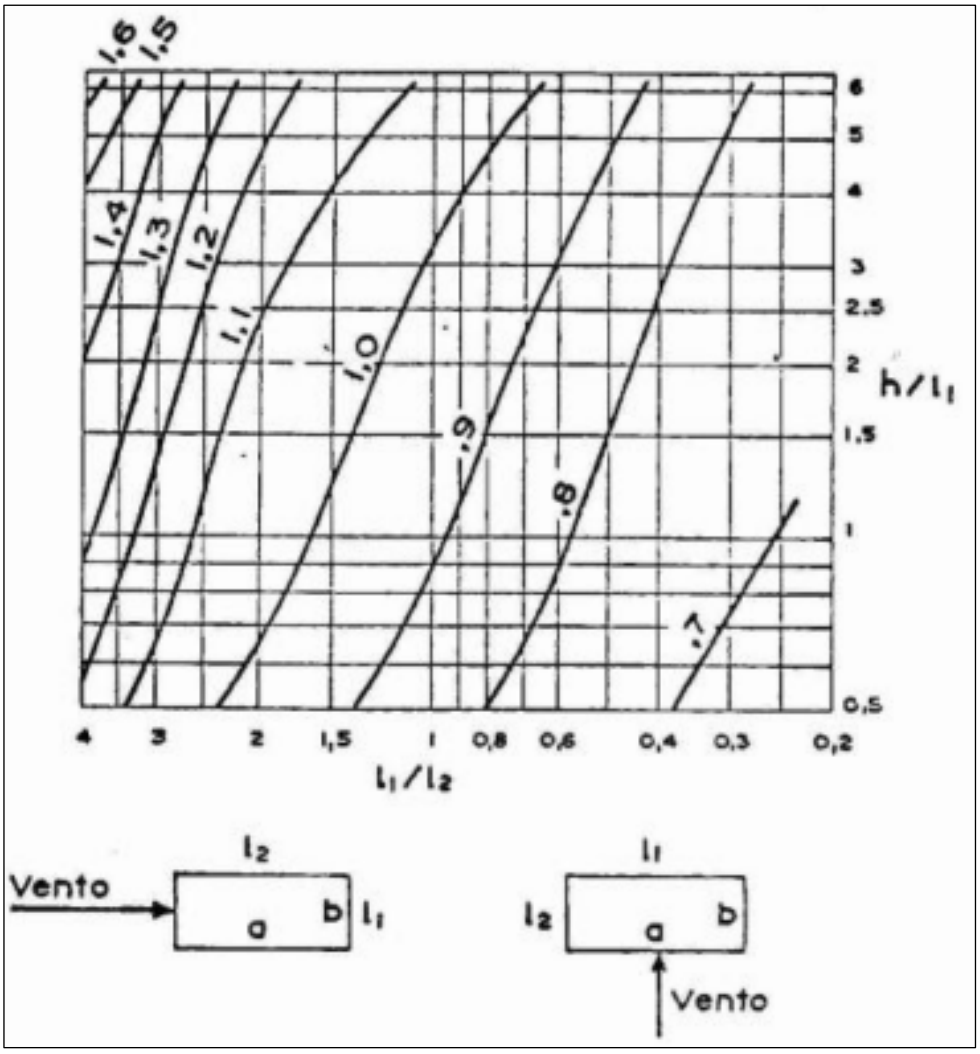
O coeficiente de arrasto (C_a) para vento incidindo perpendicularmente a cada uma das fachadas de uma edificação retangular em planta e assente no terreno pode ser encontrado na figura 2.14 ou, para o caso excepcional de vento de alta turbulência (quando a altura da edificação não excede duas vezes a altura média das edificações nas vizinhanças, estendendo-se estas, na direção e no sentido do vento incidente, a uma distância mínima de: 500 m, para uma edificação de até 40 m de altura; 1000 m, para uma edificação de até 50 m de altura; 2000 m, para uma edificação de até 70 m de altura; e 3000 m, para uma edificação de até 80 m de altura), na figura 2.15.

Figura 2. 14: Coeficiente de arrasto para edificações em vento de baixa turbulência.



Fonte - NBR 6123:1988

Figura 2. 15: Coeficiente de arrasto para edificações em vento de alta turbulência

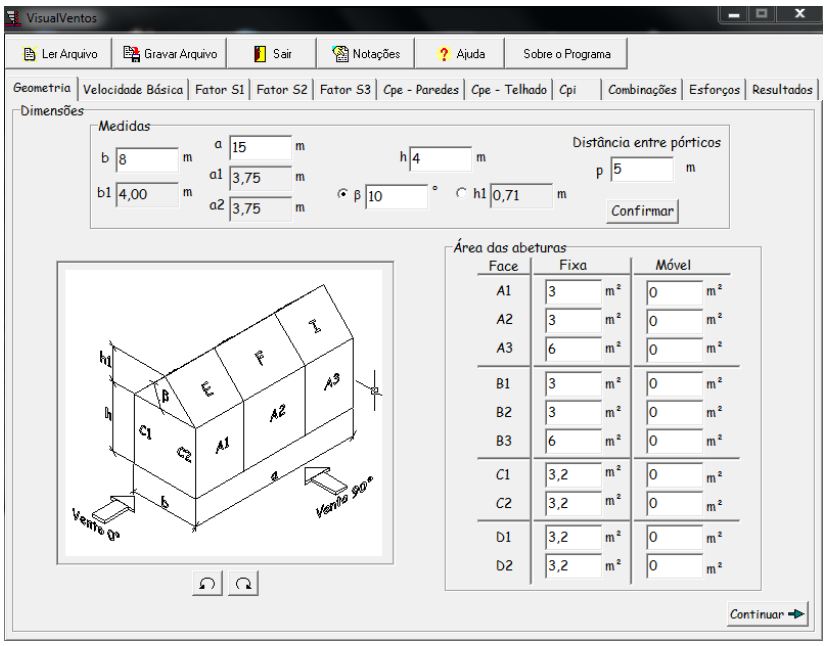


Fonte - NBR 6123:1988

2.2.2.8. Validação do programa VisualVentos

Dentre os diversos softwares utilizados para o cálculo das ações de ventos nas estruturas, existe o VisualVentos, que é um software desenvolvido pelo Dr. Zacarias Martin Chamberlain Pravia. A seguir é feita uma simulação no referido software, para uma edificação de maior dimensão a=15 m, menor dimensão b=8 m, altura (desconsiderando o telhado) h=4 m, e com inclinação de 10º para o telhado. As quatro faces dessa edificação são igualmente permeáveis. Na figura 2.16 tem-se a interface do programa com as informações descritas anteriormente:

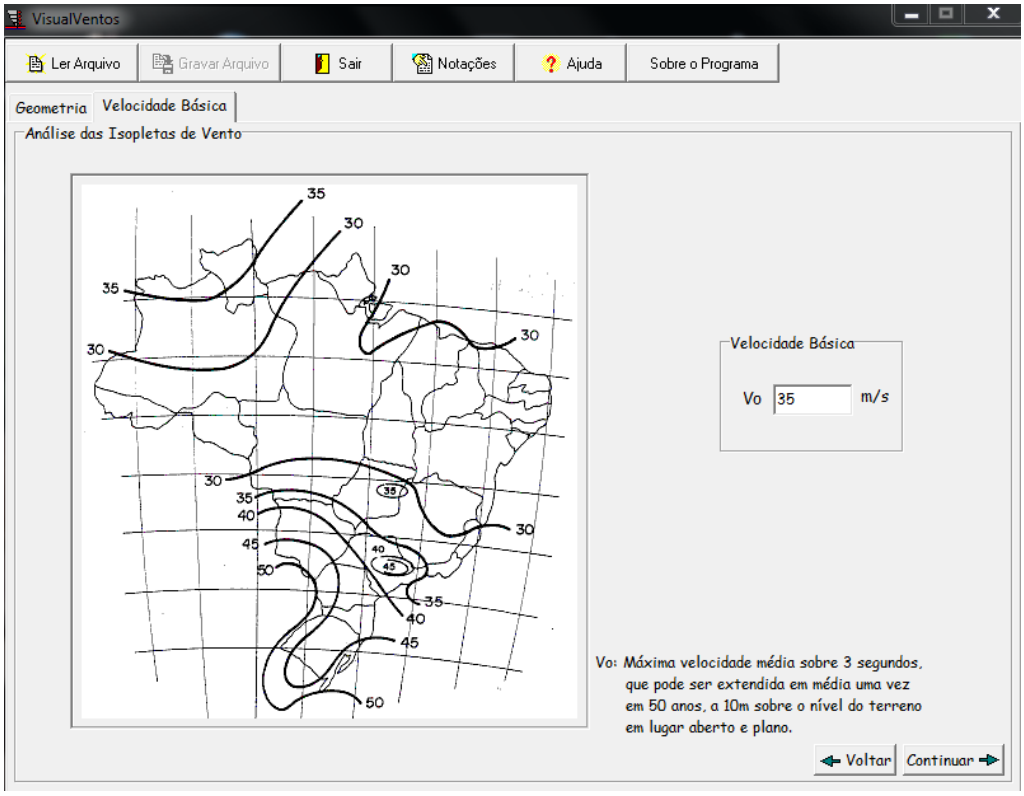
Figura 2. 16: Interface VisualVentos – Dados geométricos



Fonte: VisualVentos

Para o cálculo da velocidade básica do vento, foi escolhida a velocidade de 35 m/s, supondo que tal edificação se encontra no município de Goiânia, de acordo com as isopletas dos ventos, que se encontram na NBR 6123:1988, e utilizadas no software VisualVentos como mostrado na figura 2.17.

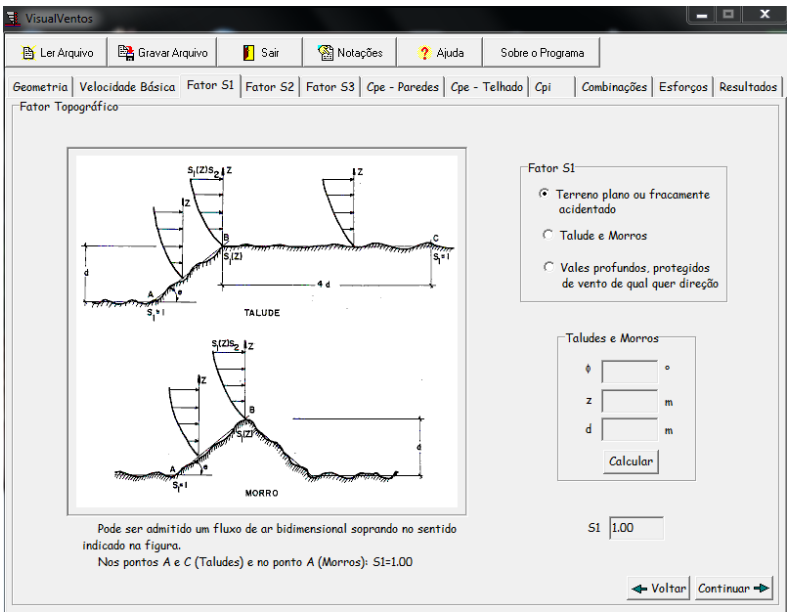
Figura 2. 17: Interface VisualVentos – Isopletas de ventos



Fonte: VisualVentos

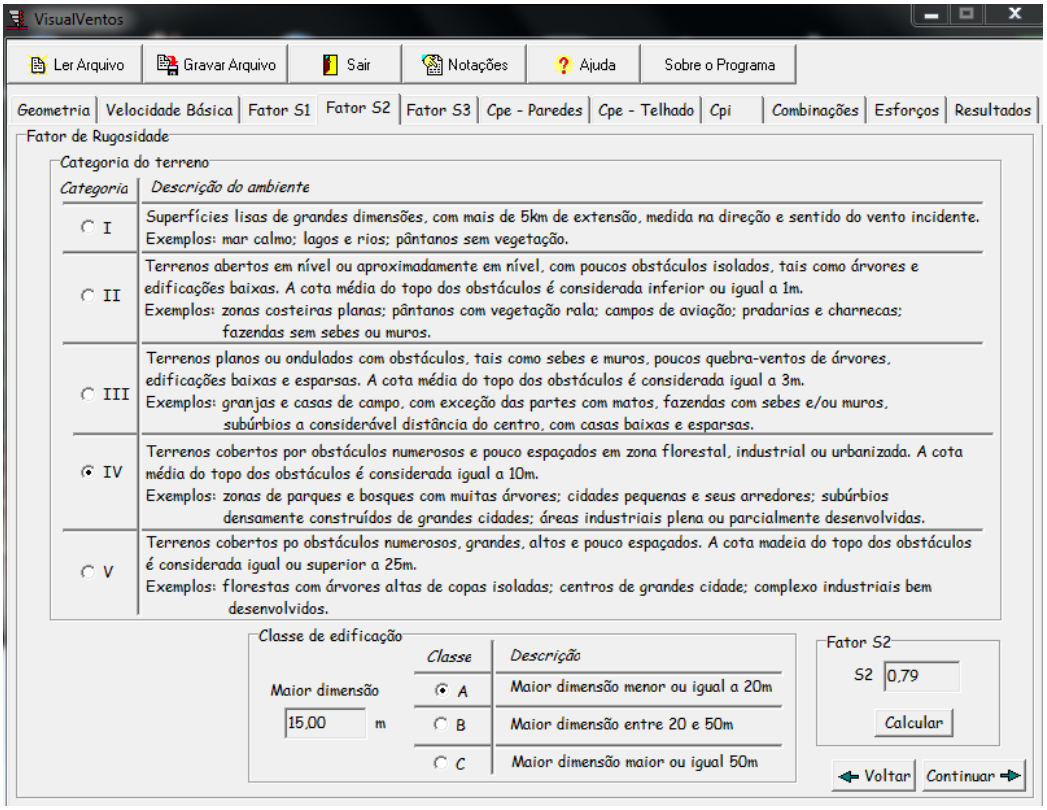
Para os cálculos dos fatores S1, S2 e S3, foi considerado que o edifício se encontra em um terreno plano, coberto por obstáculos numerosos e pouco espaçados em zona urbanizada, sendo que a cota média do topo dos obstáculos é de cerca de 10 m. E tal edificação tem caráter industrial e com baixo fator de ocupação. Desse modo, os fatores encontrados para os coeficientes S1, S2 e S3 são 1; 0,79 e 1 respectivamente, como mostrado nas figuras 2.18, 2.19 e 2.20.

Figura 2. 18: Interface VisualVentos –S1



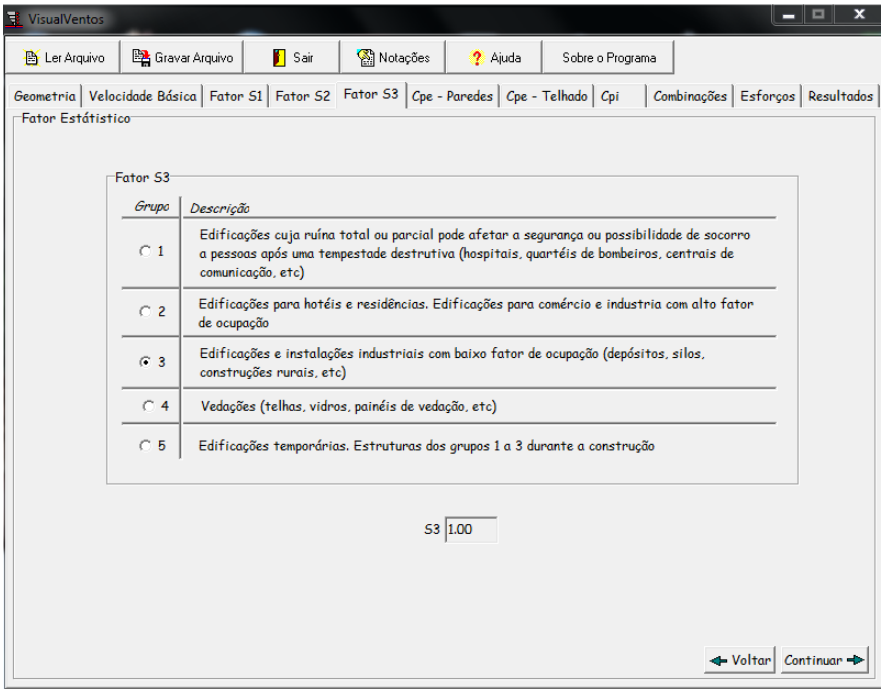
Fonte: VisualVentos

Figura 2. 19: Interface VisualVentos – S2



Fonte: VisualVentos

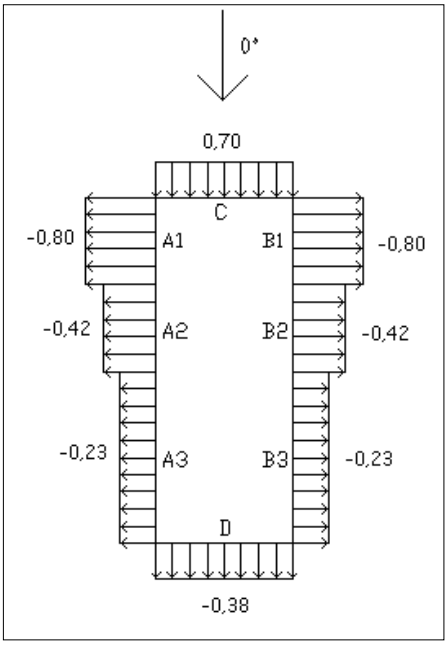
Figura 2. 20: Interface VisualVentos – S3



Fonte: VisualVentos

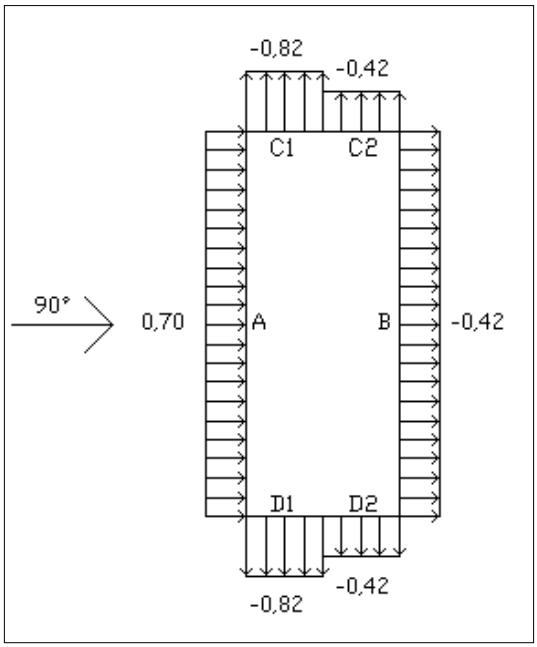
Para a obtenção dos coeficientes de pressão externo, foram utilizadas as tabelas 2.4 e 2.5, resultando nos seguintes valores, mostrados nas figuras 2.21 a 2.24.

Figura 2. 21: Interface VisualVentos: Cpe Paredes (Vento 0º)



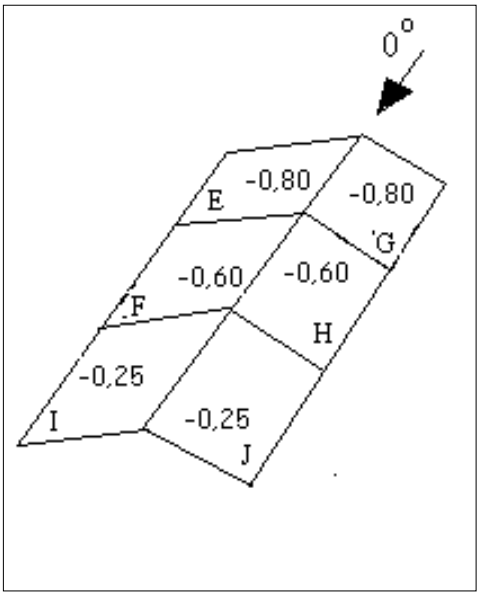
Fonte: VisualVentos

Figura 2. 22: Interface VisualVentos: Cpe Paredes (Vento 90º)



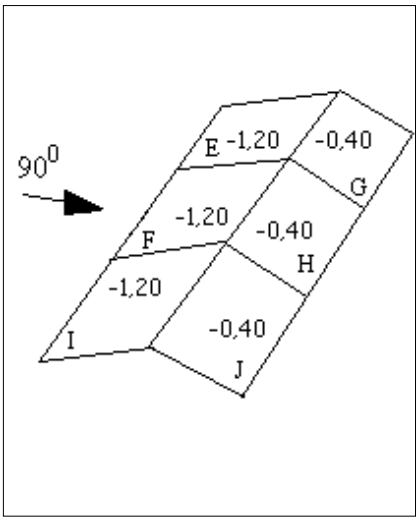
Fonte: VisualVentos

Figura 2. 23: Interface VisualVentos: Cpe Telhado (Vento 0º)



Fonte: VisualVentos

Figura 2. 24: Interface VisualVentos: Cpe Telhado (Vento 90º)



Fonte: VisualVentos

Cpe médio = -0,93

Como pode ser visto na figura 2.16, o índice de permeabilidade (relação entre a área das aberturas e a área total) das quatro faces da edificação é o mesmo. Portanto, de acordo com a NBR 6123: 1899, o coeficiente de pressão interno para uma edificação com as quatro faces igualmente permeáveis é o mais nocivo ente -0,3 e 0. Desse modo, são calculados a velocidade característica de vento, a pressão dinâmica e os esforços resultantes na edificação

Velocidade Característica de Vento:

$Vk = Vo * S1 * S2 * S3$

$Vk = 35,00 * 1,00 * 0,79 * 0,95$

$Vk = 26,12$ m/s

Pressão Dinâmica:

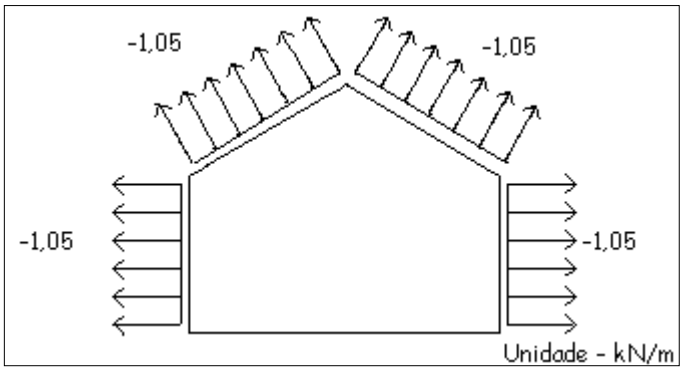
$q = 0,613 * Vk_{ć}$

$q = 0,613 * 26,12_{ć}$

$q = 0,42$ kN/m$_{ć}$

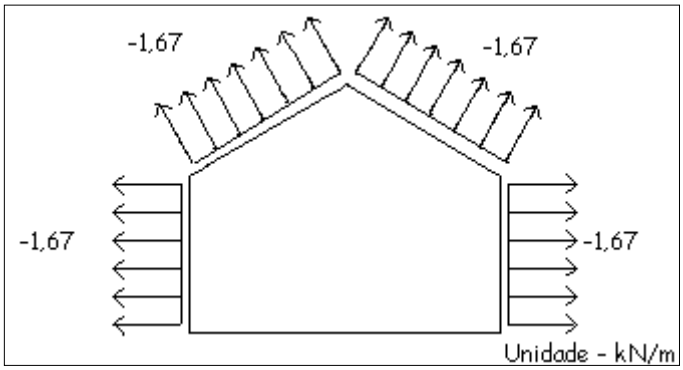
Esforços Resultantes:

Figura 2. 25: Interface VisualVentos: Esforços (Vento 0º/ Cpi = -0,30)



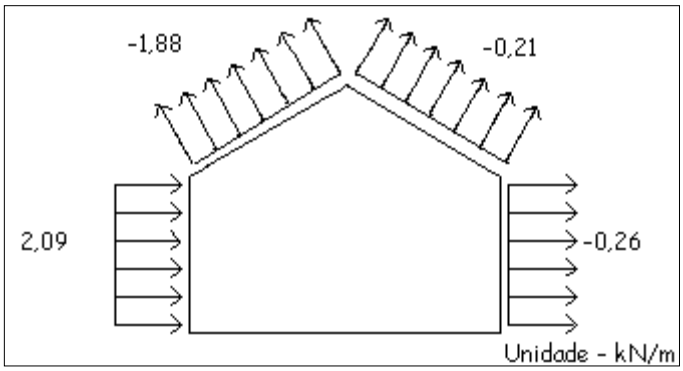
Fonte: VisualVentos

Figura 2. 26: Interface VisualVentos: Esforços (Vento 0º/ Cpi = 0,00)



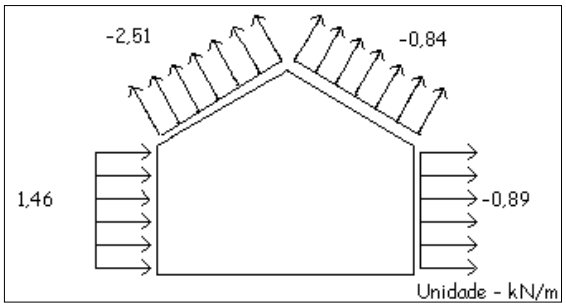
Fonte: VisualVentos

Figura 2. 27: Interface VisualVentos: Esforços (Vento 90º/ Cpi = -0,30)



Fonte: VisualVentos

Figura 2. 28: Interface VisualVentos: Esforços (Vento 90º/ Cpi = 0,00)



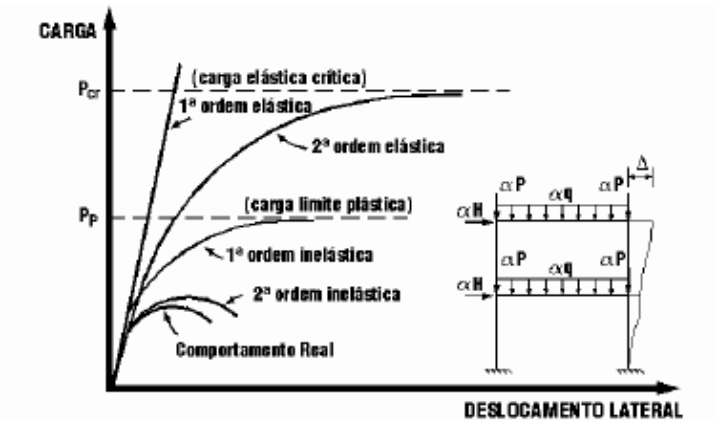
Fonte: VisualVentos

2.3. ESTABLIDIDADE ESTRUTURAL CONFORME A NBR 8800:2008

2.3.1. Tipos de análises

Os métodos de análise estrutural distinguem-se nas suas considerações iniciais, e estas são: admitir a análise da estrutura em sua posição indeformada ou não, assim como se ocorre a plastificação das barras. A figura 2.29 demonstra como é o comportamento de carga x deslocamento lateral em pórticos rígidos com carregamentos estáticos para cada tipo de análise com base nessas suposições iniciais.

Figura 2. 29: Tipos de análise estruturais



Fonte: Silva[1] apud Camargo (2010)

[1] SILVA, R.G.L. **Avaliação dos efeitos em segunda ordem em edifícios de aço utilizando métodos aproximados e análise rigorosa.** 2004. 140 f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2004.

A análise de primeira ordem tem como base obter os esforços solicitantes considerando a estrutura indeformada. Nesse caso pressupõe-se a hipótese dos pequenos deslocamentos, afirmado que como os deslocamentos são pequenos seus efeitos não são suficientes para causar alguma alteração significante na estrutura. Desse modo nesse tipo de análise vale o princípio da superposição dos efeitos.

Na análise de segunda ordem os deslocamentos do equilíbrio são encontrados através da estrutura deformada. Esse tipo de análise é obrigatório para estudo da estabilidade da estrutura. Desse modo, define-se linearidade geométrica como a proporcionalidade entre os esforços aplicados e os deslocamentos angulares ou lineares. Logo a não linearidade geométrica é usada em análises de segunda ordem.

Entretanto cada uma dessas análises pode considerar a ocorrência ou não da plastificação do material. Caso não ocorra, a análise é elástica, pois o material possui uma linearidade física que obedece a Lei de Hooke. A análise é inelástica quando o material não obedece essa lei, ou seja, ocorre sua plastificação.

Nas análises inelásticas o material é levado ao escoamento. Segundo Silva (2010) existem dois métodos que contemplam esse tipo de análise. O primeiro é mais simples, com a adoção de rótulas plásticas e o segundo e a segunda formulação é por zona plástica (ou plasticidade distribuída). Em relação às rótulas plásticas podem ser aplicados dois métodos: o rigido-plástico e o elastoplástico. Conforme Camargo (2012) o primeiro estuda o mecanismo de colapso final da estrutura não considerando a redistribuição de momentos e a estrutura deforma-se apenas quando ocorre plastificação. Já o segundo estuda a sequência de formação de rotulas plásticas e a carga de colapso da estrutura, assim como da observação da redistribuição de forças na estrutura.

Desse modo distingue-se em quatro tipos de análises.

- Análise elástica de primeira ordem;
- Análise elástica de segunda ordem;
- Análise inelástica de primeira ordem;
- Análise inelástica de segunda ordem;

Conforme mostra a figura 2.29, a análise inelástica de segunda ordem é a que mais se assemelha ao comportamento real do pórtico.

2.3.2. Classificação quanto a sensibilidade de deslocamentos laterais

De acordo com a NBR 8800 podem ser admitidos diferentes tipos de análise dependendo de sua sensibilidade aos deslocamentos laterais. Essa sensibilidade é classificada através da razão do deslocamento lateral do andar relativo à sua base para uma análise de segunda ordem para os obtidos com os de análise de primeira ordem, considerando em ambos os casos ações de combinação última.

Dessa forma considera de pequena deslocabilidade quando essa razão não supera 1,1. Quando estiver no intervalo entre 1,1 e 1,4 é classificada como de média deslocabilidade. Já para valores superiores a 1,4 é uma estrutura de grande deslocabilidade. Por sua vez as imperfeições geométricas iniciais do material não são consideradas nessa análise.

2.3.3. Considerações para dimensionamento

A flambagem das barras prismáticas nas análises citadas no item 2.3.1 não é apresentada diretamente, pois se permite considerar todas as barras o coeficiente K=1 (sendo K o coeficiente de flambagem das barras comprimidas), que considera o comprimento destravado da barra. Entretanto, quando K for superior a 1 fazem-se ajustes por meio das imperfeições geométricas e de materiais iniciais equivalentes.

Além disso, para efeitos desfavoráveis das combinações normais e das combinações especiais ou de construção para análise de segunda ordem é permitido que os esforços solicitantes fossem alcançados pela majoração de ações de $\frac{\gamma_f}{\gamma_{f3}}$, com γ_{f3} =1,1; multiplicando-se posteriormente os resultados por 1,1, para obtenção dos esforços solicitantes finais (sendo γ_f o coeficiente de ponderação das ações, e γ_{f3} a parcela desse coeficiente de ponderação das ações que considera os possíveis erros de avaliação dos efeitos das ações).

2.3.4. Determinação dos esforços solicitantes para estados limites últimos

Nas estruturas classificadas como de pequena e média deslocabilidade a norma oferece dois meios de considerar as imperfeições geométricas iniciais. A primeira consiste em acrescentar

um deslocamento lateral relativo entre o andar superior e inferior de h/333, sendo "h" a distância entre os eixos das vigas. O segundo substitui esse deslocamento relativo inter-pavimentos pela força nocional de 0,3% da carga gravitacional total resistida por todos os elementos projetados para suportarem cargas verticais.

Quanto às imperfeições iniciais de material nas estruturas de pequena deslocabilidade não precisam ser consideradas. Contudo nas estruturas de média deslocabilidade podem ser atribuídos de forma indireta por meio da redução da rigidez axial e à flexão de 80%.

Estruturas de grande deslocabilidade exigem uma análise mais rigorosa. Desse modo, é necessário levar em conta a não-linearidade geométrica e do material. Por sua vez cabe ao projetista estrutural decidir pelo melhor método que englobe o que já foi citado. Entretanto a norma NBR 8800:2008 permite adotar os critérios usados das estruturas de média deslocabilidade com um adendo, a obrigatoriedade de que os efeitos das imperfeições geométricas iniciais sejam adotados nas combinações ultimas em que atuem ações variáveis devido ao vento.

2.3.5. Determinação de respostas para estados limites de serviço

Nesse caso não existe a necessidade de considerar as imperfeições iniciais geométricas nas combinações de serviço. Ainda permite, para nos casos de pequena e média deslocabilidade, a análise de primeira ordem. Contudo nas estruturas de grande deslocabilidade é necessário levar em conta os efeitos globais e locais de segunda ordem.

2.3.6. Método P-Δ

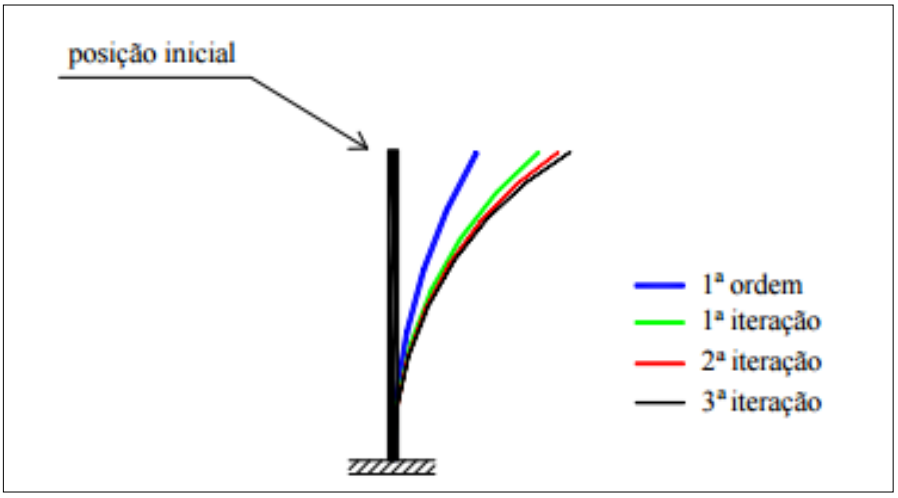
2.3.6.1. Definição

O método P-Delta consiste na obtenção dos esforços de segunda ordem nos elementos que possuem carga axial. É uma análise interativa dos deslocamentos mediante a transformação do momento provocado pela carga axial em forças cortantes fictícias no elemento. Essas forças horizontais fictícias são também chamadas de "sway forces".

O método iterativo baseia-se na determinação dos deslocamentos originados das novas forças horizontais, que, por fim gerarão novas forças horizontais ocasionando deslocamento adicional. Essas iterações ocorrem até atingirem um limite de convergência pré-determinado

de deslocamento. A figura 2.30 idealiza simplificadamente o processo para uma barra engastada livre.

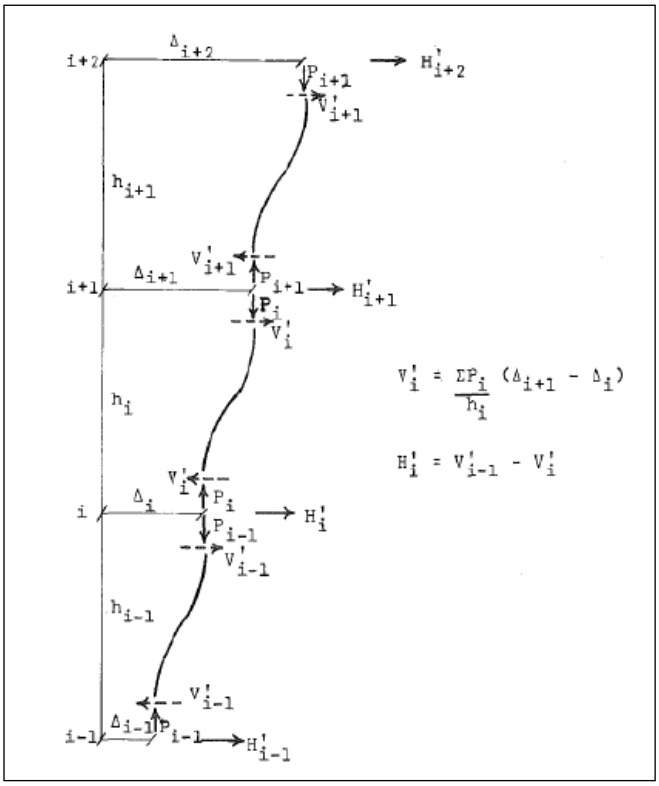
Figura 2. 30: Posições deslocadas em iterações sucessivas



Fonte: LIMA (2001)

Esse método é aplicado a edifícios de múltiplos andares conforme a figura 2.31.

Figura 2. 31: Cargas fictícias horizontais em edifício de múltiplos andares



Fonte: Gaiotii[2] (1989) apud Mocayo (2011)

De maneira a esclarecer a figura 2.31, os esforços cortantes fictícios Vi' são encontrados do seguinte modo:

$$V_i' = \frac{\sum P_i}{h_i}(\Delta_{i+1} - \Delta_i) \qquad (2.10)$$

Onde:

V_i' é o esforço cortante fictício no pavimento i;

P_i é o esforço normal fictício no pavimento i;

h_i é a distância entre os eixos das vigas no pavimento i;

Δ_{i+1}é o deslocamento horizontal da viga inferior do pavimento i+1;

Δ_i é o deslocamento horizontal da viga inferior do pavimento i.

[2] GAIOTTI, R.; SMITH, B. S. **P-Delta analysis of building structures**. Journal of Structural Engineering. New York, 1989.

A partir disso, é possível encontrar a carga lateral fictícia H_i do andar i pela subtração da cortante desse mesmo andar pelo cortante V_{i-1} do andar relativo inferior.

$$H_i' = V_{i-1}' - V_i' \tag{2.11}$$

Onde:

H_i' é a carga lateral fictícia na viga inferior do pavimento i;

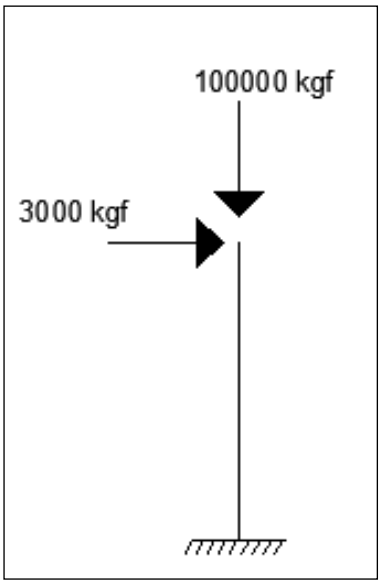
V_{i-1}' é o esforço cortante fictício no pavimento i-1.

Quanto à não linearidade física, podem ser seguidas as recomendações da NBR 8800:2008 de redução da rigidez de pilares e vigas. Segundo Oliveira (2009) o número de iterações está intimamente ligado ao grau de rigidez da estrutura, sendo, portanto, constatado a instabilidade da estrutura quando os deslocamentos crescerem indefinidamente. Um exemplo de uma barra engastada livre é feito a seguir de maneira a exemplificar o método P-Delta.

2.3.6.2. Exemplo

Para exemplificar a ideia do P-Delta será utilizada a barra engastada livre mostrada na figura 2.32.

Figura 2. 32: Exemplo prático do P-Delta



O perfil a ser utilizado será o W 200 x 52 (H) da Gerdau Açominas que possui inércia no eixo x de 5298 cm², módulo de elasticidade de 200 GPa com três metros de comprimento. Inicialmente aplica-se uma força vertical de 100000 kgf e uma força horizontal de 3000 kgf. O momento na base da barra é igual a:

$$M_1 = F_{hd}\ x\ L$$
$$M_1 = (1{,}4\ x\ 3000)\ x\ 3 = 12600\ kgf.m$$

Onde:

M_1 é o momento de primeira ordem no engaste;

F_{hd} é a força horizontal de cálculo;

L é o comprimento da barra;

O deslocamento horizontal nessa situação é o seguinte:

$$\Delta 1 = \frac{F_{hd} \times L^3}{3 \times E \times I}$$
$$\Delta 1 = \frac{1{,}4 \times 3000 \times 3^3}{3 \times 200000000 \times 0{,}00005298} = 0{,}03567m$$

Onde:

$\Delta 1$ é o deslocamento horizontal devido à força horizontal de cálculo F_{hd};

E é o módulo de elasticidade do material da barra;

I é o momento de inércia da barra

Logo o deslocamento será de 0,03567 m. A partir disso começam as iterações. Conhecido o deslocamento, determina-se o novo momento no engaste.

$$M_{21} = M_1 + F_{vd} \times \Delta 1$$
$$M_{21} = 12600 + (1{,}4 \times 100000) \times 0{,}03567$$
$$M_{21} = 17594{,}34\ kgf.m$$

Onde:

F_{vd} é a força vertical de cálculo;

M_{21} é o momento de segunda ordem da iteração atual;

Após isso, determina-se a nova força fictícia horizontal:

$$F_{h1} \times L = F_{vd} \times \Delta 1$$
$$F_{h1} = \frac{(1{,}4 * 100000) * 0{,}03567}{3}$$
$$F_{h1} = 1664{,}78 kgf$$

Onde:

F_{h1} é a força horizontal fictícia obtida na primeira iteração.

