

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL  
ESCOLA DE ENGENHARIA  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

**Anderson Peccin da Silva**

**CORTINAS ATIRANTADAS:  
VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA ESTRUTURAL APÓS O  
ROMPIMENTO DE TIRANTES**

Porto Alegre  
dezembro 2014

**ANDERSON PECCIN DA SILVA**

**CORTINAS ATIRANTADAS:  
VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA ESTRUTURAL APÓS O  
ROMPIMENTO DE TIRANTES**

Trabalho de Diplomação apresentado ao Departamento de Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do título de Engenheiro Civil

**Orientador: João Ricardo Masuero**  
**Coorientador: Lucas Festugato**

Porto Alegre  
dezembro 2014

**ANDERSON PECCIN DA SILVA**

**CORTINAS ATIRANTADAS:  
VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA ESTRUTURAL APÓS O  
ROMPIMENTO DE TIRANTES**

Trabalho de Diplomação foi julgado adequado como pré-requisito para a obtenção do título de ENGENHEIRO CIVIL e aprovado em sua forma final pelo Professor Orientador e pela Coordenadora da disciplina Trabalho de Diplomação Engenharia Civil II (ENG01040) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 10 de dezembro de 2014

Prof. João Ricardo Masuero  
Dr. pelo PPGEC/UFRGS  
Orientador

Prof. Lucas Festugato  
Dr. pelo PPGEC/UFRGS  
Coorientador

Profa. Carin Maria Schmitt  
Dra. pelo PPGA/UFRGS  
Coordenadora

**BANCA EXAMINADORA**

**Profa. Virgínia Rosito d'Ávila Bessa**  
(UFRGS)  
Dra. pelo PPGEC/UFRGS

**Eng. Álisson Silveira Sachetti**  
(FGS Engenharia)  
Msc. pelo PPGEC/UFRGS

**Prof. Cleber de Freitas Floriano**  
(PUCRS / Azambuja Engenharia)  
Msc. pelo PPGEC/UFRGS

Dedico este trabalho a meus pais, Alaor e Marines, que não mediram esforços para que todas as coisas boas de minha vida fossem possíveis.

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço ao Prof. João Ricardo Masuero, orientador deste trabalho, pela constante disponibilidade, pelos questionamentos, pelas sugestões e pelo apoio.

Agradeço ao Prof. Lucas Festugato, coorientador deste trabalho, pelo auxílio nas análises geotécnicas, pelas valiosas indicações e empréstimo de material bibliográfico.

Agradeço à Profa. Carin Schmitt, pelo empenho em lapidar meu trabalho e minhas apresentações ao longo dos dois últimos semestres.

Agradeço aos colegas da Azambuja Engenharia pelo valioso conhecimento compartilhado, sobretudo ao Eng. Cleber Floriano, pelas inúmeras horas de explicações, auxílios e incentivo. Estendo o agradecimento aos meus colegas de estágios anteriores.

Agradeço à minha família, meu exemplo de vida, sem os quais nada seria possível, pelo apoio, pela compreensão, pela educação e pelos valores transmitidos ao longo dos anos. Vocês são a razão do meu esforço e da minha dedicação.

Agradeço a todos os colegas e professores que, de alguma maneira, contribuíram para minha formação ao longo do curso de graduação, seja os da Engenharia Mecânica, seja os da Engenharia Civil.

Agradeço, também, aos meus amigos "patajones", minha família do outro lado do oceano, que mesmo estando geograficamente distantes, seguem sempre comigo em meu coração, meus pensamentos e minhas memórias. Obrigado por compartilharem comigo tantas experiências incríveis e por me tornarem uma pessoa melhor.

Agradeço aos amigos do Murazzi, que me acolheram e se tornaram meus companheiros em Porto Alegre, e aos queridos amigos que dividiram apartamento comigo, em especial aos irmãos do Apê do Cone.

Por fim, agradeço à minha namorada Cecília, pelo apoio, amor e companheirismo incondicionais, pelos momentos de felicidade compartilhados, pela compreensão nas horas de ausência, por me ajudar em meus momentos de incerteza e insegurança e pela paciência nestes três últimos semestres de graduação.

O único lugar onde o sucesso vem antes do trabalho é no  
dicionário.

*Albert Einstein*

## RESUMO

Este trabalho versa sobre a verificação da segurança estrutural de uma cortina atirantada após o rompimento de tirantes, em diferentes posições ao longo da estrutura. A cortina estudada está localizada na ERS-115, próxima ao município de Gramado, no Rio Grande do Sul. A estrutura apresentou rompimentos de tirantes em diferentes pontos dos painéis de concreto armado, necessitando de intervenções através de obras de reforço. Conhecido o projeto original desta contenção, analisa-se, neste trabalho, a segurança estrutural da cortina após diferentes situações de rompimentos de tirantes, até chegar à situação em que se encontravam seus painéis anteriormente às obras de reforço, avançando até os limites de falha teórica desta estrutura de concreto armado. Inicialmente, são discutidos os modelos tradicionalmente utilizados na análise de cortinas atirantadas: o modelo de tirantes ativos, em que as ancoragens são simuladas como cargas concentradas e o solo como base elástica, e o segundo modelo, em que as ancoragens são representadas por apoios simples, enquanto as cargas de solo são calculadas pela teoria de empuxos de Rankine. A seguir, são realizadas as verificações de flexão e punção nos painéis de concreto, e arrancamento nas ancoragens. A segurança das cortinas foi classificada em função de níveis de estabilidade propostos em função dos coeficientes de segurança para cada uma das verificações. As verificações de flexão e arrancamento de tirantes se mostraram muito mais críticas do que a de punção em todas as análises realizadas. Nas rupturas duplas, foram verificadas algumas situações de colapso teórico da estrutura para falhas concentradas na borda dos painéis. Para rupturas progressivas, verificou-se uma tendência de que ciclos de ruptura iniciados na borda causem o rompimento de outras ancoragens de borda, enquanto ciclos iniciados no centro concentrem as rupturas seguintes também em ancoragens localizadas na região central. Por fim, foi verificada a estabilidade dos painéis originais da cortina, na situação em que se encontravam imediatamente antes das obras de reforço, e os resultados obtidos foram próximos e compatíveis com o verificado *in loco*. As pequenas divergências entre o modelo teórico e a realidade se dão, sobretudo, pelas limitações do modelo de Rankine, que desconsidera o atrito solo-muro, além de outras considerações conservadoras ao longo do trabalho.

Palavras-chave: Estrutura de Contenção. Cortina Ancorada. Rompimento de Tirantes. Segurança Estrutural.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Cortina atirantada na BR-040, no estado do Rio de Janeiro .....	18
Figura 2 – Diagrama das etapas do trabalho .....	22
Figura 3 – Elementos constituintes do tirante .....	26
Figura 4 – Etapas construtivas de uma cortina ancorada .....	28
Figura 5 – Valores de aderência lateral limite .....	39
Figura 6 – Modos de falha de uma cortina ancorada .....	42
Figura 7 – Redistribuição de cargas após o rompimento de um tirante .....	44
Figura 8 – Forças envolvidas nos métodos de Fellenius e Bishop .....	45
Figura 9 – Divisão do solo em fatias sobre uma provável superfície de ruptura .....	47
Figura 10 – Análise de estabilidade pelo método das cunhas brasileiro .....	47
Figura 11 – Tensões verticais devidas a cargas aplicadas em áreas retangulares .....	50
Figura 12 – Influência da rigidez relativa na distribuição de tensões .....	53
Figura 13 – Perímetro crítico C' .....	55
Figura 14 – Localização da cortina atirantada .....	59
Figura 15 – Vista geral da cortina atirantada da ERS-115 .....	60
Figura 16 – Seção tipo do projeto da estrutura de reforço .....	61
Figura 17 – Perfil geológico da região da cortina da ERS-115 .....	62
Figura 18 – Geometria do painel tipo .....	63
Figura 19 – Armadura positiva (face externa) e negativa (face interna) da cortina .....	64
Figura 20 – Resultado da retroanálise de estabilidade .....	66
Figura 21 – Seção transversal da canaleta da base da cortina .....	69
Figura 22 – Modelos de cálculo utilizados para cortinas atirantadas .....	70
Figura 23 – Representação visual das situações de interdição e reforço para a flexão ....	85
Figura 24 – Representação visual das situações de colapso para a flexão .....	85
Figura 25 – Representação visual das situações de interdição e reforço para a punção ..	86
Figura 26 – Representação das situações de interdição e reforço para o arrancamento ..	86
Figura 27 – Representação das situações de colapso para o arrancamento .....	86
Figura 28 – Rupturas de tirantes na cortina anteriores às obras de reforço .....	90
Figura 30 – Afundamento na pista da ERS-115 após ruptura de tirantes na cortina do km 28+200 .....	93
Figura AP-B1 – Rupturas progressivas iniciadas no tirante 1 ou no tirante 6 .....	101
Figura AP-B2 – Rupturas progressivas iniciadas no tirante 2 .....	101
Figura AP-B3 – Rupturas progressivas iniciadas no tirante 3 ou no tirante 8 .....	102

Figura AP-B4 – Rupturas progressivas iniciadas no tirante 7 .....	102
Figura AP-B5 – Rupturas progressivas iniciadas no tirante 11 .....	103
Figura AP-B6 – Rupturas progressivas iniciadas no tirante 12 .....	103
Figura AP-B7 – Rupturas progressivas iniciadas no tirante 13 .....	104
Figura AP-B8 – Rupturas progressivas iniciadas no tirante 16 .....	104
Figura AP-B9 – Rupturas progressivas iniciadas no tirante 17 .....	105
Figura AP-B10 – Rupturas progressivas iniciadas no tirante 18 .....	105

## LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Estágios de carga a serem aplicados no ensaio de recebimento .....	33
Quadro 2 – Valores do coeficiente $\alpha$ .....	38
Quadro 3 – Coeficientes de ancoragem .....	40
Quadro 4 – Áreas de armadura dos painéis de concreto armado .....	63
Quadro 5 – Parâmetros de solo da região .....	66
Quadro 6 – Classificação dos níveis de estabilidade quanto a $FS_g$ .....	73
Quadro 7 – Classificação dos níveis de estabilidade quanto a $FS_p$ .....	74
Quadro 8 – Classificações de segurança quanto ao fator de carga (FC) .....	75

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Estimativas de pesos específicos para solos argilosos .....	51
Tabela 2 – Estimativas de pesos específicos para solos arenosos .....	52
Tabela 3 – Cálculo dos empuxos atuantes na cortina .....	67
Tabela 4 – Momentos resistentes negativos da cortina atirantada .....	72
Tabela 5 – Momentos resistentes positivos da cortina atirantada .....	72
Tabela 6 – Momentos solicitantes e verificação à flexão para rompimentos de tirantes únicos .....	77
Tabela 7 – Fatores de segurança para a verificação à punção, para a ruptura de um tirante .....	78
Tabela 8 – Verificação ao arrancamento de tirantes, para a ruptura de uma ancoragem .	79
Tabela 9 – Resumo das verificações para o rompimento de um tirante .....	80
Tabela 10 – Momentos solicitantes e verificação à flexão para rompimentos de pares de tirantes .....	81
Tabela 11 – Fatores de segurança para a verificação à punção, para a ruptura de dois tirantes .....	82
Tabela 12 – Verificação ao arrancamento de tirantes, para a ruptura de duas ancoragens .....	83
Tabela 13 – Resumo das verificações para o rompimento de dois tirantes .....	84
Tabela 14 – Momentos solicitantes e verificação à flexão para rupturas progressivas de tirantes .....	88
Tabela 15 – Fatores de segurança para a verificação à punção, para rupturas progressivas de tirantes .....	91
Tabela 16 – Verificação ao arrancamento de tirantes, para a ruptura progressiva de ancoragens .....	91
Tabela 17 – Resumo das verificações para rupturas progressivas .....	92
Tabela AP-A1 – Variáveis de entrada e saída da fórmula 16 .....	98
Tabela AP-A2 – Variáveis de entrada e saída da fórmula 15 .....	98
Tabela AP-C1 – Momentos solicitantes e verificação à flexão para rupturas progressivas de tirantes .....	107
Tabela AP-C2 – Fatores de segurança para a verificação à punção, para rupturas progressivas de tirantes .....	108
Tabela AP-C3 – Verificação ao arrancamento de tirantes, para rupturas progressivas ...	109

## **LISTA DE SIGLAS**

IGU – injetado em estágio único

IRS – injetado em múltiplos estágios

NSPT – número médio de golpes obtido a partir de ensaios SPT

PVC – Policloreto de vinila

SPT – *Standard Penetration Test*

## LISTA DE SÍMBOLOS

$\sigma'_z$  – tensão efetiva no ponto médio da ancoragem (kPa)

$\alpha$  – coeficiente adimensional de perfuração

$\alpha_v$  – coeficiente dado por  $(1 - f_{ck} / 250)$

$\beta$  – ângulo de inclinação entre o eixo da armadura de punção e o plano da laje (graus)

$\phi$  – ângulo de atrito da superfície de ruptura (graus)

$\mu$  – coeficiente redutor de cisalhamento

$\rho$  – taxa geométrica de armadura de flexão aderente

$\sigma_{cp}$  – tensão inicial no concreto ao nível do baricentro da armadura de protensão (kN/cm<sup>2</sup>)

$\sigma_{Sd}$  – tensão na armadura (kN/cm<sup>2</sup>)

$\tau_{Rd2}$  – tensão cisalhante resistente de cálculo na superfície C (kN/cm<sup>2</sup>)

$\tau_{Rd3}$  – tensão de cisalhamento resistente de cálculo na superfície C' (kN/cm<sup>2</sup>)

$\tau_{Sd}$  – tensão de cisalhamento solicitante de cálculo (kN/cm<sup>2</sup>)

$\theta$  – inclinação da ancoragem em relação à normal à superfície de ruptura (graus)

$\psi_{cr}$  – inclinação da superfície de ruptura (graus)

A – área da superfície de ruptura por metro linear (m)

$A_s$  – área de aço (cm<sup>2</sup>)

$A_{sw}$  – área de armadura de punção (cm<sup>2</sup>)

B – menor dimensão da placa (m)

c – coesão do solo (kPa)

d – espessura útil da cortina (cm)

$D_d$  – diâmetro da perfuração (m)

$D_S$  – diâmetro médio do bulbo de ancoragem (m)

$E$  – módulo de elasticidade do solo (MPa)

$e$  – espessura da cortina (mm)

$EA$  – rigidez axial (N/mm)

$E_C$  – módulo de elasticidade da cortina (MPa)

$EI$  – rigidez à flexão (N.mm)

$E_C$  – módulo de elasticidade do material da placa (MPa)

$F_0$  – força inicial de tração (kN)

$FS$  – fator de segurança

$F_{sd}$  – força de cálculo (kN)

$F_t$  – carga de trabalho do tirante (kN)

$f_{cd}$  – resistência de cálculo à compressão do concreto (kN/cm<sup>2</sup>)

$f_{ck}$  – resistência característica à compressão do concreto (MPa)

$f_{yk}$  – resistência característica à tração do aço do tirante (kN/cm<sup>2</sup>)

$f_{ywd}$  – resistência de cálculo da armadura de punção (kN/cm<sup>2</sup>)

$I$  – momento de inércia da seção transversal da placa, por unidade de largura (m<sup>4</sup>/m)

$k_f$  – coeficiente de ancoragem

$L$  – maior dimensão da placa (m)

$L_S$  – comprimento do bulbo (m)

$M_d$  – momento fletor de cálculo (kN.cm)

$q_s$  – aderência lateral limite (MPa)

$R_r$  – rigidez relativa solo-estrutura

$S$  – área da menor seção transversal do tirante ( $\text{cm}^2$ )

$s_r$  – espaçamento radial entre linhas de armadura de punção (cm)

$S_u$  – resistência ao cisalhamento não drenada do solo (kPa)

$t$  – espessura da placa (m)

$T$  – resistência da ancoragem à tração (kN)

$T_E$  – força estabilizadora aplicada pela ancoragem, por metro linear (kN/m)

$T_L$  – capacidade de carga do bulbo (MN)

$U$  – perímetro médio da seção transversal da ancoragem (m)

$u_d$  – área da superfície crítica ( $\text{cm}^2$ )

$W$  – peso da cunha por metro linear (kN/m)

$z$  – distância da armadura de flexão ao centróide da área comprimida de concreto (cm)

## SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO</b> .....	17
<b>2 DIRETRIZES DA PESQUISA</b> .....	20
2.1 QUESTÃO DE PESQUISA .....	20
2.2 OBJETIVOS DA PESQUISA .....	20
2.3 PRESSUPOSTOS .....	20
2.4 PREMISA .....	21
2.5 DELIMITAÇÕES .....	21
2.6 LIMITAÇÕES .....	21
2.7 DELINEAMENTO .....	21
<b>3 CARACTERIZAÇÃO DO SISTEMA DE CONTENÇÃO</b> .....	24
3.1 ELEMENTOS DO SISTEMA DE CONTENÇÃO .....	24
<b>3.1.1 Tirantes</b> .....	24
<b>3.1.2 Cortina de concreto armado</b> .....	27
3.2 SEQUÊNCIA EXECUTIVA GERAL DE UMA CORTINA .....	27
3.3 SEQUÊNCIA EXECUTIVA DE UM TIRANTE .....	29
<b>3.3.1 Preparo e montagem do tirante</b> .....	29
<b>3.3.2 Perfuração</b> .....	30
<b>3.3.3 Instalação do tirante</b> .....	30
<b>3.3.4 Injeção</b> .....	31
3.4 ENSAIOS NOS TIRANTES .....	31
<b>3.4.1 Ensaio básico</b> .....	32
<b>3.4.2 Ensaio de qualificação</b> .....	32
<b>3.4.3 Ensaio de recebimento</b> .....	33
<b>3.4.4 Ensaio de fluência</b> .....	34
3.5 VANTAGENS E DESVANTAGENS DA SOLUÇÃO EM RELAÇÃO A OUTROS SISTEMAS DE CONTENÇÃO .....	34
<b>4 COMPORTAMENTO GEOMECÂNICO DA CORTINA</b> .....	36
4.1 TRANSMISSÃO DE ESFORÇOS .....	36
4.2 MODOS DE RUPTURA E FALHAS .....	41
4.3 DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO .....	44
<b>4.3.1 Métodos de equilíbrio limite</b> .....	44
<b>4.3.2 Teoria de empuxo de Rankine</b> .....	48
<b>4.3.3 Estimativa de parâmetros do solo</b> .....	51

4.4 DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL .....	52
<b>4.4.1 Rigidez relativa e rigidez da estrutura .....</b>	<b>52</b>
<b>4.4.2 Dimensionamento estrutural da cortina .....</b>	<b>54</b>
4.4.2.1 Verificação ao puncionamento .....	55
4.4.2.2 Verificação à flexão .....	57
<b>5 CARACTERIZAÇÃO DS ESTRUTURA ESTUDADA .....</b>	<b>59</b>
5.1 CARACTERÍSTICAS GERAIS E HISTÓRICO DA ESTRUTURA .....	59
5.2 CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS DA REGIÃO .....	61
5.3 CONFIGURAÇÃO ESTRUTURAL ORIGINAL .....	62
<b>6 ANÁLISES GEOTÉCNICAS .....</b>	<b>65</b>
6.1 RETROANÁLISE DE ESTABILIDADE .....	65
6.2 EMPUXOS ATUANTES NA CORTINA .....	66
<b>7 ANÁLISE ESTRUTURAL .....</b>	<b>68</b>
7.1 SISTEMA DE EIXOS, VINCULAÇÕES E MODELO DE CÁLCULO .....	68
7.2 VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA .....	70
<b>7.2.1 Verificação à flexão .....</b>	<b>71</b>
<b>7.2.2 Verificação ao puncionamento .....</b>	<b>73</b>
<b>7.2.3 Verificação ao arrancamento de tirantes .....</b>	<b>74</b>
7.3 SIMULAÇÕES DE ROMPIMENTOS DE TIRANTES .....	76
<b>7.3.1 Rompimento de um tirante .....</b>	<b>76</b>
<b>7.3.2 Rompimento de dois tirantes .....</b>	<b>80</b>
<b>7.3.3 Rupturas progressivas .....</b>	<b>88</b>
<b>7.3.4 Verificação da situação real dos painéis antes das obras de reforço .....</b>	<b>90</b>
<b>7 CONSIDERAÇÕES FINAIS .....</b>	<b>96</b>
REFERÊNCIAS .....	97
APÊNDICE A .....	99
APÊNDICE B .....	102
APÊNDICE C .....	108



## 1 INTRODUÇÃO

Deslizamentos de terra têm sido um grave problema no Brasil nos últimos anos, sobretudo em períodos chuvosos, causando inúmeras mortes e danos materiais. O aumento da ocorrência destes escorregamentos se dá, principalmente, pelo aumento da poropressão no solo devido à presença de água, bem como pela ocupação de encostas para construções residenciais. Tais fenômenos ocorrem não apenas em zonas urbanas (como as ocorridas em Santa Catarina, no ano de 2008, e no Rio de Janeiro em 2011), mas também em rodovias, impedindo o tráfego de veículos e causando transtornos aos viajantes. Cerqueira (1978, p. 4) indica que essas catástrofes se tornam ainda mais frequentes pelo fato de não serem levados em conta conhecimentos técnicos fundamentais para a correta utilização das encostas.

Frente a este contexto, frequentemente faz-se necessária a construção de estruturas de contenção, a fim de reduzir a incidência desses deslizamentos. Ranzini e Negro Junior (1998, p. 497) indicam que obras de contenção estão presentes em projetos de estradas, pontes e metrô, além de canalizações e saneamento. Entre as estruturas de contenção mais comuns, podem ser citados os muros, os escoramentos, os reforços do terreno e as cortinas, que são objeto de estudo deste trabalho. Segundo More (2003, p. 18), estas são as estruturas de contenção mais adequadas quando se deseja conter grandes esforços horizontais de solo causados por escavações de grandes alturas.

As primeiras cortinas atirantadas no Brasil foram executadas pela empresa Tecnosolo, que desenvolveu de maneira pioneira, através do engenheiro Antônio da Costa Nunes, a técnica de chumbamento ou ancoragem em solo, aplicando-a a partir de 1958 na estrada Rio-Teresópolis. Seguiram-se a esta obra aproximadamente trinta outras cortinas ancoradas executadas até 1966 no estado do Rio de Janeiro (CERQUEIRA, 1978, p. 3). Atualmente, a técnica ainda é muito empregada como contenção de escavações de subsolos e em projetos rodoviários, como na figura 1.

Figura 1 – Cortina atirantada na BR-040, no estado do Rio de Janeiro



(fonte: ZIMBRES, 2007)

Segundo a Fundação Instituto de Geotécnica do Município do Rio de Janeiro (2000, p. 23), cortinas ancoradas são estruturas de concreto armado fixadas no terreno através de ancoragens, constituídas por tirantes. Por isso, as cortinas atirantadas são também conhecidas como cortinas ancoradas. Esses tirantes são responsáveis pela transmissão dos esforços que o solo faz na cortina para a porção mais resistente do solo ou rocha. Por isso, o rompimento de tirantes diminui a segurança do talude contido pela cortina, podendo até mesmo causar a ruína total da estrutura e, conseqüentemente, deslizamento ou desmoronamento de encostas. Sabe-se, contudo, que grande parte dessas estruturas apresenta falha de um ou mais tirantes, muitas vezes em diferentes posições ao longo da cortina.

Desta forma, o trabalho tem como objetivo a verificação do comportamento geomecânico de cortinas atirantadas e da sua perda de segurança após o rompimento de tirantes, para condições geotécnicas e estruturais pré-determinadas.

O trabalho foi dividido em nove capítulos. Após este primeiro capítulo, que introduz de maneira breve o assunto abordado, o segundo apresenta as diretrizes de pesquisa, que inclui a questão de pesquisa, seu objetivo, pressupostos, premissa, delimitações e limitações, além do delineamento. O capítulo 3, por sua vez, procurou caracterizar o sistema de contenção a ser estudado, expondo os elementos constituintes das cortinas atirantadas, sua seqüência

executiva geral, os ensaios realizados durante o processo de aprovação de cada tirante e a comparação com outros sistemas de contenção.

Já no capítulo 4, foi apresentado o comportamento geomecânico de cortinas ancoradas, como a transmissão de esforços da estrutura, seus modos de falha, além das bases teóricas para seu dimensionamento e verificações geotécnicas e estruturais. No capítulo 5, foi caracterizada a cortina atirantada estudada, em relação a geometria, armadura e outras características relevantes, com base no projeto original da contenção. Caracterizou-se, também, a região de estudo, sobretudo do ponto de vista geológico. No sexto capítulo, foram determinados os parâmetros geotécnicos do solo na região através de retroanálises, e assim calculados os empuxos atuantes na cortina. No capítulo 7, partiu-se para as simulações dos painéis da estrutura em um *software* de elementos finitos e obtenção das solicitações atuantes na cortina, em diferentes situações de ruptura de tirantes. Obtidas estas solicitações, foi verificada a segurança estrutural da cortina em cada situação. No mesmo capítulo, foram analisados e interpretados os resultados obtidos a partir das simulações supracitadas. Por fim, no capítulo 8, realizaram-se as considerações finais do trabalho.

## 2 DIRETRIZES DA PESQUISA

As diretrizes para desenvolvimento do trabalho são descritas nos próximos itens.

### 2.1 QUESTÃO DE PESQUISA

A questão de pesquisa do trabalho é: qual a perda de segurança numa cortina ancorada devido ao rompimento de um ou mais tirantes, em função da sua posição na estrutura?

### 2.2 OBJETIVOS DA PESQUISA

O objetivo principal do trabalho é a verificação do comportamento geomecânico e da perda de segurança de uma cortina ancorada após o rompimento de tirantes, em função da sua posição na estrutura.

### 2.3 PRESSUPOSTOS

São pressupostos do trabalho que:

- a) as especificações contidas na NBR 5629/2006<sup>1</sup> são válidas para o dimensionamento e execução de tirantes ancorados no terreno;
- b) as recomendações contidas na NBR 6118/2014<sup>2</sup> são válidas para o dimensionamento e detalhamento das estruturas de concreto armado;
- c) o método do equilíbrio limite de Morgenstern-Price é adequado para a retroanálise de estabilidade de taludes;
- d) a estabilidade global do talude é mantida enquanto não houver ruína da estrutura.

---

<sup>1</sup> Esta Norma consta nas referências bibliográficas.

<sup>2</sup> Esta Norma consta nas referências bibliográficas.

## 2.4 PREMISSA

O trabalho tem por premissa que, em algumas cortinas ancoradas, ocorre falha de um ou mais tirantes ou da própria estrutura de concreto armado, podendo causar deslizamentos de terra e, conseqüentemente, danos a vidas humanas ou ao patrimônio.

## 2.5 DELIMITAÇÕES

O trabalho delimita-se à análise de estabilidade de uma cortina atirantada executada no km 38 da ERS-115, no município de Gramado, após o rompimento de alguns de seus tirantes.

## 2.6 LIMITAÇÕES

São limitações do trabalho:

- a) a caracterização da estrutura através do seu projeto original, realizado em 1987;
- b) a retroanálise de estabilidade geotécnica através do método do equilíbrio limite de Morgenstern-Price;
- c) o cálculo dos empuxos através da teoria de Rankine;
- d) as verificações somente de punção e de momento fletor na cortina atirantada;
- e) as verificações somente da capacidade de ancoragem dos tirantes;
- f) a validade dos resultados obtidos a partir do modelo e dos *softwares* utilizados.