Agora inicia-se a segunda iteração levando em consideração a nova força fictícia horizontal de cálculo:

$$\Delta 2 = \frac{F_{h1} \times L^3}{3 \times E \times I} = \frac{1664{,}78 \times 3^3}{3 \times 200000000 \times 0{,}00005298} = 0{,}01414\, m$$

Determina-se o novo momento:

$$M_{22} = M_{21} + F_{vd} \times \Delta 2$$
$$M_{22} = 17594{,}34 + 1{,}4 \times 100000 \times 0{,}01414$$
$$M_{22} = 19573{,}97\ kgf.m$$

Como critério de parada, adota-se o erro de 0,01% do momento em relação à iteração anterior, sendo o erro dado pela expressão:

$$erro_i = \frac{M_{2i} - M_{2(i-1)}}{M_{2(i-1)}}$$

Onde:

$erro_i$ é o erro na iteração i;

M_{2i} é o momento obtido na iteração i;

$M_{2(i-1)}$ é o momento obtido na iteração i-1.

Nessa iteração, o erro é de 11,25%.

Acha-se a nova força horizontal incremental:

$$F_{h2} \times L = F_{vd} \times \Delta$$

$$F_{h2} = \frac{(1{,}4 * 100000) * 0{,}01414}{3}$$

$$F_{h2} = 659{,}88\ kgf$$

A convergência só ocorre na 10ª iteração com o momento de 20873,13 kgf.m, e erro de 0,006%. A tabela com todas as iterações do exemplo apresentado encontra-se no apêndice A.

2.4. RANKINE-MERCHANT

A equação de Rankine-Merchant surgiu da ideia de W.Merchant em 1954 de estabelecer uma estimativa prática para a carga de ruína de pórticos metálicos (OLIVEIRA, 2009). Desse modo, ela tenta estimar a carga de ruína do pórtico por meio da seguinte equação:

$$\frac{1}{\lambda_R} = \frac{1}{\lambda_{CR}} + \frac{1}{\lambda_C} \tag{2.12}$$

ou

$$\lambda_R = \frac{\lambda_{CR}}{1 + \frac{\lambda_{CR}}{\lambda_C}} \tag{2.13}$$

ou ainda:

$$\lambda_R = \frac{\lambda_C}{1 + \frac{\lambda_C}{\lambda_{CR}}} \tag{2.14}$$

Onde:

λ_R é o fator de carga de ruína, ou fator de Rankine-Merchant;

λ_c é o fator de carga de colapso plástico;

λ_{CR} é o fator de carga crítica de flambagem.

Essa equação faz referência a fatores de carga, isto é, acréscimos de carga em toda edificação por um fator multiplicador. Diante disso, a fórmula de Rankine-Merchant traz a conexão de dois fatores de carga para determinar a carga de ruína da estrutura. Olhando para a figura 2.29, o que o fator de Rankine propõe, na prática, é avaliar as cargas de ruptura considerando, separadamente, os efeitos de 2ª ordem elástica e de 1ª ordem inelástica, relacionando-os de forma a obter uma carga de ruína da estrutura que considere ao mesmo tempo esses dois fatores, chegando-se assim a uma carga de ruína mais próxima da real.

Com base na equação de Rankine-Merchant, nota-se que a carga de ruína depende tanto do valor de cada fator de carga separadamente quanto da relação entre eles. Quanto maior é o valor desses fatores, maior será a carga de ruína. Entretanto, se o denominador das equações 2.13 e 2.14 for muito grande, a carga de ruína tenderá a diminuir.

Em relação à razão entre os fatores já citados, segundo Brozzetti[3] (1977) apud OLIVEIRA (2009) as recomendações para construção em estruturas de aço na Europa (European Recommendations for Steel Construction, 1975) e na França (Recommendatons pour le calcul em plasticité des constructions, 1975) estabelecem a diferenciação de pórticos rígidos e flexíveis com base na razão λ_{CR}/λ_{C}, segundo os seguintes valores:

- Para $\lambda_{CR}/\lambda_{C} > 10$: o pórtico pode ser analisado de acordo com a teoria de primeira ordem;
- Para $4 < \lambda_{CR}/\lambda_{C} < 10$: considerações particulares devem ser tomadas para verificação da estabilidade;
- Para $\lambda_{CR}/\lambda_{C} < 4$: uma análise elastoplástica de segunda ordem é requerida.

[3] Brozzetti, J. **Code Based Structural Plasticity in Engineering Plascitity by Mathematical Programming.** Proccedings of the NATO Advanced Study Institute – ed. M.Z. Cohn & G. Maier – Pergamon Press, New York. 1977.

Por meio dessas relações, pode-se notar que quanto maior é o valor da relação $\lambda_{CR/}\ \lambda_{C,}$ mais rígida, e consequentemente mais estável é a estrutura. Isso fica claro quando se observa a equação 2.14, já que $\lambda_{C/}\ \lambda_{CR}$ tende a diminuir, e a carga de ruína aproxima-se da carga de colapso plástico, isto é, a esbeltez da estrutura não influencia de forma significativa na carga de ruína.

Por outro lado, quanto menor é o valor da relação $\lambda_{CR/}\ \lambda_{C,}$ mais flexível, e consequentemente mais instável é a estrutura. Nesse caso, olhando-se para a equação 2.13, nota-se que o denominador tende a 1, e a carga de ruína aproxima-se da carga crítica de flambagem, ou seja, a esbeltez da estrutura influencia de forma significativa na carga de ruína.

CAPÍTULO 3
CONCEITUALIZAÇÃO E VALIDAÇÕES DA INSTABILIDADE ELÁSTICA E COLAPSO PLÁSTICO

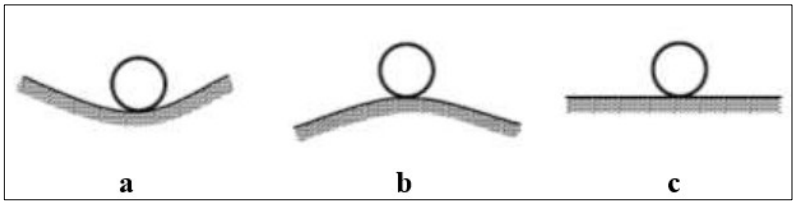
3.1. ESTABILIDADE ESTRUTURAL

3.1.1. Estado de equilíbrio estrutural

Segundo Reis e Camotim (2000), a noção de estabilidade de uma estrutura aparece sempre associada ao conceito de equilíbrio. Quando uma estrutura é submetida a um sistema de forças exteriores, ela apresenta uma configuração de equilíbrio caracterizada pelos deslocamentos de seus pontos. A estabilidade dessa configuração é caracterizada pelo comportamento da estrutura após sofrer uma "perturbação" causada por uma pequena ação exterior arbitrária – após o fim da perturbação, diz-se que a estrutura é "estável" caso ela volte à sua posição original, e "instável" caso contrário.

A ideia de estabilidade do equilíbrio pode ser mais bem compreendida através da visualização do exemplo clássico mostrado a seguir, na figura 3.1, que representa os três tipos de equilíbrio: estável, instável e neutro (SURUCEANU, 2015).

Figura 3. 1: Tipos de equilíbrio: estável (a), instável (b) e neutro (c)



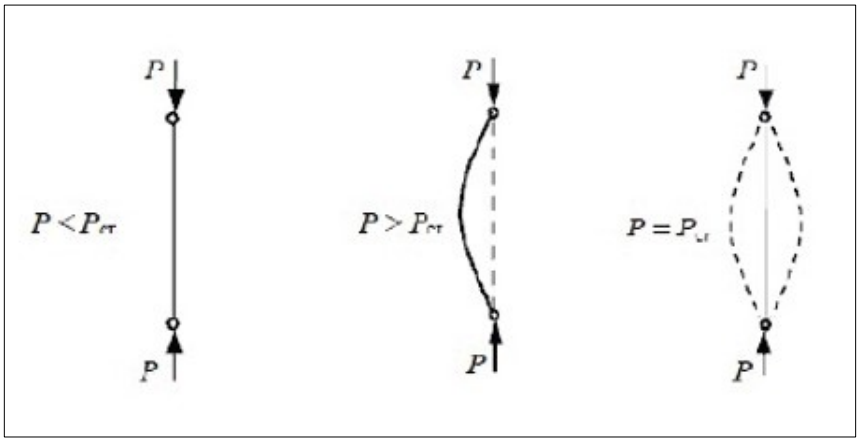
Fonte: adaptado de Suruceanu (2015)

Neste exemplo ilustrativo, uma esfera, submetida à ação de seu peso próprio, se encontra em repouso posicionada sobre três superfícies diferentes. Para a primeira superfície (côncava), verifica-se que a esfera está em um tipo de equilíbrio dito estável. Para a segunda superfície

(convexa), a esfera está em equilíbrio instável, e no terceiro caso (superfície horizontal), a esfera encontra-se em equilíbrio neutro.

A barra comprimida mostrada na figura 3.2, apresentada por Peres (2011), pode ser considerada de forma semelhante. No primeiro caso o equilíbrio é estável, pois a carga aplicada (P) é menor do que a carga crítica, e se for aplicada uma pequena deformação à coluna esta volta à sua posição inicial. No segundo, o equilíbrio é instável, já que a carga aplicada é maior que a crítica, e uma pequena deformação aplicada à coluna faz com que as deformações aumentem consideravelmente. O último caso mostra um equilíbrio neutro, uma vez que a carga aplicada é igual à crítica, e quando uma pequena deformação é aplicada, a estrutura mantém a sua posição deformada.

Figura 3. 2: Três tipos de equilíbrio de uma coluna

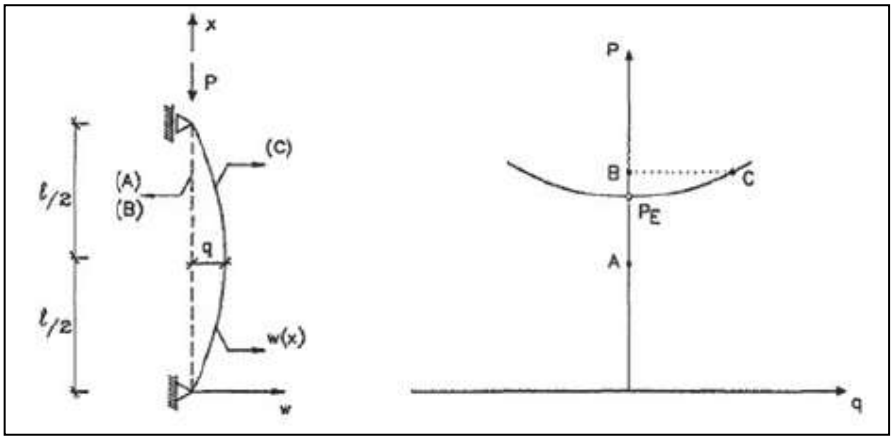


Fonte: adaptado de Peres (2011)

3.1.2. Carga crítica de uma coluna

Para esclarecer o conceito de estado (configuração) de equilíbrio, utiliza-se então um problema bastante conhecido, usualmente chamado como problema da "coluna de Euler", que é uma coluna elástica de comprimento ℓ, simplesmente apoiada e submetida a uma carga axial P. As trajetórias de equilíbrio dessa coluna estão representadas na figura 3.3, onde q é o deslocamento transversal à meia altura (REIS E CAMOTIM, 2000).

Figura 3. 3: Coluna de Euler e sua trajetória de equilíbrio



Fonte: adaptado de Reis e Camotim (2000)

Nota-se a existência de duas trajetórias distintas da coluna de Euler. Uma trajetória, a chamada trajetória fundamental, é caracterizada por apresentar valor de q = 0 em todo o seu caminho, isto é, independentemente do valor do carregamento, não há deslocamentos transversais. A outra trajetória, designada por trajetória pós-encurvadura, apresenta valores de q diferentes de zero. As duas trajetórias intersectam-se no ponto definido por $q = 0$ e $P = P_E$, onde ocorre a chamada bifurcação de equilíbrio, e a carga P_E é designada carga crítica de Euler, dada por (MASSONET e CESCOTTO[4], 1982 apud REIS E CAMOTIM, 2000):

$$P_E = \frac{\pi^2 EI}{{l_E}^2} = \frac{\pi^2 EI}{(Kl)^2} \tag{3.1}$$

Onde:

E é o módulo de elasticidade do material;

I é a inércia da seção em relação ao eixo de flexão considerado;

l_E é o comprimento de encurvadura;

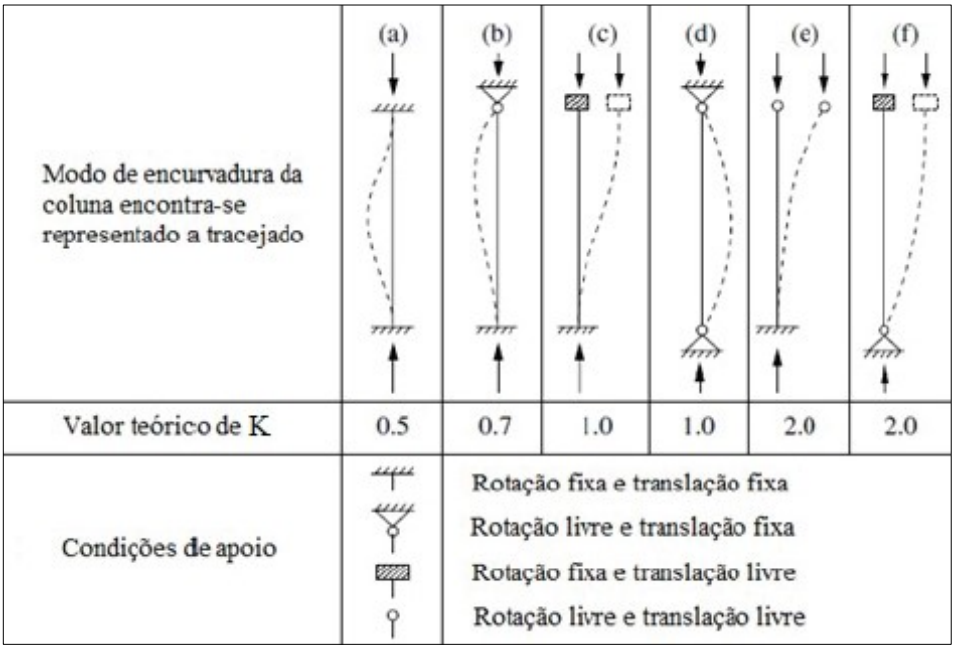
l é o comprimento da barra;

Ké o fator de comprimento de encurvadura, que depende das condições de apoio da coluna.

[4] MASSONET. C, E CESCOTTO. S. **Mécanique dês Máteriaux,** Siences et Letrres, Liege. 1982.

A figura 3.4 mostra os fatores de comprimento de encurvadura para as respectivas condições de apoio às quais a coluna pode estar submetida.

Figura 3. 4: Fator de comprimento de encurvadura para colunas com as respectivas condições de apoio



Fonte: adaptado de Duan e Chen[5] (2005) apud Peres (2011)

É importante salientar que a carga crítica de Euler é apenas a primeira carga crítica da coluna, já que, como mostra Hibbeler (2010), uma coluna tem infinitos valores de carga crítica, e consequentemente infinitos modos de instabilidade, e a equação mais genérica para descrever essas cargas é:

$$P = \frac{n^2\pi^2 EI}{{l_E}^2} = \frac{n^2\pi^2 EI}{(Kl)^2} \qquad n = 1, 2, 3 \ldots \tag{3.2}$$

Onde:

P representa os valores das cargas críticas de flambagem;

n representa o número de ondas na forma defletida da coluna.

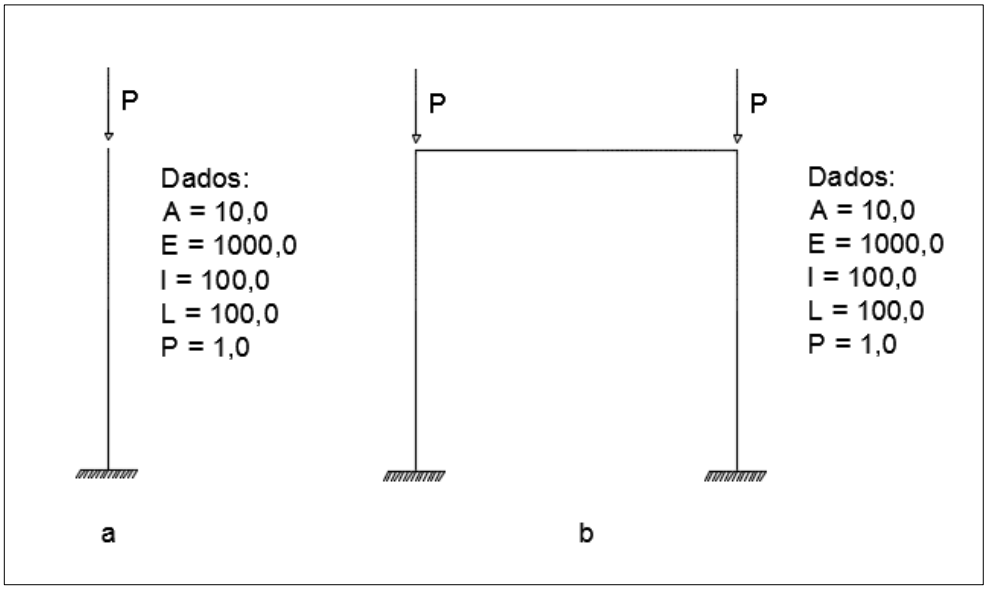
[5] KING. W.S; DUAN, L.; W.F. CHEN. **K-factor equation to alignment charts for column design**. ACI Structural Journal, 1993.

3.1.3. Exemplos de validação

Para validarem-se os resultados dos fatores de carga crítica obtidos pelo SAP2000, buscou-se realizar, nesse programa, análises de instabilidade elástica de alguns exemplos presentes na literatura, a fim de compararem-se os resultados e verificar-se a confiabilidade dos resultados obtidos pelo programa.

Os exemplos escolhidos foram: o caso clássico da coluna de Euler, cuja carga crítica estimada já foi mostrada anteriormente, e o pórtico plano exemplificado em Oliveira (1998), retirado de Charjes[3] (1974). Esses exemplos, bem como os dados utilizados, são mostrados na figura 3.5.

Figura 3. 5: Exemplos para validação do SAP2000 – coluna de Euler (a) e pórtico de Charjes (b)

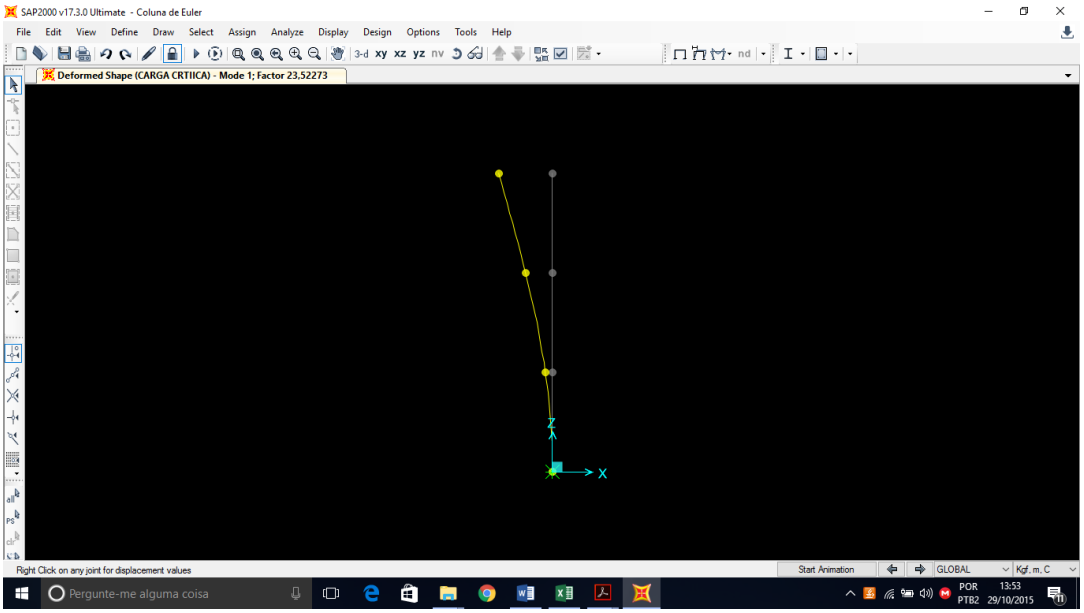


Serão mostrados, para cada exemplo, os fatores de carga crítica de flambagem e os correspondentes modos de instabilidade obtidos pelo programa, além da comparação dos valores do primeiro fator de carga de flambagem com os apresentados na literatura. Além disso, para o primeiro exemplo, será mostrado, no Apêndice B, o passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000, aproveitando-se, portanto, para explicar didaticamente como essa análise é realizada, uma vez que se verificou a escassez dessas informações, que não estão disponíveis nem mesmo no manual do programa.

3.1.3.1. Exemplo 1: Coluna de Euler

O fator de carga crítica de flambagem obtido pelo SAP2000 para o exemplo da coluna de Euler foi igual a 23,52. Esse fator é 4,68% menor que o obtido pela fórmula de Euler, que é 24,67. O primeiro modo de instabilidade é mostrado na figura 3.6. Todos os outros modos de flambagem, bem como o passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000 são mostrados no Apêndice B.

Figura 3. 6: Primeiro modo de instabilidade da coluna de Euler

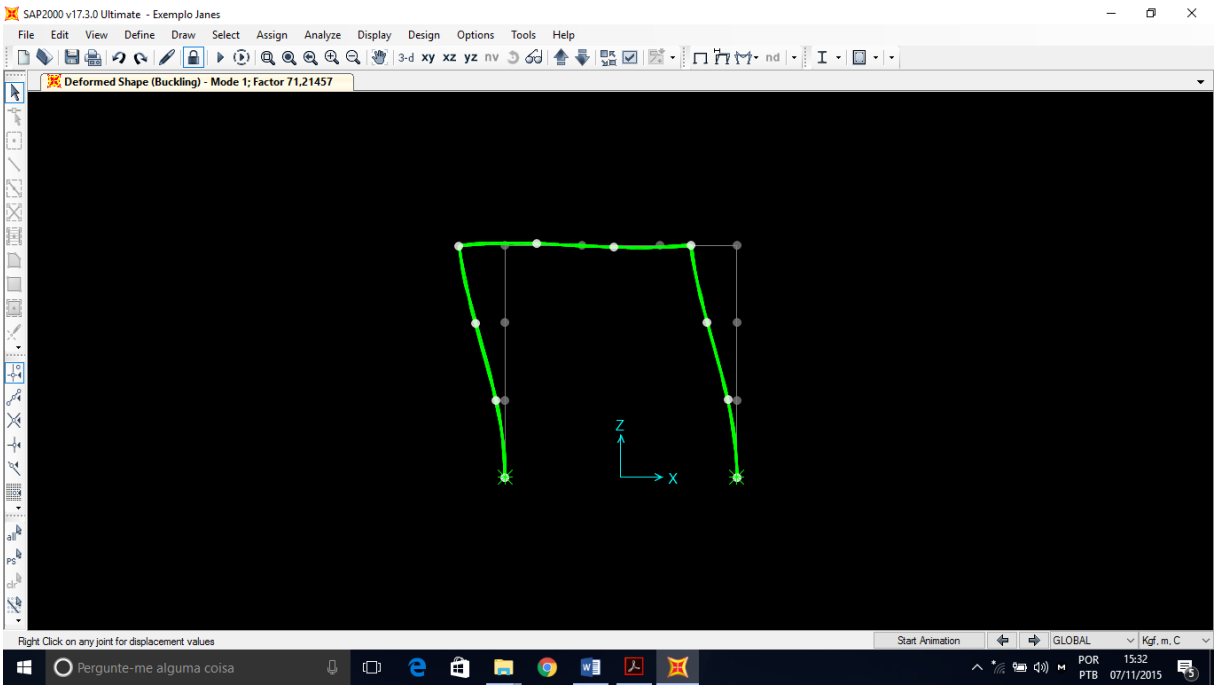


Fonte: *print screen* da tela do SAP2000

3.1.3.2. Exemplo 2: Pórtico plano de Chajes

Segundo Oliveira (1998), o fator de carga crítica de flambagem exato para esse problema foi determinado por Lu[4] (1963), e é igual a 73,40. O fator obtido pelo SAP2000 foi igual a 71,21; que é 2,98% menor do que o calculado por Lu (1963). O primeiro modo de instabilidade é mostrado na figura 3.7. Todos os outros modos de flambagem obtidos pelo programa são mostrados no Apêndice B.

Figura 3. 7: Primeiro modo de instabilidade do pórtico plano de Charjes



Fonte: *print screen* da tela do SAP2000

3.2. ANÁLISE ELASTOPLÁSTICA INCREMENTAL

5.1.1. Conceitualização

Segundo Paula (1995), a análise elastoplástica tem como objetivo principal a determinação da resistência plástica máxima da estrutura. Tal análise considera o histórico de carregamento, a localização e a sequência de formação de rótulas plásticas, levando-se em conta a ductilidade do material, que é desprezada no cálculo linear elástico por exemplo. Em resumo, o fator de carga de colapso plástico será obtido quando a estrutura se transformar em um mecanismo de colapso plástico depois da formação de um número suficiente de rótulas plásticas, atingindo assim a capacidade de carregamento máxima.

De acordo com Jorge (2001), a análise para se encontrar o fator de colapso plástico (λ_c) de uma estrutura está baseada em três Teoremas principais, são eles: o Teorema Estático, o Teorema Cinemático e o Teorema da Unicidade.

O Teorema Estático, segundo Jorge (2001), pode ser enunciado do seguinte modo: “Se existir uma distribuição de momentos numa estrutura linear que seja simultaneamente segura e

estaticamente admissível para um determinado conjunto de cargas λ, o valor λ pode ser menor ou igual à carga de colapso plástico λ_c". Desse modo, não é possível existir alguma distribuição de momentos que seja simultaneamente seguro e estaticamente admissível e que seja originado por uma carga superior à carga de colapso.

O teorema Cinemático, segundo Jorge (2001), pode ser enunciado da seguinte forma: "Para uma determinada estrutura sujeita a um conjunto de cargas λ, se as cargas λ corresponderem a um mecanismo possível da estrutura, então essas cargas λ são superiores ou iguais à carga de colapso λ_c. Portanto, de todos os mecanismos possíveis para uma estrutura, o mecanismo de colapso é aquele que corresponde a menor carga de colapso λ_c.

O Teorema da Unicidade, segundo Jorge (2001), pode ser enunciado do seguinte modo: "Se para uma dada estrutura sujeita a um conjunto de cargas λ, se formarem rótulas plásticas em número suficiente para que seja constituído um mecanismo e o diagrama de momentos fletores daí resultantes for admissível, então o fator de carga correspondente conduzirá à carga de colapso plástico λ_c.

De acordo com Paula (1995), o processo de análise elastoplástica incremental consiste em fazer variar o fator de carga aplicado na estrutura até que o momento linear elástico máximo na estrutura seja igual ao momento de plastificação da seção, em seguida é inserida uma rótula plástica nesta seção. Realiza-se novamente, encontrando o incremento do fator de carga que irá provocar o surgimento de uma nova rótula plástica. Recalcula-se o fator de carga correspondente, e repete o processo até a perda total da rigidez do pórtico, determinando assim o fator de colapso plástico.

Para realizar tal análise, foi utilizado o programa SAP 2000, através de um processo iterativo, no qual foram colocadas rótulas plásticas em pontos da estrutura onde foi atingido o momento de plastificação, até que a mesma se constituísse em um mecanismo, obtendo assim o fator de colapso plástico.

Segundo Paula (1995), o momento de plastificação pode ser alterado por vários fatores, sendo a força normal e a força cortante os dois fatores mais importantes. De acordo com Horne (1979) a influência da força normal é maior do que a da força cortante na determinação do momento de plastificação.

Horne (1979) afirma que em uma seção carregada por uma força longitudinal N, atuando no centroide do perfil, e um momento fletor M, agindo sobre o eixo do perfil, qualquer combinação entre N e M que satisfaça a inequação (3.3) é uma combinação segura:

$$\frac{|N|}{N_P} + \frac{|M|}{M_P} \leq 1 \tag{3.3}$$

Onde N_P é o normal de plastificação da seção, e M_P é o momento de plastificação da seção, determinados por:

$$N_P = A\, F_y \tag{3.4}$$

$$M_P = Z\, F_y \tag{3.5}$$

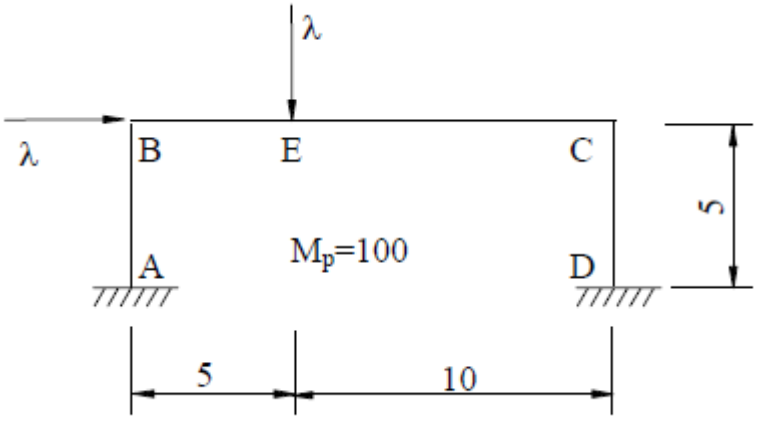
Onde A é a área da seção transversal, Z o módulo de resistência plástico e F_y a tensão de escoamento à tração do material do perfil.

Portanto, de acordo com as equações 3.4 e 3.5, os esforços de plastificação são dependentes das características físicas (tensão de escoamento do material) e geométricas (forma e dimensões da seção transversal) dos elementos.

5.1.2. Validação da análise elastoplástica incremental

Para validar a análise incremental faz-se uma comparação a um exemplo feito em um material de Análise Elastoplástica de Estrutura Reticulada (2000/2001) do Departamento de Engenharia Mecânica e Gestão Industrial da Faculdade de Porto. Desse modo, o software SAP2000 foi usado para comparar resultados do mesmo layout com as mesmas dimensões. A figura 3.8 mostra o esquema do pórtico.

Figura 3. 8: Pórtico da análise elastoplástica incremental



A análise consiste em aumentar o fator de carga de colapso plástico até alguma seção da estrutura atingir o momento de plastificação. Quando esse fato ocorrer, uma rótula será inserida no local da plastificação. Após isso, aumentar-se-á novamente o fator de carga até outra seção se plastificar. Esse processo continuará até a estrutura formar um mecanismo ou apresentar deslocamentos excessivos. Este será considerado excessivo, conforme a NBR 8800:2008, caso ultrapasse a relação h/500 de deslocamento horizontal do topo dos pilares referente a base, ou deslocamento vertical de L/350 para vigas. A fim de mostrar didaticamente o processo de implementação das rótulas, será desconsiderado o critério dos deslocamentos excessivos, e utilizar-se-á como critério de parada apenas o critério da hipostaticidade da estrutura.

Na validação executada no SAP2000 supõe-se que todas seções são iguais e o momento de plastificação é igual a 100. Dessa maneira, a primeira rótula é inserida no ponto D, onde ocorre a primeira plastificação, com λc de 39,5. Posteriormente as plastificações ocorrem respectivamente em E, C e A com os respectivos incrementos de carga (Δλc) de 6,44; 0,84 e 3,20. Logo, o fator de colapso plástico desse pórtico conforme o programa SAP é de λ=39,50+6,44+0,84+3,20=49,98. No material anteriormente citado, o resultado foi de λc=50, portanto a validação está correta para um erro de 0,04%.

O valor Δλ no momento da validação será inserido no aumento do load case. Portanto para achar o segundo local de momento de plastificação não será inserido 45,94 e sim 6,44. Dessa maneira os novos momentos (Mat) serão a soma dos momentos dos casos anteriores mais os momentos do caso atual (M+) para determinar o momento total (Mat). As tabelas abaixo mostram mais claramente esse raciocínio.

A obtenção do Δλ ocorre por meio de simples cálculo. A referência é sempre o caso anterior, estima Δλ de valor unitário. Um exemplo é demonstrado abaixo para o entendimento do método.

Considerando um momento de plastificação (Mp) de 100 é determinado o primeiro local de rótula no ponto A. Nesse caso o ponto B foi o segundo ponto de maior momento fletor, que foi 80. Apesar do ponto B ser o segundo de maior momento fletor, outro local pode se plastificar antes uma vez que os esforços não se comportarão da mesma forma antes da inserção da rótula. Após a inserção da rótula em A e adotar Δλ=1, o ponto B possui um momento de 2,5.

Logo:

$$Mp = 80 + \Delta\lambda c \times 2{,}5$$

$$\Delta\lambda c = 8$$

Esse método facilita uma vez que não é necessário ficar escolhendo valores aleatórios para Δλc. A seguir estão exemplificados os resultados etapa por etapa para cada caso.

Figura 3. 9: Momento fletor até plastificação na seção D.

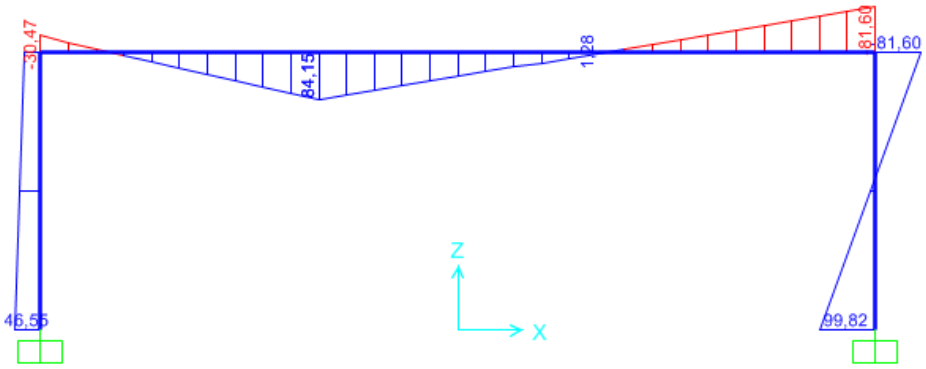
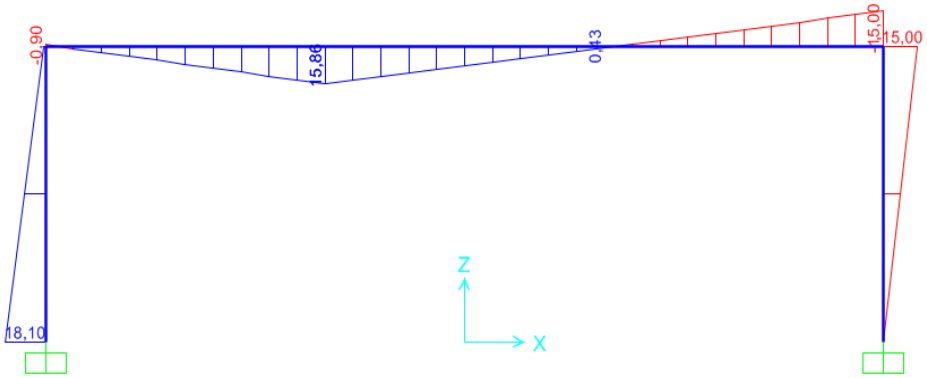


Tabela 3. 1: Momento fletor até plastificação na seção D.

λc	39,5
Ponto	Mat
A	46,55
B	30,47
C	81,60
D	99,82
E	84,15

Figura 3. 10: Momento fletor até plastificação na seção E.



.

Tabela 3. 2: Momento fletor até plastificação na seção E

λc	45,94309	Δλc	6,443089
Ponto	Mant	M+	Mat
A	46,55	18,10	64,65
B	30,47	0,90	31,37
C	81,60	15,00	96,60
D	99,82	0,00	99,82
E	84,15	15,86	100,01

Figura 3. 11: Momento fletor até plastificação na seção C.

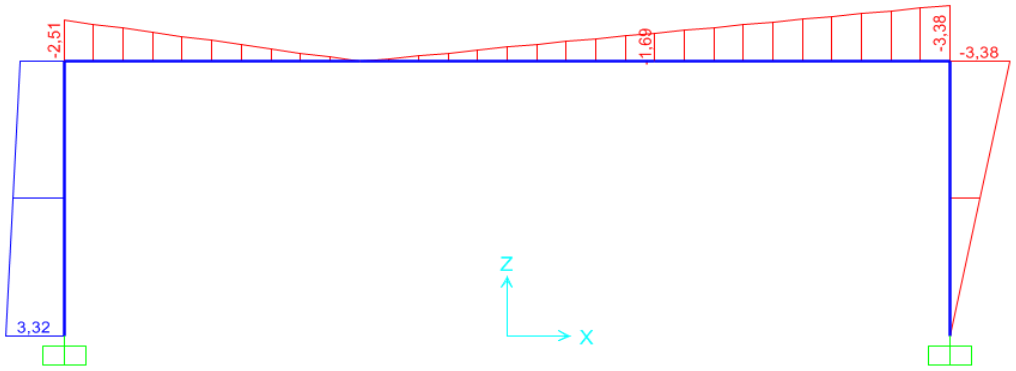


Tabela 3. 3: Momento fletor até plastificação na seção C.

λc	46,78676	Δλc	0,843672
Ponto	Mant	M+	Mat
A	64,65	3,32	67,97
B	31,37	2,51	33,88
C	96,60	3,38	99,98
D	99,82	0,00	99,82
E	100,01	0,00	100,01

Figura 3. 12: Momento fletor até plastificação na seção A.

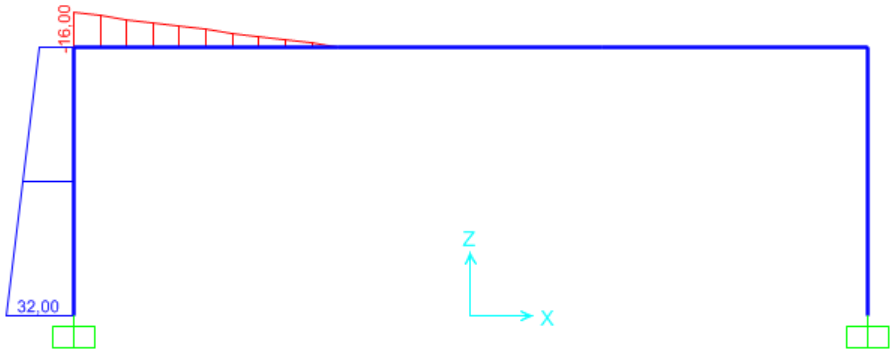


Tabela 3. 4: Momento fletor até plastificação na seção A.

λc	49,98976	Δλc	3,203
Ponto	Mant	M+	Mat
A	67,97	32	99,97
B	33,88	16	49,88
C	99,98	0	99,98
D	99,82	0	99,82
E	100,01	0	100,01

CAPÍTULO 4
ESTUDO DE CASO E RESULTADOS

4.1. CARACTERÍSTICAS GERAIS

Para estudo de caso, a construção escolhida foi uma de dois pavimentos, na cidade de Jaranópolis, Estado de Goiás, que atualmente encontra-se concluída. Desse modo, sua estrutura foi modelada no software SAP2000 com o intuito de se realizar um estudo a respeito de sua estabilidade. O projeto tem a forma retangular com 29,75 m de comprimento por 10,84 m de largura. As figuras 4.1, 4.2, 4.3 e 4.4 apresentam, respectivamente, a planta de fôrma do pavimento superior, a distribuição das treliças, a planta de fôrma da cobertura, e o corte longitudinal da estrutura original.