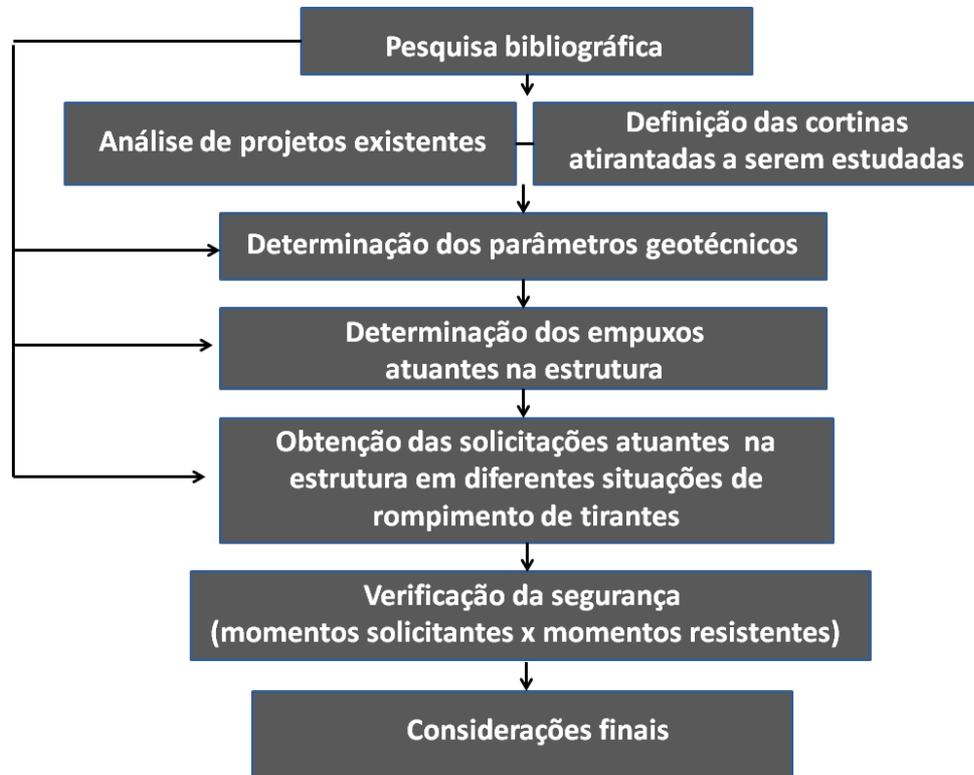
## 2.7 DELINEAMENTO

O trabalho foi realizado através das etapas apresentadas na figura 2, que são descritas nos próximos parágrafos.

Uma vez definido o tema, deu-se início à pesquisa bibliográfica sobre o assunto, com o objetivo de aprimorar os conhecimentos na área e permitir o desenvolvimento do trabalho. Nesta etapa, foram obtidas informações sobre os elementos constituintes e as etapas construtivas de uma cortina atirantada, além de bases para o dimensionamento estrutural e geotécnico deste tipo de estrutura. Foram também analisados estudos anteriores acerca dos modos de falha em ancoragens. Os capítulos relativos à revisão bibliográfica foram

constantemente consultados durante o desenvolvimento do trabalho, sobretudo nas etapas de análise geotécnica e estrutural.

Figura 2 – Diagrama das etapas do trabalho



(fonte: elaborada pelo autor)

Em seguida, foram analisados diversos projetos de cortinas ancoradas fornecidos por uma empresa especializada, situada na cidade de Porto Alegre. Nesta etapa, foi possível identificar as particularidades de cada projeto e conhecer a metodologia utilizada pela empresa, que possui grande experiência no ramo de projetos de estruturas de contenção.

Posteriormente, foi definida a cortina atirantada objeto de estudo deste trabalho. O critério utilizado para a escolha foi o alto número de tirantes, que permitiria simulações de diversas situações de ruptura de ancoragens.

A partir da definição das estruturas a serem estudadas, partiu-se para a análise geotécnica dos locais estudados. Os locais tiveram sua geologia caracterizada através de ensaios SPT realizados previamente e, em seguida, os parâmetros do solo foram obtidos por retroanálises

com auxílio do *software* Slope/W<sup>3</sup> (GEOSLOPE INTERNATIONAL LTD., 2013). Obtidos os parâmetros, foi possível determinar os empuxos atuantes na estrutura.

Por fim, foram testadas diversas situações de rompimentos de tirantes, variando as falhas em número e localização ao longo da cortina. Para cada situação, verificou-se a estabilidade da estrutura, e a perda do coeficiente de segurança na mesma.

Após realizadas todas as etapas, couberam as considerações finais pertinentes, que representam a análise dos resultados e conclusões obtidas com o trabalho.

---

<sup>3</sup> Este *software* consta nas referências bibliográficas.

### 3 CARACTERÍSTICAS DO SISTEMA DE CONTENÇÃO

Este capítulo visa à caracterização o sistema de contenção a ser estudado, que consiste nas cortinas atirantadas, além de apresentar os métodos construtivos presentes na literatura. São apresentadas, também, as principais vantagens e desvantagens deste sistema em relação a outros tipos de contenção, além dos ensaios necessários para a aceitação dos tirantes no processo de execução.

#### 3.1 ELEMENTOS CONSTITUINTES DAS CORTINAS ATIRANTADAS

As cortinas atirantadas são um sistema de contenção cuja eficácia depende necessariamente do trabalho em conjunto da cortina com os tirantes. Os tirantes constituem o elemento de protensão e estão ancorados, em uma de suas extremidades, a painéis de concreto armado, que constituem o elemento de reação. Como nenhum dos dois elementos pode trabalhar sozinho, o bom desempenho de ambos os elementos é fundamental para manter a estabilidade da estrutura. A seguir, são caracterizados cada um dos dois elementos.

##### 3.1.1 Tirantes

Os tirantes são definidos pela Fundação Instituto de Geotécnica do Município do Rio de Janeiro (2000, p. 13) como elementos resistentes a esforços de tração que, instalados no solo ou rocha, transmitem esses esforços entre suas extremidades. A NBR 5629 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2006, p. 1, grifo do autor) vai além, e conceitua, em seu item 3.1:

[...] **tirante injetado:** peças especialmente montadas, tendo como componente principal um ou mais elementos resistentes à tração, que são introduzidas no terreno em perfuração própria, nas quais, por meio de injeção de calda de cimento [...] em parte dos elementos, forma um bulbo de ancoragem que é ligado à estrutura através do elemento resistente à tração e da cabeça do tirante.

É importante, para melhor conhecimento deste elemento, conhecer suas diferentes classificações, quanto à vida útil, constituição e sistema de injeção. Quanto à vida útil, são divididos em permanentes e provisórios, sendo os permanentes aqueles utilizados em obras

com duração superior a dois anos. Esta classificação é importante porque a norma supracitada recomenda estágios de carga e deslocamentos máximos diferentes nos ensaios de qualificação para cada um desses tipos de tirantes. Já quanto à constituição, dividem-se em tirantes monobarra, múltiplas barras, fios e cordoalhas. No caso de tirantes monobarra, que são utilizados nas análises deste trabalho, utilizavam-se barras de aço CA-50 ou CA-60 (com tensões de escoamento de 500 e 600 MPa, respectivamente) em suas primeiras aplicações, mas posteriormente a tecnologia evoluiu para aços especiais com tensões de escoamento próximas a 850 MPa. Por fim, sob a ótica do sistema de injeção, os tirantes podem ser injetados em estágio único ou em estágios múltiplos. O primeiro é mais utilizado em casos onde o bulbo de ancoragem se situa em terrenos resistentes, tais como rochas e alterações de rocha compactas. Neste sistema, a injeção da nata de cimento ocorre logo após a perfuração e imediatamente antes da inserção do tirante. O segundo sistema, por sua vez, é utilizado em solos com menor capacidade de suporte, requerendo para isso tirantes especiais reinjetáveis, com um tubo auxiliar de PVC instalado na lateral do tirante. A vantagem deste último sistema é que eleva a capacidade de carga, já que as múltiplas injeções pressionam e expandem o bulbo de ancoragem, o que permite a reutilização da ancoragem que apresente deslocamentos excessivos no ensaio de recebimento (FUNDAÇÃO INSTITUTO DE GEOTÉCNICA DO MUNICÍPIO DO RIO DE JANEIRO, 2000, p. 14; YASSUDA; DIAS, 1998, p. 613-622).

Quanto às suas partes constituintes, o tirante possui três elementos principais: a cabeça, o trecho ancorado (ou injetado) e o trecho livre.

A cabeça do tirante é a extremidade localizada na face externa da cortina, não estando em contato direto com o solo. É a parte responsável pela transmissão da carga do tirante ao painel da estrutura a ser ancorada. Os principais componentes da cabeça são: a placa de apoio, a cunha de grau, o bloco de ancoragem e as porcas. A placa de apoio, normalmente constituída por chapas metálicas, tem a função de distribuir sobre a estrutura de reação as tensões às quais está submetido o tirante. Sendo assim, esta deve ser dimensionada de forma a transmitir valores de compressão aceitáveis, condicionando o cálculo de punção dos painéis de concreto armado. A cunha de grau, por sua vez, consiste de um prisma, geralmente de aço, com bases não paralelas entre si, e tem por função dar alinhamento adequado ao eixo do tirante em relação à cabeça. Na extremidade da cabeça, o bloco de ancoragem é responsável por prender o tirante tracionado, constituindo-se, na maioria dos casos, em um sistema de porca e

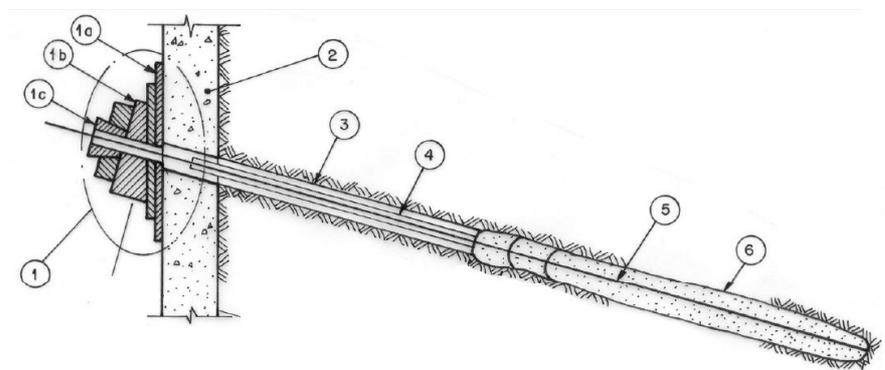
contraporca. (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2006, p. 2; YASSUDA; DIAS, 1998, p. 604-605).

Já o trecho ancorado é a parte que transmite os esforços de tração do tirante para o terreno e consiste num aglutinante (geralmente, nata ou argamassa de cimento Portland) que envolve a barra ou cordoalha de aço. Recomenda-se que a relação água/cimento do aglutinante não seja superior a 0,5, e que a resistência mínima à compressão simples seja de 25 MPa. Neste trecho, utilizam-se centralizadores plásticos ou metálicos para garantir o recobrimento uniforme da barra durante a injeção da calda de cimento (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2006, p. 5; FUNDAÇÃO INSTITUTO DE GEOTÉCNICA NO MUNICÍPIO DO RIO DE JANEIRO, 2000, p. 13; YASSUDA; DIAS, 1998, p. 605-606).

Ainda segundo os mesmos autores supracitados, o trecho livre é o trecho intermediário, entre a cabeça e o trecho ancorado, e é responsável por transmitir as tensões entre as duas extremidades. Este trecho pode ser constituído de uma monobarra de aço ou de fios/cordoalhas, sendo as monobarras o tipo mais utilizado. Segundo Yassuda e Dias (1998, p. 605), o trecho livre deve estar protegido por um tubo ou mangueira, isolando o aço da nata injetada durante a execução do bulbo. Este tubo de proteção é chamado de bainha.

A figura 3 apresenta os elementos constituintes do tirante, exemplificando o caso de uma estrutura ancorada em caráter provisório. As partes 3 e 4 correspondem ao trecho livre, enquanto as partes 5 e 6 ao trecho ancorado.

Figura 3 – Elementos constituintes do tirante



- |  |                           |                        |
|--|---------------------------|------------------------|
| (1) Cabeça   | (2) estrutura ancorada    | (5) aço fibra, etc.    |
| (1a) placas de apoio (uma ou mais chapas, graute etc.)     | (3) perfuração do terreno | (6) bulbo de ancoragem |
| (1b) cunha de graute (metálica, graute ou concreto armado) | (4) bainha                |                        |
| (1c) bloco de ancoragem (parafuso, cunha, etc.)            |                           |                        |

(fonte: adaptado de ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2006, p. 20)

### 3.1.2 Cortina de concreto armado

Cortinas ancoradas são definidas pela Fundação Instituto de Geotécnica do Município do Rio de Janeiro (2000, p. 23, 86) como "[...] uma parede de concreto armado, de espessura em geral entre 20 e 30 cm, em função das cargas nos tirantes, fixada no terreno através das ancoragens pré-tensionadas [...]". Essa estrutura de concreto armado tem como função reduzir os deslocamentos do solo e servir como reação à força que o tirante exerce sobre o terreno. Na sequência, a mesma Fundação afirma que "O dimensionamento das cortinas pode ser feito considerando-se como lajes nervuradas ou lajes cogumelo.". Sendo assim, devem ser seguidas as recomendações da NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014) para seu dimensionamento e execução. Porém, algumas especificações de serviço específicas para o caso de cortinas devem ser levadas em conta, conforme indica a Fundação Instituto de Geotécnica do Município do Rio de Janeiro (2000, p. 136-143):

- a) o concreto utilizado deve possuir  $f_{ck}$  mínimo de 20 MPa e relação água-cimento máxima de 0,6;
- b) o agregado miúdo deve ser exclusivamente de areia natural constituída por grãos de quartzo;
- c) o agregado graúdo deve ser constituído por pedra britada de rocha sã, sendo necessária aprovação prévia de laboratório para a utilização de qualquer outro;
- d) a água utilizada deve ter pH entre 5,8 e 8,0;
- e) o lançamento do concreto deve ser de uma altura máxima de 2 m em relação ao ponto de utilização;
- d) devem ser previstas juntas de concretagem entre os módulos da cortina.

A fim de que a cortina trabalhe como um elemento único, após a concretagem de cada módulo horizontal da cortina, devem ser deixadas esperas de armadura para serem vinculadas ao módulo seguinte. Esta recomendação está diretamente relacionada ao conceito de rigidez relativa da cortina, que tem influência importante no diagrama de tensões da estrutura. Este conceito é abordado no item 4.4, que versa sobre o dimensionamento estrutural.

## 3.2 SEQUÊNCIA EXECUTIVA GERAL DE UMA CORTINA ATIRANTADA

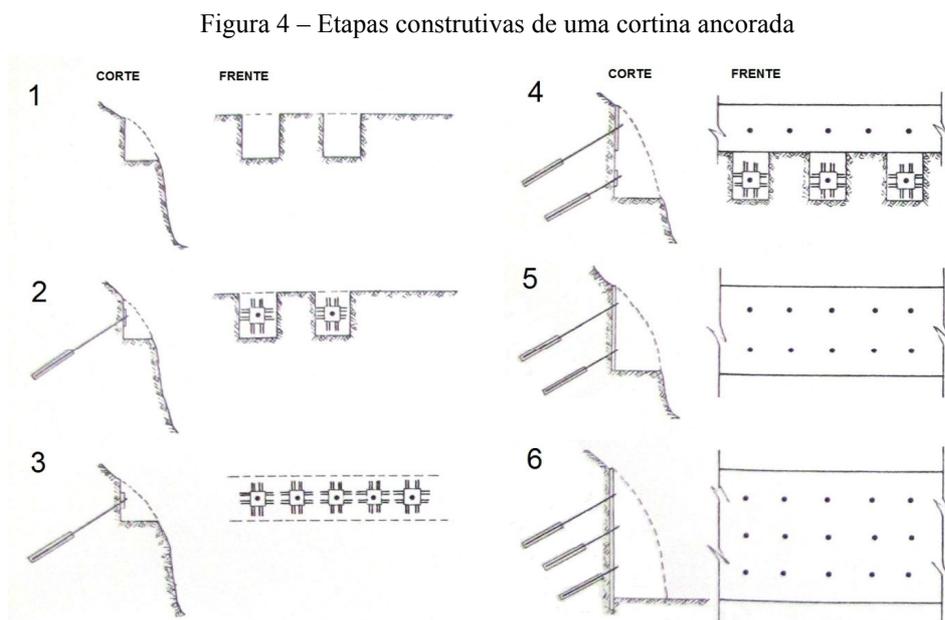
O processo executivo de cortinas atirantadas divide-se basicamente em quatro grandes etapas, e compreende (FUNDAÇÃO INSTITUTO DE GEOTÉCNICA DO MUNICÍPIO DO RIO DE JANEIRO, 2000, p. 24):

- a) a execução dos tirantes;
- b) escavação ou reaterro, conforme seja [a cortina] ascendente ou descendente;
- c) a execução da parede (fôrma, armadura);
- d) testes e protensão nas ancoragens até a carga de trabalho.

Já Cerqueira (1978, p. [29]) resume e descreve a execução de uma cortina ancorada descendente em seis grandes etapas, sendo elas:

- a) fase 1 – escavação de nichos para colocação dos tirantes alternados (1ª fileira);
- b) fase 2 – perfuração, colocação do tirante, injeção do furo, colocação da placa, protensão com esforço de ensaio, ancoragem da placa com esforço de incorporação;
- c) fase 3 – repetição das operações das fases 1 e 2, com relação às placas restantes da 1ª fileira;
- d) fase 4 – concretagem da cortina na faixa relativa à 1ª fileira. Repetição das operações das fases 1 e 2 com relação às placas alternadas da 2ª fileira;
- e) fase 5 – repetição das operações da fase 3 com relação às placas da 2ª fileira, concretagem da cortina na faixa relativa à 2ª fileira;
- d) fase 6 – prosseguimento dos trabalhos da mesma maneira até a conclusão da cortina.

A figura 4 ilustra as seis etapas descritas acima.



(fonte: adaptado de CERQUEIRA, 1978, p. [29])

A segunda fase desta execução, por envolver o tirante, constitui a etapa com maiores cuidados construtivos, visto que este tem fundamental importância no bom desempenho da estrutura. Sendo assim, o item 3.3 a seguir trata da sequência executiva dos tirantes, bem como os ensaios e requisitos necessários para que sua incorporação seja aceita.

### 3.3 SEQUÊNCIA EXECUTIVA DE UM TIRANTE

Apesar das cortinas atirantadas serem estruturas de contenção com materiais e técnicas construtivas relativamente simples, a má execução ainda é a principal responsável pelas falhas na estrutura. Por isso, faz-se necessário um bom conhecimento do processo executivo a fim de reduzir a ocorrência destas falhas. Neste contexto, é na execução dos tirantes que se encontram as maiores dificuldades do processo, dados os muitos cuidados necessários na proteção e montagem dos elementos. A seguir são apresentados os cuidados e as técnicas consagrados na literatura.

#### 3.3.1 Preparo e montagem do tirante

Nesta etapa inicial, o aço é cortado e, quando necessário, emendado, com o comprimento de projeto, já prevendo o comprimento necessário para a operação de protensão. As emendas devem ser feitas no limite entre o trecho livre e o trecho ancorado, ou o mais próximo possível do bulbo de ancoragem quando não for possível evitar que esta ocorra no trecho livre. Em relação às placas de ancoragem, deve-se ter cuidado com suas dimensões, para que não ocorra puncionamento do concreto na região (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2006, p. 8; YASSUDA; DIAS, 1998, p. 627).

Nesta etapa, deve-se, também, aplicar a proteção anticorrosiva no aço a ser empregado na obra. Esta proteção tem como objetivo garantir a segurança da obra através do bom desempenho do tirante durante a vida útil para a qual foi projetado. A escolha do tipo de proteção, seguindo as exigências normativas, é função do tipo de tirante e do grau de agressividade do solo (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2006, p. 6-7; YASSUDA; DIAS, 1998, p. 627).

Feito o preparo, a montagem e a proteção anticorrosiva do tirante, deve-se proceder à execução do furo no qual este será instalado, conforme é apresentado em 3.3.2.

### 3.3.2 Perfuração

O controle da perfuração pode ser decisiva para o bom desempenho da obra, uma vez que desvios na direção indicada pela locação podem ocasionar aproximação excessiva entre tirantes vizinhos, e diâmetros inferiores aos previstos podem ocasionar cobrimentos inferiores aos recomendados.

A NBR 5629 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2006, p. 8) não especifica um sistema de perfuração a ser utilizado, desde que o furo resultante seja retilíneo e com as características especificadas no projeto (diâmetro, comprimento e inclinação). Este sistema deve, ainda segundo a norma supracitada, garantir que o furo permaneça aberto até a injeção do aglutinante. Sobre a perfuração, Yassuda e Dias (1998, p. 628) afirmam:

É usual que a perfuração ultrapasse o comprimento teórico de projeto em alguns decímetros para que haja espaço para acomodar algum material eventualmente não removido durante a perfuração e que é conduzido ao fundo do furo.

O diâmetro deve ser compatível com o do tirante montado, com folga que em geral é de cerca de 1 a 2 cm em relação aos espaçadores.

Posteriormente à perfuração, executa-se a instalação do tirante no furo executado, cujo processo executivo é apresentado a seguir.

### 3.3.3 Instalação do tirante

Antes do posicionamento do tirante no furo, devem ser feitas algumas verificações. A NBR 5629 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2006, p. 10) recomenda que a proteção anticorrosiva esteja em boas condições, sobretudo nas emendas. Orienta, ainda que o comprimento do furo esteja de acordo com o especificado em projeto, estando sempre a uma distância superior a 3 m da superfície do terreno.

Feitas estas e as demais verificações indicadas na norma citada, parte-se para a instalação do tirante, que consiste simplesmente em sua inserção no furo já executado. Parte-se, então, para a injeção da nata de cimento, que pode também ser realizada imediatamente antes do posicionamento do tirante no furo.

### 3.3.4 Injeção

A injeção consiste no preenchimento do furo com calda de cimento ou outro aglutinante e pode ser executada em estágio único ou em múltiplos estágios.

No caso de injeção em estágio único, o procedimento é precedido por lavagem do furo com água ou bentonita. Em seguida, o furo é preenchido por nata de cimento, que é injetada no fundo através de uma mangueira. Por fim, é instalado o tirante no furo (YASSUDA; DIAS, 1998, p. 630).

Já no caso de injeção em múltiplos estágios, há que prever, já na montagem do tirante, a instalação de um tubo de injeção em PVC paralelo, através do qual será feita a injeção. Ao contrário da injeção em estágio único, neste caso a injeção é feita com o tirante já instalado no furo, uma vez o tubo de injeção está ligado à barra de aço. Após a pega da calda de cimento, procede-se às injeções seguintes, repetidas até que se obtenha uma pressão de injeção adequada (YASSUDA; DIAS, 1998, p. 630-631).

Após a injeção, os tirantes são submetidos a ensaios de protensão e à execução da cortina de concreto armado, não necessariamente nesta ordem. Por serem parte fundamental no controle de qualidade da obra, estes ensaios são tratados num subcapítulo à parte, em 3.4.

## 3.4 ENSAIOS NOS TIRANTES

Segundo a NBR 5629 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2006, p. 2, 12), os ensaios de tirantes são "Procedimentos executados para verificação do desempenho de um tirante, classificados em básico, de qualificação, de recebimento e de fluência.". Na sequência, a norma indica que estes ensaios podem ser executados contra a estrutura já concretada, ou contra o próprio terreno, devendo-se sempre tomar cuidado com a distribuição de tensões, a fim de evitar danos na estrutura de reação. Deve-se, ainda, aguardar sete dias a partir da data da injeção de cimento no bulbo, quando esta for executada com cimento Portland comum (para cimentos de alta resistência inicial, pode-se reduzir o tempo de cura para três dias). Para aplicação das cargas, deve-se utilizar um conjunto manômetro-macaco-bomba hidráulico, com aferição certificada há no máximo um ano. Por motivos técnicos de medição, deve-se, antes de proceder aos ensaios, aplicar uma carga inicial com valor indicado na fórmula 1.

$$F_0 = 0,1 f_{yk} S \quad (\text{fórmula 1})$$

Onde:

$F_0$  = força inicial de tração a ser aplicada, em kN;

$f_{yk}$  = resistência característica à tração do tirante, em kN/cm<sup>2</sup>;

$S$  = área da menor seção transversal do tirante, em cm<sup>2</sup>.

### 3.4.1 Ensaio básico

É o tipo de ensaio executado com o intuito de verificar a adequação de um novo tipo de tirante injetado. Nesta etapa, não é aplicada nenhuma carga, e sim observados, através de escavação do trecho livre, aspectos como a conformação do bulbo de ancoragem, a centralização do tirante no bulbo e a qualidade da injeção, sob efeito da carga  $F_0$  aplicada anteriormente (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2006, p. 12).

### 3.4.2 Ensaio de qualificação

Os ensaios de qualificação devem ser executados em pelo menos 1% dos tirantes da obra, por tipo de terreno e por tipo de tirante, com um mínimo de dois tirantes por obra. Neste ensaio, ocorrem carregamentos graduais em diferentes estágios. Inicia-se com a carga inicial  $F_0$ , procedendo-se em seguida às cargas  $0,4 F_t$ ;  $0,75 F_t$ ;  $1,0 F_t$ ;  $1,25 F_t$ ;  $1,5 F_t$  e  $1,75 F_t$ , sendo  $F_t$  a carga de trabalho pré-definida na escolha do tirante a ser utilizado. Carregamentos aplicados com valores superiores a  $1,75 F_t$  devem ser precedidos do alívio até  $1,0 F_t$ , seguido dos estágios acima mencionados. A carga máxima a ser aplicada deve ser igual à carga de trabalho multiplicada pelo fator de segurança adotado pelo projetista, nunca excedendo o valor de  $0,9 f_{yk} S$  (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2006, p. 13).

Em cada estágio de carga, devem ser medidos os deslocamentos com o auxílio de um extensômetro, cuja precisão deve ser de 0,01 mm. Para estágios de cargas menores ou iguais a  $0,75 F_t$ , os deslocamentos devem ser inferiores a 0,1 mm para intervalos de 5 min após a aplicação da carga. Para estágios de carga entre  $0,75 F_t$  e  $1,0 F_t$ , o valor máximo recomendado é de 0,1 mm para intervalos de 15 min em solos arenosos e 30 min em solos argilosos (ou quando não se tem conhecimento sobre a natureza do solo). Já para estágios de carga

superiores a  $1,0 F_t$ , os deslocamentos também devem ser inferiores a 0,1 mm, porém para intervalos de 60 min para qualquer tipo de solo (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2006, p. 13).

### 3.4.3 Ensaio de recebimento

Conforme orientações da NBR 5629 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2006, p. 15), os ensaios de recebimento devem iniciar a partir da carga  $F_0$  (assim como nos ensaios de qualificação) e devem seguir a sequência de carregamentos indicada no quadro 1, conforme o tipo de ensaio. Após cada carregamento, deve-se aliviar o carregamento até a carga inicial. Deve-se aguardar pela estabilização da tensão aplicada antes de proceder ao carregamento seguinte. Devem ser feitas medições dos deslocamentos da cabeça quando aplicada a carga máxima, e estas não devem exceder 1 mm após 5 min, em solos arenosos, e após 10 min, em solos argilosos ou não arenosos. No caso de tirantes definitivos, devem ser executados ensaios tipo A em pelo menos 10% dos tirantes da obra, e ensaios tipo B nos demais.

Quadro 1 – Estágios de carga a serem aplicados no ensaio de recebimento

Tirante	Ensaio	Estágios de carga e descarga
Permanente	Tipo A	$F_0; 0,3 F_t; 0,6 F_t; 0,8 F_t; 1,0 F_t; 1,2 F_t; 1,4 F_t; 1,6 F_t; 1,75 F_t$ .
Permanente	Tipo B	$F_0; 0,3 F_t; 0,6 F_t; 0,8 F_t; 1,0 F_t; 1,2 F_t; 1,4 F_t$ .
Provisório	Tipo C	$F_0; 0,3 F_t; 0,6 F_t; 0,8 F_t; 1,0 F_t; 1,2 F_t; 1,5 F_t$ .
Provisório	Tipo D	$F_0; 0,3 F_t; 0,6 F_t; 0,8 F_t; 1,0 F_t; 1,2 F_t$ .