Figura 4. 1: Planta de forma do pavimento superior da estrutura original

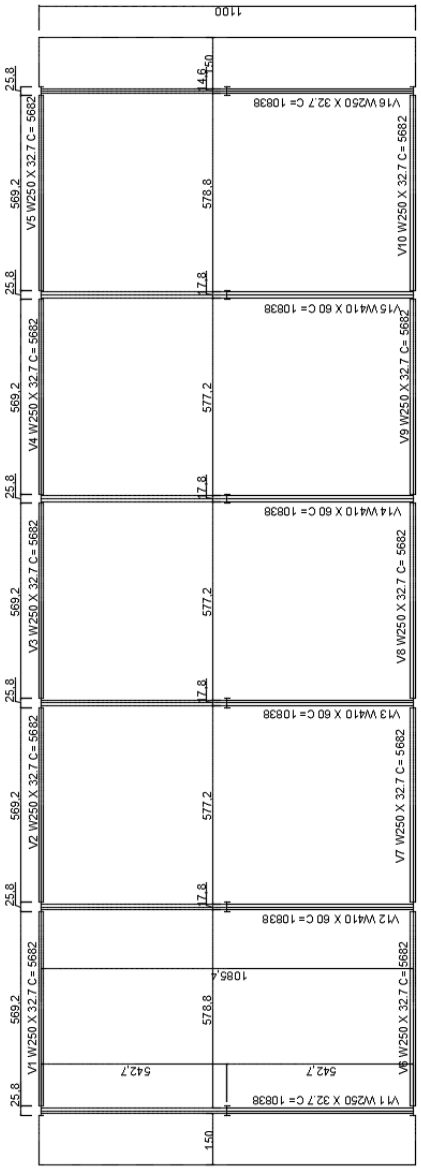


Figura 4. 2: Distribuição das treliças da estrutura original

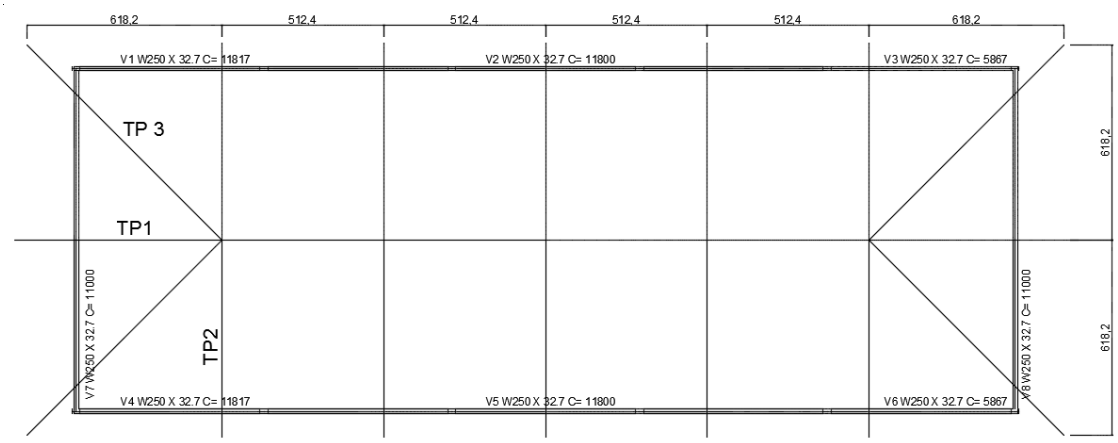


Figura 4. 3: Planta de fôrma da cobertura da estrutura original

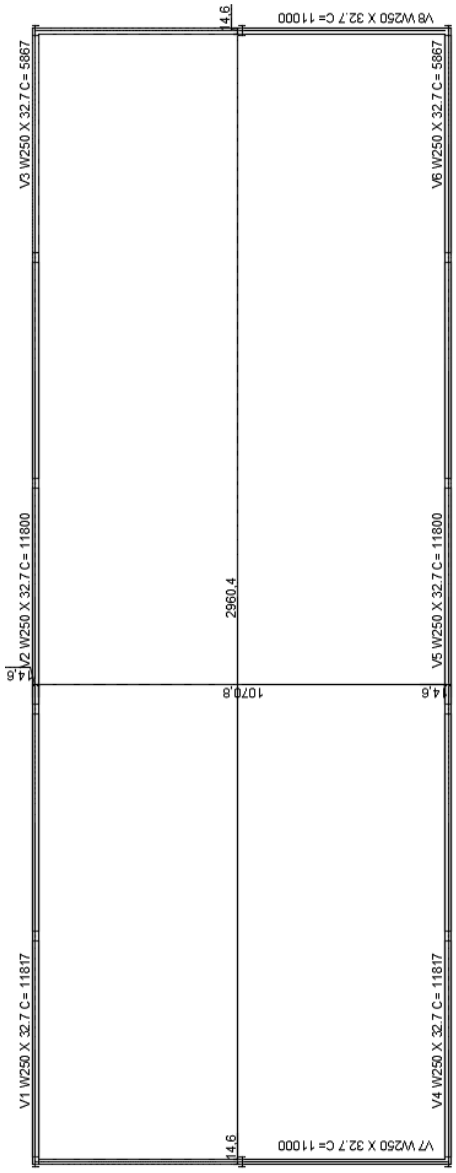
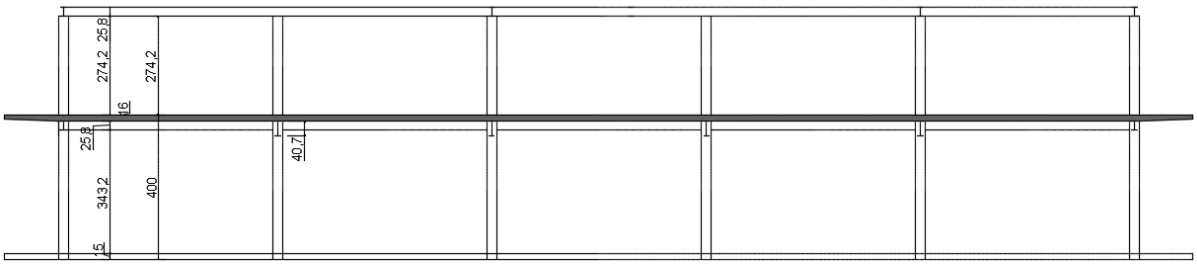
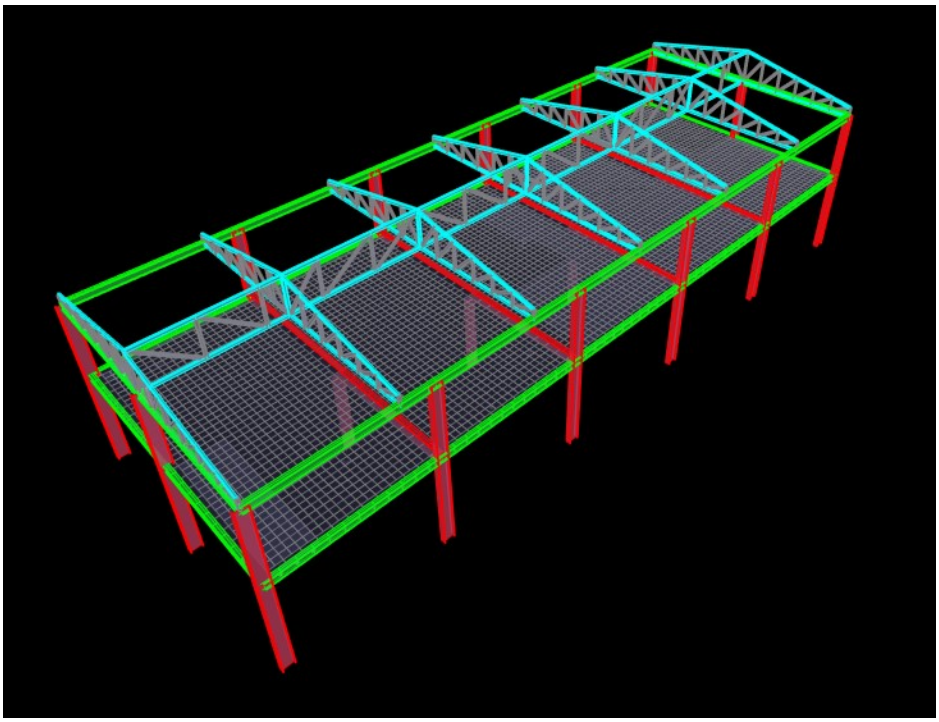


Figura 4. 4: Corte longitudinal da estrutura original



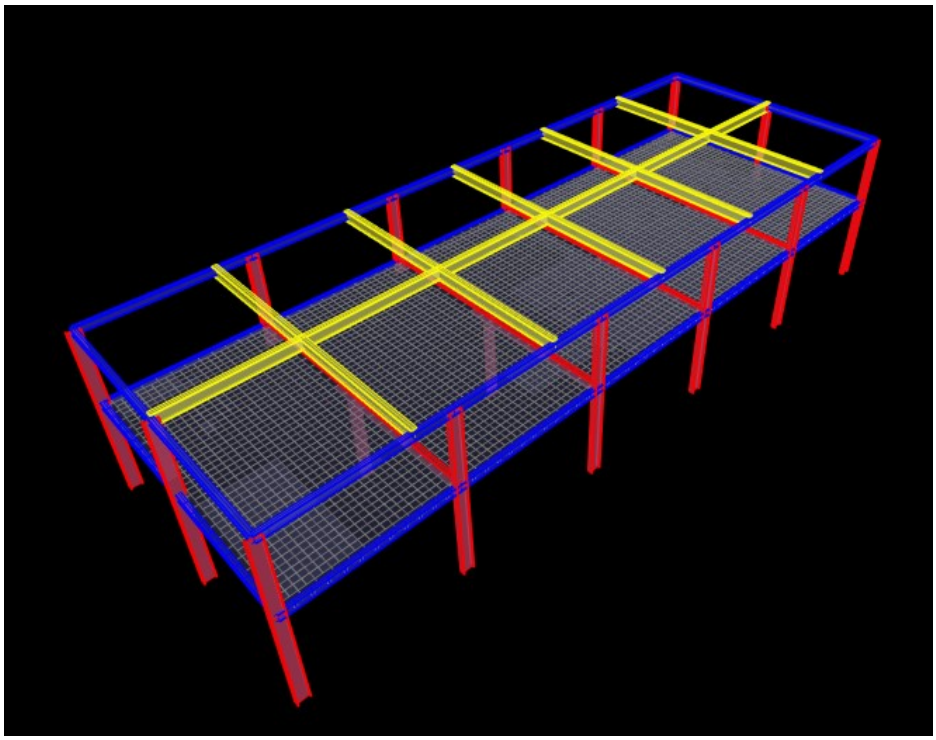
Para simplificação dos cálculos das cargas, considerou-se a estrutura sem os balanços do pavimento superior; e com o telhado de duas águas, o que era necessário para o cálculo de forças devido ao vento através do programa VisualVentos. A figura 4.5 mostra o modelo estrutural da edificação no programa SAP2000, após essas adaptações.

Figura 4. 5: Modelo estrutural do estudo de caso no SAP2000



Como o objetivo do estudo era realizar as análises considerando os pilares e vigas, o telhado foi retirado, a fim de que o programa não o considerasse nessas análises. Caso o telhado não fosse retirado do modelo, o fator de carga crítica encontrado pelo programa seria bem menor que o real, já que as treliças possuem perfis dobrados, que são altamente suscetíveis à flambagem devido sua esbeltez. Como o telhado foi retirado, criaram-se vigas de contraventamento, que serviram apenas para simular o contraventamento gerado por ele. O modelo final utilizado nas análises é mostrado na figura 4.6.

Figura 4. 6: Modelo estrutural adaptado do estudo de caso no SAP2000



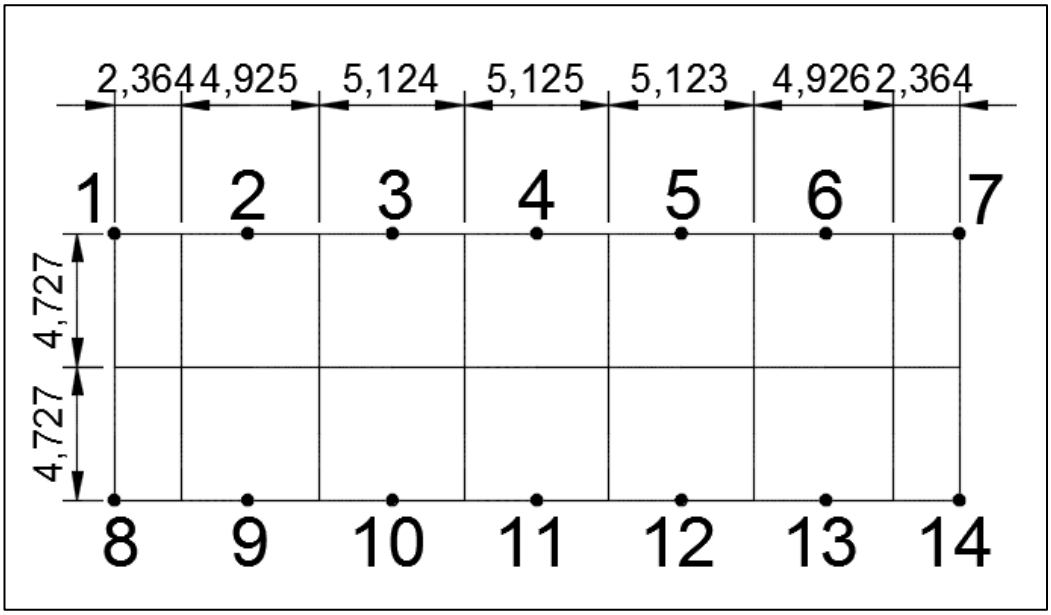
4.2. CARGAS DE PROJETO

Os tópicos a seguir descrevem os valores utilizados para as cargas do projeto, as quais são: cargas devido ao telhado, cargas totais nas lajes, cargas de peso próprio de vigas e pilares, e cargas devido ao vento.

4.2.1. Cargas devido ao telhado

A carga total do telhado, incluindo peso próprio e sobrecarga, foi estimada com o valor de 150 kgf/m². Com esse valor, pelo método das áreas de influência, foram calculadas as reações nos pontos de apoio do telhado. A figura 4.7 apresenta um esquema com os pontos de apoio do telhado, bem como as áreas de influência de cada ponto. É importante salientar que, para simplificar o cálculo das reações, considerou-se que a carga do telhado atua apenas nos pontos de apoio das treliças transversais.

Figura 4. 7: Pontos de apoio do telhado e áreas de influência



A tabela 4.1 mostra os valores das reações devido a carga de peso próprio e sobrecarga do telhado nos pontos de apoio. As reações horizontais não foram calculadas, já que essas forças seriam suportadas pelas vigas criadas para simular o contraventamento do telhado, não gerando esforços nas vigas V1 a V10.

Tabela 4. 1: Pontos de apoio do telhado e áreas de influência

Ponto de apoio	Reação (kgf)
1	1675,84
2	3492,43
3	3633,17
4	3633,17
5	3633,17
6	3492,43
7	1675,84
8	1675,84
9	3492,43
10	3633,17
11	3633,17
12	3633,17
13	3492,43
14	1675,84

4.2.2. Cargas das lajes

As lajes foram modeladas utilizando a analogia de grelha equivalente, com 12 faixas na menor direção e 22 faixas na maior direção, todas elas com aproximadamente 0,50 m de largura. As cargas da laje foram inseridas nos nós da grelha, e foram correspondentes a área de influência de cada nó. A tabela 4.2 apresenta os valores de peso próprio (CP), demais cargas permanentes provenientes dos revestimentos (CP), e sobrecarga (SC) utilizados nas lajes, bem como as cargas concentradas nos nós internos, intermediários e de canto das lajes.

Tabela 4. 2: Cargas nas lajes

Cargas Concentradas		
PP	180	kgf/m²
CP	200	kgf/m²
SC	150	kgf/m²
C_Tot	530	kgf/m²
C_Conc_Interna	129,65	kgf
C_Conc_Intermed.	64,83	kgf
C_Conc_Cantos	32,41	kgf

4.2.3. Cargas de peso próprio de vigas e pilares

As cargas de peso próprio das vigas foram inseridas como cargas distribuídas sobre as vigas, e as de peso próprio dos pilares foram inseridas como cargas concentradas nos nós dos pilares

(topo, interseção com as vigas do pavimento superior, e base). A peso próprio por metro dos perfis foram retirados de tabelas do fabricante, e correspondem a: 32,7 kgf/m para os perfis W250x32,7, utilizados nas vigas V1 a V10 e V17 a V20; e 60 kgf/m para os perfis W410x60,0, utilizados em todos os pilares (P1 a P18).

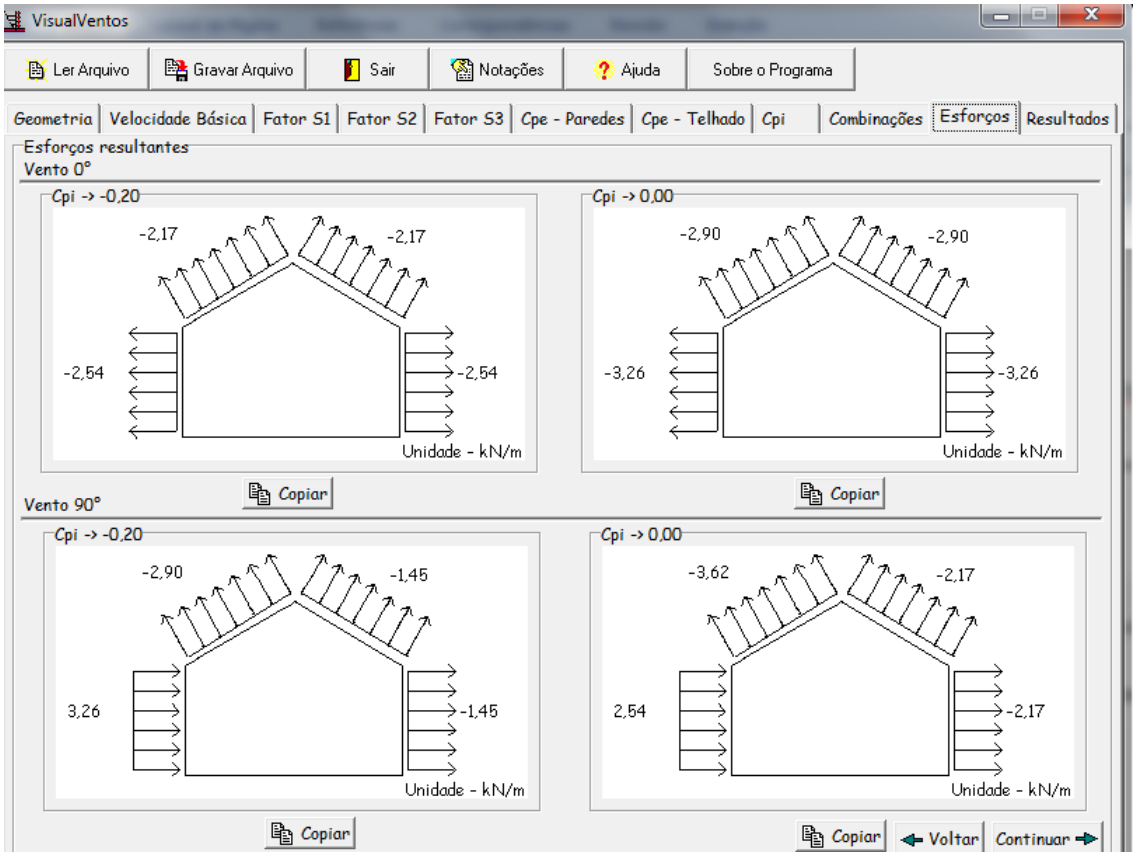
4.2.4. Cargas devido ao vento

As cargas referentes ao vento foram obtidas por meio do software VisualVentos, apresentado no item 2.3.2.8. Os dados adotados para a edificação foram os seguintes:

- Dimensões: 30,00m de comprimento, 10,84 m de largura, 6,87 m de altura altura do telhado de 1,5 m;
- Velocidade básica: 35m/s;
- Fator S1: Terreno plano ou fracamente acidentado;
- Fator S2: Categoria III, Classe B;
- Fator S3: Grupo 2;
- Edificações efetivamente estanques e com janelas fixas que tenham uma probabilidade desprezável de serem rompidas por acidente.
- O vento na direção da maior fachada é considerado vento a 90°.

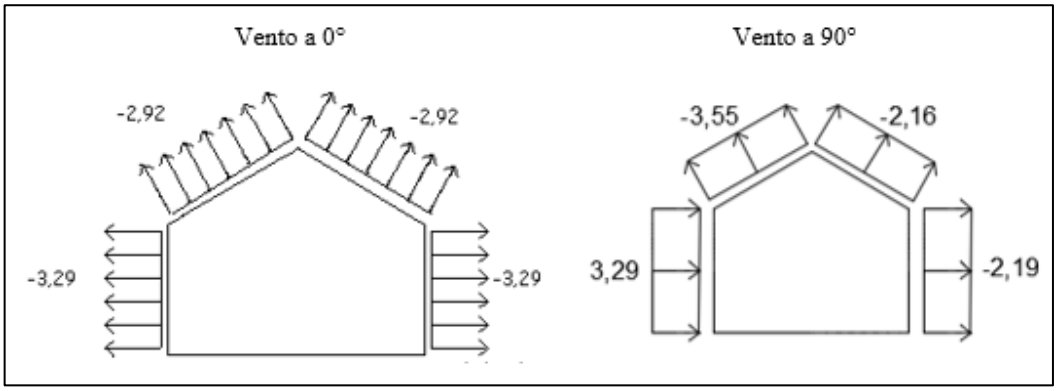
Os esforços nas seções de menor fachada calculados pelo programa VisualVentos estão mostrados na figura 4.8.

Figura 4. 8: Esforços de vento calculados pelo AutoVentos



É importante salientar que essas forças foram calculadas para uma largura de influência correspondente a 5,95 m, o que na realidade só ocorre nos pórticos transversais mais internos, já que a distância entre os pórticos transversais não é constante. Assim, foi necessário calcular as forças para os outros pórticos transversais, tomando suas larguras de influência corretas. O programa também apresentou as forças para os dois valores de Cpi, sendo necessário então tomar a maior força distribuída para cada região. Desta forma, chegou-se aos valores das forças para os pórticos mais internos, tanto para o caso de 0° quanto para 90°, que estão apresentadas na figura 4.9.

Figura 4. 9: Forças devido ao vento nos pórticos transversais internos



Como o AutoVentos não calcula as forças de vento nos pórticos longitudinais, utilizou-se o cálculo dos coeficientes de pressão externa, feito pelo programa, e encontraram-se então as forças devido ao vento nos pórticos longitudinais. A figura 4.10 apresenta os coeficientes de pressão externa encontrados pelo programa, para vento a 0° e a 90°, e a figura 4.11 apresenta os valores das forças para o pórtico longitudinal mais interno, para os dois casos de vento.

Figura 4. 10: Coeficientes de pressão externos calculados pelo AutoVentos

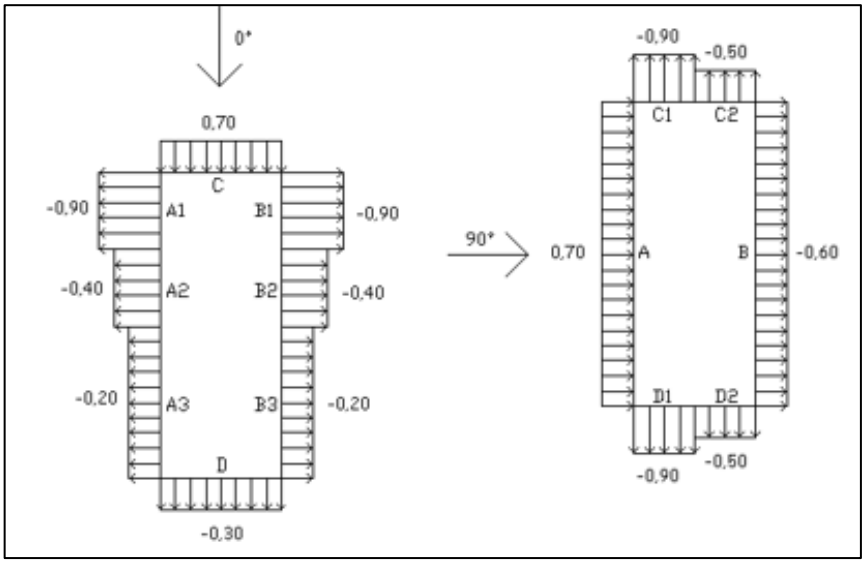
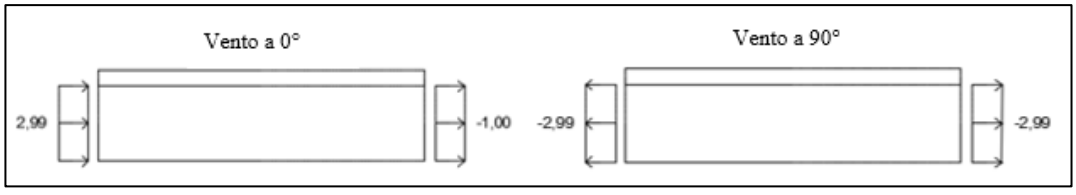
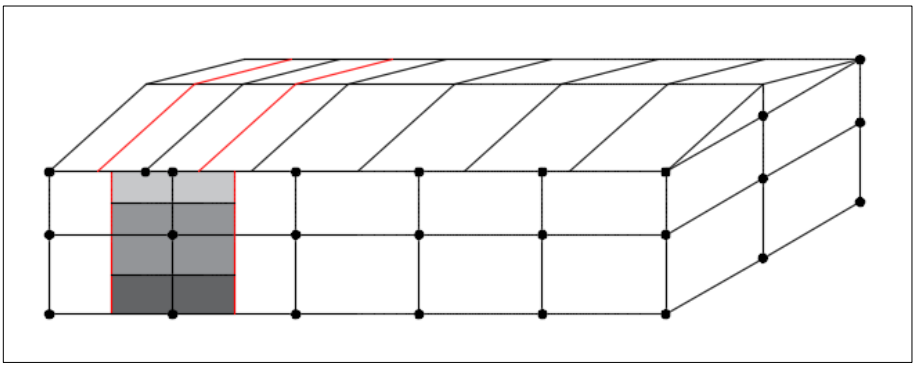


Figura 4. 11: Forças devido ao vento no pórtico longitudinal interno



A partir das forças encontradas, calcularam-se as forças concentradas devido ao vento em cada um dos pilares, considerando a largura de influência de cada pórtico, e o comprimento de influência de cada um dos nós dos pilares. A figura 4.12 mostra um esquema da largura de influência de um pórtico transversal, mostrada na cor vermelha, e das áreas de influência de cada um dos três nós de um pilar, representadas em escalas de cinza.

Figura 4. 12: Largura de influência de um pórtico e áreas de influência dos nós de um pilar



Salienta-se que, assim como mostrado na figura 4.12, apesar das cargas de vento terem sido dadas pelo programa como se as treliças do telhado coincidissem com os pilares, isso não ocorre na edificação estudada. Desta forma, as cargas concentradas de vento, tanto para os pilares quanto para os apoios do telhado, foram calculadas utilizando: a largura de influência correspondente a ponto de apoio do telhado, no caso das forças de vento no telhado; e as áreas de influência de cada nó dos pilares, no caso das forças de vento nos pilares.

As tabelas 4.3 e 4.4 mostram as forças concentradas nos nós do telhado devido ao vento a 0° e 90°, respectivamente. As tabelas 4.5, 4.6, 4.7 e 4.8 apresentam as forças concentradas no nó do topo, intermediário e da base para cada um dos pilares, para as situações de vento a 0° e 90°, tanto para os pórticos transversais quanto longitudinais.

Tabela 4. 3: Forças concentradas nos nós do telhado – Vento a 0°

Forças Concentradas Telhado			
Vento 0°			
			(para cima)
	Força Concentrada (kN)	Fz (kN)	Fz (kgf)
Treliça 1	-6,29	-6,16	-616,16
Treliça 2	-13,25	-12,99	-1298,51
Treliça 3	-13,92	-13,65	-1364,69
Treliça 4	-13,92	-13,65	-1364,69
Treliça 5	-13,92	-13,65	-1364,69
Treliça 6	-13,25	-12,99	-1298,51
Treliça 7	-6,29	-6,16	-616,16

Tabela 4. 4: Forças concentradas nos nós do telhado – Vento a 90°

Forças Concentradas Telhado			
Vento 90°			
			(para cima)
	Força Concentrada (kN)	Fz (kN)	Fz (kgf)
Treliça 1	-7,64	-7,49	-749,10
Treliça 2	-16,11	-15,79	-1578,67
Treliça 3	-16,93	-16,59	-1659,13
Treliça 4	-16,93	-16,59	-1659,13
Treliça 5	-16,93	-16,59	-1659,13
Treliça 6	-16,11	-15,79	-1578,67
Treliça 7	-7,64	-7,49	-749,10

Tabela 4. 5: Forças concentradas nos nós dos pilares dos pórticos transversais – Vento a 0°

Pórticos Transversais					
Vento 0°					
	Força Distrib. (kgf/m)	Força Conc. Topo (kgf)	Força Conc. Intermed. (kgf)	Força Conc. base (kgf)	
Pilar 1	-164,50	-249,30	-565,14	-315,84	(para fora)
Pilar 2	-329,00	-498,60	-1130,28	-631,68	(para fora)
Pilar 3	-329,00	-498,60	-1130,28	-631,68	(para fora)
Pilar 4	-329,00	-498,60	-1130,28	-631,68	(para fora)
Pilar 5	-329,00	-498,60	-1130,28	-631,68	(para fora)
Pilar 6	-164,50	-249,30	-565,14	-315,84	(para fora)
Pilar 13	-164,50	-249,30	-565,14	-315,84	(para fora)
Pilar 14	-329,00	-498,60	-1130,28	-631,68	(para fora)
Pilar 15	-329,00	-498,60	-1130,28	-631,68	(para fora)
Pilar 16	-329,00	-498,60	-1130,28	-631,68	(para fora)
Pilar 17	-329,00	-498,60	-1130,28	-631,68	(para fora)
Pilar 18	-164,50	-249,30	-565,14	-315,84	(para fora)

Tabela 4. 6: Forças concentradas nos nós dos pilares dos pórticos transversais – Vento a 90°

Pórticos Transversais					
Vento 90°					
	Força Distrib. (kgf/m)	Força Conc. Topo (kgf)	Força Conc. Intermed. (kgf)	Força Conc. base (kgf)	
Pilar 1	164,50	249,30	565,14	315,84	(para dentro)
Pilar 2	329,00	498,60	1130,28	631,68	(para dentro)
Pilar 3	329,00	498,60	1130,28	631,68	(para dentro)
Pilar 4	329,00	498,60	1130,28	631,68	(para dentro)
Pilar 5	329,00	498,60	1130,28	631,68	(para dentro)
Pilar 6	164,50	249,30	565,14	315,84	(para dentro)
Pilar 13	-109,50	-165,95	-376,19	-210,24	(para fora)
Pilar 14	-219,00	-331,89	-752,37	-420,48	(para fora)
Pilar 15	-219,00	-331,89	-752,37	-420,48	(para fora)
Pilar 16	-219,00	-331,89	-752,37	-420,48	(para fora)
Pilar 17	-219,00	-331,89	-752,37	-420,48	(para fora)
Pilar 18	-109,50	-165,95	-376,19	-210,24	(para fora)

Tabela 4. 7: Forças concentradas nos nós dos pilares dos pórticos longitudinais – Vento a 0°

Pórticos Longitudinais					
Vento 0°					
	Força Distrib. (kgf/m)	Força Conc. Topo (kgf)	Força Conc. Intermed. (kgf)	Força Conc. base (kgf)	
Pilar 1	149,50	226,57	513,61	287,04	(para dentro)
Pilar 6	-50,00	-75,78	-171,78	-96,00	(para fora)
Pilar 7	299,00	453,13	1027,21	574,08	(para dentro)
Pilar 12	-100,00	-151,55	-343,55	-192,00	(para fora)
Pilar 13	149,50	226,57	513,61	287,04	(para dentro)
Pilar 18	-50,00	-75,78	-171,78	-96,00	(para fora)

Tabela 4. 8: Forças concentradas nos nós dos pilares dos pórticos longitudinais – Vento a 90°

Pórticos Longitudinais					
Vento 90°					
	Força Distrib. (kgf/m)	Força Conc. Topo (kgf)	Força Conc. Intermed. (kgf)	Força Conc. base (kgf)	
Pilar 1	-149,50	-226,57	-513,61	-287,04	(para dentro)
Pilar 6	-149,50	-226,57	-513,61	-287,04	(para fora)
Pilar 7	-299,00	-453,13	-1027,21	-574,08	(para dentro)
Pilar 12	-299,00	-453,13	-1027,21	-574,08	(para fora)
Pilar 13	-149,50	-226,57	-513,61	-287,04	(para dentro)
Pilar 18	-149,50	-226,57	-513,61	-287,04	(para fora)

4.3. RESULTADOS

No estudo de caso, as análises de instabilidade elástica (AIE's) foram procedidas da mesma maneira que foi apresentada nas validações. Já em relação às análises elastoplásticas incrementais (AEI's), diferentemente das validações, dois fatores foram considerados: a influência do esforço normal no momento de plastificação e a consideração dos deslocamentos excessivos como segundo critério de parada da análise, juntamente com o critério de hipostaticidade. Para uma melhor compreensão dos resultados das análises, estes foram apresentados divididos em: vento a 0° e vento a 90°.

4.3.1. Vento a 0°

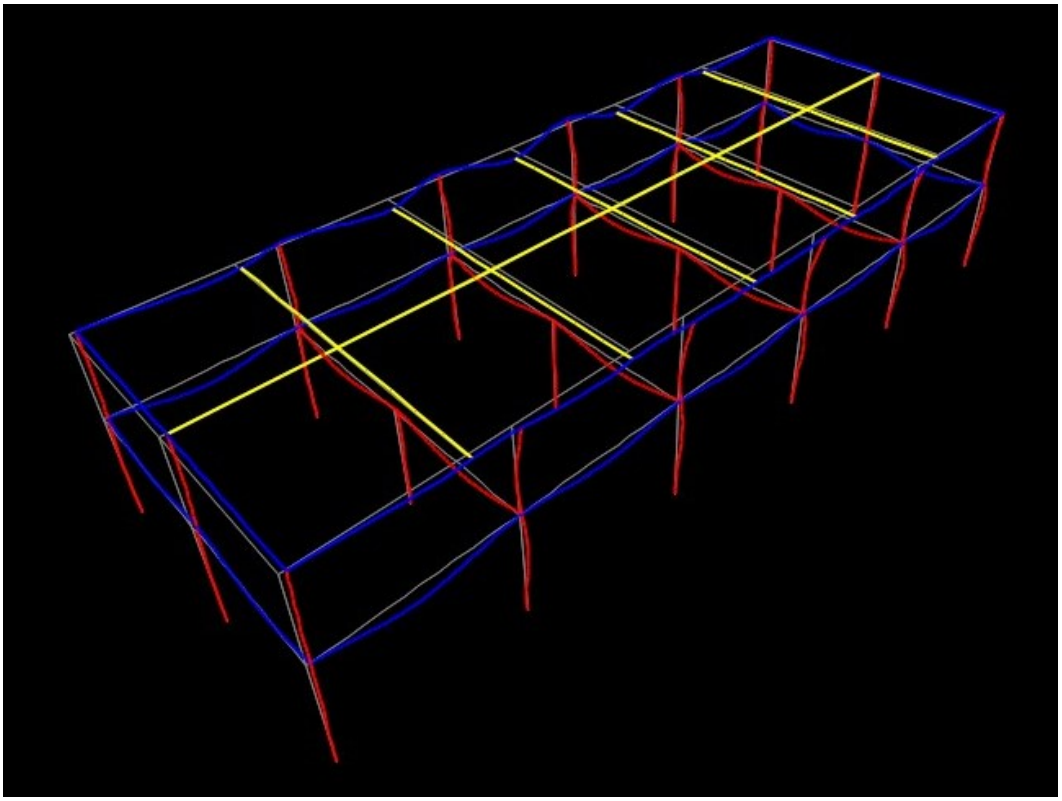
A tabela 4.9 mostra os fatores de carga de colapso plástico obtidos pela análise elastoplástica incremental (AEI), e os fatores de carga crítica referentes à análise de instabilidade elástica (AIE), para a situação de vento a 0°.

Tabela 4. 9: Fatores de carga crítica e de carga de colapso plástico do estudo de caso – Vento a 0°

Vento 0º	
AEI	AIE
4,43	12,61

Para vento a 0°, ao aplicar-se o fator de carga de 4,43, que levou à primeira rótula, houve um deslocamento entre a cobertura e o pavimento superior de 0,00974 m no pilar P16. Esse deslocamento foi superior ao limite de deslocamento entre pisos permitido para os pilares pela NBR 8800:2008, que, nesse caso, consistia em 0,00606 m. A figura 4.13 mostra a estrutura deformada após a aplicação do fator de carga que levou ao aparecimento das primeiras rótulas.

Figura 4. 13: Estrutura deformada pelo fator de carga correspondente às primeiras rótulas – Vento a 0°



Devido ao deslocamento excessivo do pilar após a aplicação do fator de carga de 4,43, realizou-se apenas uma iteração. Ou seja, no instante em que as primeiras rótulas, correspondentes ao primeiro fator de carga, foram formadas, os deslocamentos máximos já eram excessivos, e não foram executadas mais iterações.

Na situação de vento a 0°, o primeiro momento de plastificação atingido se deu no M3 (momento correspondente à maior inércia do perfil), no encontro da viga V12 com o pilar P8. Os diagramas de momentos M3 com a aplicação do fator de carga correspondem à plastificação da primeira seção, que também foi o fator de carga de colapso plástico, são apresentados na figura 4.14, e as rótulas formadas estão mostradas na figura 4.15.

Figura 4. 14: Diagramas de momento fletor na direção M3 com a aplicação do fator de carga correspondente à plastificação da primeira seção – Vento a 0°

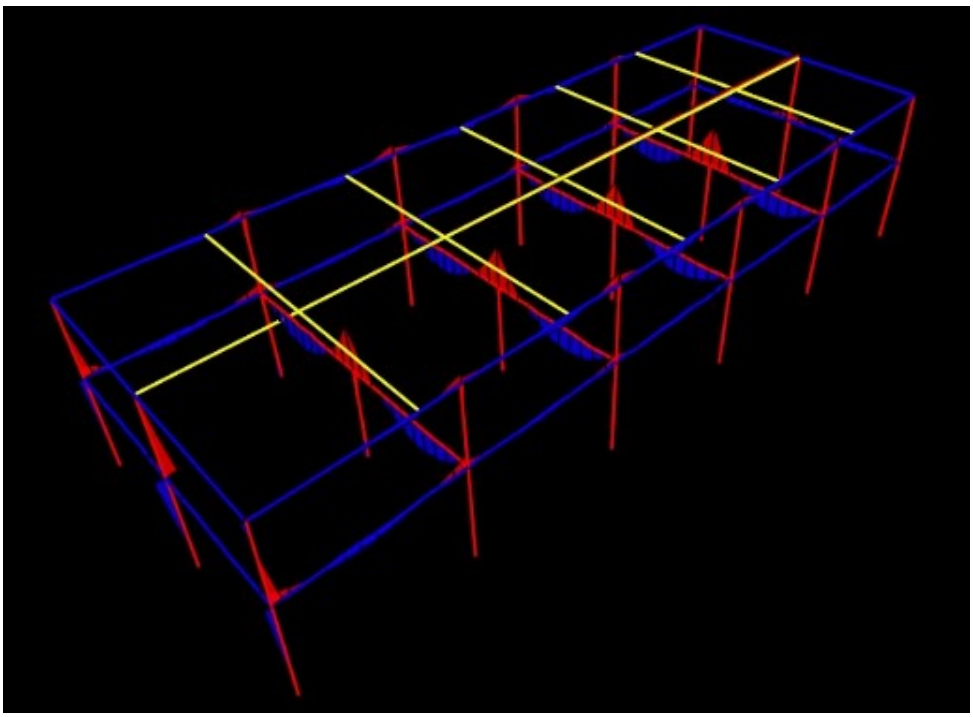
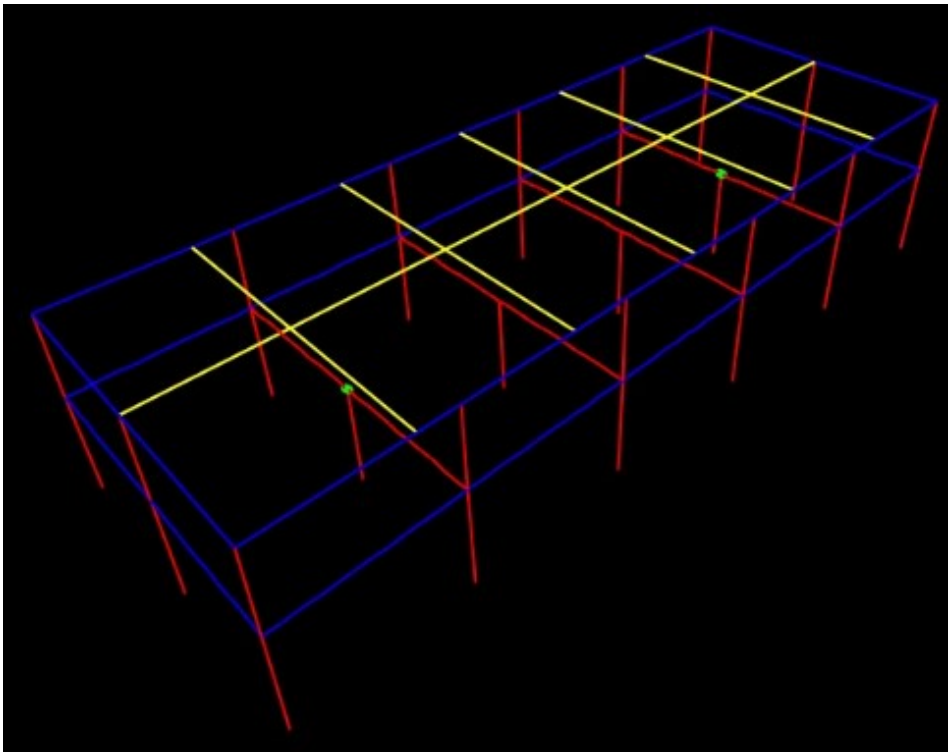


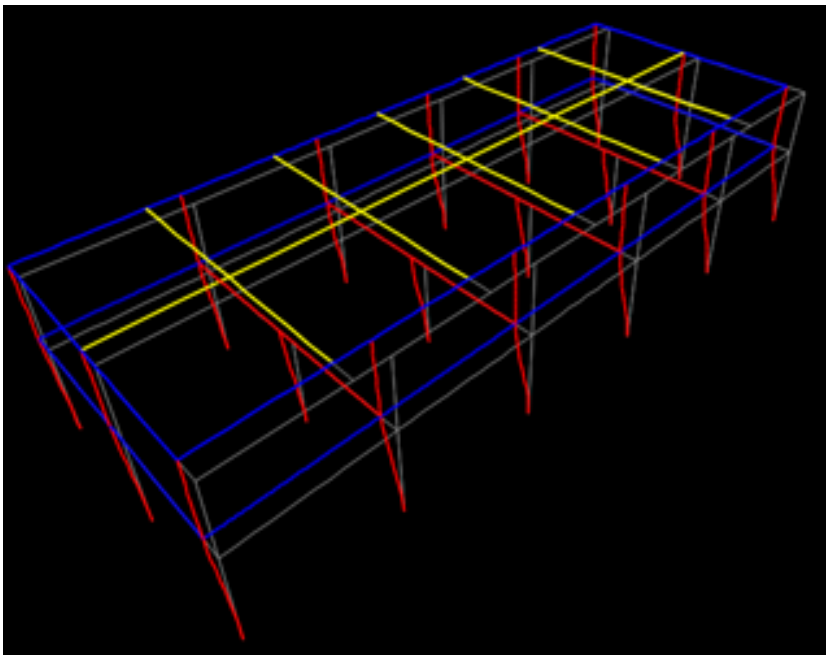
Figura 4. 15: Rótulas inseridas após a plastificação da primeira seção – Vento a 0°



Em relação à análise de instabilidade elástica (AIE), o fator de carga crítica de 12,61 se deu com os deslocamentos dos pilares no sentido dos pórticos transversais. A figura 4.16

apresenta o primeiro modo de instabilidade dessa análise, ou seja, a configuração deformada da estrutura na análise de instabilidade elástica com a aplicação do fator de carga crítica.