(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2006, p. 16)

Caso o tirante não suporte as cargas aplicadas, deve-se adotar uma das medidas a seguir, conforme a NBR 5629 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2006, p. 16):

- a) ser reavaliado o método construtivo e o comprimento do bulbo;
- b) ser reiniciado o procedimento de ensaio tipo A nos próximos cinco tirantes executados;

- c) ser aceito [o tirante] com carga de trabalho inferior, igual à maior carga estabilizada dividida pelo fator de segurança [...];
- d) no caso de tirante reinjetável, este pode ser reinjetado e repetido o ensaio.

Caso os deslocamentos medidos superem os máximos recomendados, devem ser seguidas as recomendações abaixo (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2006, p. 16):

- a) ser repetido o ciclo de carga, com a finalidade de soltar o trecho livre;
- b) ser reavaliado o projeto para verificar se o tirante pode ser reaproveitado como está;
- c) ser aceito o tirante com carga inferior [...];
- d) ser executado ensaio de qualificação para reavaliação do comportamento do tirante.

### 3.4.4 Ensaio de fluência

O ensaio de fluência consiste na aplicação de carregamentos constantes durante intervalos de tempo determinados. Os valores de carregamento são:  $0,75 F_t$ ;  $1,00 F_t$ ;  $1,25 F_t$ ;  $1,50 F_t$  e  $1,75 F_t$ . Os tempos de aplicação das cargas são de 10 min, 20 min, 30 min, 40 min, 50 min e 60 min, para cada um dos estágios de carga. Considera-se aprovado o tirante cujo deslocamento nos últimos 30 min for inferior a 5% do deslocamento total do ensaio, não excedendo um total de 1 mm para solos arenosos e 2 mm para solos argilosos ou não arenosos. Caso o deslocamento exceda os 5% recomendados, devem ser feitas novos ciclos de medição após 30 min até a condição ser satisfeita (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2006, p. 16-17).

## 3.5 VANTAGENS E DESVANTAGENS DA SOLUÇÃO EM RELAÇÃO A OUTROS SISTEMAS DE CONTENÇÃO

Quando das suas primeiras aplicações, na década de 1960, os tirantes suportavam cargas de trabalho da ordem de 200 kN, com espaçamento geralmente inferiores a 3 m. Atualmente, com a evolução da tecnologia, podem ser utilizados tirantes com carga de trabalho permanente de até 1040 kN, podendo ser tensionado até 1820 kN durante os ensaios. Aí reside a primeira vantagem da tecnologia de atirantamento: suportar cargas elevadas com elementos

de pequeno porte. Logo, o que acaba limitando o vão entre as fileiras de tirantes geralmente é o momento fletor na cortina de concreto armado, e não a própria resistência do tirante. Além das vantagens supracitadas, destaca-se também a simplicidade construtiva, já que os materiais utilizados são comuns na construção civil (barras ou cordoalhas de aço, chapas de aço, parafusos e clavetes). Podem-se citar, também, as vantagens relativas ao fato de o tirante trabalhar ativamente, devido à protensão, podendo começar a atuar antes mesmo de ser imposta uma movimentação no maciço, algo necessário em soluções convencionais de contenção. Vale ressaltar, ainda, que todos os tirantes são testados individualmente. (YASSUDA; DIAS, 1998, p. 606-607).

Ademais, a escavação e a ancoragem em faixas evitam deformações significativas do solo, o que colocaria em risco as construções a montante. Em soluções convencionais de muros de arrimo, é necessário escavar toda a altura a arrimar, podendo causar instabilidade no talude, ocasionando deslizamentos e danos às construções (CERQUEIRA, 1978, p. 9).

Contudo, o sistema também apresenta suas desvantagens e limitações. Cerqueira (1978, p. 9) e Yassuda e Dias (1998, p. 607) apontam como uma desvantagem o fato de, muitas vezes, os tirantes penetrarem em terrenos vizinhos, por trás da cortina, exigindo autorização do proprietário. O segundo autor ainda indica que, em terrenos argilosos, podem ser geradas deformações no terreno a montante quando o tirante for injetado sob pressão. Outrossim, menciona o risco de corrosão, já abordado em 3.3.1. Ressalta-se, ainda, o custo de obras ancoradas, muito elevado se comparado a outros tipos de contenção, razão pela qual este tipo de projeto sempre esteja condicionado a análises de viabilidade financeira.

## 4 COMPORTAMENTO GEOMECÂNICO DA CORTINA

Cortinas atirantadas são estruturas com comportamento geotécnico muito complexo. Por estarem em contato com o terreno, seus vínculos e carregamentos raramente são uniformes e bem definidos, uma vez que os solos em geral são heterogêneos em relação a granulometria, peso específico, entre outros fatores.

Em relação ao comportamento mecânico, pode-se dizer que o tipo de estrutura que mais se aproxima das cortinas ancoradas são as lajes, ainda que estas usualmente possuam bordas apoiadas ou engastadas, enquanto nas cortinas as bordas são livres e as vinculações se dão através dos tirantes, em pontos intermediários da estrutura.

Este capítulo apresenta os mecanismos de interação solo-estrutura, o comportamento geomecânico das cortinas ancoradas, além das bases para o dimensionamento geotécnico e estrutural.

### 4.1 TRANSMISSÃO DE ESFORÇOS

A eficácia da transmissão de esforços nas cortinas ancoradas é de grande importância para a manutenção da estabilidade deste tipo de estruturas. Yassuda e Dias (1998, p. 604) afirmam que "A função básica do tirante é transmitir um esforço externo de tração para o terreno, através do bulbo.", sendo que "[...] o esforço externo é aplicado na cabeça e transferido para o bulbo através do trecho livre.". Para que isto ocorra, é necessário que a vinculação entre a estrutura de concreto armado e a cabeça do tirante seja bem executada, transmitindo de maneira desejável os esforços do solo para a cortina e desta para o tirante. O tirante, por sua vez, deve estar corretamente fixado no terreno através do bulbo de ancoragem, já que, através dele, os esforços são transmitidos do tirante para a porção mais resistente do terreno. Tem-se, assim, dois pontos em que a transmissão de esforços deve ser verificada: na ancoragem e na cabeça do tirante.

Em relação à transmissão no bulbo de ancoragem, Hanna (1982, p. 137, tradução nossa) indica que essa transmissão se dá pelo preenchimento das rugosidades do aço pela argamassa.

Afirma, ainda, que essa transmissão, que se dá através da força cisalhante mobilizada, é incrementada pela dilatação da nata de cimento, que ocupa as irregularidades do material.

Essa transmissão de esforços do tirante ao terreno é medida através da capacidade de carga do bulbo. Bustamante e Doix (1985, p. 83) propõem a fórmula 2 para avaliar este valor.

$$T_L = \pi D_S L_S q_S \quad (\text{fórmula 2})$$

Onde:

$T_L$  = capacidade de carga do bulbo, em MN;

$D_S$  = diâmetro médio do bulbo de ancoragem, em m;

$L_S$  = comprimento do bulbo, em m;

$q_S$  = aderência lateral limite, em MPa.

O valor do diâmetro médio do bulbo de ancoragem é dado pela fórmula 3 abaixo, dependente do diâmetro da perfuração e de um coeficiente  $\alpha$ .

$$D_S = D_d \alpha \quad (\text{fórmula 3})$$

Onde:

$D_d$  = diâmetro da perfuração, em m;

$\alpha$  = coeficiente adimensional.

Os valores do coeficiente  $\alpha$  são função do tipo de solo e podem ser obtidos no quadro 2. Os dados estão divididos em ancoragens injetadas em estágio único (IGU) ou estágios múltiplos (IRS), em função do tipo de solo.

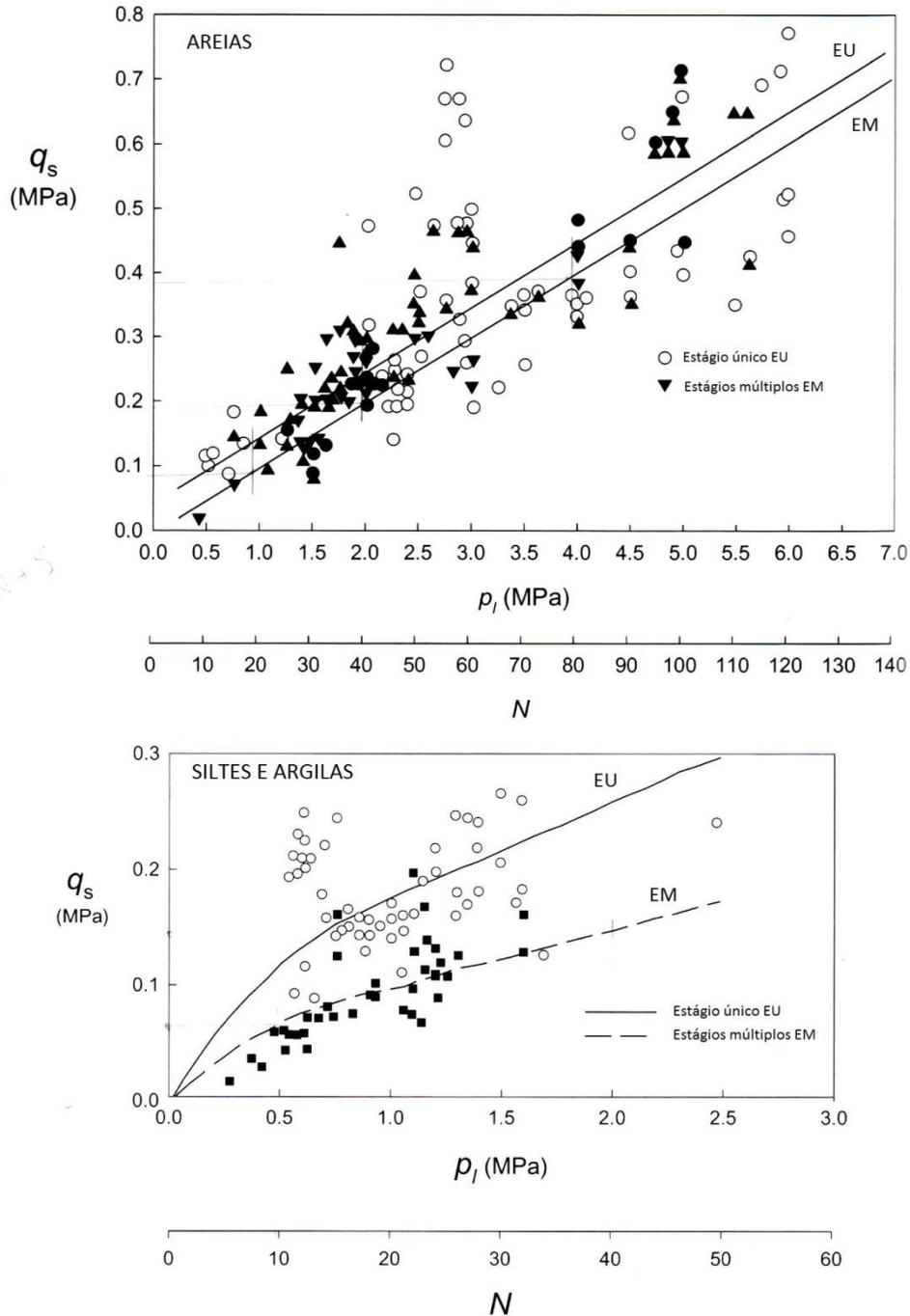
Quadro 2 – Valores do coeficiente  $\alpha$ 

Solo	Coeficiente $\alpha$		Quant. mín. de argamassa recomendada $V_i$
	IRS ( $p_i > p_l$ )	IGU ( $p_i < p_l$ )	
Pedregulho	1,8	1,3-1,4	1,5 $V_s$
Pedregulho arenoso	1,6-1,8	1,2-1,4	1,5 $V_s$
Areia / pedregulho	1,5-1,6	1,2-1,3	1,5 $V_s$
Areia grossa	1,4-1,5	1,1-1,2	1,5 $V_s$
Areia média	1,4-1,5	1,1-1,2	1,5 $V_s$
Areia fina	1,4-1,5	1,1-1,2	1,5 $V_s$
Areia siltosa	1,5-1,5	1,1-1,2	1,5-2 $V_s$ (IRS); 1,5 $V_s$ (IGU)
Silte	1,4-1,6	1,1-1,2	2 $V_s$ (IRS); 1,5 $V_s$ (IGU)
Argila	1,8-2,0	1,2	2,5-3 $V_s$ (IRS); 1,5-2 $V_s$ (IGU)
Marga	1,8	1,1-1,2	1,5-2 $V_s$ p/ camadas compactas
Calcário c/ marga	1,8	1,1-1,2	2-6 $V_s$ ou mais, p/ camadas
Calcário alterado ou fragmentado	1,8	1,1-1,2	fraturadas
Rocha alterada ou fragmentada	1,2	1,1	1,1-1,5 $V_s$ , p/ camadas finamente fraturadas 2 ou mais p/ camadas
Vs: volume do bulbo de ancoragem IRS: injeção em estágio único IGU: injeção em estágios múltiplos	$p_i$ : pressão de injeção $p_l$ : pressão limite no ensaio pressiométrico		

(fonte: BUSTAMANTE; DOIX, 1985, p. 84, tradução nossa)

Quanto aos valores de  $q_s$ , Bustamante e Doix (1985, p. 88, tradução nossa) sugerem os valores obtidos a partir da figura 5, em função da pressão limite  $p_l$  (obtida a partir de ensaio pressiométrico de Ménard) ou valor do NSPT (número médio de golpes obtido a partir de ensaios *Standard Penetration Test*) e dependentes do tipo de solo e do tipo de injeção (estágio único ou estágios múltiplos).

Figura 5 – Valores de aderência lateral limite



(fonte: adaptado de BUSTAMANTE; DOIX, 1985, p. 88, tradução nossa)

A NBR 5629 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2006, p. 4) propõe uma formulação diferente para a capacidade de carga do bulbo, apresentando uma fórmula para solos arenosos e outra para argilosos. Para solos arenosos, indica a fórmula 4.

$$T = \sigma'_z U L_S k_f \quad (\text{fórmula 4})$$

Onde:

T = resistência da ancoragem à tração, em kN;

$\sigma'_z$  = tensão efetiva do solo no ponto médio da ancoragem, em kPa;

U = perímetro médio da seção transversal da ancoragem, em m;

$L_S$  = comprimento do bulbo de ancoragem, em m;

$k_f$  = coeficiente de ancoragem.

O coeficiente de ancoragem pode ser obtido a partir do quadro 3.

Quadro 3 – Coeficientes de ancoragem

Solo	Compacidade		
	Fofa	Compacta	Muito compacta
Silte	0,1	0,4	1
Areia fina	0,2	0,6	1,5
Areia média	0,5	1,2	2
Areia grossa	1	2	3

(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2006, p. 4)

Já para solos argilosos, a fórmula 5 é indicada pela mesma norma:

$$T = \mu U L_S S_u \quad (\text{fórmula 5})$$

Onde:

T = resistência da ancoragem à tração, em kN;

$\mu$  = coeficiente redutor de cisalhamento;

U = perímetro médio da seção transversal da ancoragem, em m;

$L_S$  = comprimento do bulbo de ancoragem, em m;

$S_u$  = resistência ao cisalhamento não drenada do solo, em kPa.

Os valores indicados para o coeficiente redutor de cisalhamento são de 0,75 para resistências ao cisalhamento não drenadas inferiores ou iguais a 40 kPa e 0,35 para resistências superiores ou iguais a 100 kPa, devendo ser interpolados valores entre 40 kPa e 100 kPa.

Em relação a ancoragens em rocha, a Norma estima que a tensão de aderência entre rocha e argamassa deva ser o menor dos dois valores listados:

- a) 1/30 da resistência à compressão da rocha;
- b) 1/30 da resistência à compressão da nata de cimento.

## 4.2 MODOS DE RUPTURA E FALHAS

As cortinas atirantadas podem falhar de diversas maneiras, seja por falhas nos tirantes ou na própria estrutura de concreto armado. Essas falhas, segundo Hanna (1982, p. 135, tradução nossa), podem ocorrer:

- a) na aderência argamassa-tirante;
- b) na aderência solo-argamassa;
- c) internamente, na massa de solo;
- d) no aço do tirante ou um de seus componentes;
- e) por ruptura da coluna de argamassa ao redor do tirante;
- f) num feixe de tirantes.

Ainda segundo o mesmo autor, cada um destes modos de falha deve ser avaliado juntamente com os demais, a fim de garantir a segurança da ancoragem sob aplicação da carga de trabalho.

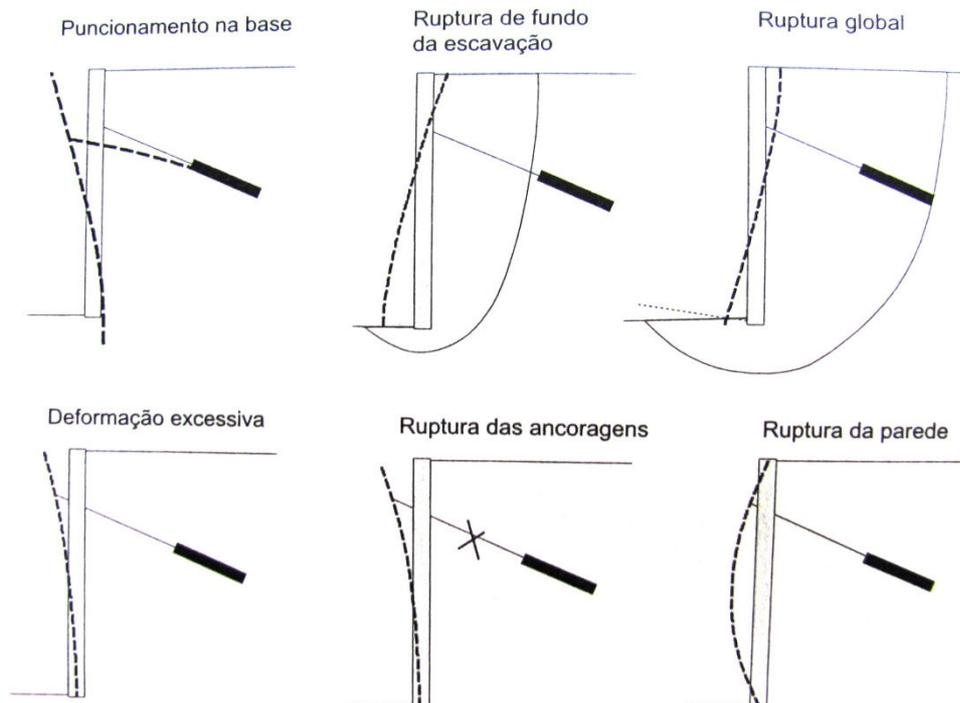
Já a Fundação Instituto de Geotécnica do Município do Rio de Janeiro (2000, p. 26, grifo do autor) indica e explica seis modos de ruptura do sistema cortina-tirante, conforme segue:

- a) **puncionamento da base:** pode ocorrer quando o solo onde se apoia a base da cortina é de baixa capacidade de suporte. Toma-se como baixa capacidade de suporte a capacidade de carga inferior a 20 kPa, ou índice N de resistência à penetração, SPT, inferior a 10. Nesse caso, uma das soluções é a adoção de microestacas de apoio [...];
- b) **ruptura de fundo da escavação:** situação que pode ocorrer se uma camada mole existir abaixo do nível de escavação;

- c) **ruptura global:** a ruptura global pode ser subdividida em dois casos, o da cunha de ruptura e de uma ruptura generalizada e profunda [...]. O primeiro pode ser analisado pelo método das cunhas, o segundo pelo método de equilíbrio limite com superfície circular ou poligonal. Um caso comum de risco de ruptura em cunha ocorre durante a escavação, situação que pode ser estabilizada através de escavação em nichos;
- d) **deformação excessiva:** pode ocorrer durante a construção antes da protensão de um determinado nível de ancoragens. Uma vez executada a obra, dificilmente ocorre, pois as cortinas ancoradas são rígidas o suficiente;
- e) **ruptura das ancoragens:** ocorre por capacidade de carga insuficiente das ancoragens ou durante a execução, quando outros níveis de ancoragem ainda não foram instalados. Por exemplo, em estruturas ancoradas utilizadas na base de taludes muito altos [...]. Havendo instabilização do talude e deslocamentos da massa de solo, as ancoragens poderão ser supertensionadas e romper [...];
- f) **ruptura da parede:** pode haver duas situações: ruptura por flexão devida a armadura insuficiente e ruptura por puncionamento das ancoragens [...].

Os modos de falha são ilustrados na figura 6.

Figura 6 – Modos de falha de uma cortina atirantada



(fonte: FUNDAÇÃO INSTITUTO DE GEOTÉCNICA DO MUNICÍPIO DO RIO DE JANEIRO, 2006, p. 26)

Segundo Hanna (1982, p. 294-295, tradução nossa), a ruptura por puncionamento da base é um ponto crítico a ser analisado no projeto de cortinas ancoradas em solos argilosos. Este

modo de falha ocorre pelo fato de a inclinação do tirante causar uma componente vertical da força exercida pelo tirante sobre a cortina, transmitindo-a para o solo e podendo atingir valores significantes. Por esta razão, têm sido muito utilizadas estacas raiz em projetos de estruturas ancoradas. Ortigao e Brito (2004, p. 345, tradução nossa) afirmam que elas têm como função resistir ao peso da cortina e permitir um processo de escavação seguro, sugerindo seu uso para solos com valores de NSPT inferiores a 12.

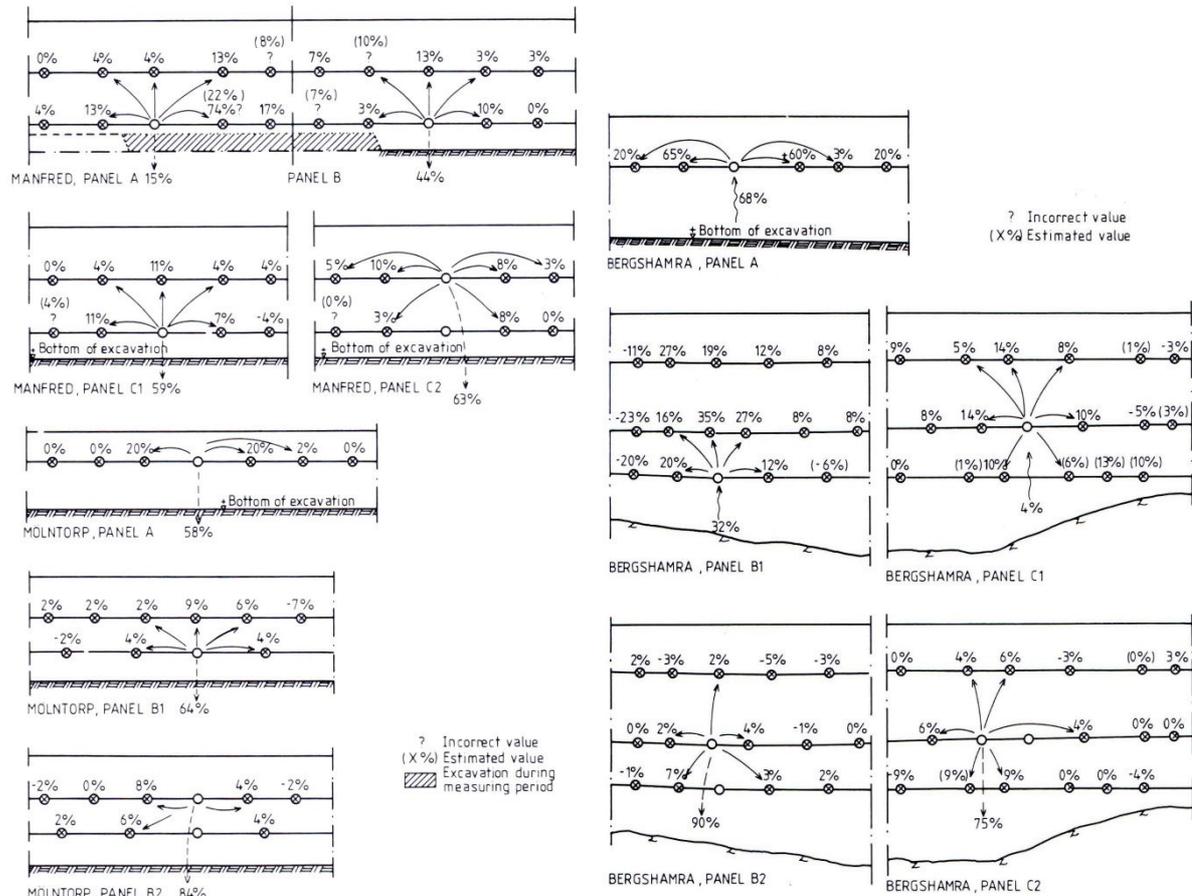
Especificamente sobre a ruptura de ancoragens, Hanna (1982, p. 303, tradução nossa) afirma que uma única ruptura não traz prejuízos à estrutura e não causa deformações excessivas. O que ocorre, segundo o autor, é a redistribuição das cargas para os tirantes vizinhos, razão pela qual é aplicada uma sobrecarga em cada ancoragem nos ensaios de recebimento, que é de 75% nos tirantes submetidos a ensaios do tipo A e de 40% nos ensaios do tipo B, conforme visto em 3.5.3. Estudos realizados por Stille e Brooms<sup>4</sup> (1976 apud HANNA, 1982, p. 307, tradução nossa), realizados com ancoragens inclinadas a 45°, demonstram a redistribuição das cargas dos tirantes vizinhos após o alívio total da carga em uma das ancoragens. Os resultados são apresentados na figura 7. Estes estudos revelam, ainda, que grande parte da carga do tirante rompido é absorvida pela fundação, devido, principalmente, ao incremento do atrito solo-muro após a falha de uma ancoragem.

Apesar de uma única ruptura de ancoragem não causar danos à estrutura, Hanna (1982, p. 303, tradução nossa) adverte que há que ser levado em conta o arqueamento local da cortina, que causa uma redistribuição das tensões horizontais que o solo exerce sobre a parede de concreto armado. Este arqueamento pode provocar falha na estrutura de concreto por flexão, que é verificado segundo recomendações da NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014).

---

<sup>4</sup> STILLE, H.; BROOMS, B. B. Load redistribution caused by anchor failures in sheet pile walls. In: EUROPEAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 6th, 1976, Vienna, Austria. **Proceedings...** [S. l.: s. n.], 1976. p. 197-200.

Figura 7 – Redistribuição de cargas após o rompimento de um tirante

(fonte: STILLE; BROOMS<sup>5</sup>, 1976 apud HANNA, 1982, p. 308-309)

### 4.3 DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO

O dimensionamento geotécnico consiste na verificação da estabilidade do talude antes e depois da inclusão da estrutura de contenção. Esta verificação se dá, em geral, através de métodos de equilíbrio limite. É necessário, também, conhecer os esforços laterais atuantes nas estruturas de contenção, dados através de teorias de empuxo.