Figura 4. 16: Primeiro modo de instabilidade – Vento a 0°



A razão entre o fator de carga crítico e o fator de carga de colapso plástico, bem como o fator de carga de ruína ou fator de Rankine-Merchant para a situação de vento a 0° são apresentados na tabela 4.10.

Tabela 4. 10: Razão entre fatores de carga e fator Rankine-Merchant – Vento a 0°

Vento 0º	
λcr/λcp	2,85
λR	3,28

4.3.2. Vento a 90°

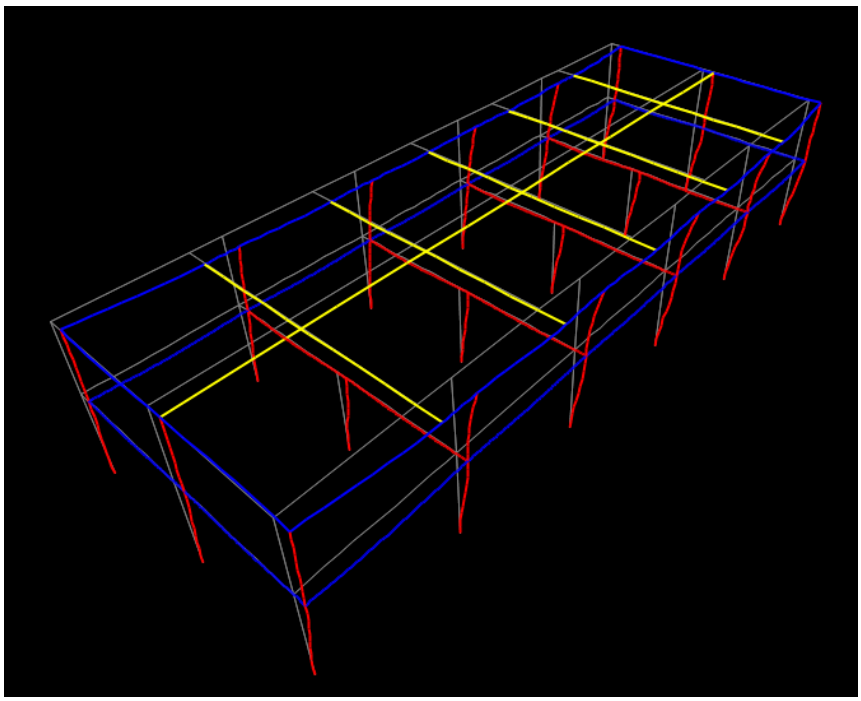
A tabela 4.11 mostra os fatores de carga de colapso plástico obtidos pela análise elastoplástica incremental (AEI), e os fatores de carga crítica referentes à análise de instabilidade elástica (AIE), para a situação de vento a 90°.

Tabela 4. 11: Fatores de carga crítica e de colapso plástico do estudo de caso – Vento a 0°

Vento 90°	
AEI	AIE
3,26	12,83

Para vento a 90°, ao aplicar-se o fator de carga de 3,26, que levou às primeiras rótulas, houve um deslocamento entre a cobertura e o pavimento superior de 0,0616 m nos pilares P3 e P4. Esse deslocamento foi superior ao limite de deslocamento entre pisos permitido para os pilares pela NBR 8800:2008, que, nesse caso, consistia em 0,00606 m. A figura 4.17 apresenta a estrutura deformada após a aplicação do fator de carga que levou ao aparecimento das primeiras rótulas.

Figura 4. 17: Estrutura deformada pelo fator de carga correspondente às primeiras rótulas – Vento a 90°



Devido ao deslocamento excessivo dos pilares após a aplicação do fator de carga de 3,26, realizou-se apenas uma iteração. Portanto, no instante em que as primeiras rótulas, correspondentes ao primeiro fator de carga, foram formadas, os deslocamentos máximos já eram excessivos, e não foram executadas mais iterações.

Na situação de vento a 90°, o primeiro momento de plastificação atingido se deu no M2 (momento correspondente à menor inércia do perfil), na base e no topo dos pilares internos P8 e P11. Os diagramas de momentos M2 e de esforço normal com a aplicação do fator de carga correspondem à plastificação das primeiras seções, que também foi o fator de carga de colapso plástico, são mostrados na figura 4.18 e 4.19, respectivamente, e as rótulas formadas são apresentadas na figura 4.20.

Figura 4. 18: Diagramas de momento fletor na direção M2 com a aplicação do fator de carga correspondente à plastificação das primeiras seções – Vento a 90°

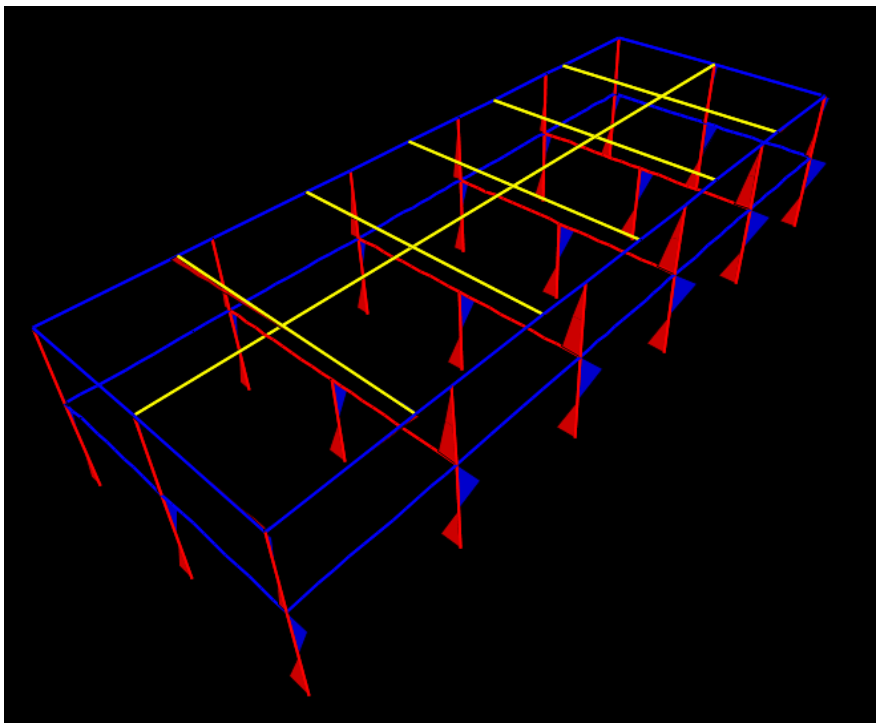


Figura 4. 19: Diagramas de esforço normal com a aplicação do fator de carga correspondente à plastificação das primeiras seções – Vento a 90°

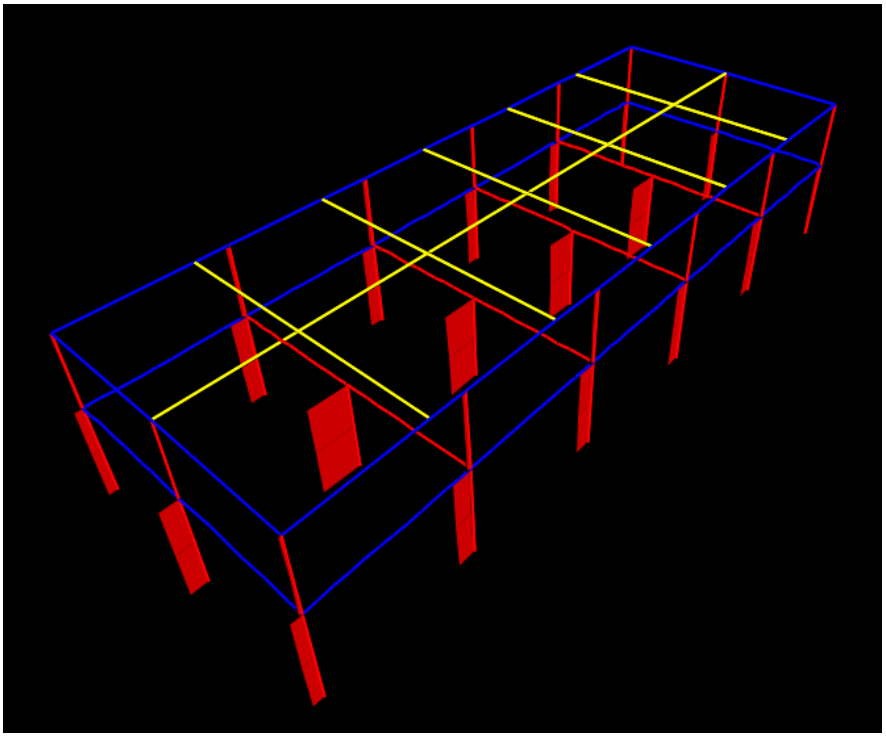
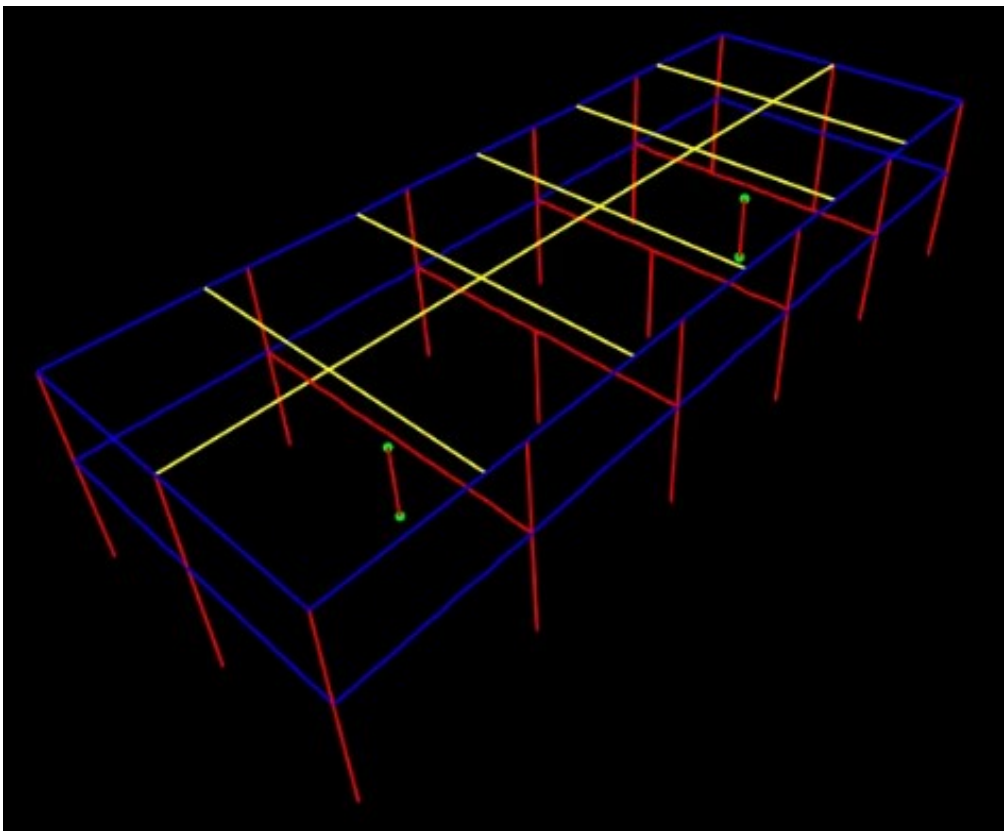
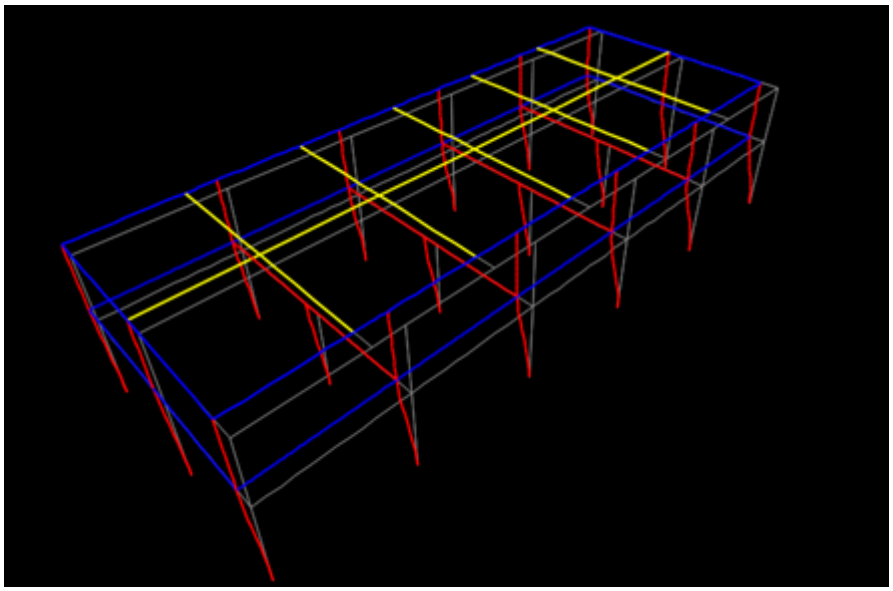


Figura 4. 20: Rótulas inseridas após plastificação na viga para vento a 0°



Em relação à análise de instabilidade elástica (AIE), o fator de carga crítica de 12,83 se deu com os deslocamentos dos pilares no sentido dos pórticos transversais. A figura 4.21 apresenta o primeiro modo de instabilidade dessa análise, isto é, a configuração deformada da estrutura na análise de instabilidade elástica com a aplicação do fator de carga crítica.

Figura 4. 21: Primeiro modo de instabilidade para vento a 90°



A razão entre o fator de carga crítico e o fator de carga de colapso plástico, bem como o fator de carga de ruína ou fator de carga de ruína para a situação de vento a 90° são apresentados na tabela 4.12.

Tabela 4. 12: Razão entre fatores de carga e fator Rankine-Merchant – Vento a 90°

Vento 90°	
λcr/λcp	3,94
λR	2,60

CAPÍTULO 5
CONCLUSÃO

Diante das análises realizadas e dos resultados obtidos, serão apresentados alguns comentários, com o intuito de se sintetizar de forma clara todas as conclusões extraídas do estudo de caso. Pretende-se, assim, contribuir para o estudo da esbeltez e da carga de ruína de estruturas metálicas.

Por meio da análise elastoplástica incremental da estrutura, é possível observar os pontos mais frágeis de uma estrutura, sendo estes os primeiros a se plastificarem. Caso não ocorra deslocamento excessivo em alguma barra da estrutura, é possível o prosseguimento do processo descobrindo assim qual seria o próximo local que sofreria a plastificação. Essa avaliação é importante, porque facilita a visualização dos locais mais críticos da estrutura, indicando assim, caso necessário, onde deveriam ser feitas alterações de projeto, ou até mesmo reforço estrutural.

Na situação do projeto do estudo de caso, percebe-se como a incidência do vento em direções diferentes pode alterar o comportamento da estrutura. Na situação de vento a 0°, as primeiras seções a se plastificarem ocorreram em uma viga, enquanto, na situação de vento a 90º, as primeiras seções ocorreram em pilares.

Em relação ao deslocamento da estrutura, notou-se que a situação de 90º provocou maiores deslocamentos. Isso pode ser comprovado ao olhar-se para os deslocamentos máximos da estrutura no instante da formação das primeiras rótulas: para a situação de vento a 0°, o deslocamento máximo entre pisos nos pilares foi de 9,74 mm, enquanto para a situação de vento a 90°, esse deslocamento máximo foi de 6,16 cm, valor mais de seis vezes maior, mesmo com um fator de carga cerca de 26% menor.

Os fatores de carga de colapso plástico também tiveram uma diferença significativa nos dois casos de vento: 4,43 para vento a 0º e 3,26 para vento a 90°. Tanto a diferença dos fatores de carga quanto dos deslocamentos mostra a susceptibilidade da estrutura em se deformar no sentido dos pórticos transversais. Dois fatores contribuem para essa tendência: o menor

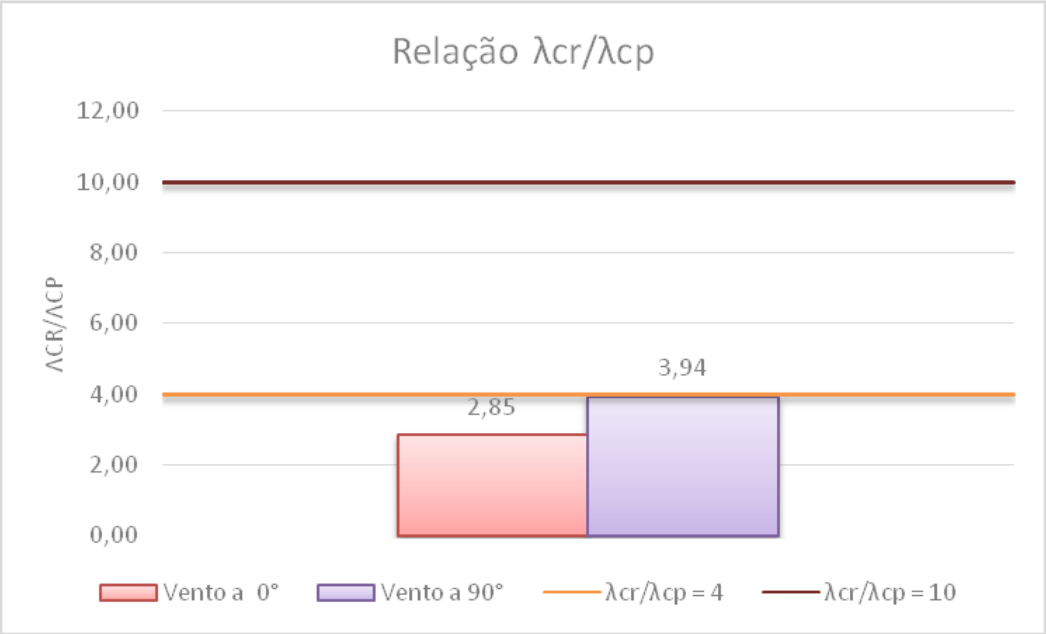
número de pilares alinhados no sentido da menor dimensão da estrutura; e a direção dos pilares, que estão com sua menor inércia no sentido da menor dimensão da estrutura.

Ainda em relação às análises elastoplásticas incrementais, observou-se a influência do esforço normal no momento de plastificação da estrutura, especialmente na situação de vento a 90°. Como a plastificação se deu em relação ao momento no sentido da menor inércia dos perfis (M2), era esperado que a plastificação ocorresse em alguma seção nos pilares externos, que recebem mais esforços de vento. Entretanto, essa plastificação ocorreu primeiramente em dois pilares internos, que não apresentavam o maior momento fletor M2, mas apresentavam os maiores esforços axiais.

Quanto às análises de instabilidade elástica da estrutura, ambas as situações de vento apresentaram valores próximos, como pôde ser visto na tabela 4.1, e configurações de flambagem semelhantes, com a instabilidade da estrutura ocorrendo no sentido da menor dimensão. Portanto, nessa análise, as cargas de vento não foram significativas ao ponto de gerarem mudanças nos fatores de carga crítica ou nas configurações de flambagem da estrutura.

As recomendações europeias para construção em aço oferecem sugestões de como proceder a análise da estrutura pelo resultado da razão $\lambda_{CR}/\ \lambda_C$. Como visto, esses valores também dão informações a respeito da estabilidade da estrutura, uma vez que quanto mais deformável, mais instável ela é. Baseando-se nesses valores, conclui-se que, para os dois casos de vento, essa estrutura se mostrou instável, já que a razão entre os fatores foi menor que 4. A figura 5.1 apresenta um gráfico que relaciona os valores dessa razão citados pelas recomendações europeias com os valores obtidos para os dois casos de vento.

Figura 5. 1: Relação λCR/ λC



Em relação ao fator de carga de ruína, concluiu-se que tanto o fator de carga crítica quanto o fator de carga de colapso plástico contribuem para seu aumento ou diminuição. Esse fator, que representa um "coeficiente de segurança global" da estrutura, depende tanto das características do material do qual a estrutura é construída (representado pelo fator de colapso plástico), quanto da esbeltez da estrutura (representada pela razão entre o fator de carga crítica e o fator de colapso plástico).

Como os fatores de carga crítica das duas situações de vento foram semelhantes, e os fatores de carga de colapso plástico foram significativamente diferentes, devido os motivos já citados, o fator de carga de ruína para vento a 0° mostrou-se maior do que para vento a 90°, como se pode ver na tabela 5.1.

Tabela 5. 1: Índices de Rankine Merchant

Vento a 0°		Vento a 90°	
λR	3,28	λR	2,60

Uma maneira de alterar a situação de instabilidade da estrutura seria contraventá-la em seus pórticos transversais, uma vez que isso aumentaria consideravelmente o fator de carga crítica. O contraventamento também possibilitaria um aumento no fator de ruína da estrutura, já que os fatores de carga crítica e de colapso plástico seriam ampliados.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

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

___. **NBR 8681**: ações e segurança nas estruturas - procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

___. **NBR 8800**: projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008.

BELLEI, Ildony H.; PINHO, Fernando O.; PINHO, Mauro O. **Edifícios de múltiplos andares em aço**. 2 ed. São Paulo: Pini, 2008.

CAMARGO, R.E.M. **Contribuição ao estudo da estabilidade de edifícios de andares múltiplos em aço**. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2012.

CHAMBRLAIN, Z. **Ações do vento em edificações.** Universidade de Passo Fundo. Disponível em: http://usuarios.upf.br/~zacarias/acoes_vento.pdf. Acesso em 25 de maio de 2016.

GONÇALVES, R.; MALITE, M.; SALES, J.; NETO, J. **Ação do vento em edificações: Teoria e exemplos**. 1 . ed. São Paulo: Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, Departamento de Engenharia de Estruturas, 2004.

HIBBELER, R. C. **Resistência dos materiais**. 7 ed. São Paulo: Pearson Prentice Hall, 2010.

HORNE, M. R. **Plastic Theory of Structures**. Pergamon Press, Oxford, 1979.

INSTITUTO BRASILEIRO DE SIDERURGIA. Centro Brasileiro da Construção em Aço. **Edifícios de pequeno porte estruturados em aço**. Rio de Janeiro, IBS/CBCA, 2004.

JORGE, R. M. N. **Análise Elasto-Plástica de estruturas reticuladas.** (2000/2001). Departamento de Engenharia Mecânica e Gestão Industrial, Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto. 2000/2001.

JORGE, R. M. N. **Análise Elasto-Plástica de estruturas reticuladas.** (2000/2001). Departamento de Engenharia Mecânica e Gestão Industrial, Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto. 2000/2001.

LIMA, J. S. (2001). **Verificações da punção e da estabilidade global de edifícios de concreto: desenvolvimento e aplicação de recomendações normativas**. Tese (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2001.

MOCAYO, W. **Análise de segunda ordem em edifícios com estrutura de concreto armado**. 2011. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia, Universidade de São Paulo. 2011.

NATAL JORGE, R. M. **Análise Elasto-Plástica de Estruturas Reticuladas.** 2000/2001. Departamento De Engenharia Mecânica e Gestão Industrial, Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto.

OLIVEIRA, J. C. A. de. **Estimativa do índice global de esbeltez de edifícios altos de concreto armado**. Dissertação (Mestrado em Estruturas) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, 1998.

_____. **Avaliação da rigidez de pórticos de concreto armado**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2009.

PAULA, V. F. **Otimização e Segurança de Estruturas Metálicas Submetidas a Carregamentos Estáticos.** Dissertação (Mestrado) – Universidade de Brasília, Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil, 1995.

PERES, M. S. **Estabilidade de colunas de nós com deslocamentos parcialmente restringidos**. Dissertação de Mestrado, UN:FCT, Lisboa, 2011.

PRAVIA, Z. M. C.; CHIARELLO, Juliana Ana, **VisualVentos**, 2004.

REIS, A.; CAMOTIM, D. **Estabilidade estrutural**. Lisboa: McGraw-Hill, 2000.

SÁLES, J. J. **Estudo do projeto e da construção de edifícios de andares múltiplos com estruturas de aço**. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, 1995.

SANTOS, T. J. **Edifícios de múltiplos pavimentos estruturados em concreto, aço e elementos mistos de aço e concreto: análise comparativa**. São Carlos. Trabalho de conclusão de curso – Universidade Federal de São Carlos, 2010.

SILVA, R. G. L. **Análise inelástica avançada de pórticos planos de aço considerando as influências do cisalhamento e de ligações semirrígidas**. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2010.

SURUCEANU, Iulia. **Métodos de análise de estruturas metálicas**. Dissertação de Mestrado, UAlg – Universidade do Algarve, 2015.

APÊNDICE A

Neste apêndice são apresentados os resultados completos do exemplo prático do método P-Delta, apresentado no capítulo 2. A tabela A.1 mostra os dados iniciais do exemplo, e os cálculos, para cada uma das 10 iterações, dos deslocamentos horizontais, momentos, forças fictícias, e do erro relativo entre o momento obtido na iteração atual em relação ao obtido na iteração anterior.

Tabela A.1: Dados e resultados do exemplo prático do método P-Delta

Exemplo prático P-Delta																					
Dados																					
Perfil	W 200x52																				
E	200	Gpa																			
I	3258	cm2																			
L	3	m																			
Rik	3000	kgf																			
Rjk	100000	kgf																			
Rid	4200	kgf																			
Rjd	140000	kgf																			
Mi	12800	kgf.m																			
1ª iteração	d1 (m)	0,03567	1ª iteração	Rh4 (kgf)	103,67810	8ª iteração	Fh7 (kgf)	6,45655													
	Mat (kgf/m)	17594,33745		d5 (m)	0,00088		d8 (m)	0,00003													
	Rh1 (kgf)	1664,77916		Mant (kgf/m)	20688,68123		Mant (kgf/m)	20861,20191													
	Erro	39,638%		Mat (kgf/m)	20792,96588		Mat (kgf/m)	20868,87938													
				Rh5 (kgf)	41,08471702		Rh8 (kgf)	2,35922331													
				Erro	0,396%		Erro	0,037%													
2ª iteração	Rh1 (kgf)	1664,77916	2ª iteração	Rh5 (kgf)	41,09472	9ª iteração	Rh8 (kgf)	2,35922													
	d2 (m)	0,03414		d6 (m)	0,00083		d9 (m)	0,00002													
	Mant (kgf/m)	17594,33745		Mant (kgf/m)	20792,96588		Mant (kgf/m)	20868,87938													
	Mat (kgf/m)	18573,97286		Mat (kgf/m)	20844,83226		Mat (kgf/m)	20871,58282													
	Rh2 (kgf)	639,87848		Rh6 (kgf)	16,28899368		Rh9 (kgf)	1,01444287													
	Erro	11,231%		Erro	0,235%		Erro	0,015%													
3ª iteração	Rh2 (kgf)	639,87848	3ª iteração	Rh6 (kgf)	16,28886	10ª iteração	Rh9 (kgf)	1,01441													
	d3 (m)	0,00860		d7 (m)	0,00014		d10 (m)	0,00001													
	Mant (kgf/m)	18573,97286		Mant (kgf/m)	20844,83226		Mant (kgf/m)	20871,58282													
	Mat (kgf/m)	20838,65333		Mat (kgf/m)	20868,20191		Mat (kgf/m)	20873,12909													
	Rh3 (kgf)	281,33998804		Rh7 (kgf)	6,45851337		Rh10 (kgf)	0,40208468													
	Erro	4,005%		Erro	0,089%		Erro	0,006%													
4ª iteração	Rh3 (kgf)	281,33999																			
	d4 (m)	0,00212																			
	Mant (kgf/m)	20838,65333																			
	Mat (kgf/m)	20869,68123																			
	Rh4 (kgf)	108,67610804																			
	Erro	1,528%																			

Fonte: *Print screen* do Excel

APÊNDICE B

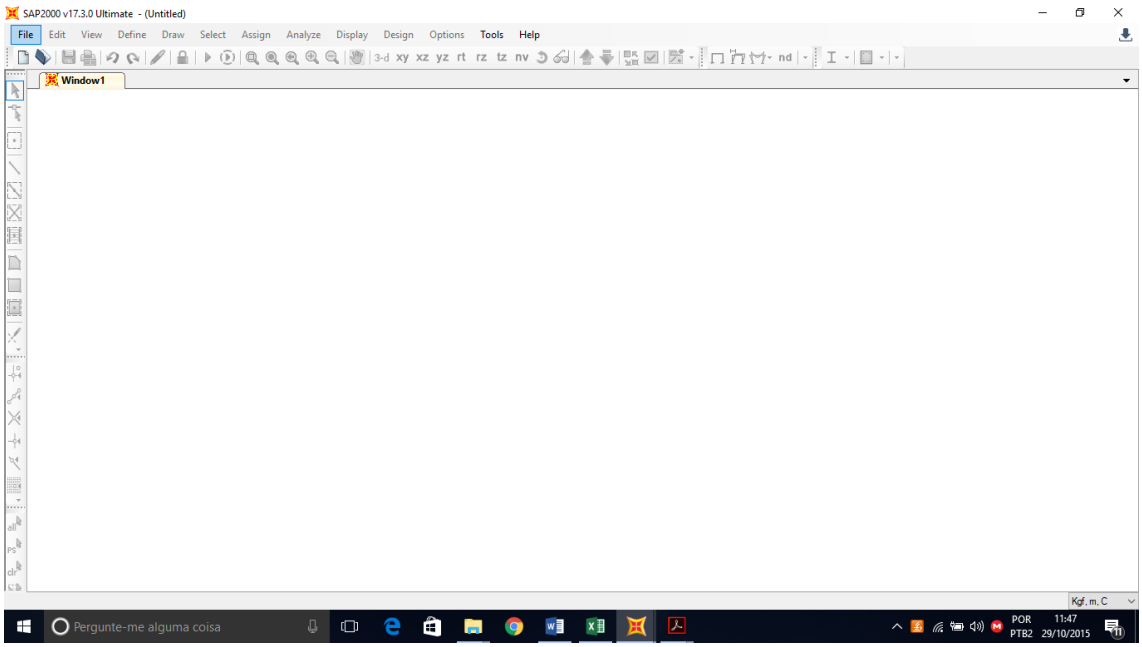
Neste apêndice apresentam-se o os resultados dos exemplos de validação do capítulo 3. Para o primeiro exemplo, mostra-se o passo a passo da análise de instabilidade pelo programa SAP2000, incluindo os modos de flambagem. Para o segundo exemplo, apresentam-se apenas os modos de flambagem.

B.1 EXEMPLO 1

Esse passo a passo é apresentado como um manual, de forma a explicar detalhadamente todos os procedimentos para a obtenção dos fatores de carga crítica de flambagem de uma estrutura, bem como dos seus modos de instabilidade. Para essa análise, foram utilizados os seguintes comandos:

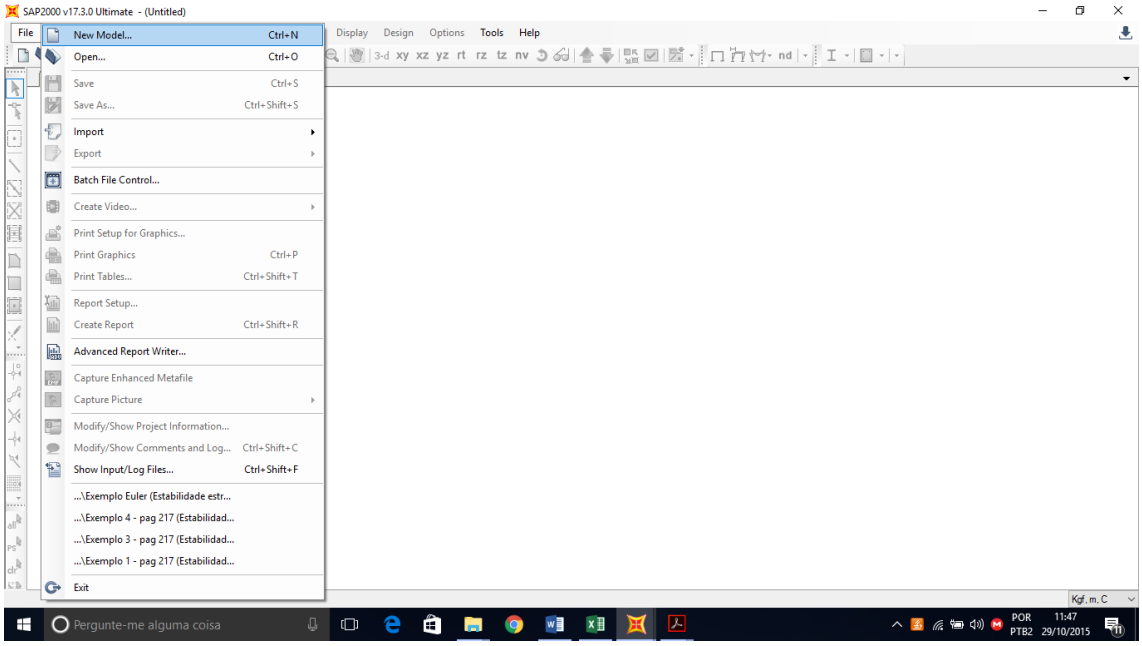
Clicar em File > New Model... > Selecionar Grid Only, conforme figuras B1, B2 e B3.

Figura B 1: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000



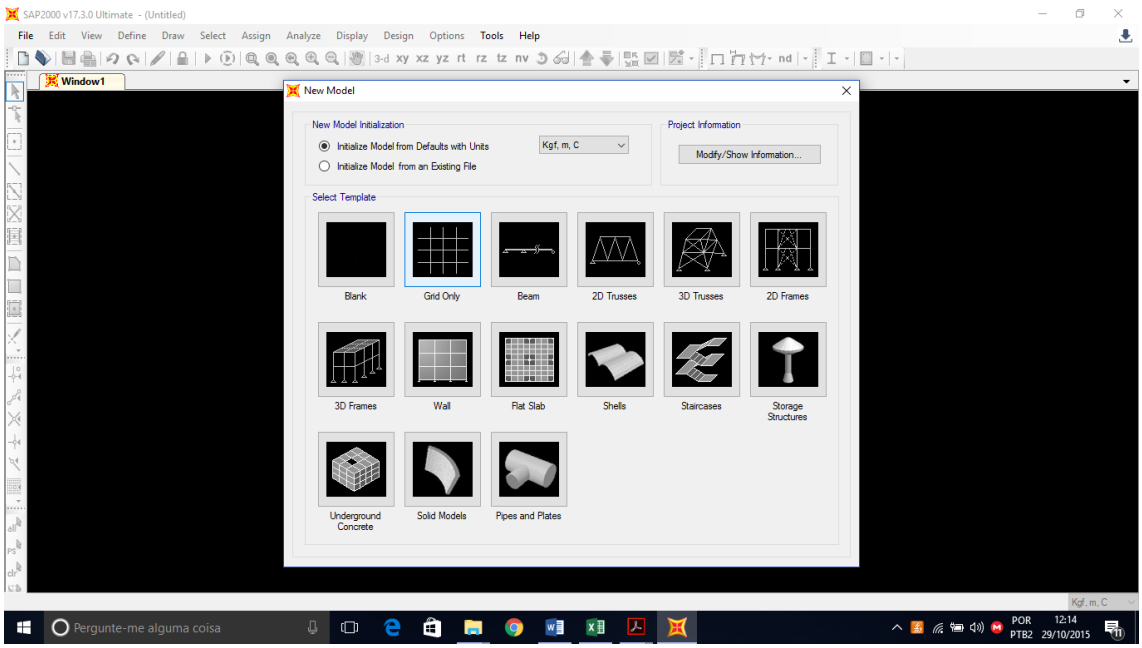
Fonte: *print screen* da tela do SAP2000

Figura B 2: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000



Fonte: *print screen* da tela do SAP2000

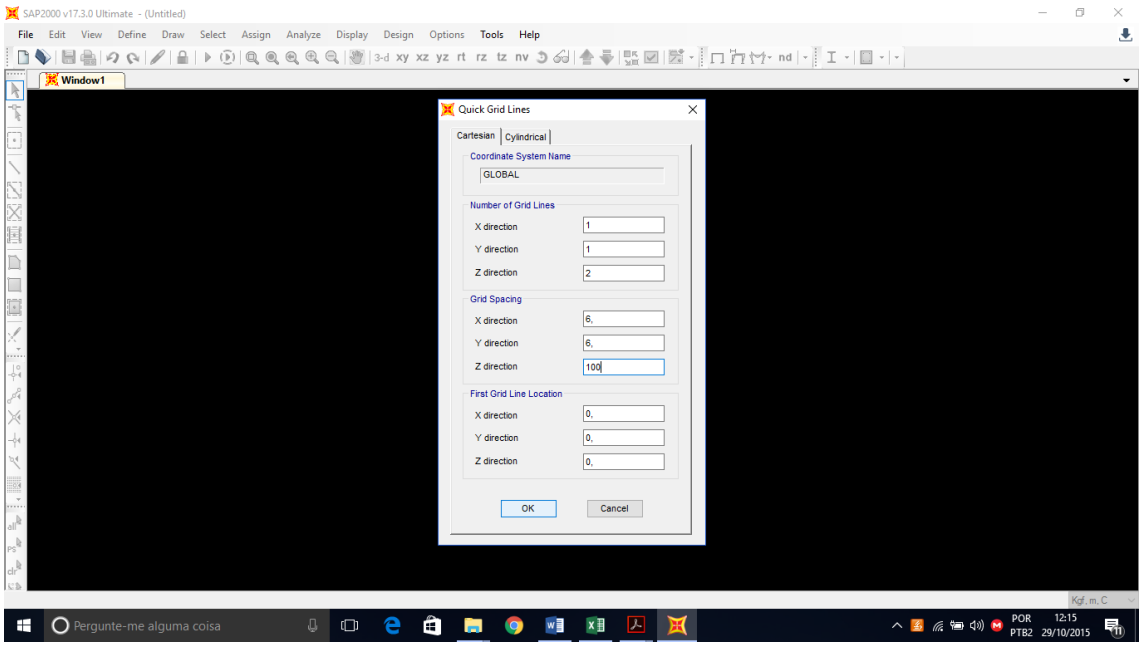
Figura B 3: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000



Fonte: *print screen* da tela do SAP2000

Digitar os valores mostrados na figura B4, e clicar em OK.

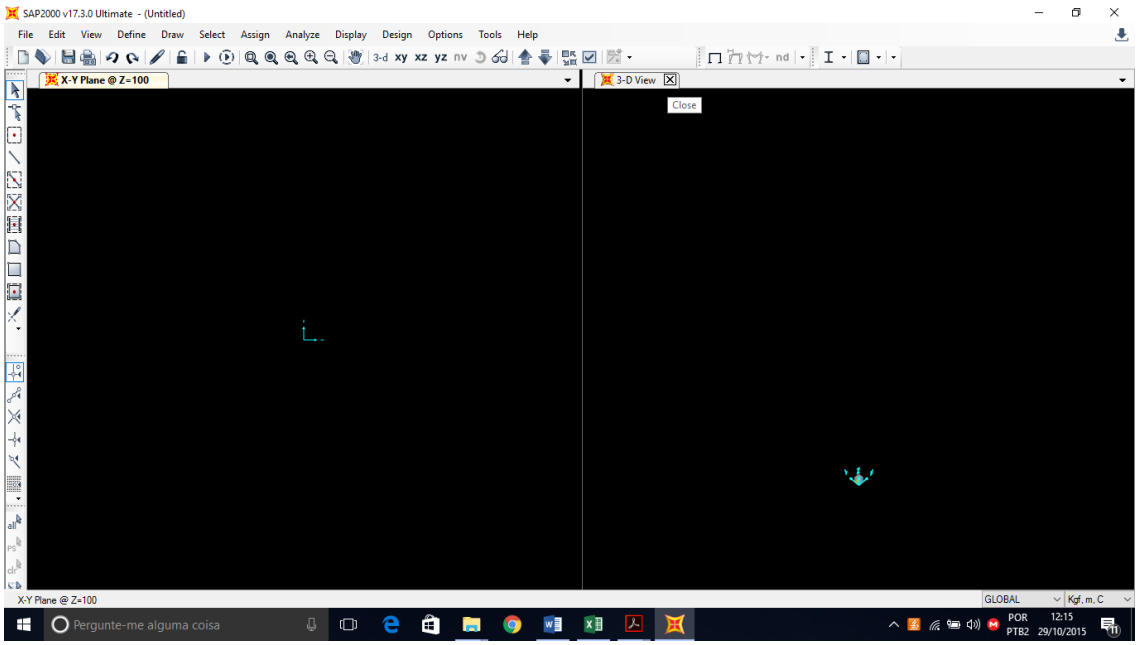
Figura B 4: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000



Fonte: *print screen* da tela do SAP2000

Fechar janela da vista em 3D, conforme a figura B5.