#### 4.3.1 Métodos de equilíbrio limite

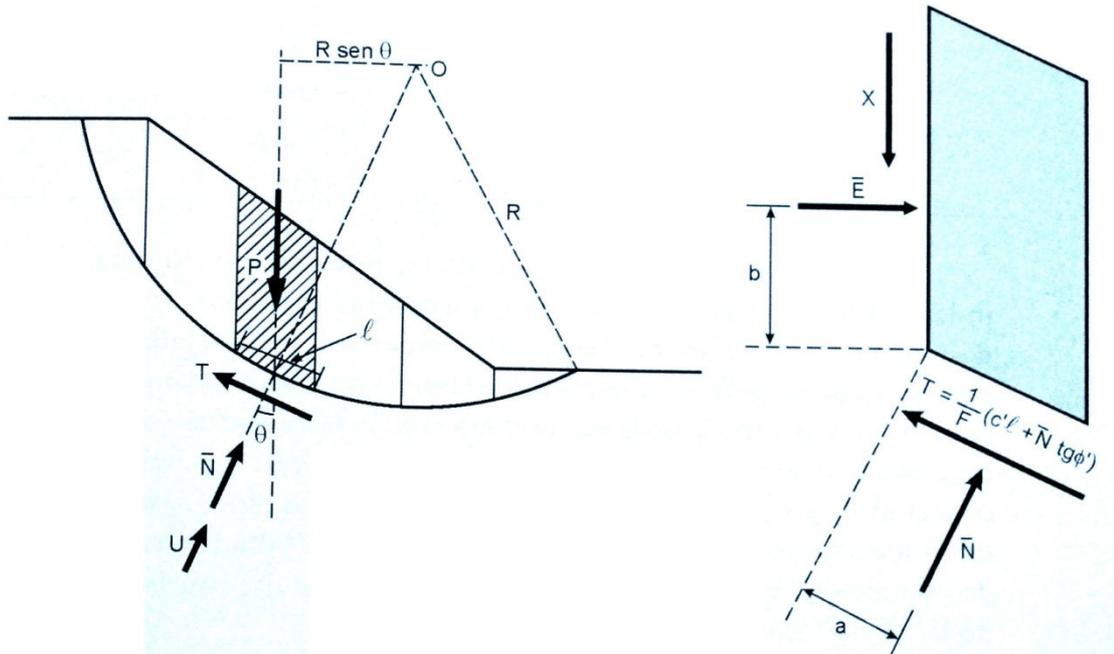
Os métodos de equilíbrio limite, segundo Massad (2010, p. 63-64), pressupõem o equilíbrio de forças e momentos em massas de solo com comportamento rígido-plástico, cuja ruptura ocorre sem deformações. Tais métodos fornecem um coeficiente de segurança ao longo de

<sup>5</sup> STILLE, H.; BROOMS, B. B. Load redistribution caused by anchor failures in sheet pile walls. In: EUROPEAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 6th, 1976, Vienna, Austria. **Proceedings...** [S. l.: s. n.], 1976. p. 197-200.

uma superfície de ruptura. A NBR 5629 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2006, p. 5) exige um fator de segurança mínimo de 1,50 para taludes ancorados, obtido através de algum método consagrado na mecânica dos solos. A norma afirma, ainda, que o centro das ancoragens deve estar localizado além da superfície crítica de ruptura, ou seja, na porção mais resistente do terreno.

Os métodos de equilíbrio limite mais simplificados são os de Fellenius e Bishop. "Para esses dois métodos, admite-se que a linha de ruptura seja um arco de circunferência; além disso, a massa de solo é subdividida em lamelas ou fatias [...]" (MASSAD, 2010, p. 65). A figura 8 apresenta as forças envolvidas na análise de equilíbrio.

Figura 8 – Forças envolvidas nos métodos de Fellenius e Bishop



(fonte: MASSAD, 2010, p. 65)

Tais métodos fornecem um coeficiente dado pela mesma expressão, apresentada na fórmula 6.

$$FS = \frac{\Sigma (c' l + N \tan \phi)}{\Sigma (W \sin \theta)} \quad (\text{fórmula 6})$$

Onde:

FS = fator de segurança, adimensional;

$c$  = coesão do solo, em kPa;

$l'$  = largura da base da lamela, em m;

$N$  = força normal atuante na base da lamela por metro linear, em kN/m;

$\phi$  = ângulo de atrito da superfície de ruptura, em graus

$W$  = peso da lamela por metro linear, em kN/m;

$\theta$  = inclinação da ancoragem em relação à normal à superfície de ruptura, em graus.

A diferença básica entre os métodos de Fellenius e Bishop consiste na direção das forças entre as lamelas. No primeiro, as forças entre as lamelas são consideradas paralelas às suas bases, enquanto no segundo, elas são consideradas sempre horizontais (MASSAD, 2010, p. 66).

Entre os métodos de equilíbrio limite, o método de Morgenstern-Price é muito utilizado, sobretudo em programas computacionais. Neste método, considerado, segundo Massad (2010, p. 68) como "[...] mais rigoroso que os métodos de Fellenius e Bishop [...]", o perfil do solo é dividido em fatias, sobre uma provável superfície de ruptura (figura 9), assim como na maioria dos métodos de estabilidade de taludes. É verificado o equilíbrio de forças e momentos em cada uma destas fatias.

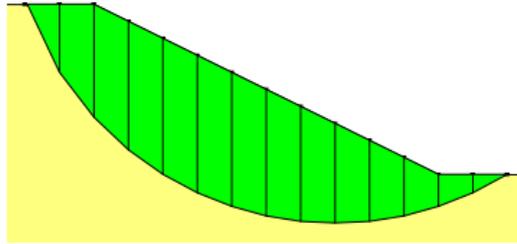
Pode-se utilizar, contudo, programas computacionais para verificações mais complexas. Os *softwares* de estabilidade de taludes têm como grande vantagem o fato de verificarem a estabilidade para um grande número de superfícies de ruptura (GEOSLOPE INTERNATIONAL LTD., 2013, tradução nossa).

Especificamente para a estabilidade de taludes contidos por cortinas atirantadas, o método das cunhas brasileiro é usado desde as primeiras aplicações de soluções ancoradas no Brasil, em 1957. Este método foi proposto por Nunes e Velloso<sup>6</sup> (1963 apud ORTIGAO; BRITO, 2004, p. 337, tradução nossa) e, segundo Ortigao e Brito (2004, p. 338, tradução nossa), é indicado para "[...] geometrias simples, solos homogêneos e para topos de taludes suaves, inclinados a menos de 30°.". A figura 10 apresenta as forças e parâmetros envolvidos no cálculo do fator de segurança.

---

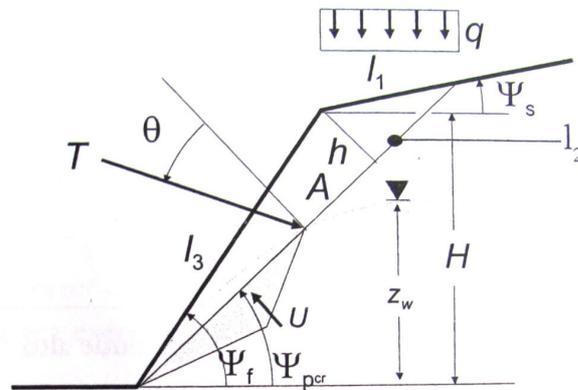
<sup>6</sup> NUNES, A. J. C.; VELLOSO, D. A. Estabilização de taludes em capas residuais de origem granito-gnáissica. In: PANAMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 2nd, 1963, [S. l.]. **Proceedings...** [S.l.: s. n.], 1963. p. 383-394, v. 2.

Figura 9 – Divisão do solo em fatias sobre uma provável superfície de ruptura



(fonte: GEOSLOPE INTERNATIONAL LTD., 2013)

Figura 10 – Análise de estabilidade pelo método das cunhas brasileiro



(fonte: ORTIGAO; BRITO, 2004, p. 338)

O coeficiente de segurança pelo método das cunhas para um talude sem a presença de água é dado por Hoek e Bray<sup>7</sup> (1981 apud ORTIGAO; BRITO, 2004, p. 338-339, tradução nossa), conforme a fórmula 7.

$$FS = \frac{c A (W \cos \psi_{cr} + T_E \cos \theta) \tan \phi}{W \sin \psi_{cr} - T \sin \phi} \quad (\text{fórmula 7})$$

Onde:

FS = fator de segurança, adimensional;

c = coesão do solo, em kPa;

A = área da superfície de ruptura por metro linear, em m;

<sup>7</sup> HOEK, E.; BRAY, J. W. **Rock Slope Engineering**. 3rd ed. London: Institution of Mining and Metallurgy, 1981.

$W$  = peso da cunha por metro linear, em kN/m;

$\psi_{cr}$  = inclinação da superfície de ruptura, em graus;

$T_E$  = força estabilizadora aplicada pela ancoragem, por metro linear, em kN/m;

$\theta$  = inclinação da ancoragem em relação à normal à superfície de ruptura, em graus;

$\phi$  = ângulo de atrito da superfície de ruptura, em graus.

### 4.3.2 Teoria de empuxo de Rankine

É importante, ainda nas análises geotécnicas, conhecer as teorias de empuxo atuantes na estrutura. Uma das teorias mais consagradas na literatura é a de Rankine. Segundo esta teoria, as pressões ativas e passivas podem ser calculadas baseando-se em métodos de equilíbrio limite. O coeficiente de empuxo ativo proposto por Rankine é função do ângulo de atrito do solo, conforme a fórmula 8 (JOPPERT JÚNIOR, 2007, p. 2):

$$K_a = \text{tg}^2 (45^\circ - \phi/2) \quad (\text{fórmula 8})$$

Onde:

$K_a$  = coeficiente de empuxo ativo;

$\phi$  = ângulo de atrito do solo, em graus.

Sendo assim, o empuxo ativo é calculado pela fórmula 9 (JOPPERT JÚNIOR, 2007, p. 2):

$$E_a = q K_a - 2 c \sqrt{K_a} + P_e K_a + \gamma_w h_w \quad (\text{fórmula 9})$$

Onde:

$E_a$  = empuxo ativo, em kPa;

$q$  = sobrecarga no topo do talude, em kN/m;

$E_a$  = coeficiente de empuxo ativo;

$c$  = coesão do solo, em kPa;

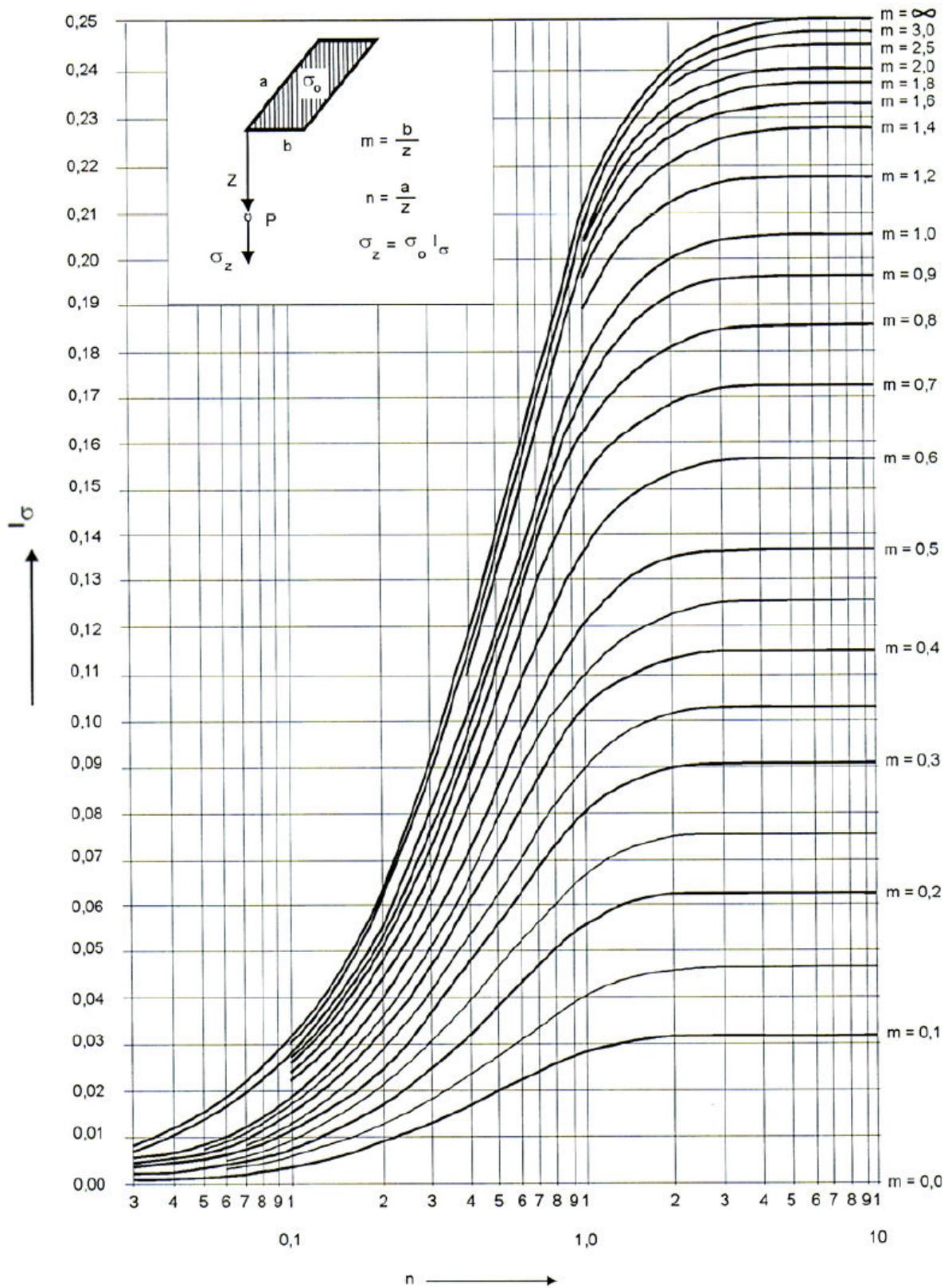
$P_e$  = pressão efetiva, em kPa;

$\gamma_w$  = peso específico da água, igual a 10 kN/m<sup>3</sup>;

$h_w$  = profundidade em relação ao nível d'água, em m.

Na fórmula 9, a sobrecarga é tratada com extensão semi-infinita, ou seja, com grande extensão em relação às demais dimensões do talude. Para carregamentos distribuídos em áreas retangulares, contudo, Sousa Pinto (2006, p. 166) propõe o ábaco de Newmark, que determina as tensões num ponto abaixo dessa área retangular, em função da profundidade e das dimensões desse retângulo. A partir do ábaco, obtém-se um fator  $I_\sigma$ , que, multiplicado pelo valor de sobrecarga, fornece a tensão vertical na profundidade desejada. O ábaco de Newmark é apresentado na figura 11.