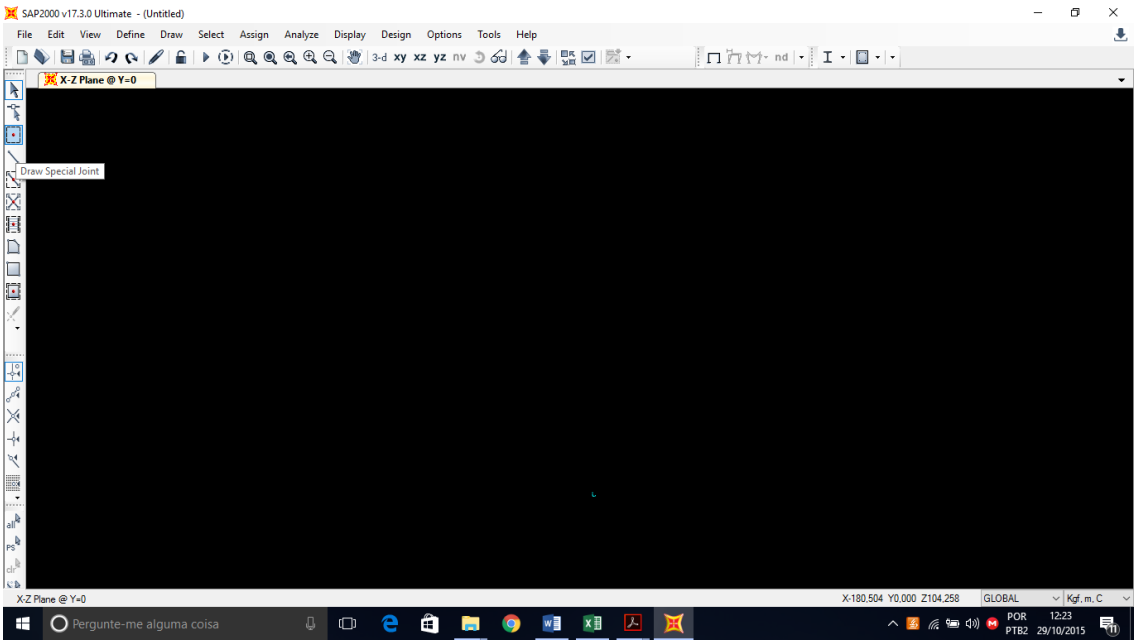
Figura B 5: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000



Fonte: *print screen* da tela do SAP2000

Clicar em Draw Special Joint, conforme a figura B6.

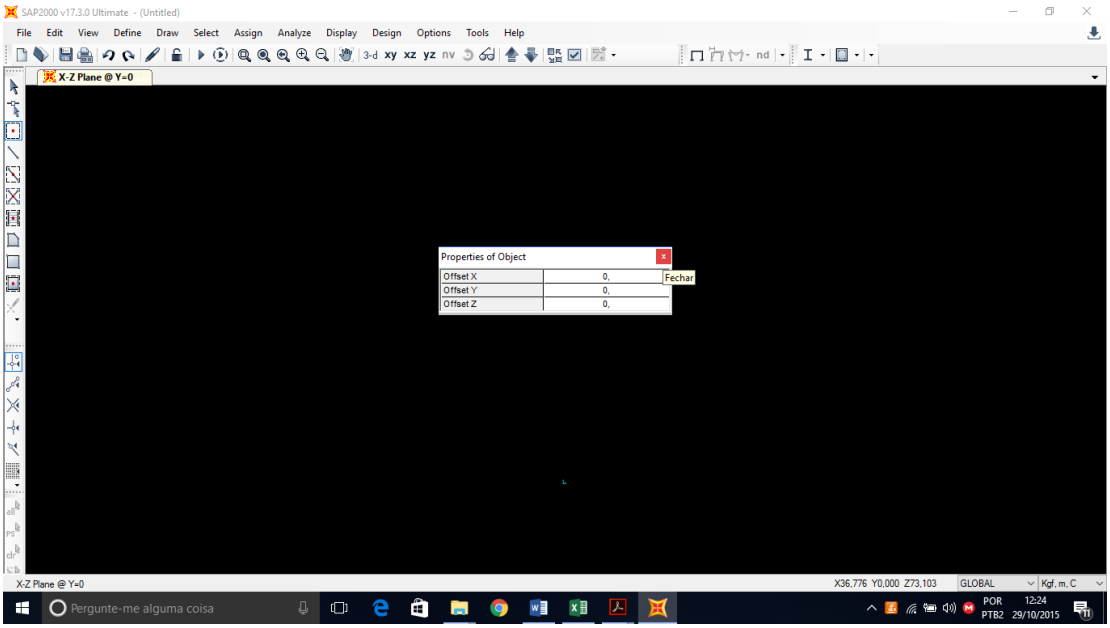
Figura B 6: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000



Fonte: *print screen* da tela do SAP2000

Fechar a janela qu aparece na tela, conforme figura B7.

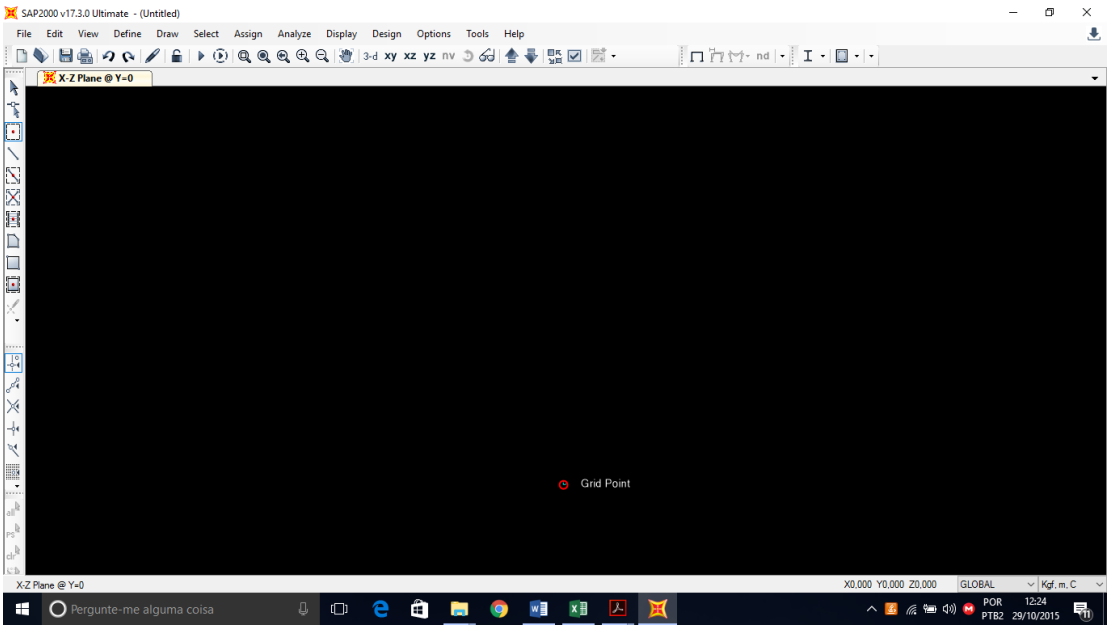
Figura B 7: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000



Fonte: *print screen* da tela do SAP2000

Clicar no ponto de origem dos eixos, conforme a figura B8.

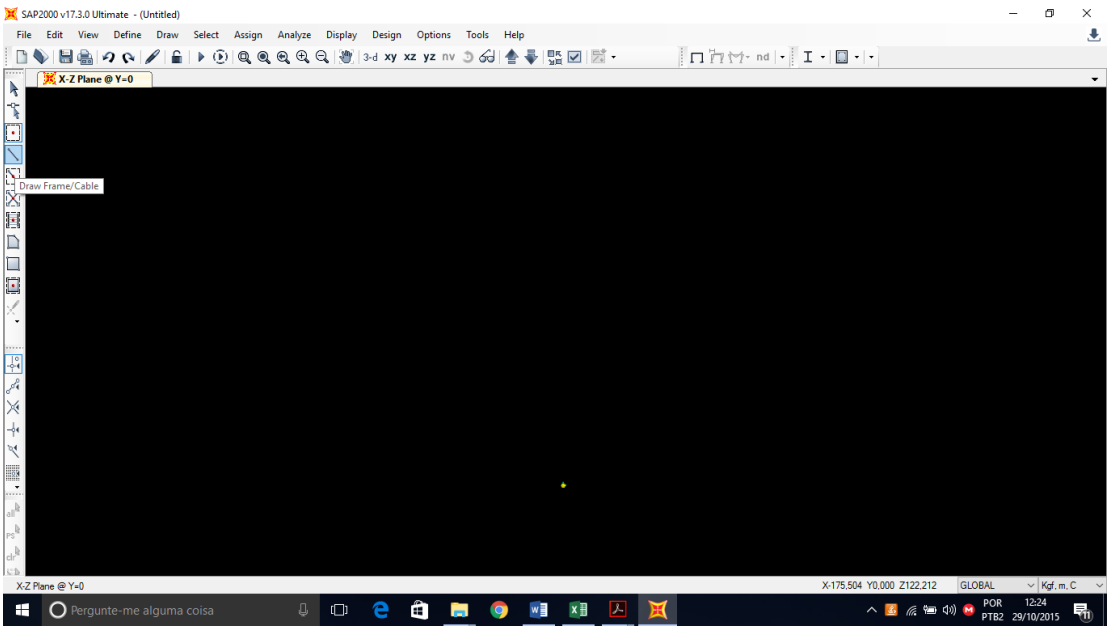
Figura B 8: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000



Fonte: *print screen* da tela do SAP2000

Clicar em Draw Frame/Cable, conforme figura B9.

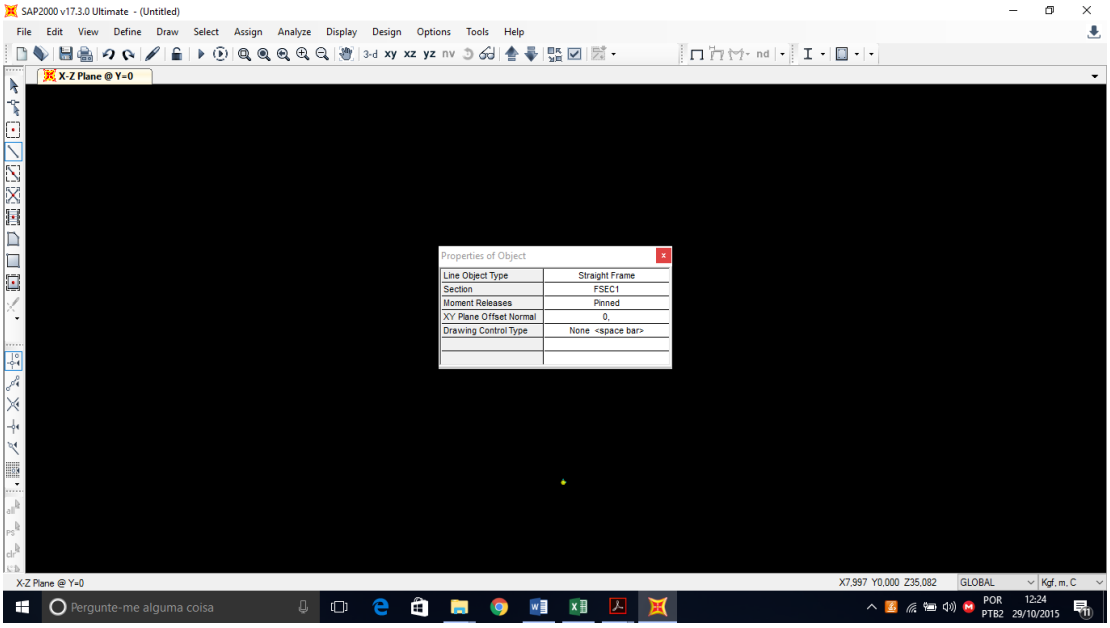
Figura B 9: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000



Fonte: *print screen* da tela do SAP2000

Fechar janela “Properties of Object”, conforme figura B10.

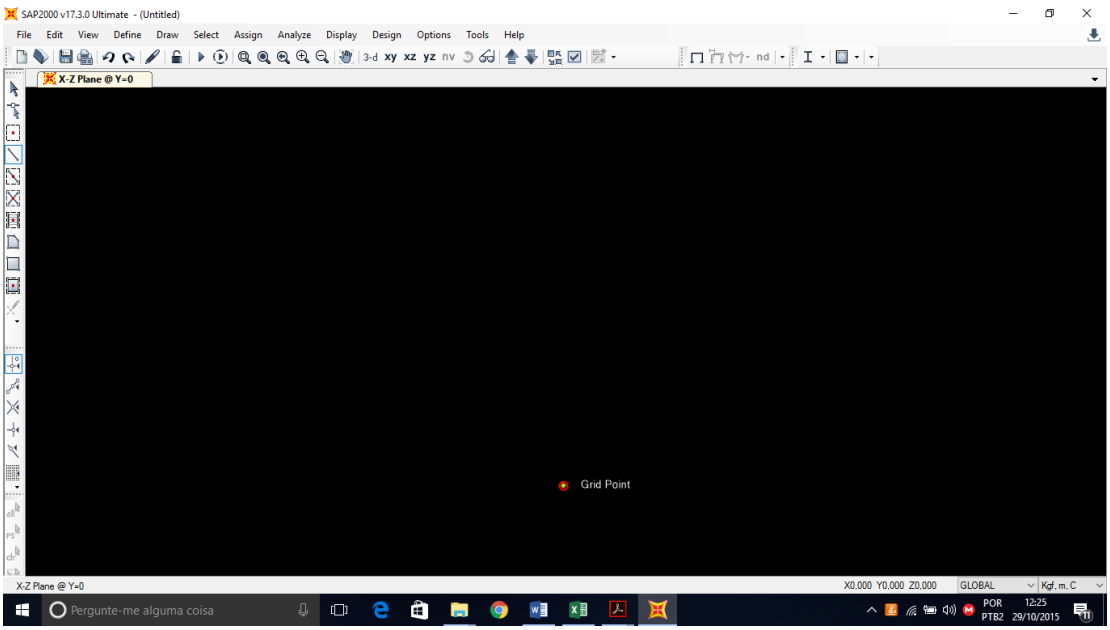
Figura B 10: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000



Fonte: *print screen* da tela do SAP2000

Selecionar o ponto da origem, conforme a figura B11.

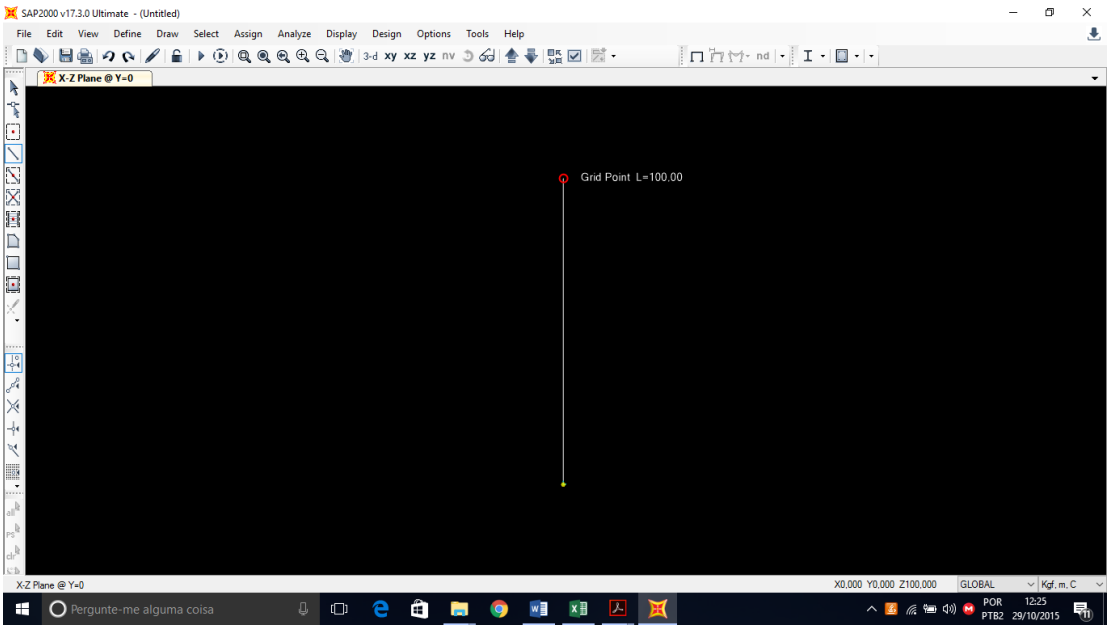
Figura B 11: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000



Fonte: *print screen* da tela do SAP2000

Selecionar então o outro Grid Point, conforme figura B12, e clicar em “Enter”.

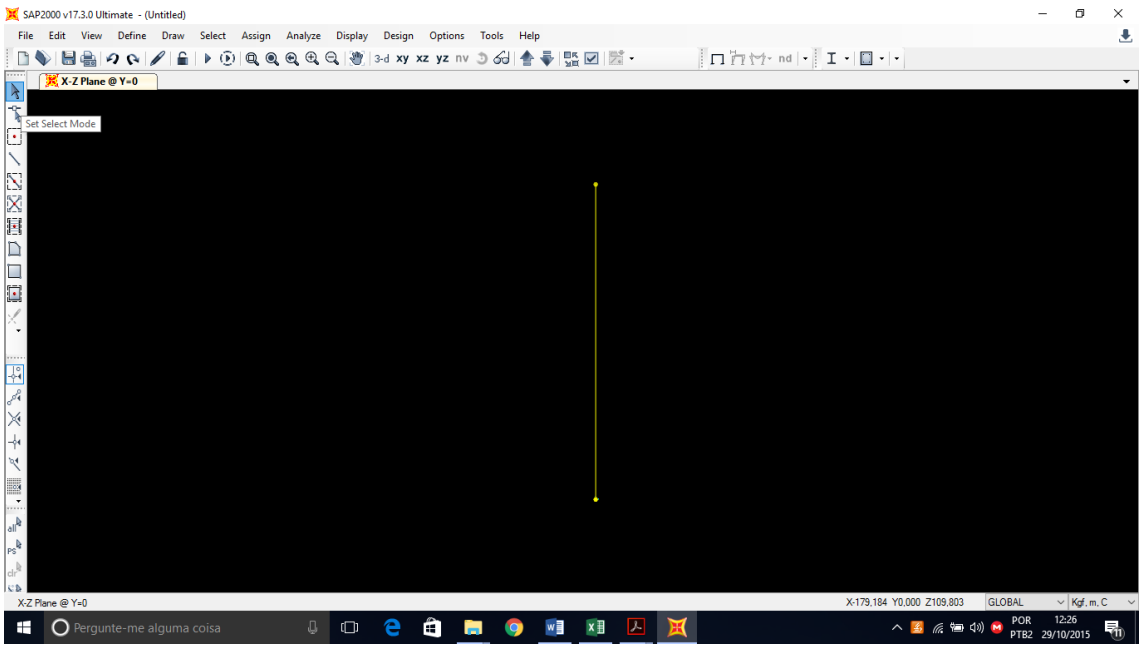
Figura B 12: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000



Fonte: *print screen* da tela do SAP2000

Clicar em Set Select Mode, conforme a figura B13.

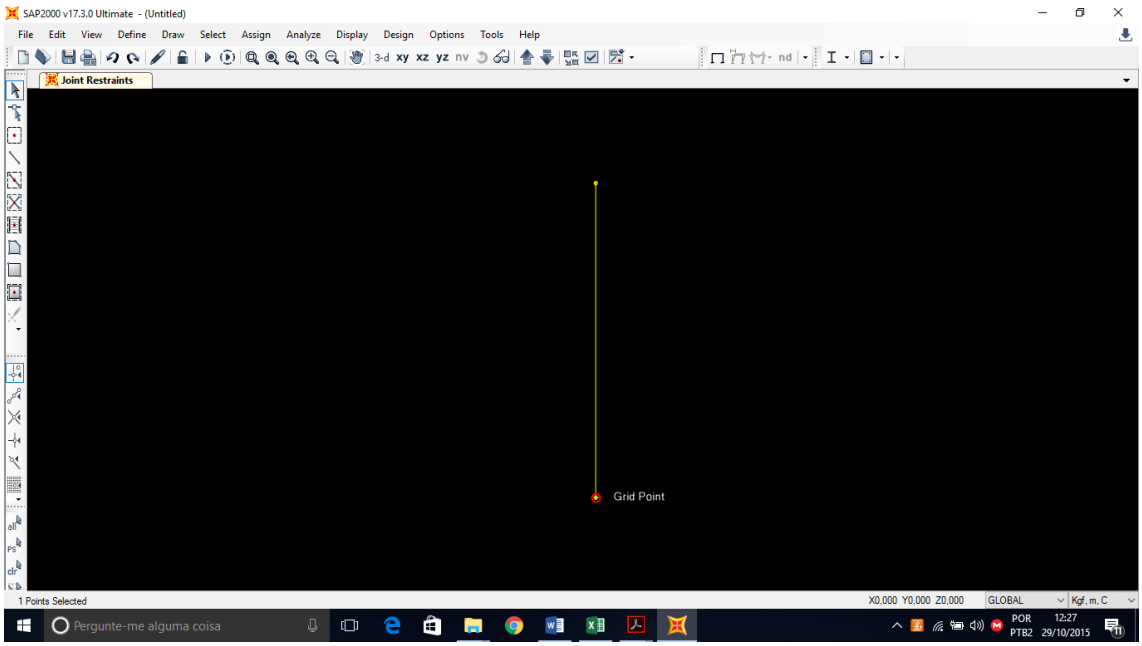
Figura B 13: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000



Fonte: *print screen* da tela do SAP2000

Selecionar o ponto inferior da barra, conforme a figura B14.

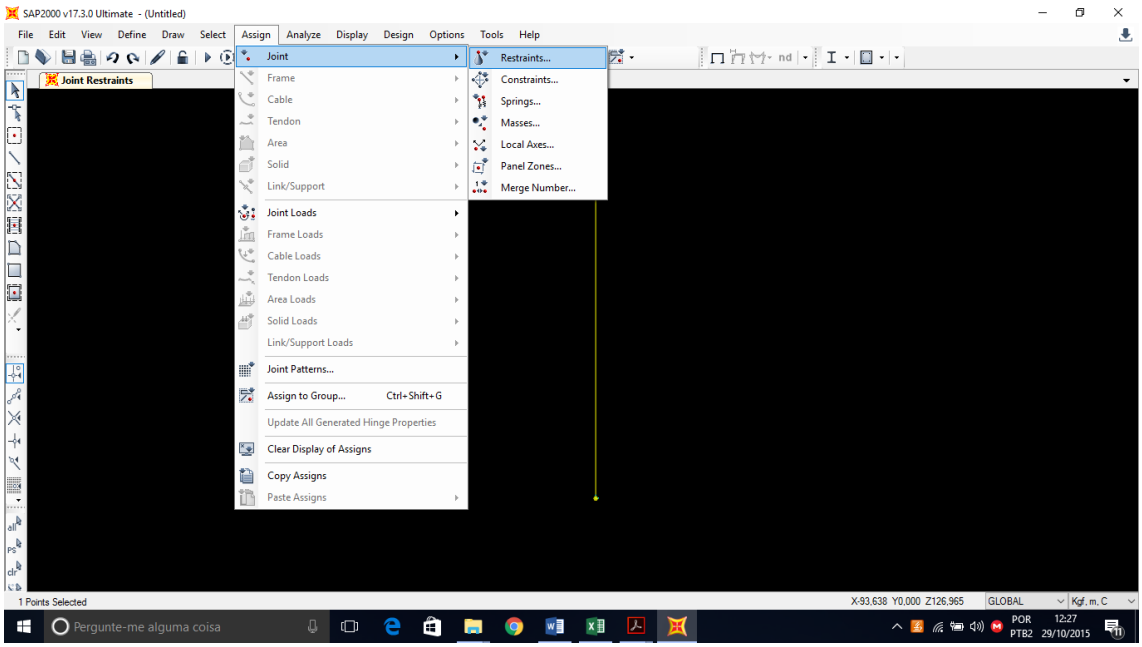
Figura B 14: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000



Fonte: *print screen* da tela do SAP2000

Clicar em Assign > Joint > Restraints, conforme a figura B15.

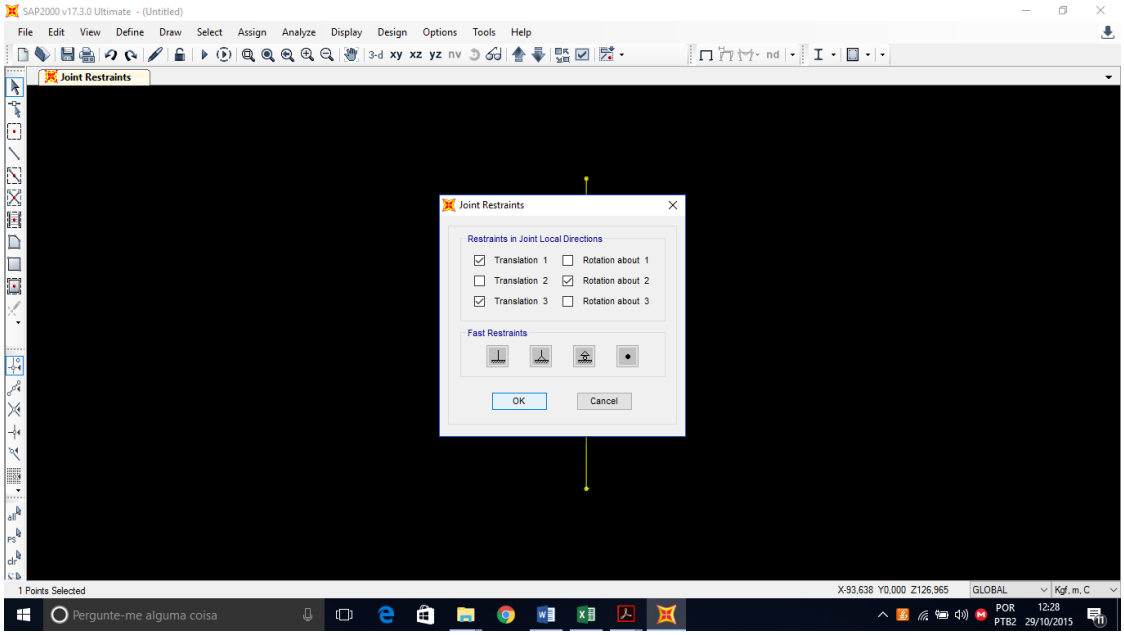
Figura B 15: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000



Fonte: *print screen* da tela do SAP2000

Restringir as translações nos eixos 1 e 3 e a rotação no eixo 2, conforme a figura B16, e clicar om OK.

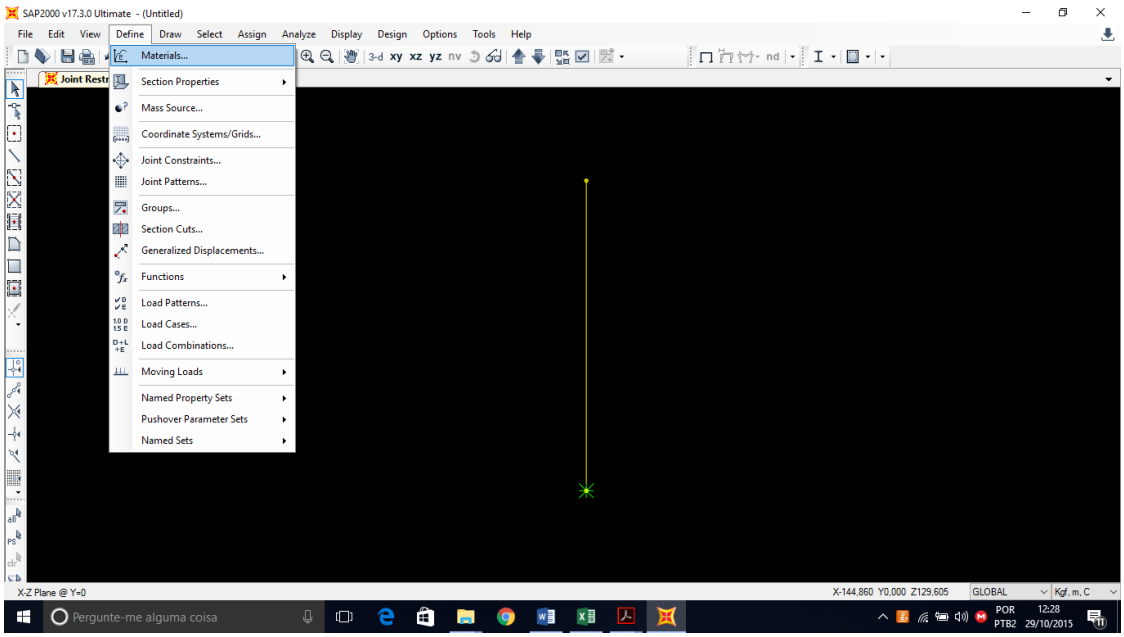
Figura B 16: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000



Fonte: *print screen* da tela do SAP2000

Clicar em Define > Materials, conforme a figura B17.

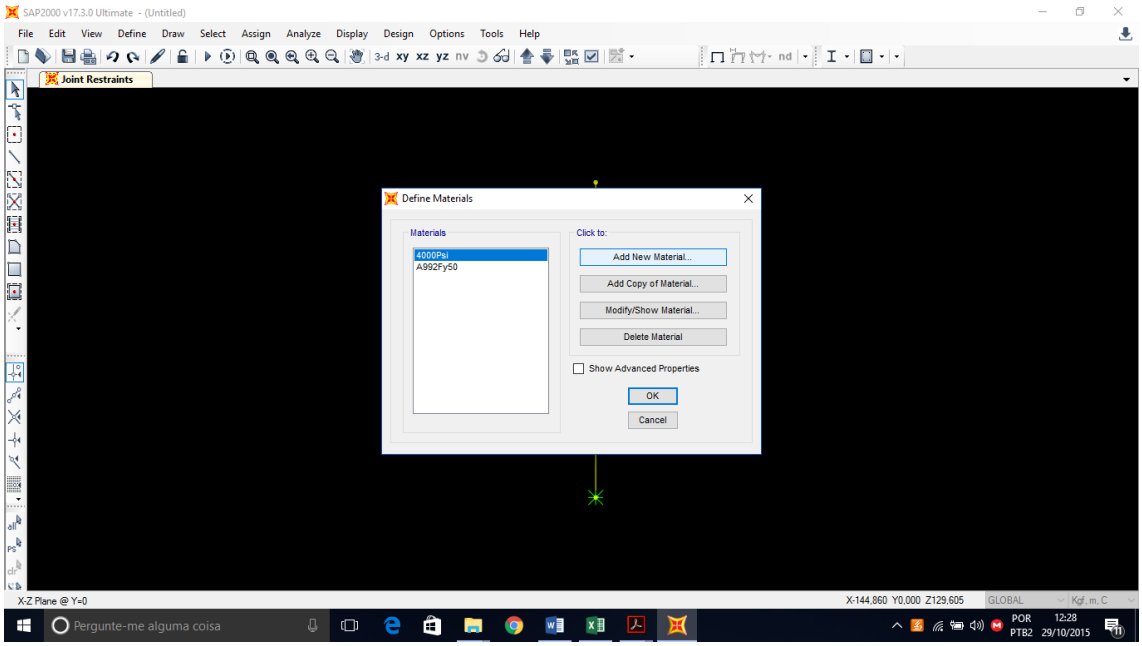
Figura B 17: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000



Fonte: *print screen* da tela do SAP2000

Clicar em Add New Material, conforme a figura B18, e clicar em OK.

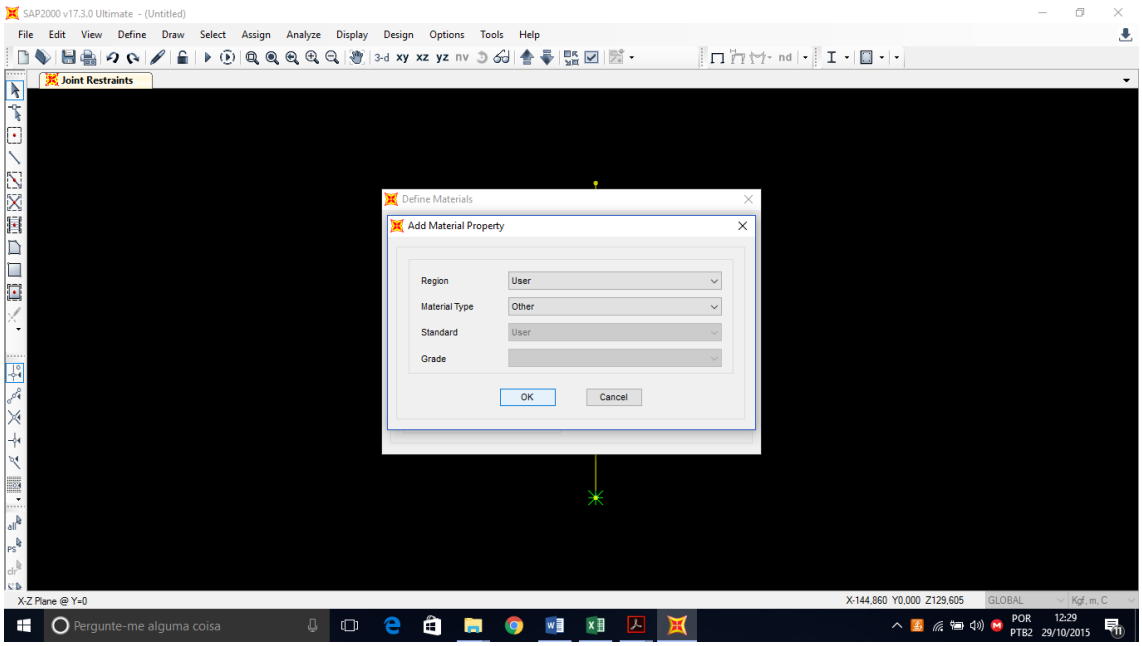
Figura B 18: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000



Fonte: *print screen* da tela do SAP2000

Selecionar as opções User e Other, conforme a figura B19, e clicar em OK.

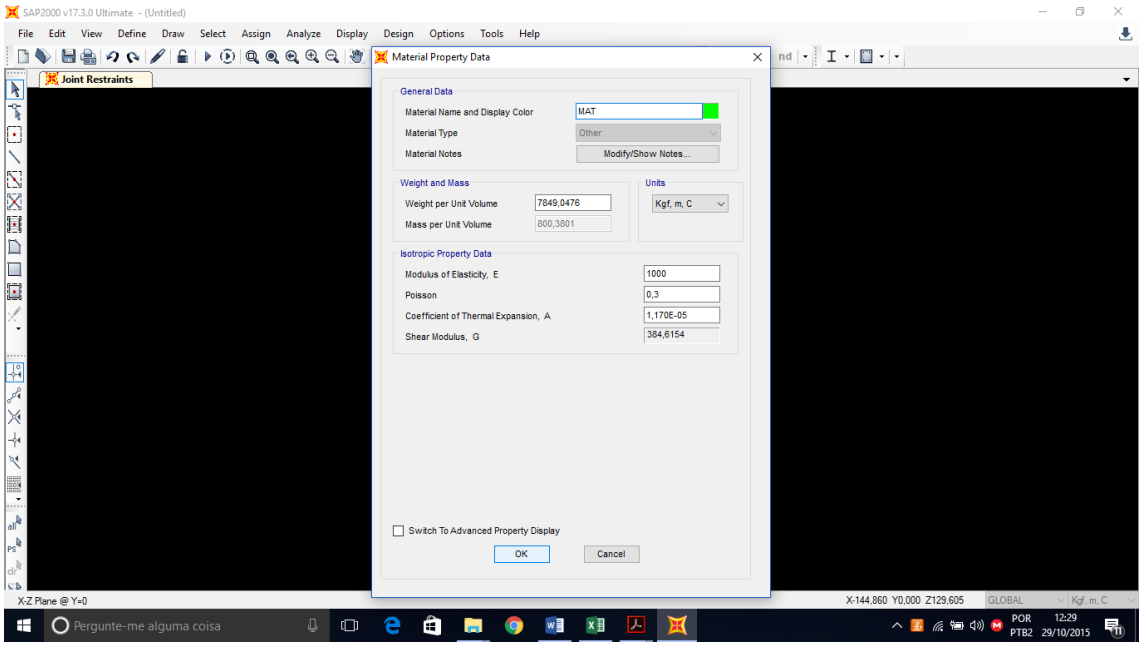
Figura B 19: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000



Fonte: *print screen* da tela do SAP2000

Digitar o valor de 1000 em Modulus of Elasticity, conforme a figura B20, e clicar em OK.

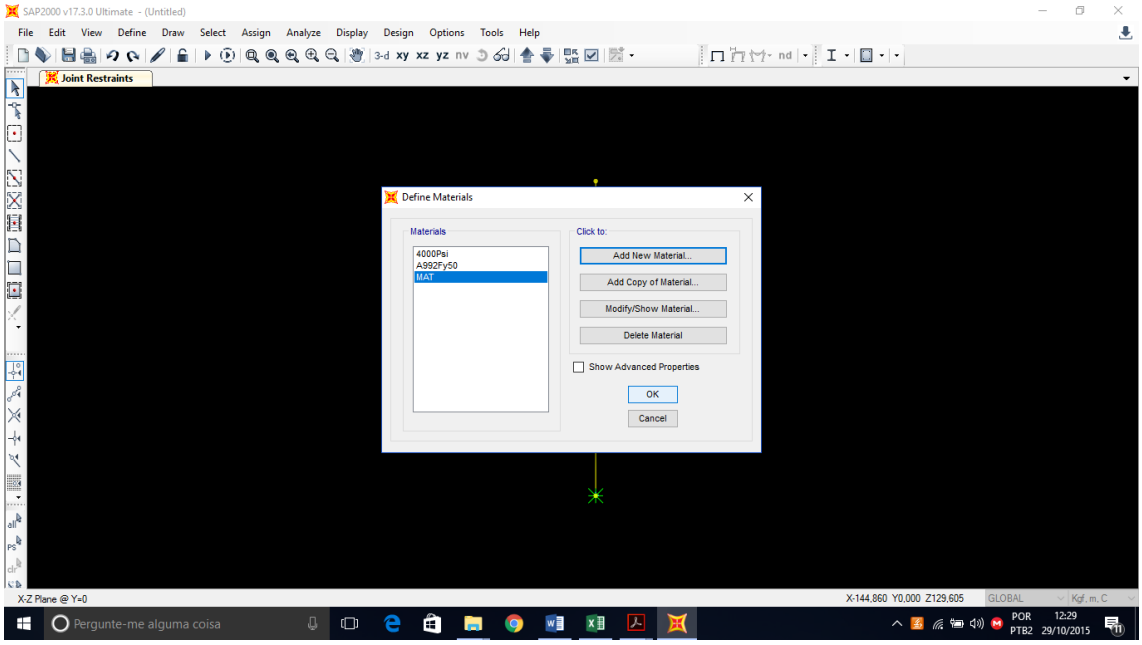
Figura B 20: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000



Fonte: *print screen* da tela do SAP2000

Clicar em OK novamente, conforme a figura B21.

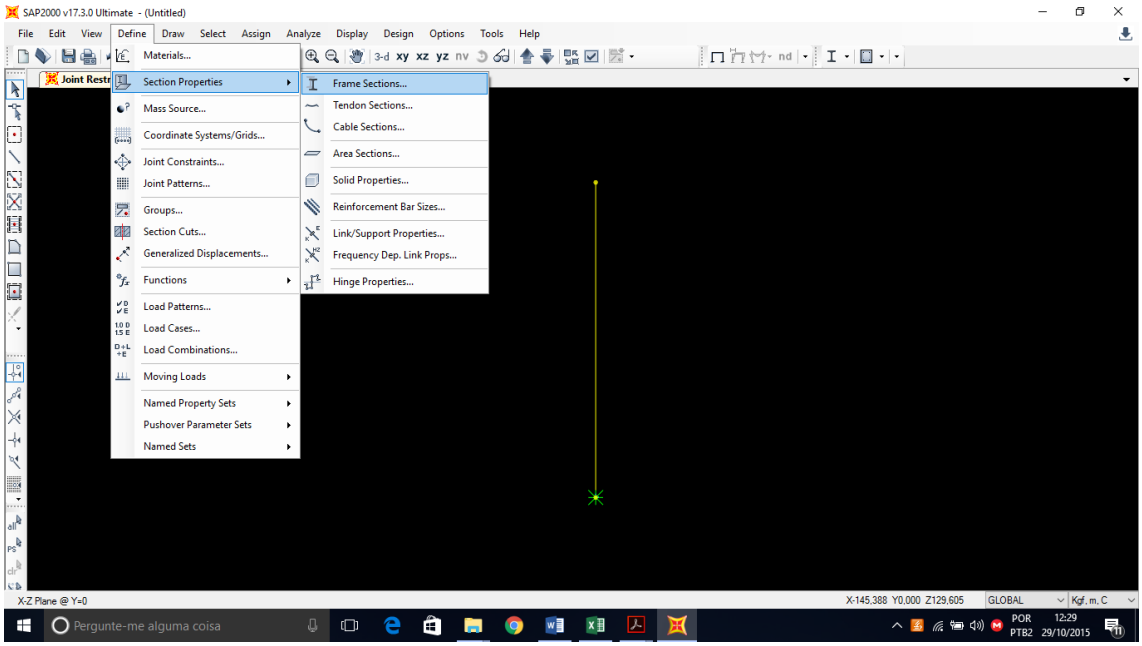
Figura B 21: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000



Fonte: *print screen* da tela do SAP2000

Clicar em Define > Section Properties > Frame Sections..., conforme a figura B22.

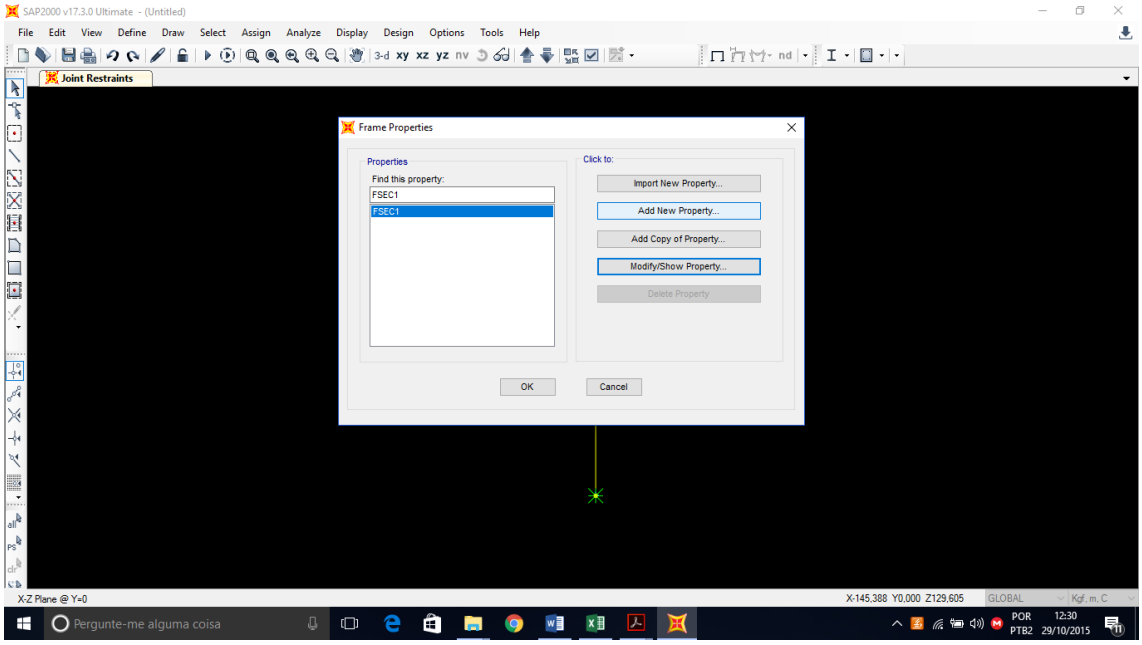
Figura B 22: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000



Fonte: *print screen* da tela do SAP2000

Clicar em Add New Property, conforme a figura B23.

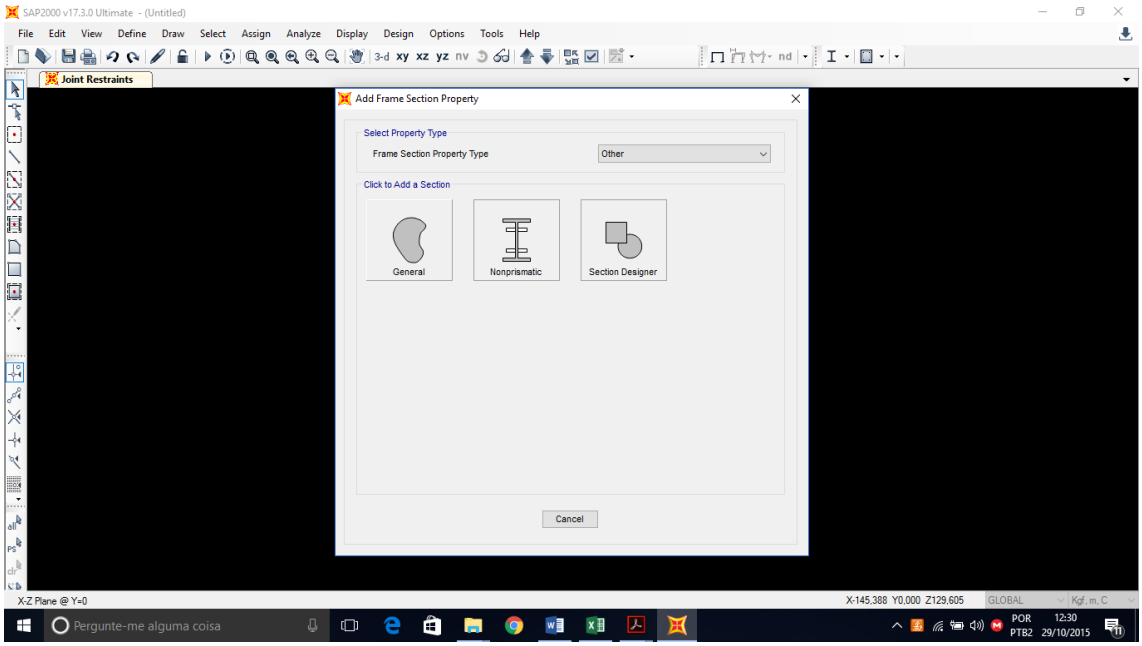
Figura B 23: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000



Fonte: *print screen* da tela do SAP2000

Selecionar Other e clicar em General, conforme a figura B24.

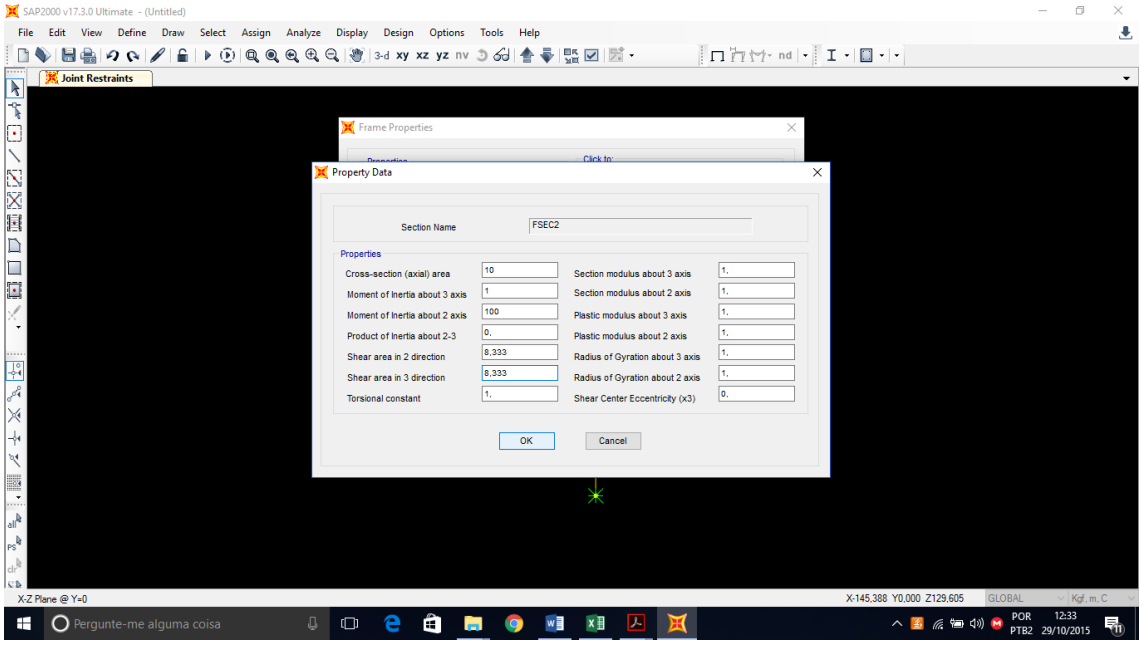
Figura B 24: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000



Fonte: *print screen* da tela do SAP2000

Colocar os valores das propriedades conforme a figura B25, e clicar em OK.

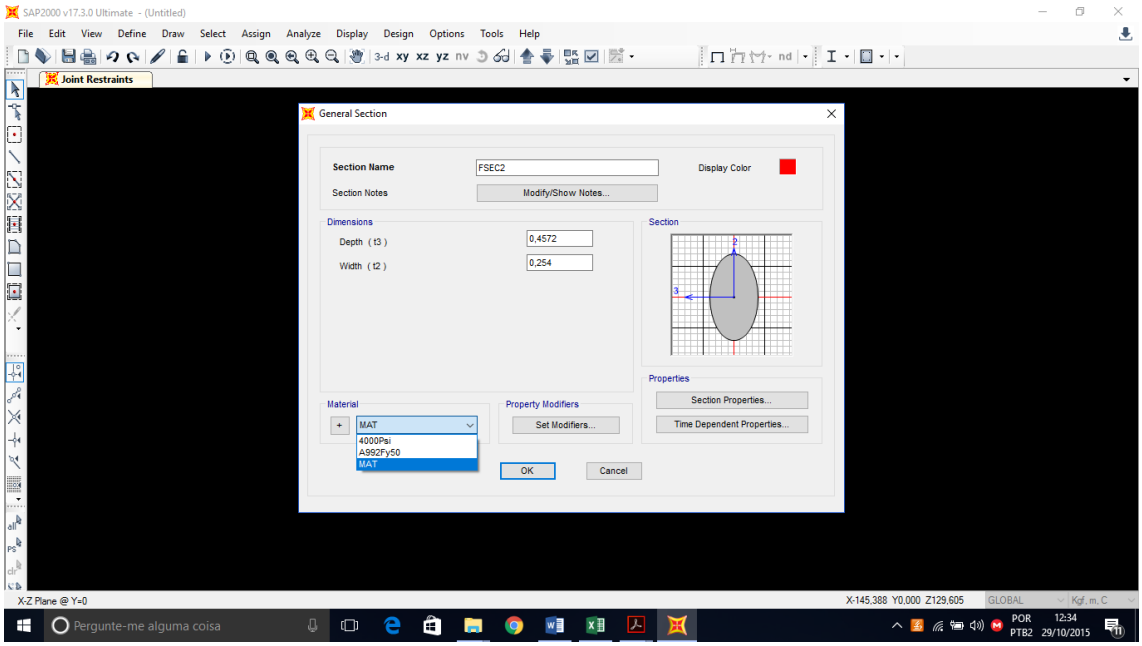
Figura B 25: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000



Fonte: *print screen* da tela do SAP2000

Selecionar MAT, conforme a figura B26, e clicar em OK.

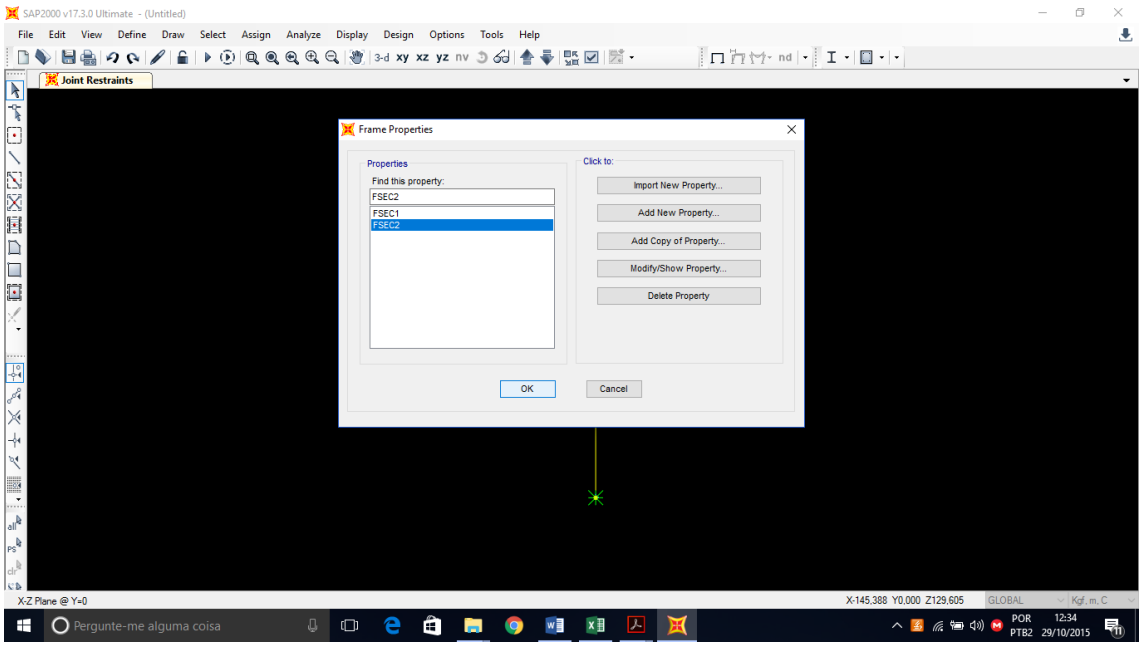
Figura B 26: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000



Fonte: *print screen* da tela do SAP2000

Selecionar a seção FSEC2, conforme a figura B27, e clicar em OK.

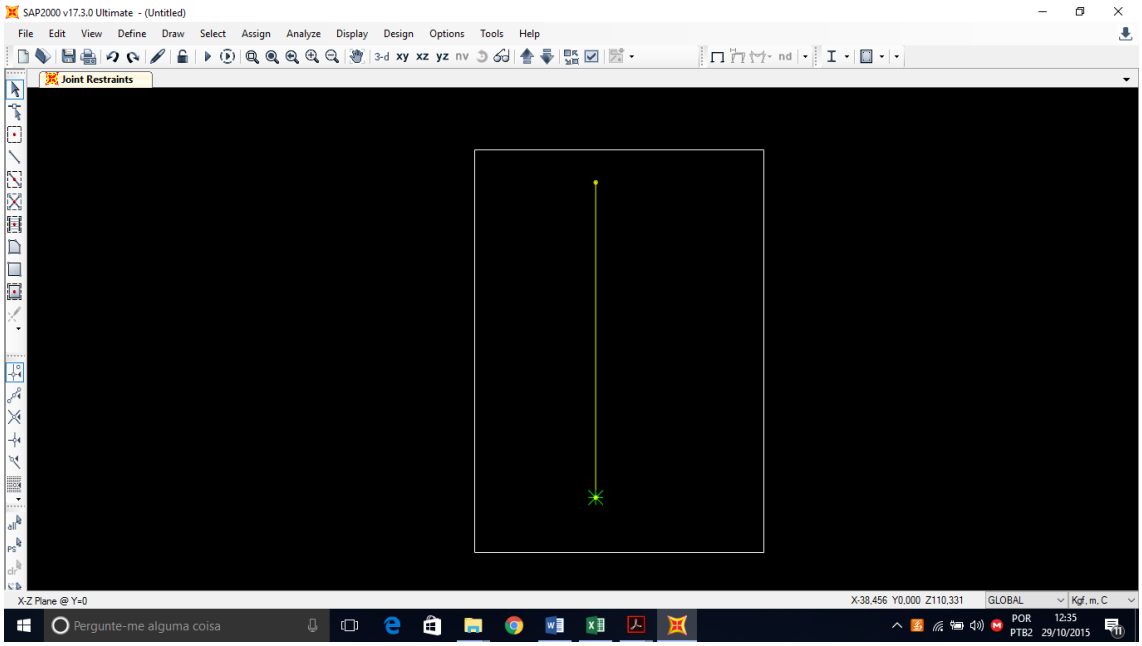
Figura B 27: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000



Fonte: *print screen* da tela do SAP2000

Selecionar toda a estrutura, conforme a figura B28.

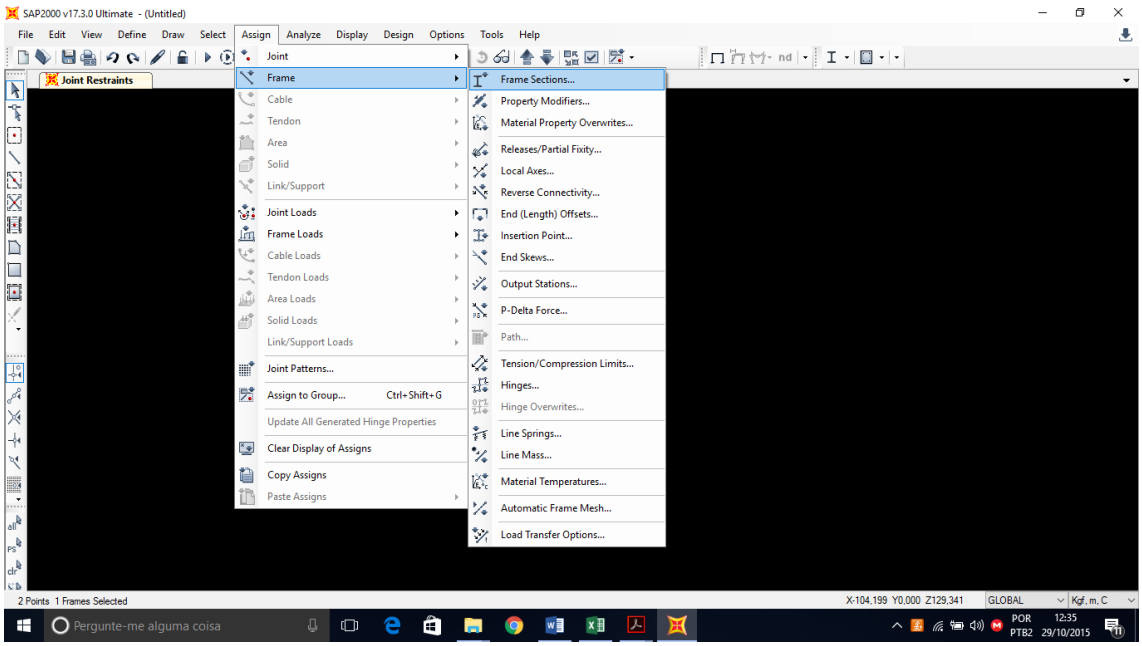
Figura B 28: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000



Fonte: *print screen* da tela do SAP2000

Clicar em Assign > Frame > Frame Sections..., conforme a figura B29.

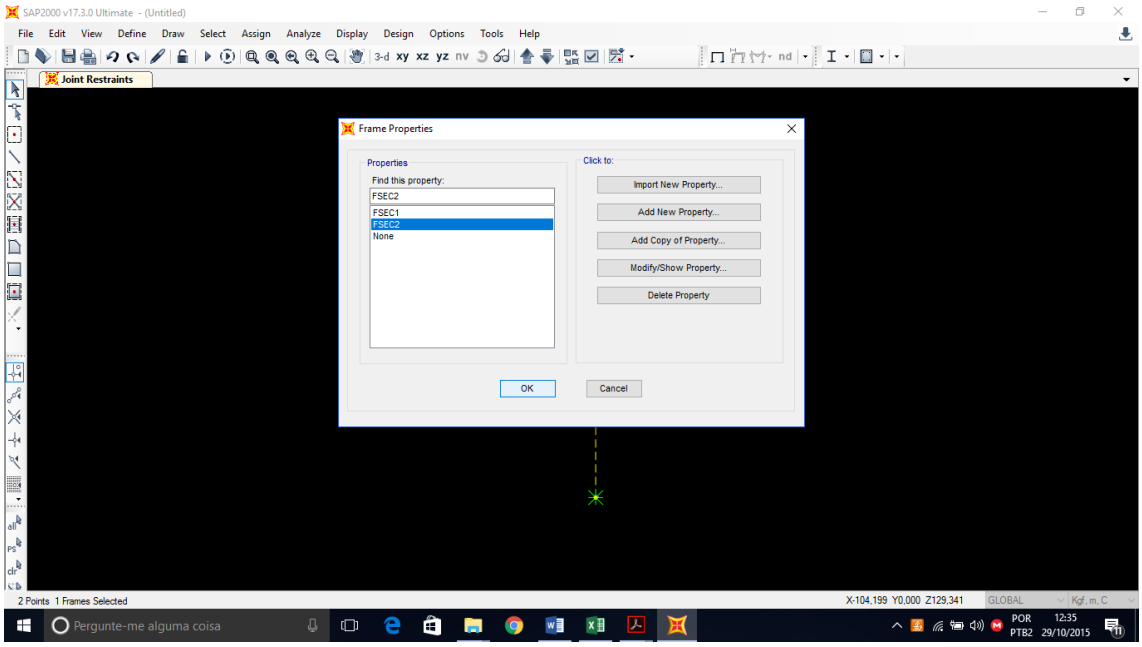
Figura B 29: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000



Fonte: *print screen* da tela do SAP2000

Selecionar a seção FSEC2, conforme a figura B30, e clicar em OK.

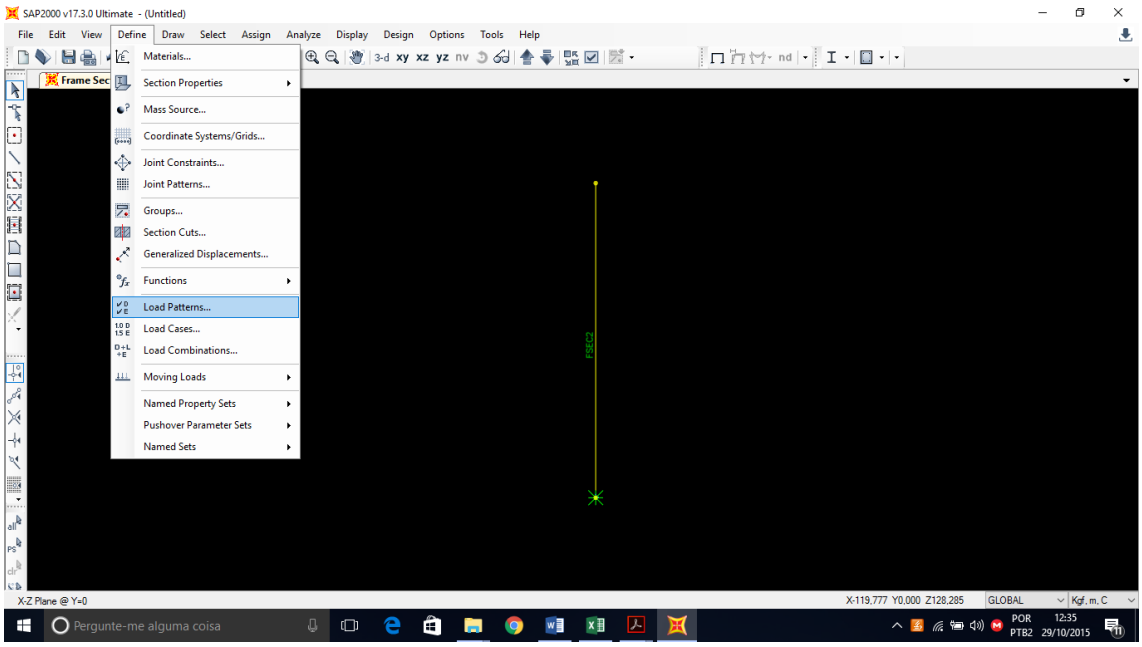
Figura B 30: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000



Fonte: *print screen* da tela do SAP2000

Clicar em Define > Load Patterns..., conforme a figura B31.

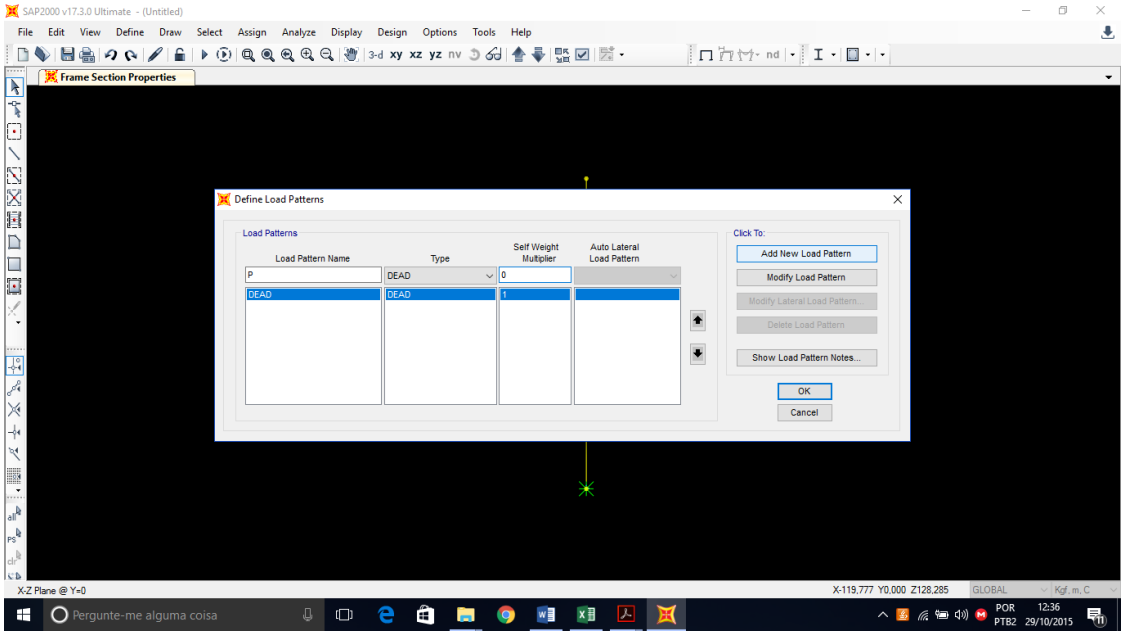
Figura B 31: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000



Fonte: *print screen* da tela do SAP2000

Digitar “P” em Load Pattern Name e “0” em Self Weight Multiplier, e clicar em Add New Load Pattern, conforme a figura B32.

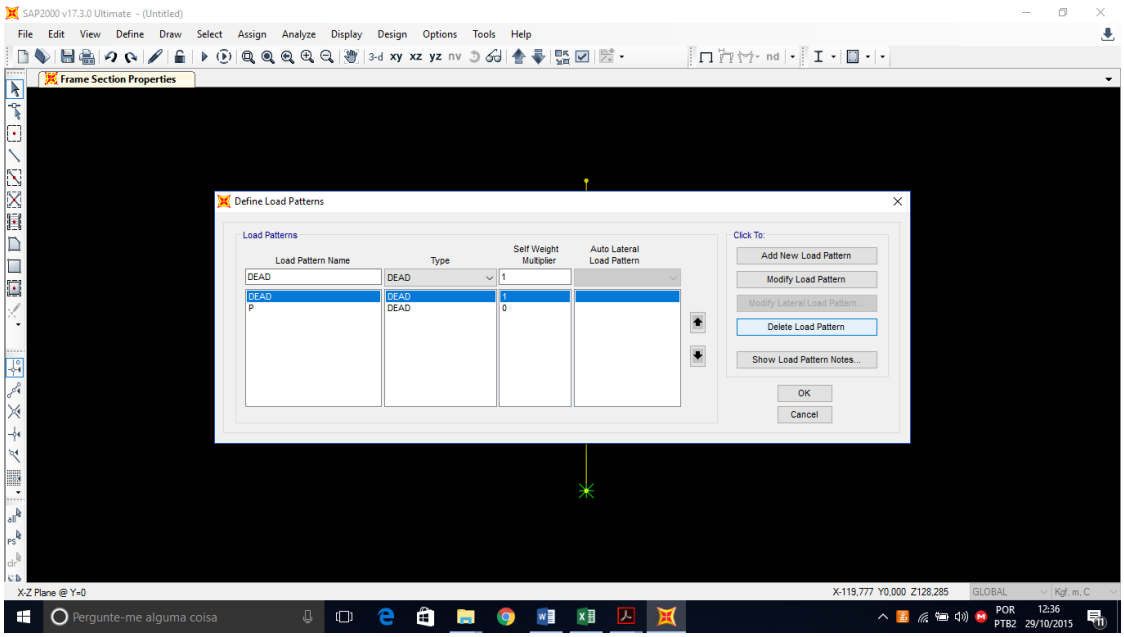
Figura B 32: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000



Fonte: *print screen* da tela do SAP2000

Selecionar a carga “DEAD” e clicar em Delete Load Pattern, conforme a figura B33.

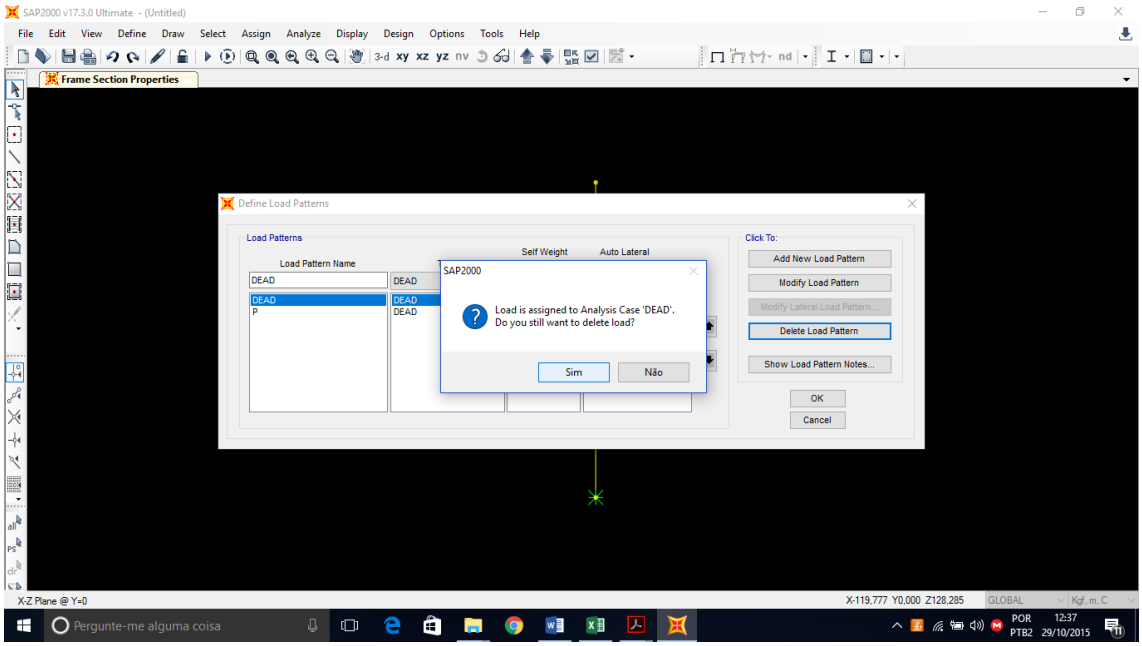
Figura B 33: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000



Fonte: *print screen* da tela do SAP2000

Clicar em Sim para a janela que aparece no vídeo, conforme a figura B34.

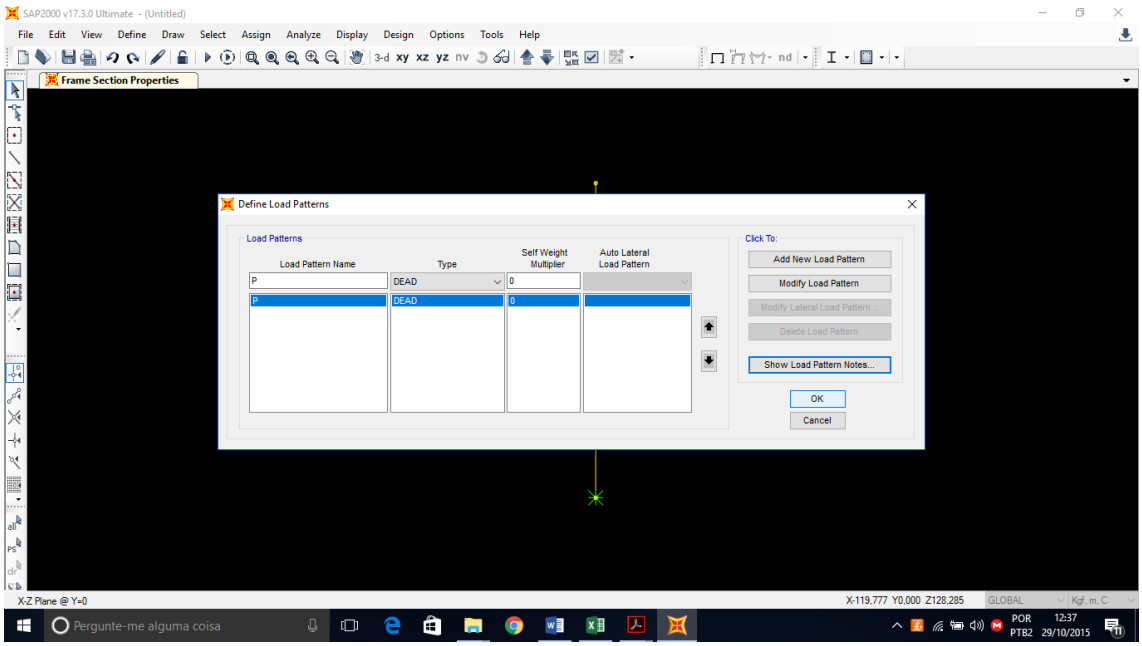
Figura B 34: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000



Fonte: *print screen* da tela do SAP2000

Clicar em OK, conforme a figura B35.

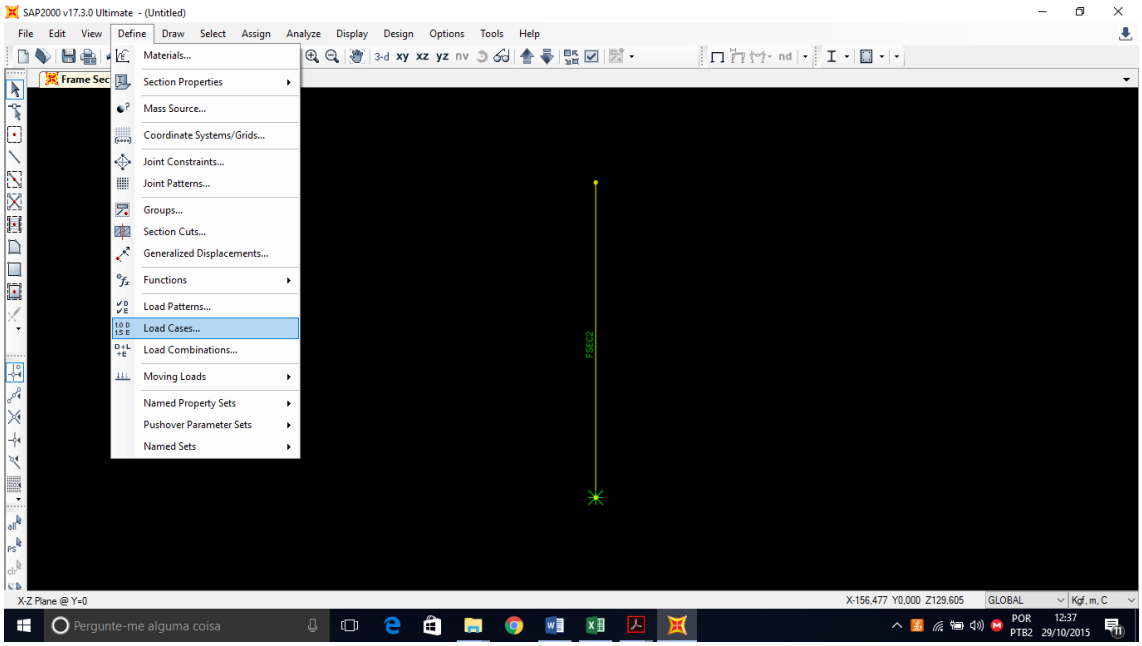
Figura B 35: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000



Fonte: *print screen* da tela do SAP2000

Clicar em Define > Load Cases..., conforme a figura B36.

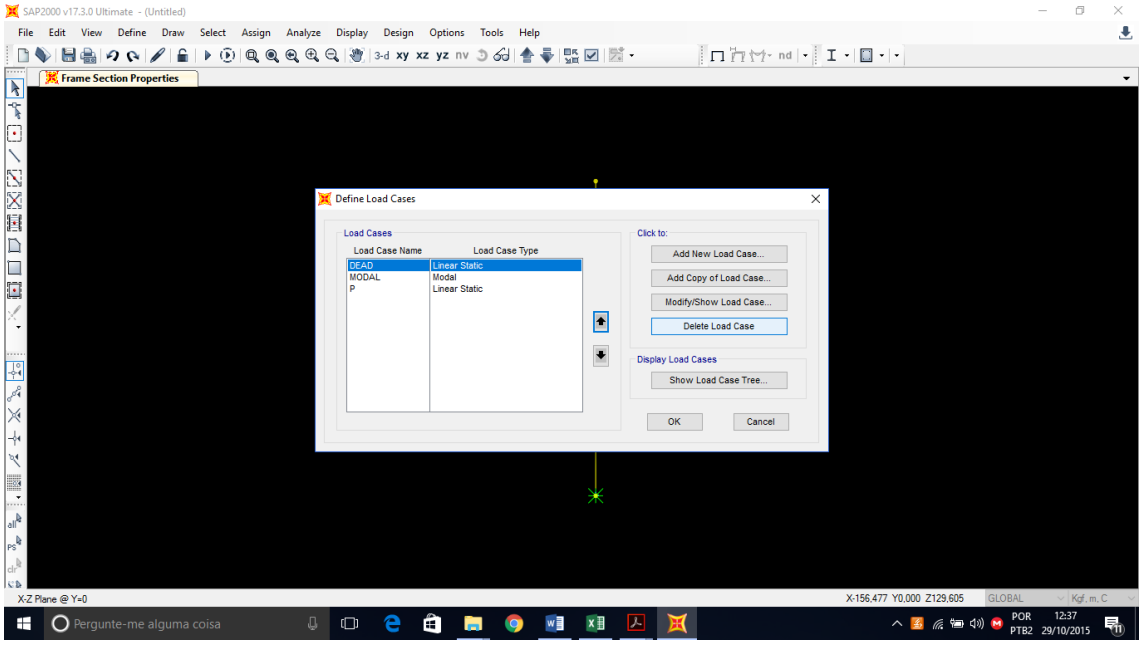
Figura B 36: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000



Fonte: *print screen* da tela do SAP2000

Selecionar a carga DEAD e clicar em Delete Load Case, conforme a figura B37.

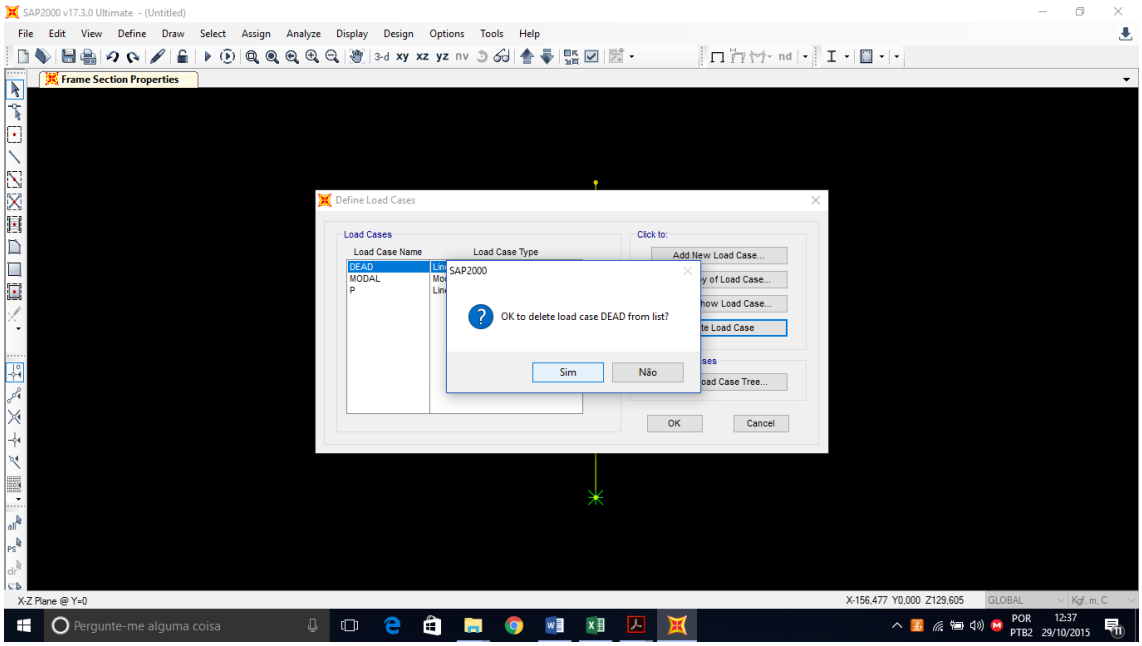
Figura B 37: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000



Fonte: *print screen* da tela do SAP2000

Clicar em OK na janela que aparece no vídeo, conforme a figura B38.

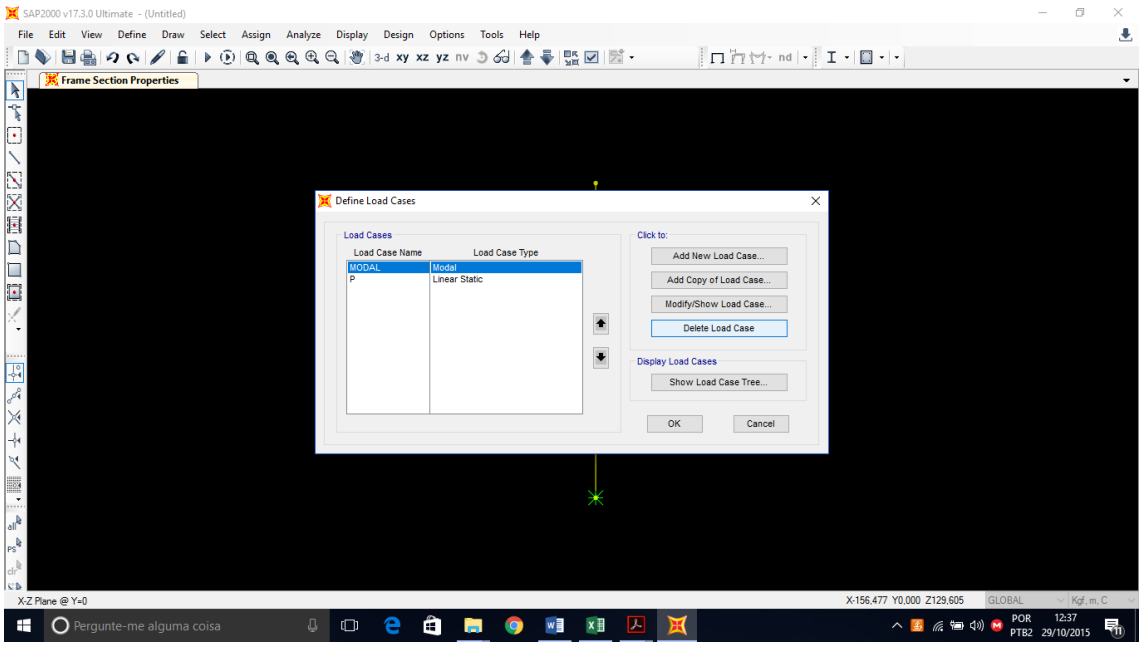
Figura B 38: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000



Fonte: *print screen* da tela do SAP2000

Selecionar a carga MODAL e clicar em Delete Load Case, conforme a figura B39.

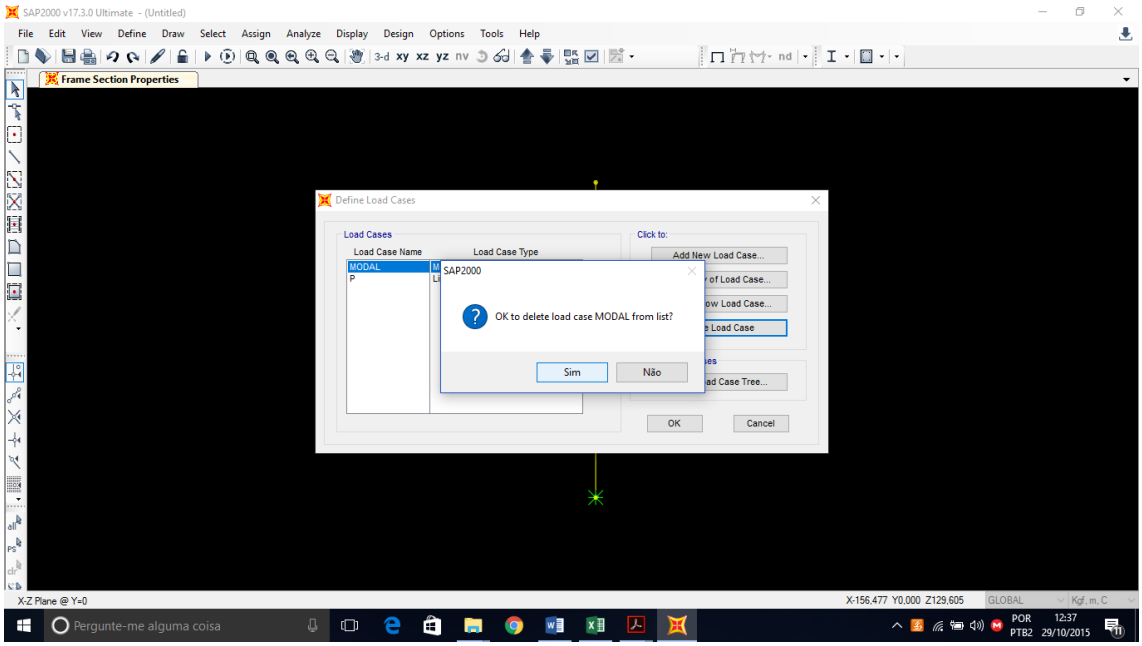
Figura B 39: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000



Fonte: *print screen* da tela do SAP2000

Clicar em OK na janela que aparece no vídeo, conforme a figura B40.

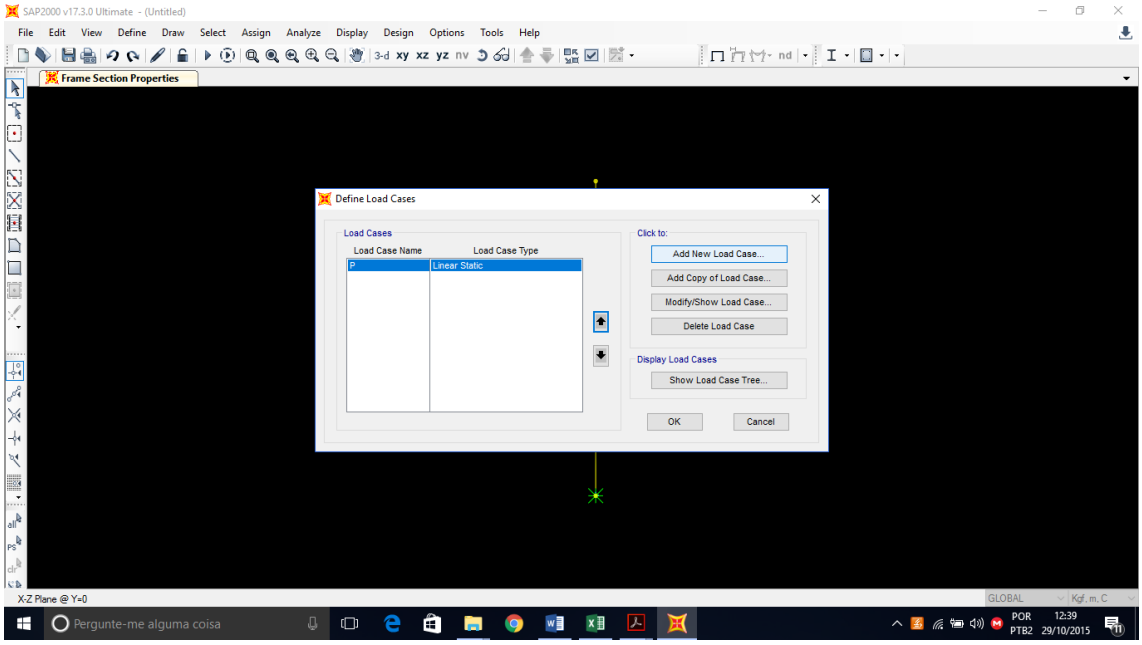
Figura B 40: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000



Fonte: *print screen* da tela do SAP2000

Clicar em Add New Load Case, conforme a figura B41.

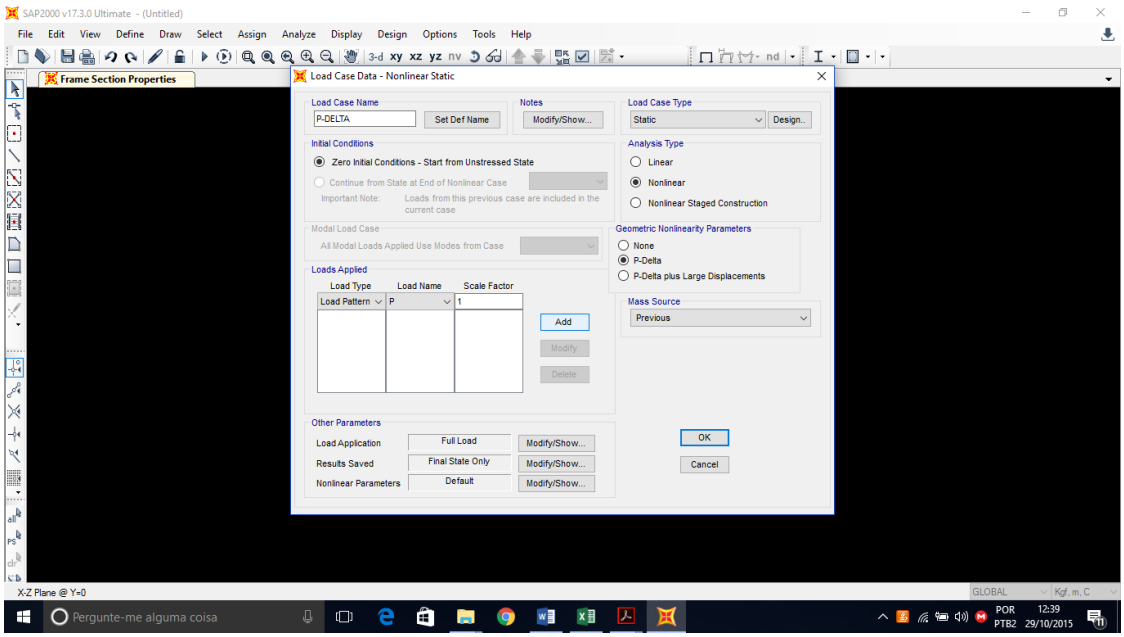
Figura B 41: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000



Fonte: *print screen* da tela do SAP2000

Digitar “P-DELTA” em Load Case Name, selecionar Nonlinear em Analysis Type, e P-Delta em Geometric Nonlinearity Parameters, conforme a figura B42.

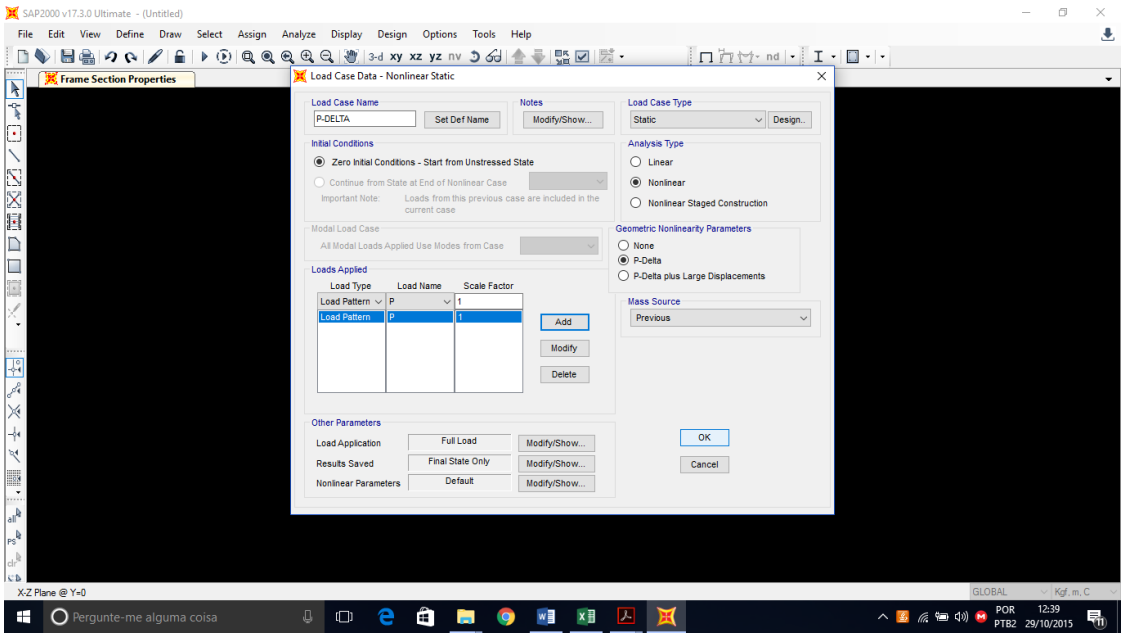
Figura B 42: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000



Fonte: *print screen* da tela do SAP2000

Clicar em Add, conforme a figura B43, e clicar em OK.

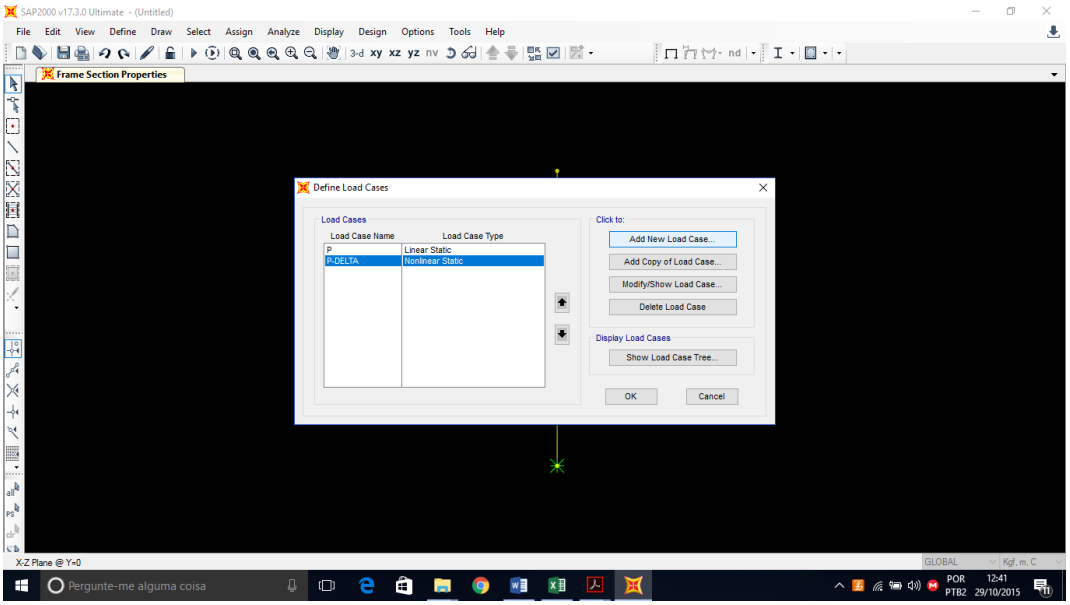
Figura B 43: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000



Fonte: *print screen* da tela do SAP2000

Clicar em Add New Load Case..., conforme a figura B44.

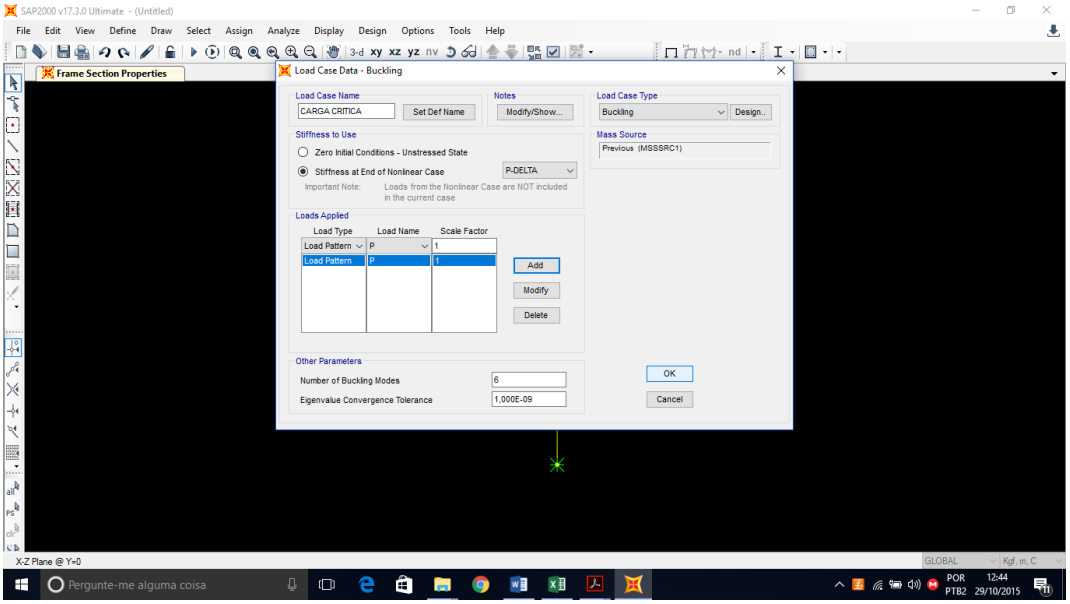
Figura B 44: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000



Fonte: *print screen* da tela do SAP2000

Digitar “CARGA CRÍTICA” em Load Case Name, selecionar Buckling em Load Case Type, selecionar Stiffness at End of Nonlinear Case em Stiffness to Use, clicar em Add, conforme a figura B45, e clicar em OK.

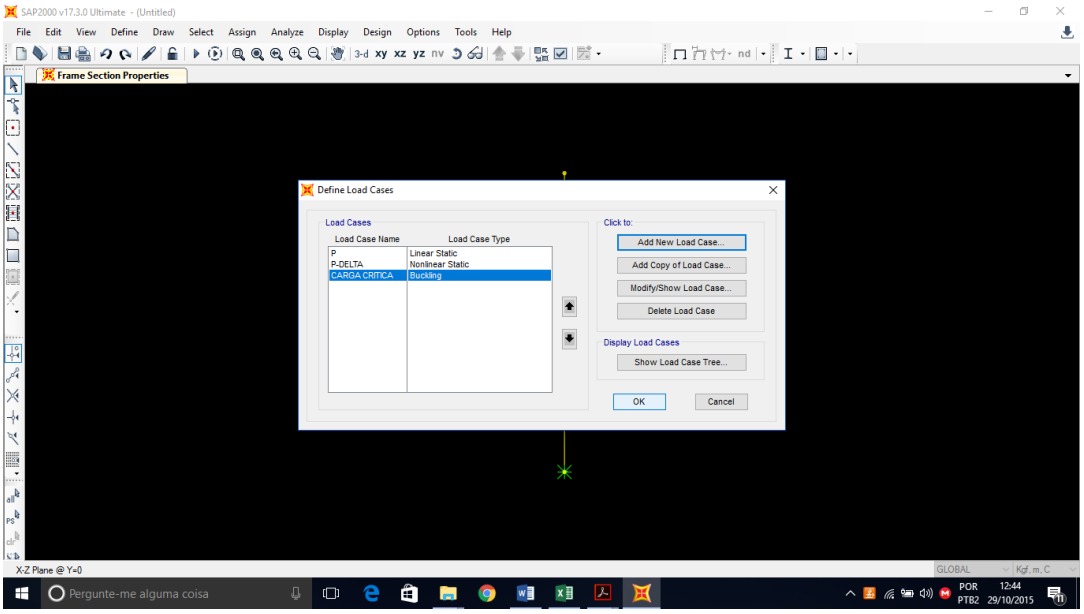
Figura B 45: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000



Fonte: *print screen* da tela do SAP2000

Clicar em OK, conforme a figura B46.

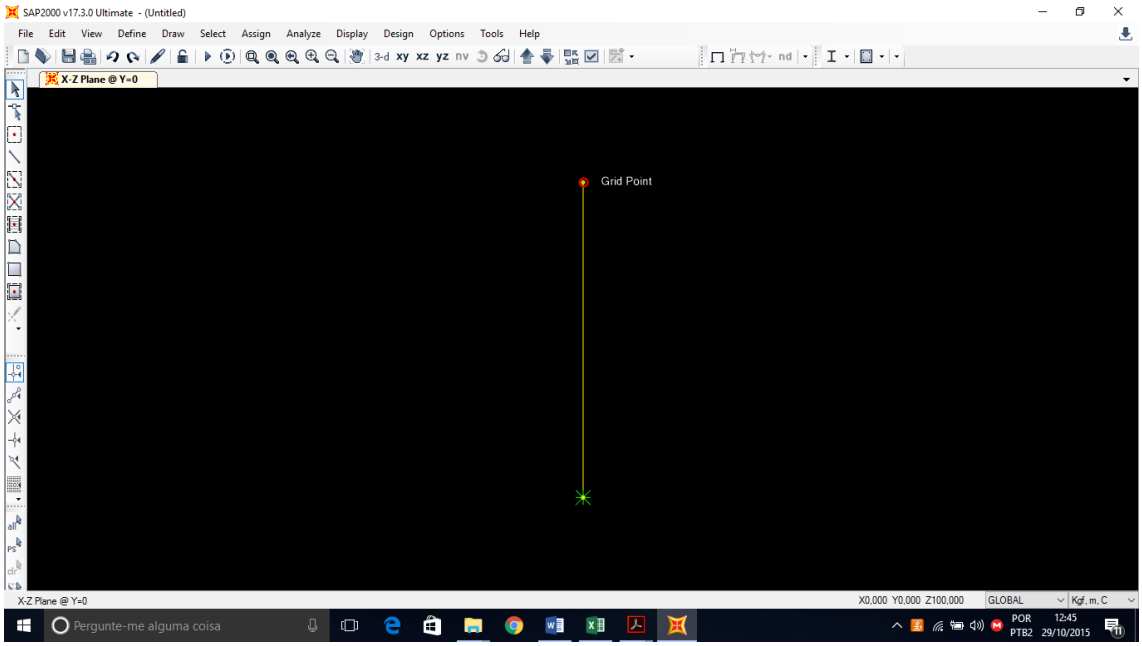
Figura B 46: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000



Fonte: *print screen* da tela do SAP2000

Selecionar o ponto superior da barra, conforme a figura B47.

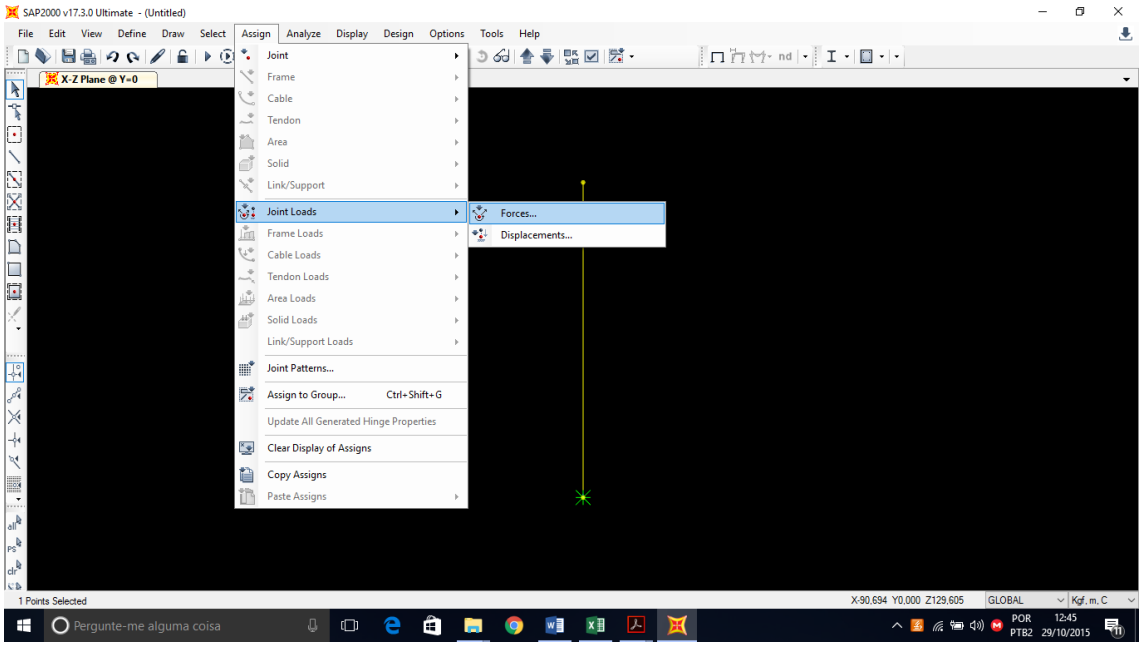
Figura B 47: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000



Fonte: *print screen* da tela do SAP2000

Clicar em Assign > Joint Loads > Forces..., conforme a figura B48.

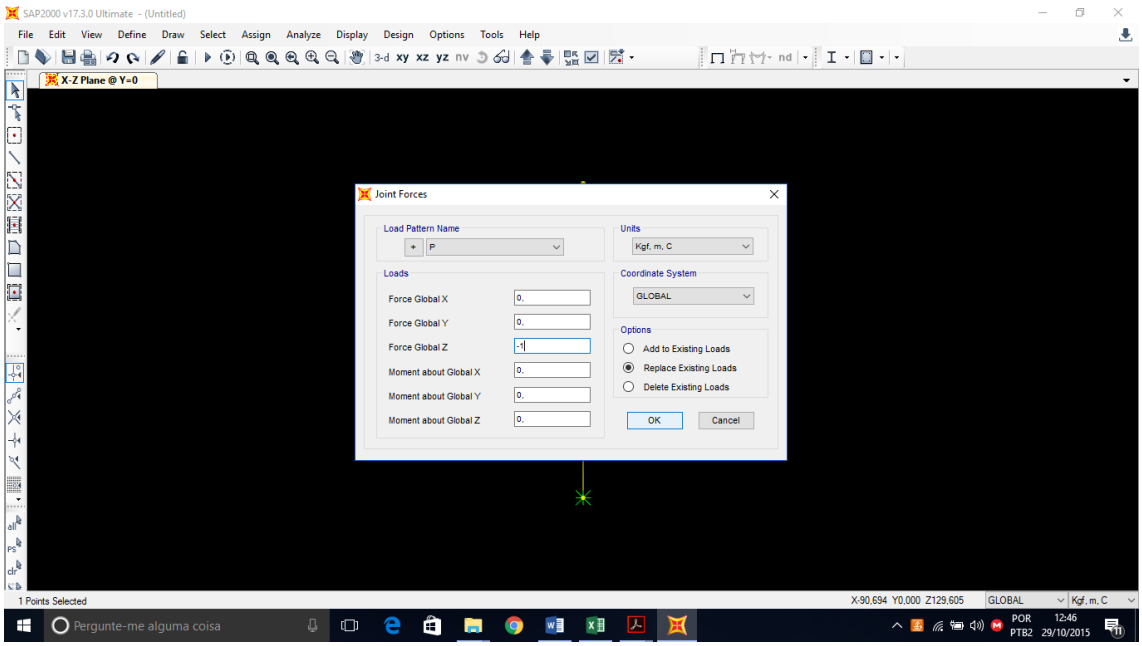
Figura B 48: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000



Fonte: *print screen* da tela do SAP2000

Digitar “-1” em Force Global Z, conforme a figura B49, e clicar em OK.

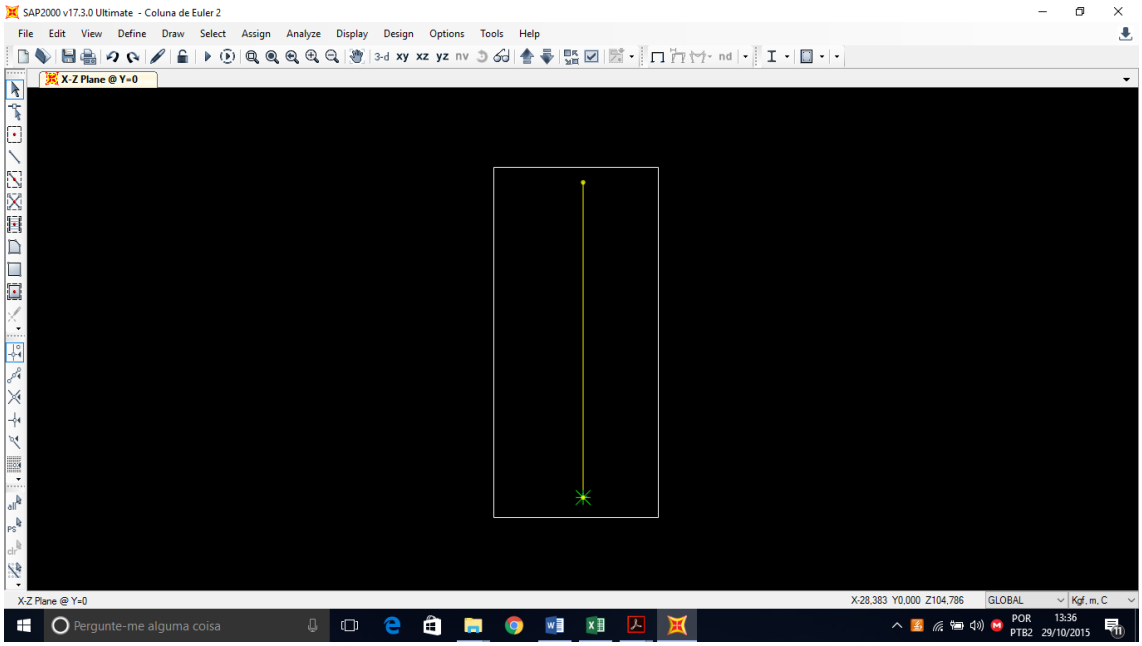
Figura B 49: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000



Fonte: *print screen* da tela do SAP2000

Selecionar toda a estrutura, conforme a figura B50.

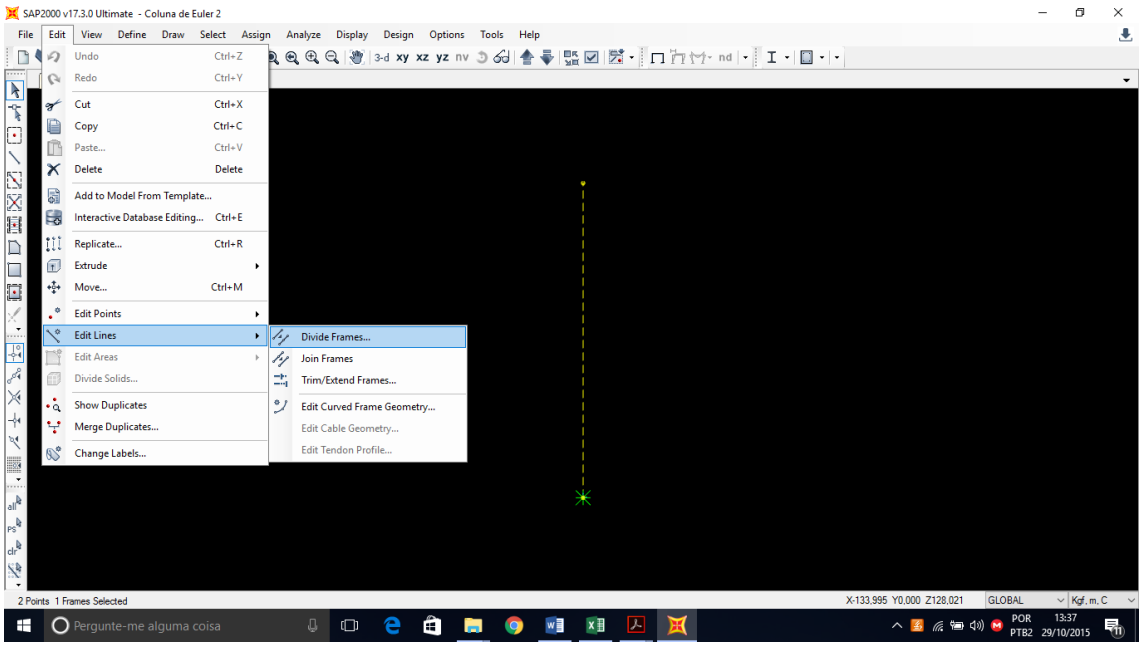
Figura B 50: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000



Fonte: *print screen* da tela do SAP2000

Clicar em Edit > Edit Lines > Divide Frames..., conforme a figura B51.

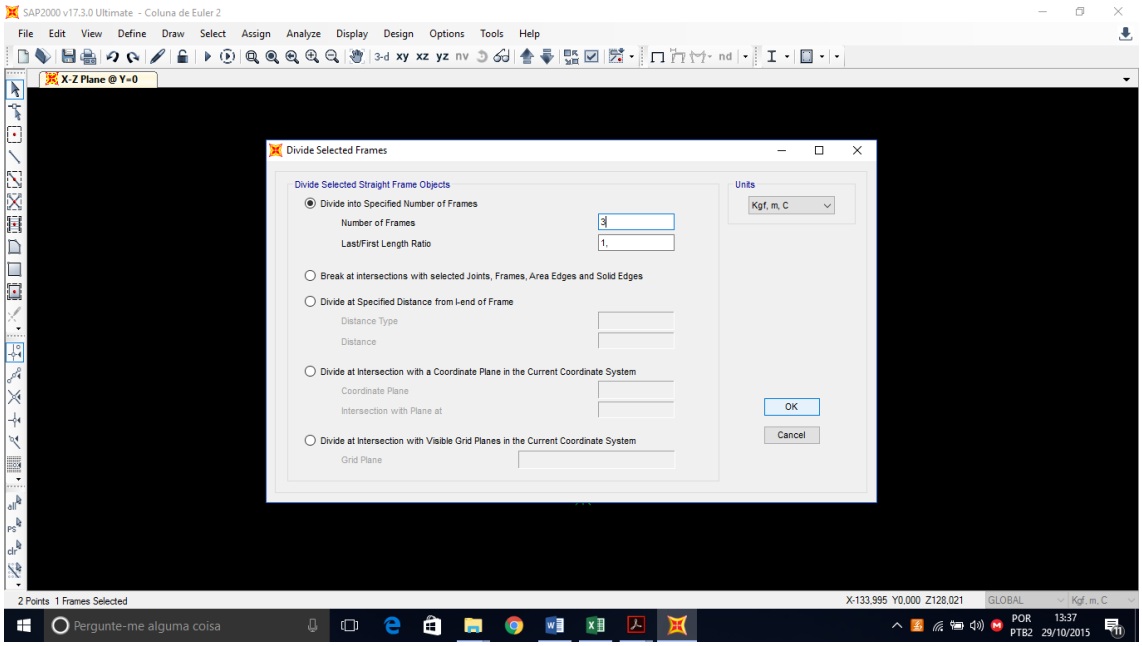
Figura B 51: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000



Fonte: *print screen* da tela do SAP2000

Digitar “3” em Number of Frames, conforme a figura B52, e clicar em OK.

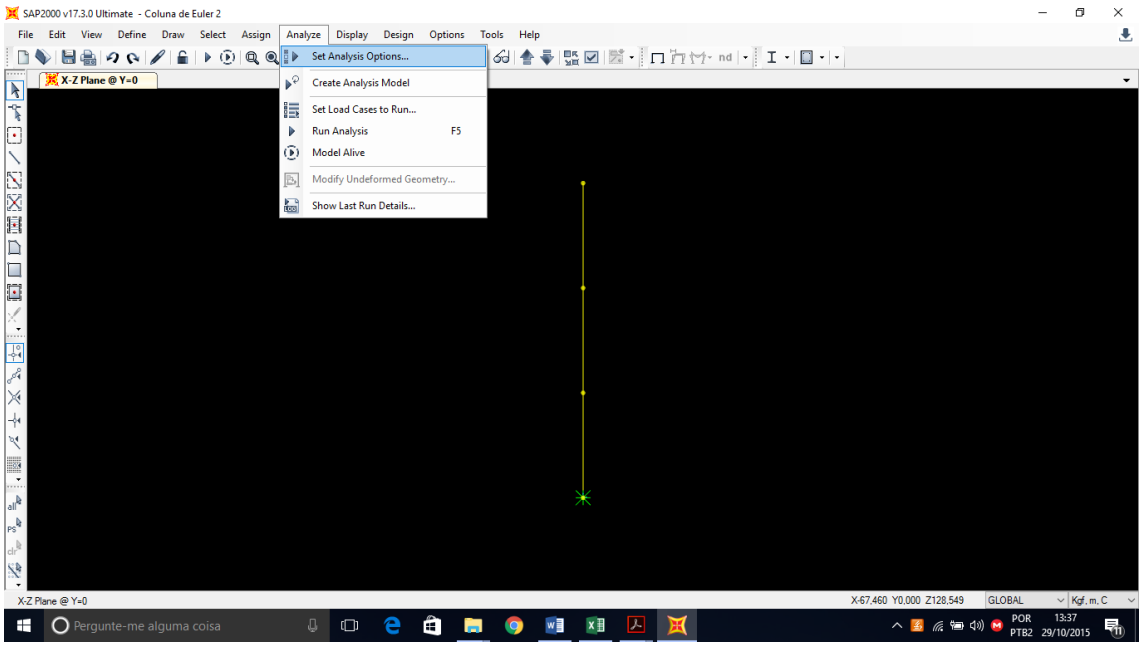
Figura B 52: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000



Fonte: *print screen* da tela do SAP2000

Clicar em Analyze > Set Analysis Options..., conforme a figura B53.

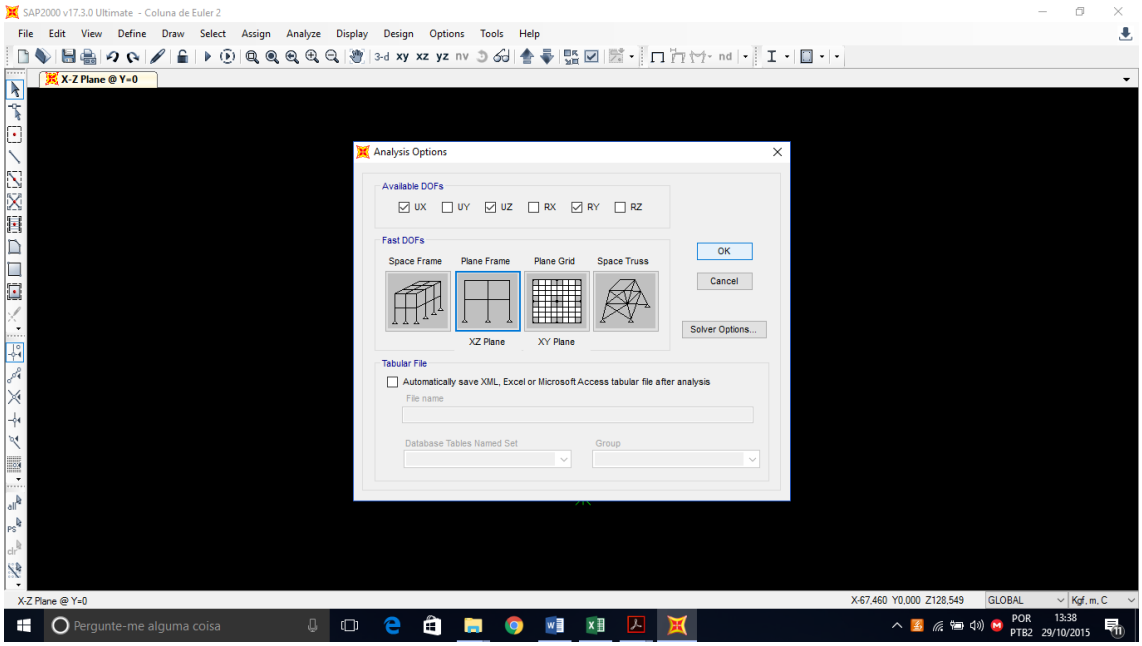
Figura B 53: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000



Fonte: *print screen* da tela do SAP2000

Selecionar XZ Plane, conforme a figura B54, e clicar em OK.

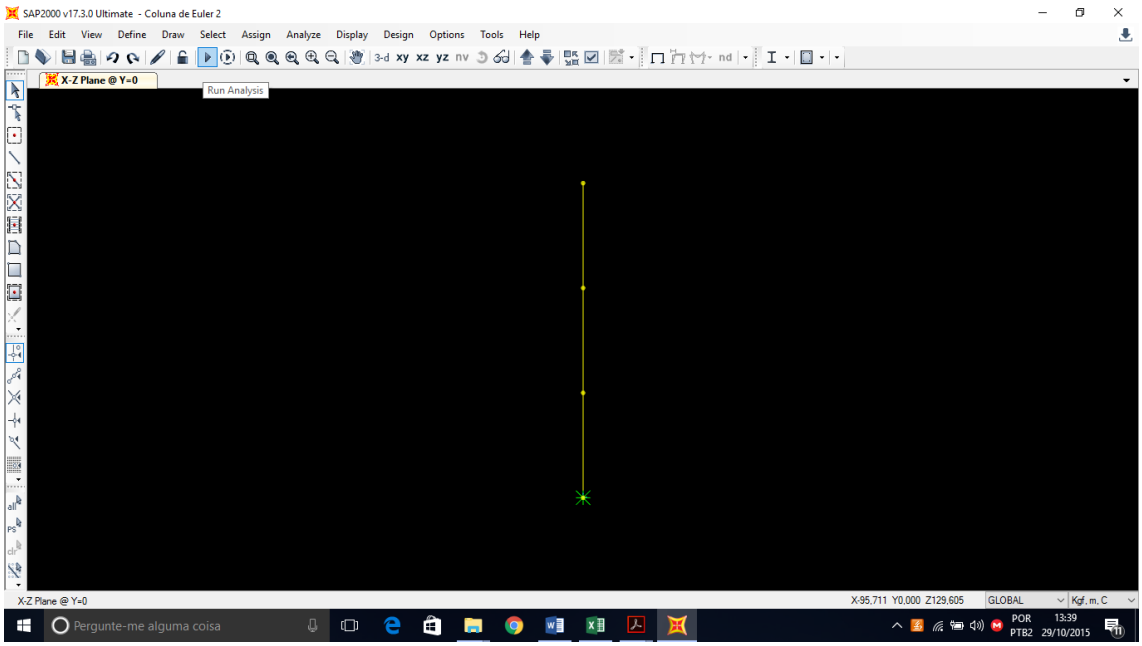
Figura B 54: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000



Fonte: *print screen* da tela do SAP2000

Clicar em Run Analysis, conforme a figura B55.

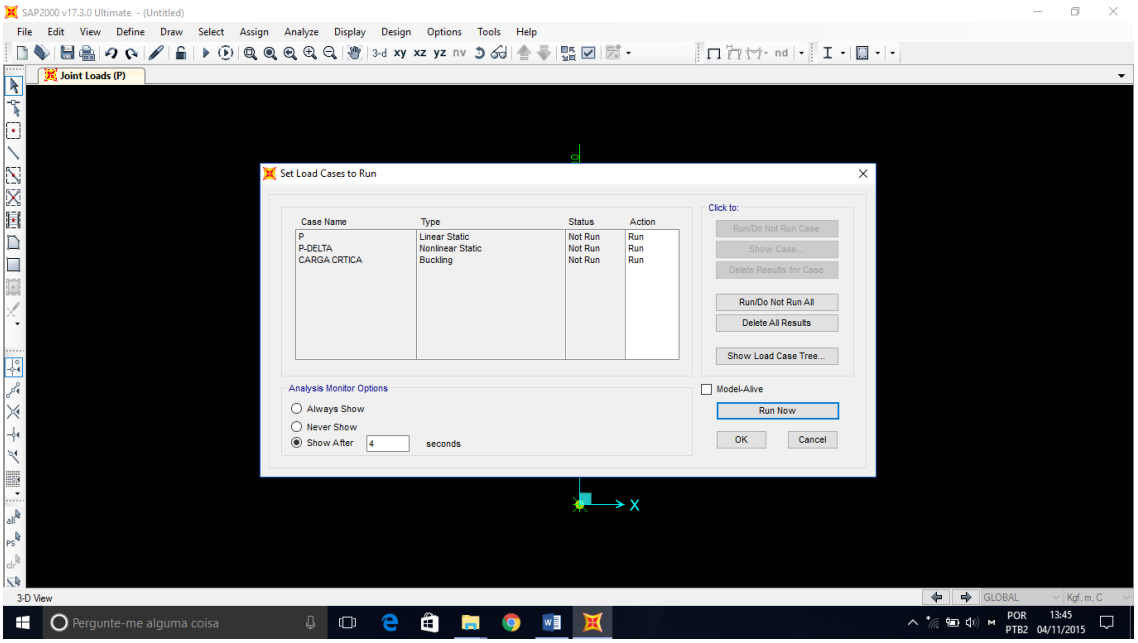
Figura B 55: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000



Fonte: *print screen* da tela do SAP2000

Clicar em Run Now, conforme a figura B56.

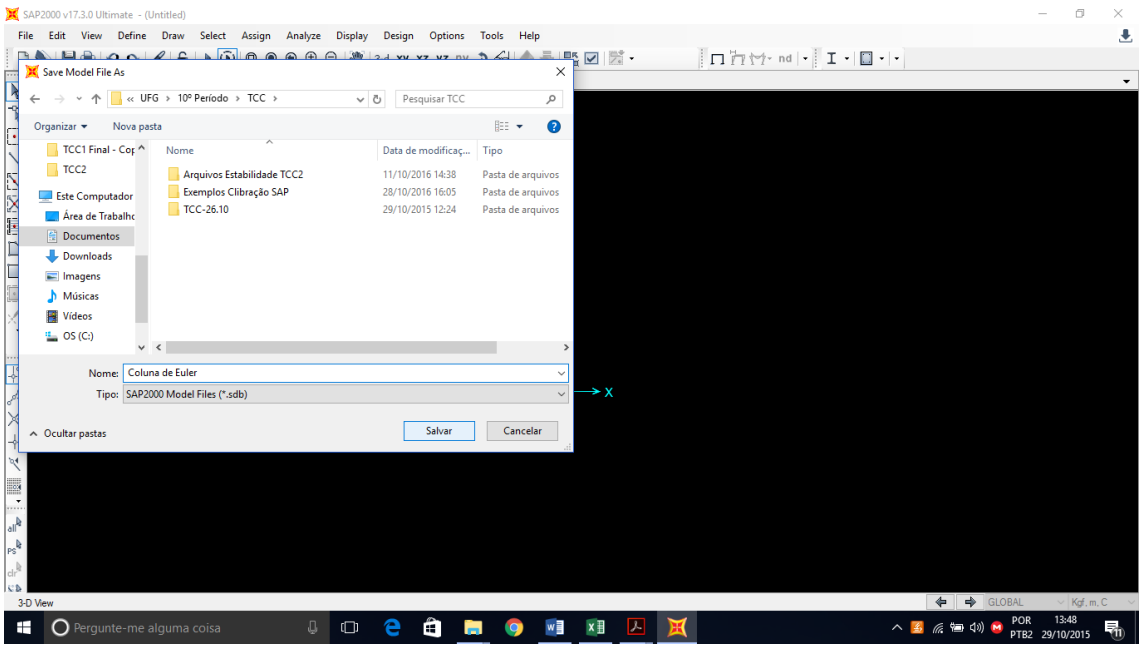
Figura B 56: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000



Fonte: *print screen* da tela do SAP2000

Salvar no local desejado, conforme a figura B57.

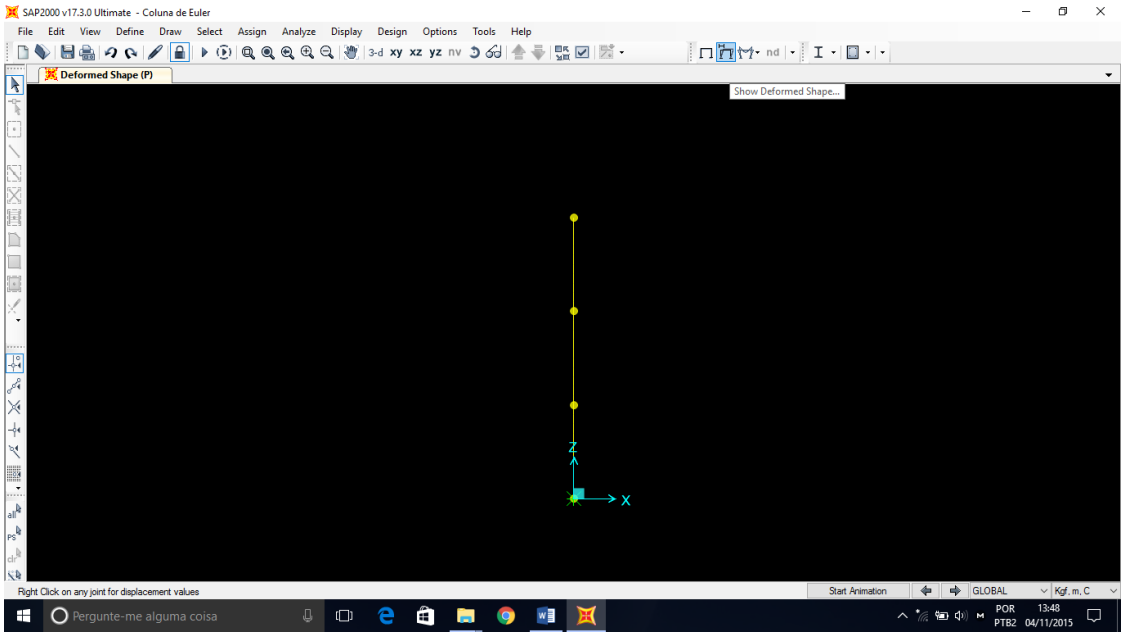
Figura B 57: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000



Fonte: *print screen* da tela do SAP2000

Clicar em Show Deformed Shape..., conforme a figura B58.

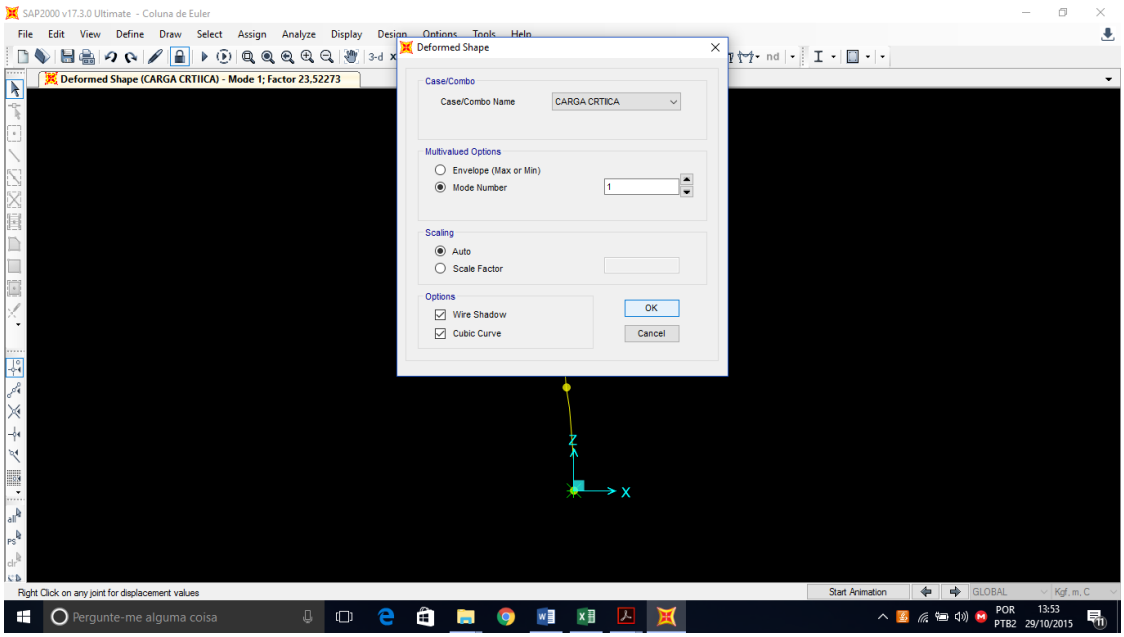
Figura B 58: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000



Fonte: *print screen* da tela do SAP2000

Selecionar CARGA CRÍTICA, marcar a opção Wire Shadow, conforme a figura B59, e clicar em OK.

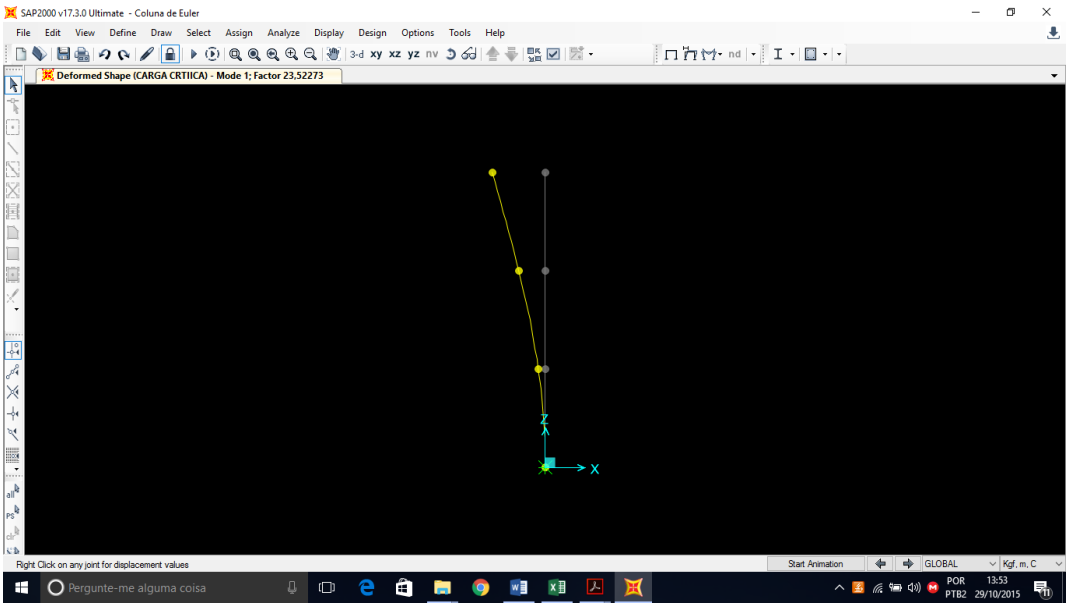
Figura B 59: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000



Fonte: *print screen* da tela do SAP2000

Clicar na seta para a direita, conforme a figura B60, para mostrar o segundo modo de instabilidade.

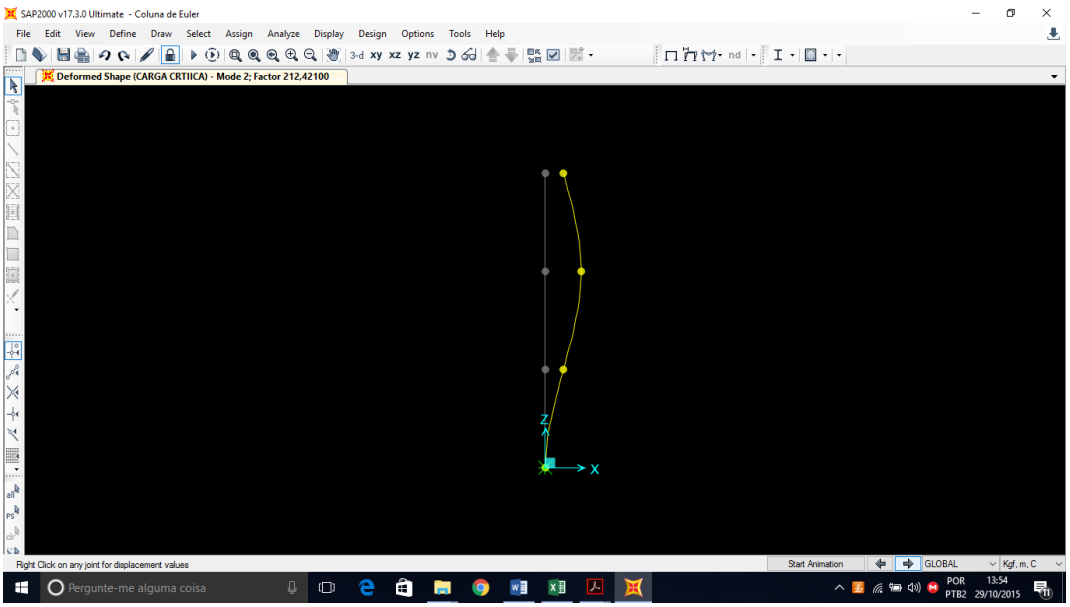
Figura B 60: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000



Fonte: *print screen* da tela do SAP2000

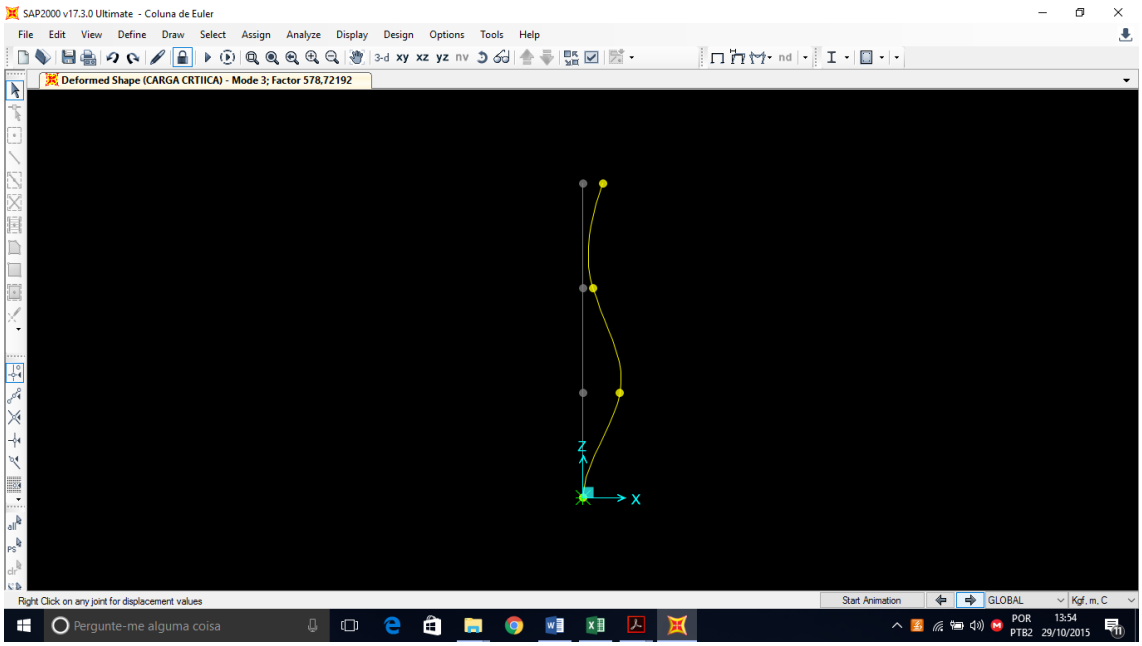
Clicar na seta para a direita, conforme a figura B61, para mostrar o terceiro modo de instabilidade, e assim por diante, como mostram as figuras B62 a B65.

Figura B 61: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000



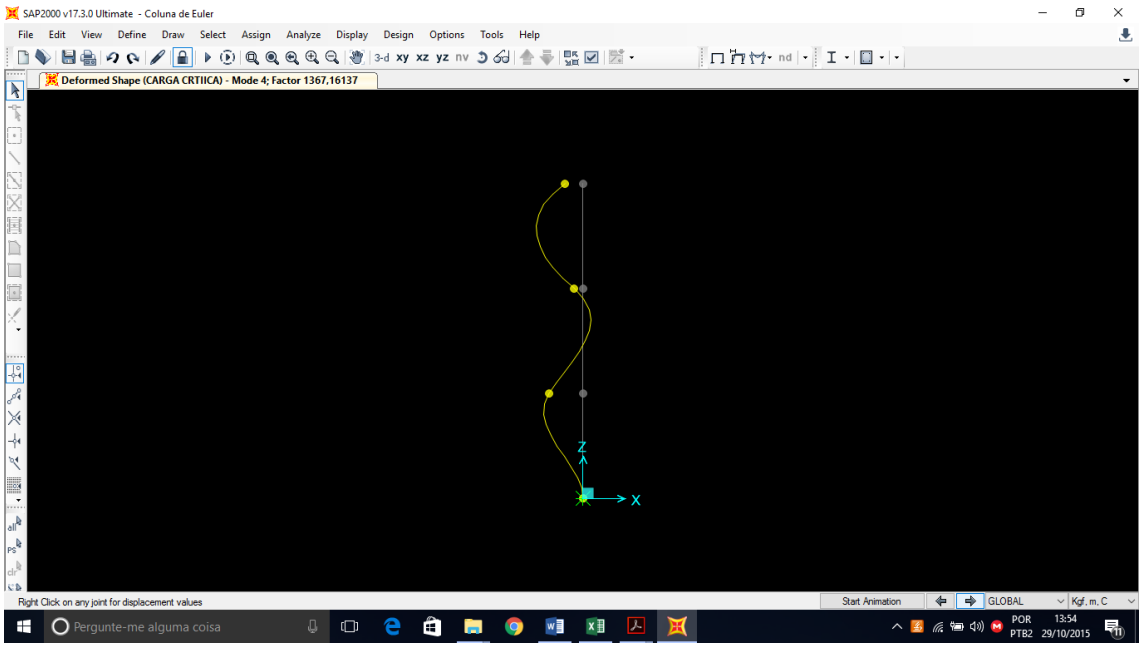
Fonte: *print screen* da tela do SAP2000

Figura B 62: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000



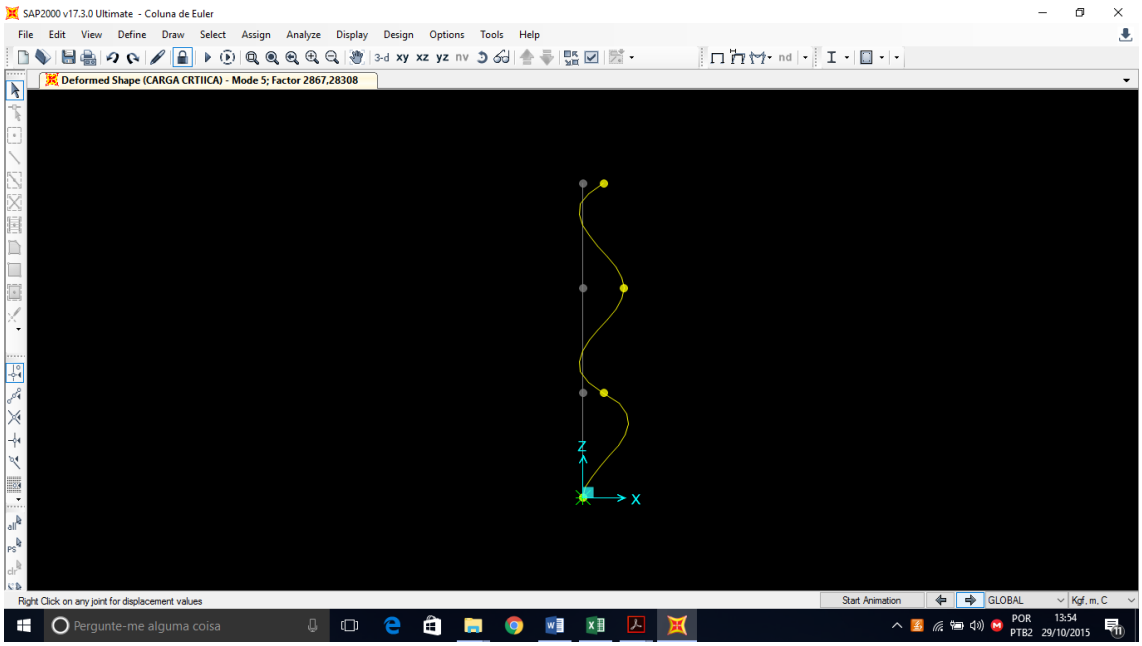
Fonte: *print screen* da tela do SAP2000

Figura B 63: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000



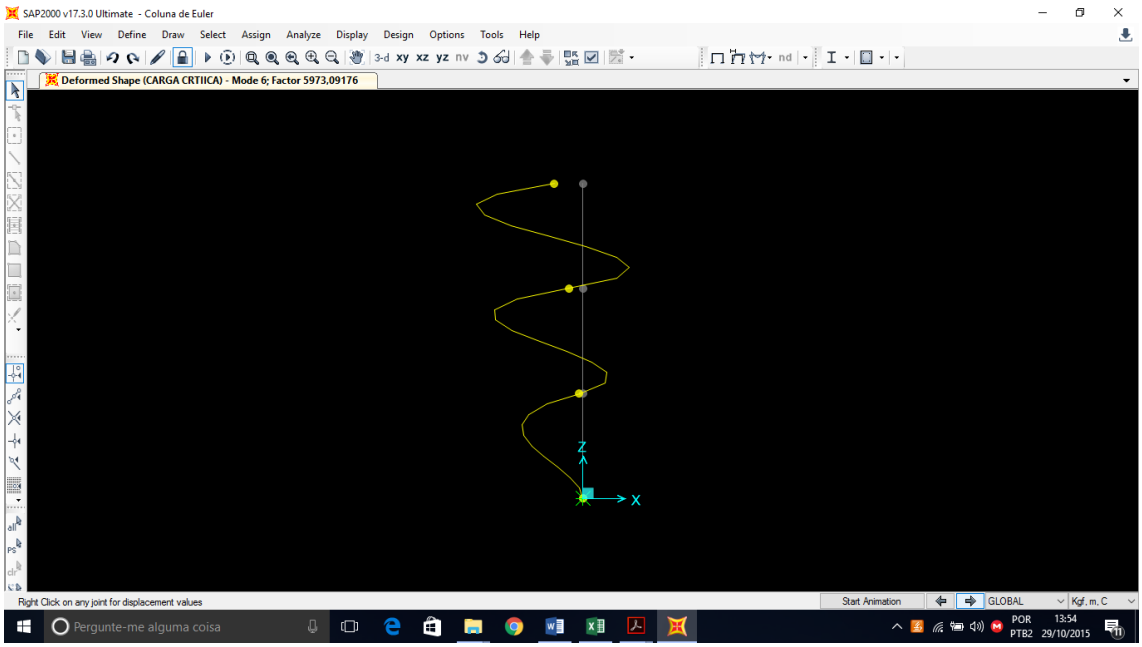
Fonte: *print screen* da tela do SAP2000

Figura B 64: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000



Fonte: *print screen* da tela do SAP2000

Figura B 65: Passo a passo da análise de instabilidade elástica pelo SAP2000

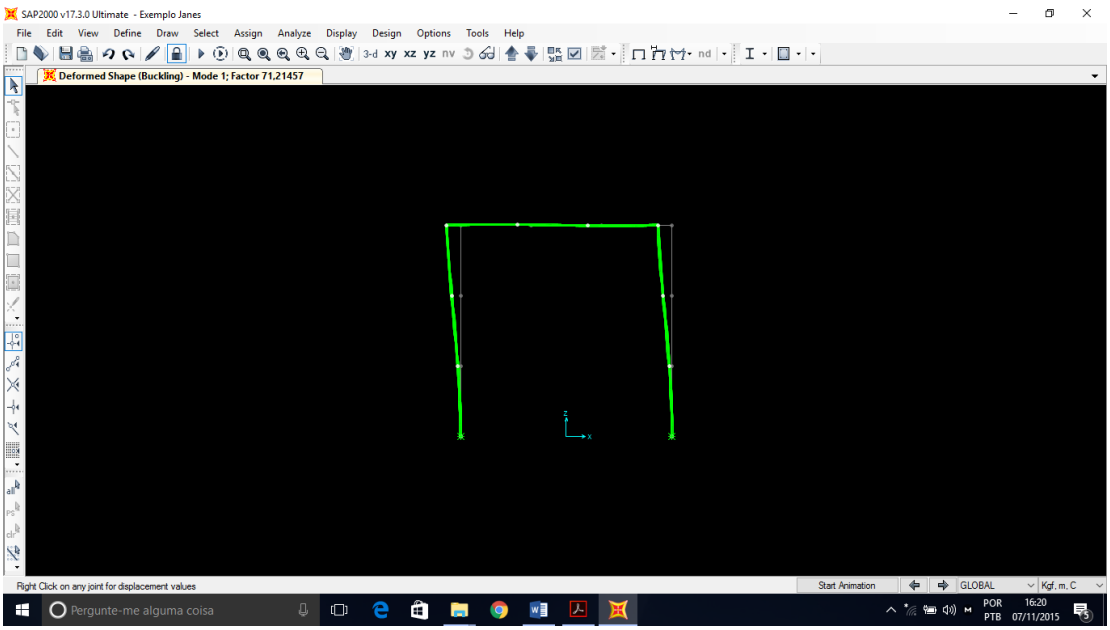


Fonte: *print screen* da tela do SAP2000

B.2 EXEMPLO 2

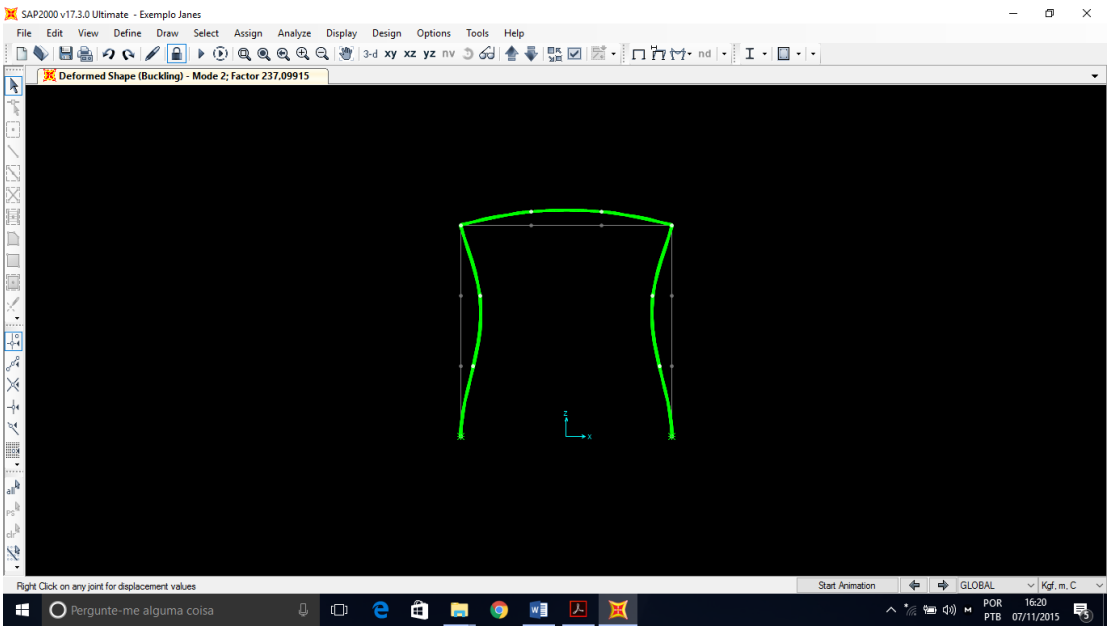
Os modos de instabilidade do pórtico de Chajes (exemplo 2) obtidas na análise de instabilidade elástica pelo SAP2000 são mostradas nas B66 a B71.

Figura B 66: Primeiro modo de instabilidade do pórtico plano de Charjes



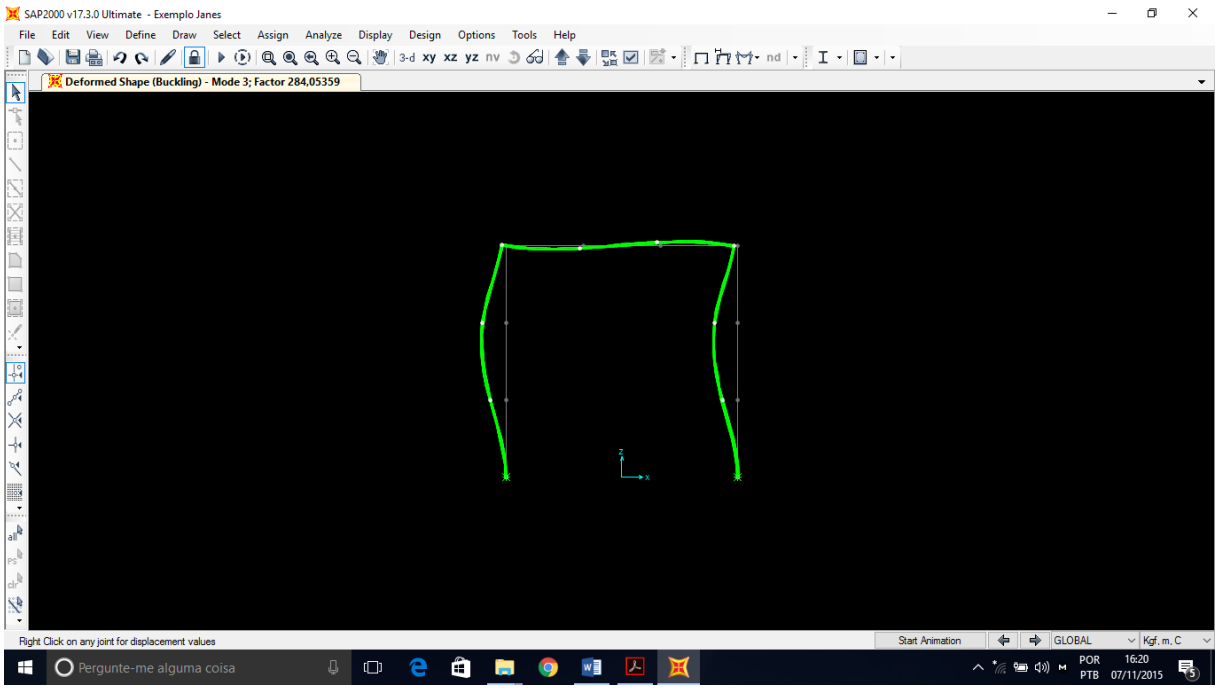
Fonte: *print screen* da tela do SAP2000

Figura B 67: Segundo modo de instabilidade do pórtico plano de Charjes



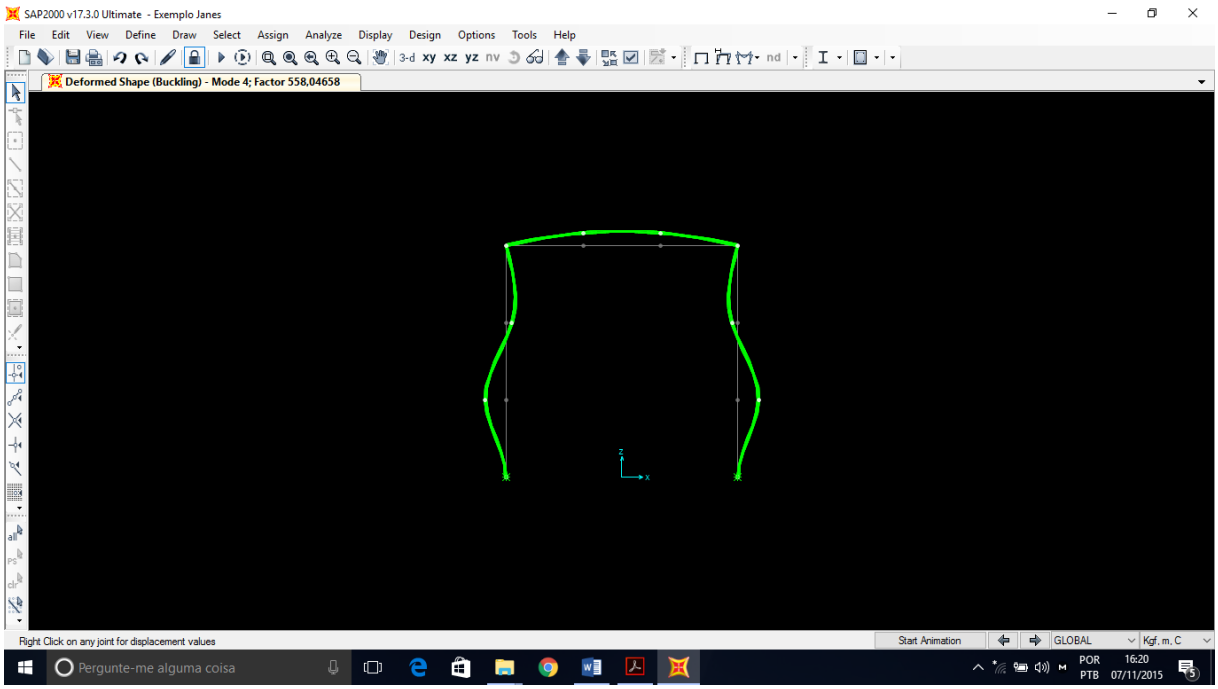
Fonte: *print screen* da tela do SAP2000

Figura B 68: Terceiro modo de instabilidade do pórtico plano de Charjes



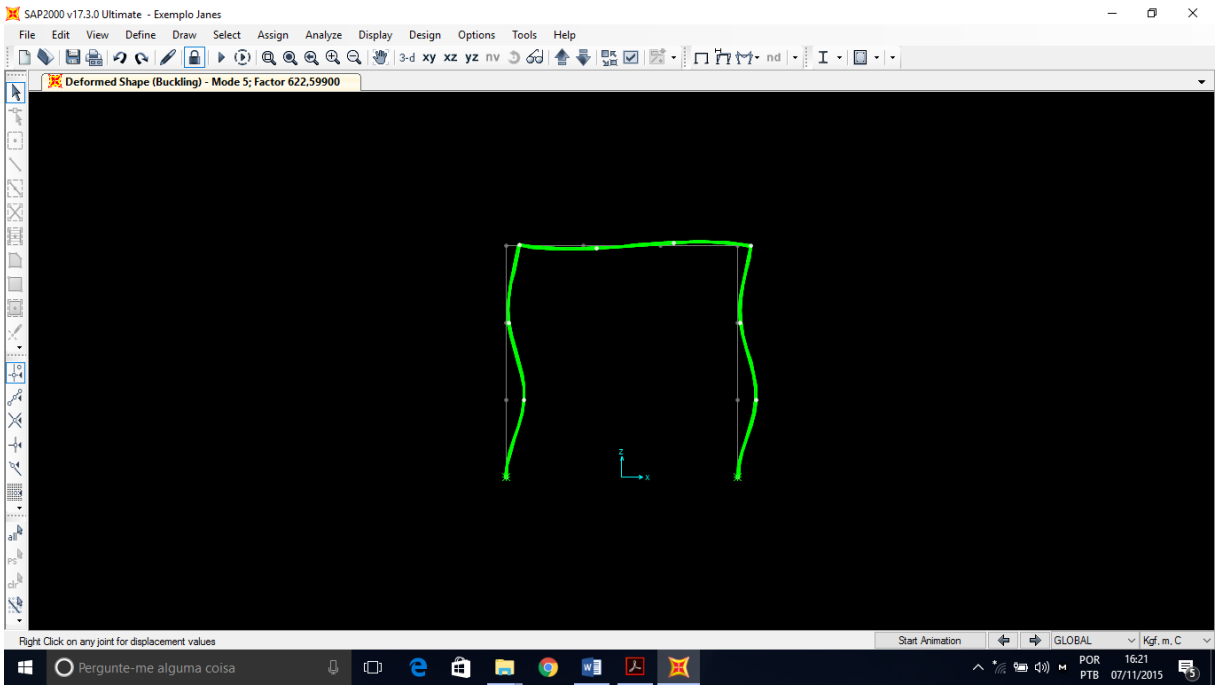
Fonte: *print screen* da tela do SAP2000

Figura B 69: Quarto modo de instabilidade do pórtico plano de Charjes



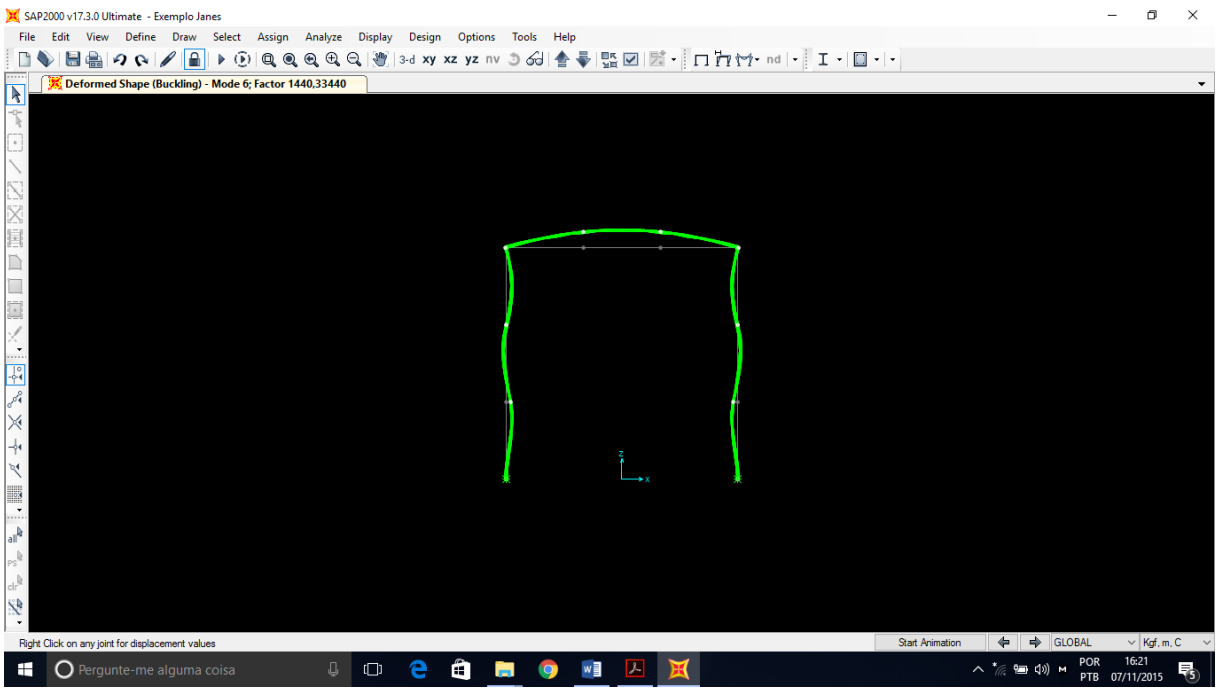
Fonte: *print screen* da tela do SAP2000

Figura B 70: Quinto modo de instabilidade do pórtico plano de Charjes



Fonte: *print screen* da tela do SAP2000

Figura B 71: Sexto modo de instabilidade do pórtico plano de Charjes



Fonte: *print screen* da tela do SAP2000