Figura 11 – Tensões verticais devidas a cargas aplicadas em áreas retangulares

**ÁBACO DE NEWMARK**

(fonte: SOUSA PINTO, 2006, p. 168)

### 4.3.3 Estimativa de parâmetros do solo

Para a determinação dos empuxos, é necessário conhecer os parâmetros do solo estudado. Esses parâmetros podem ser determinados por ensaios de laboratório, retroanálises de estabilidade (tratadas no item 6.1) e por correlações com ensaios SPT. Mesmo quando se realizam retroanálises, as correlações com o SPT são úteis a fim de se obter uma estimativa inicial desses parâmetros.

Para a determinação do ângulo de atrito, Hatanaka e Uchida<sup>8</sup> (1996 apud SCHNAID; ODEBRECHT, 2012, p. 42) propõem a fórmula 10.

$$\phi = 20^\circ + \sqrt{15,4 \text{ NSPT}_{60}} \quad (\text{fórmula 10})$$

Onde:

$\phi$  = ângulo de atrito do solo, em graus;

$\text{NSPT}_{60}$  = número de golpes do ensaio SPT corrigido.

Em relação ao peso específico, Cintra et al. (2003, p. 28) propõem as correlações apresentadas nas tabelas 1 e 2.

Tabela 1 – Estimativas de pesos específicos para solos argilosos

NSPT	Consistência	Peso específico (kN/m <sup>3</sup> )
≤ 2	Muito mole	13
3-5	Mole	15
6-10	Média	17
11-19	Rija	19
≥ 20	Dura	21

(fonte: CINTRA et al., 2003, p. 28)

<sup>8</sup> HATANAKA, M.; UCHIDA, A. Empirical correlation between penetration resistance and effective friction of sandy soils. *Soils Found.*, [S. l.], v. 36, n. 4, p. 1-9, 1996.

Tabela 2 – Estimativas de pesos específicos para solos arenosos

NSPT	Compacidade	Peso específico (kN/m <sup>3</sup> )		
		Seco	Úmido	Saturado
< 5	Fofa	16	17	19
5-8	Pouco compacta	16	18	19
9-18	Medianamente compacta	17	19	20
19-40	Compacta	18	20	21
> 40	Muito compacta	18	20	21

(fonte: CINTRA et al., 2003, p. 28)

#### 4.4 DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL

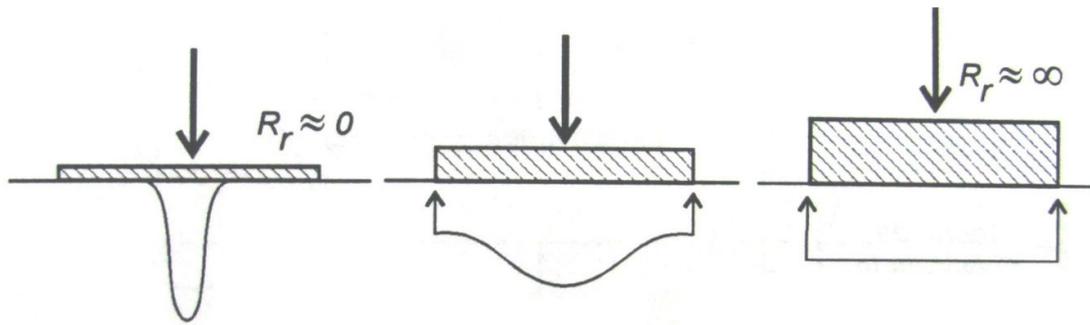
O processo de dimensionamento estrutural de cortinas atirantadas envolve conceitos de rigidez relativa e de interação solo-estrutura. Pelo fato desta interação exigir análises muito complexas, simulações em *softwares* numéricos têm sido muito utilizadas. More (2003, p. 76) afirma que "O método dos elementos finitos é atualmente a ferramenta numérica mais versátil para análise de problemas de interação solo-estrutura. Permite modelar de forma realista o comportamento mecânico da superestrutura, fundações e solo [...]".

Ainda que se utilize um método computacional para as análises estruturais, são aqui abordados alguns conceitos importantes para a melhor compreensão do comportamento de cortinas atirantadas, bem como das bases teóricas para o dimensionamento das mesmas.

##### 4.4.1 Rigidez relativa e rigidez da estrutura

O conceito de rigidez relativa tem grande importância mesmo nas simulações computacionais, pois seu valor costuma ser um dado de entrada nos *softwares*. Cortinas rígidas têm alto valor de rigidez  $R_r$ , enquanto as cortinas flexíveis têm valores menores. De acordo com Ranzini e Negro Junior (1998, p. 509), "[...] uma cortina ou parede é flexível quando seus deslocamentos, por flexão, são suficientes para influenciar significativamente a distribuição de tensões aplicadas pelo maciço.". Já Velloso e Lopes (1997, p. 161) indicam que "Quanto mais flexível for a fundação [neste caso, a cortina], mais as pressões de contato refletirão o carregamento [...]". A figura 12 ilustra as pressões de contato em função da rigidez relativa.

Figura 12 – Influência da rigidez relativa na distribuição de tensões



(fonte: VELLOSO; LOPES, 1997, p. 161)

Para o cálculo desta rigidez solo-estrutura, Meyerhof<sup>9</sup> (1953 apud VELLOSO; LOPES, 1997, p. 162) propõe a fórmula 11 para placas, categoria na qual se enquadram as cortinas.

$$R_r = E_c I / (E B^3) \quad (\text{fórmula 11})$$

Onde:

$R_r$  = rigidez relativa solo-estrutura, adimensional;

$E_c$  = módulo de elasticidade do material da placa, em MPa;

$I$  = momento de inércia da seção transversal da placa, por unidade de largura, em  $m^4/m$ ;

$E$  = módulo de elasticidade do solo, em MPa;

$B$  = menor lado da placa, em m.

Uma formulação alternativa é proposta por Schultze<sup>10</sup> (1966 apud VELLOSO; LOPES, 1997, p. 162), segundo a fórmula 12.

$$R_r = E_c t^3 / (12 E L^3) \quad (\text{fórmula 12})$$

Onde:

$R_r$  = rigidez relativa solo-estrutura, adimensional;

<sup>9</sup> MEYERHOF, G. G. Some recent foundation research and its application to design. **The Structural Engineer**, [London], v. 31, p. 151-167, 1953.

<sup>10</sup> SCHULTZE, E. **Grundbau-Taschenbuch**: Druckverteilung und Setzungen. 2. Auflage. Berlin: Ernst und Sohn, 1966, Band 1.

$E_C$  = módulo de elasticidade do material da placa, em MPa;

$t$  = espessura da placa, em m;

$E$  = módulo de elasticidade do solo, em MPa;

$L$  = maior dimensão da placa, em m.

Quanto à rigidez da cortina por si só, More (2003, p. 76-77) afirma que, para a simulação de elementos planos, como cortinas, são utilizados parâmetros como a rigidez à flexão ( $EI$ ) e a rigidez axial ( $EA$ ), que para este tipo de estrutura podem ser determinados através das fórmulas 13 e 14, respectivamente.

$$EI = E_C e^3 / 12 \quad (\text{fórmula 13})$$

$$EA = E_C e \quad (\text{fórmula 14})$$

Onde:

$EI$  = rigidez à flexão, em N.mm;

$EA$  = rigidez axial, em N/mm;

$E_C$  = módulo de elasticidade da cortina, em MPa;

$e$  = espessura da cortina, em mm.

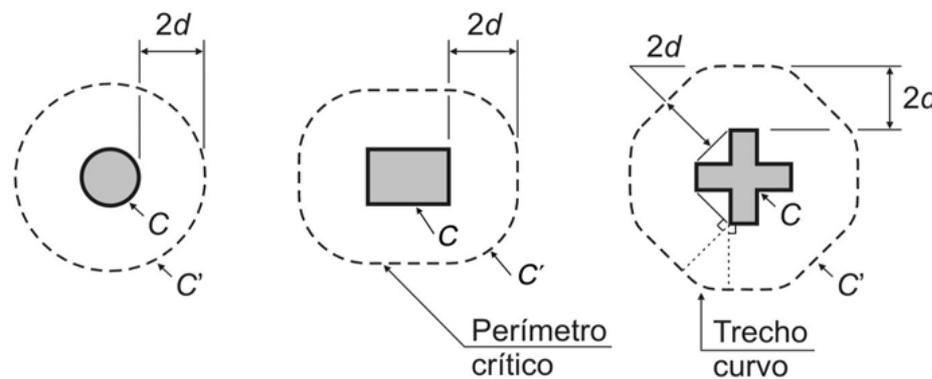
#### **4.4.2 Dimensionamento estrutural da cortina**

As dimensões da cortina, em geral, são determinadas em função do talude a ser contido e da verificação geotécnica desta geometria, conforme visto em 4.3. A espessura da estrutura de concreto armado também é pré-definida e posteriormente verificada, possuindo, em geral, valores entre 20 e 40 cm. Da mesma forma, as placas de apoio, responsáveis pelo contato entre a cabeça do tirante e a cortina, também têm sua geometria pré-definida e posteriormente verificada. As verificações a serem feitas, portanto, são as de puncionamento no contato entre a placa de apoio e a estrutura de concreto armado e a de flexão. Essas são apresentadas nos itens a seguir.

#### 4.4.2.1 Verificação ao puncionamento

De acordo com a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 160), "O modelo de cálculo [para a verificação de puncionamento] corresponde à verificação do cisalhamento em duas ou mais superfícies críticas definidas no entorno de forças concentradas.". No caso específico para cortinas, estas superfícies de verificação estão situadas em torno da placa de apoio e são chamadas de superfícies críticas C e C', conforme a figura 13.

Figura 13 – Perímetro crítico C'



(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 161)

A distância  $d$  corresponde à espessura útil da cortina, ou seja, a distância entre a sua face externa (em contato com o ambiente) e o centro da armadura de puncionamento, presente na face interna.

O carregamento nesta área pode ser mensurado pela fórmula 15.

$$\tau_{Sd} = F_{Sd} / ud \quad (\text{fórmula 15})$$

Onde:

$\tau_{Sd}$  = tensão de cisalhamento solicitante de cálculo, em  $\text{kN}/\text{cm}^2$ ;

$F_{Sd}$  = força de cálculo, em  $\text{kN}$ ;

$ud$  = área da superfície crítica, em  $\text{cm}^2$ .

A força de cálculo corresponde à força aplicada multiplicada por um fator de segurança que, para o concreto submetido a combinações de carga normais, tem valor igual a 1,4 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 71).

Quanto à resistência última de cisalhamento devido ao puncionamento, considerando-se sempre elementos com armadura de punção, esta deve ser verificada nas superfícies C e C'.

Na superfície C, a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 165-166) indica a fórmula 16 para o valor da tensão resistente. Neste caso, o valor da tensão solicitante deve ser calculado em relação à área da placa de apoio.

$$\tau_{Sd} \leq \tau_{Rd2} = 0,27 \alpha_v f_{cd} \quad (\text{fórmula 16})$$

Onde:

$\tau_{Rd2}$  = tensão cisalhante resistente de cálculo, em kN/cm<sup>2</sup>;

$\alpha_v$  = coeficiente dado por  $(1 - f_{ck} / 250)$ , com  $f_{ck}$  em MPa;

$f_{cd}$  = resistência de cálculo à compressão do concreto, em kN/cm<sup>2</sup>.

Na superfície C', a mesma norma supracitada indica a fórmula 17 para o valor da tensão resistente em elementos sem armadura de punção.

$$\tau_{Rd1} = 0,13 (1 + \sqrt{20/d}) (100 \rho f_{ck})^{1/3} + 0,10 \sigma_{cp} \quad (\text{fórmula 17})$$

Onde:

$\tau_{Rd3}$  = tensão de cisalhamento resistente de cálculo, em kN/cm<sup>2</sup>;

$d$  = espessura útil da cortina, em cm;

$\rho$  = taxa geométrica de armadura de flexão aderente, adimensional;

$f_{ck}$  = resistência característica à compressão do concreto, em MPa;

$\sigma_{cp}$  = tensão inicial no concreto ao nível do baricentro da armadura de protensão, em kN/cm<sup>2</sup>.

#### 4.4.2.2 Verificação à flexão

A NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014) propõe, para o dimensionamento de lajes submetidas a flexão, as fórmulas 18 e 19 para a determinação da posição da linha neutra e da área de aço necessária, respectivamente.

$$x = \frac{d}{\lambda} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_d}{\alpha_c f_{cd} b d^2}} \right) \quad (\text{fórmula 18})$$

$$A_s = \frac{\alpha_c \lambda f_{cd} b x}{f_{yd}} \quad (\text{fórmula 19})$$

Onde:

$x$  = posição da linha neutra, em cm;

$d$  = espessura útil, em cm;

$M_d$  = momento de cálculo, em kN.cm;

$\alpha_c$  = coeficiente de minoração devido ao efeito Rüsç, com valor igual a 0,85 para concretos com  $f_{ck} \leq 50$  MPa;

$f_{cd}$  = resistência à compressão de cálculo do concreto, em kN/cm<sup>2</sup>;

$b$  = largura da base, tomada como 100 cm para lajes;

$\lambda$  = altura relativa a  $x$  do diagrama retangular de tensões para o concreto em compressão na flexão, com valor igual a 0,8 para concretos com  $f_{ck} \leq 50$  MPa;

$A_s$  = área de aço, em cm<sup>2</sup>;

$f_{yd}$  = resistência de cálculo de escoamento do aço, em kN/cm<sup>2</sup>.

#### 4.4.2.3 Arredondamento de momentos

Quando se considera o momento causado por uma força concentrada, este deve ser reduzido de acordo com a largura da região de aplicação desta, já que, dificilmente, uma carga é

concentrada em um ponto. Para a redução de momentos nestes casos, a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 90) indica que "O diagrama de momentos fletores pode ser arredondado sobre os apoios e pontos de aplicação de forças consideradas concentradas [...]". A redução aplicada no valor do momento é dada pela fórmula 20.

$$\Delta M = R t / 8 \quad (\text{fórmula 20})$$

Onde:

$\Delta M$  = redução no momento, em kN.m;

R = valor da carga concentrada, em kN;

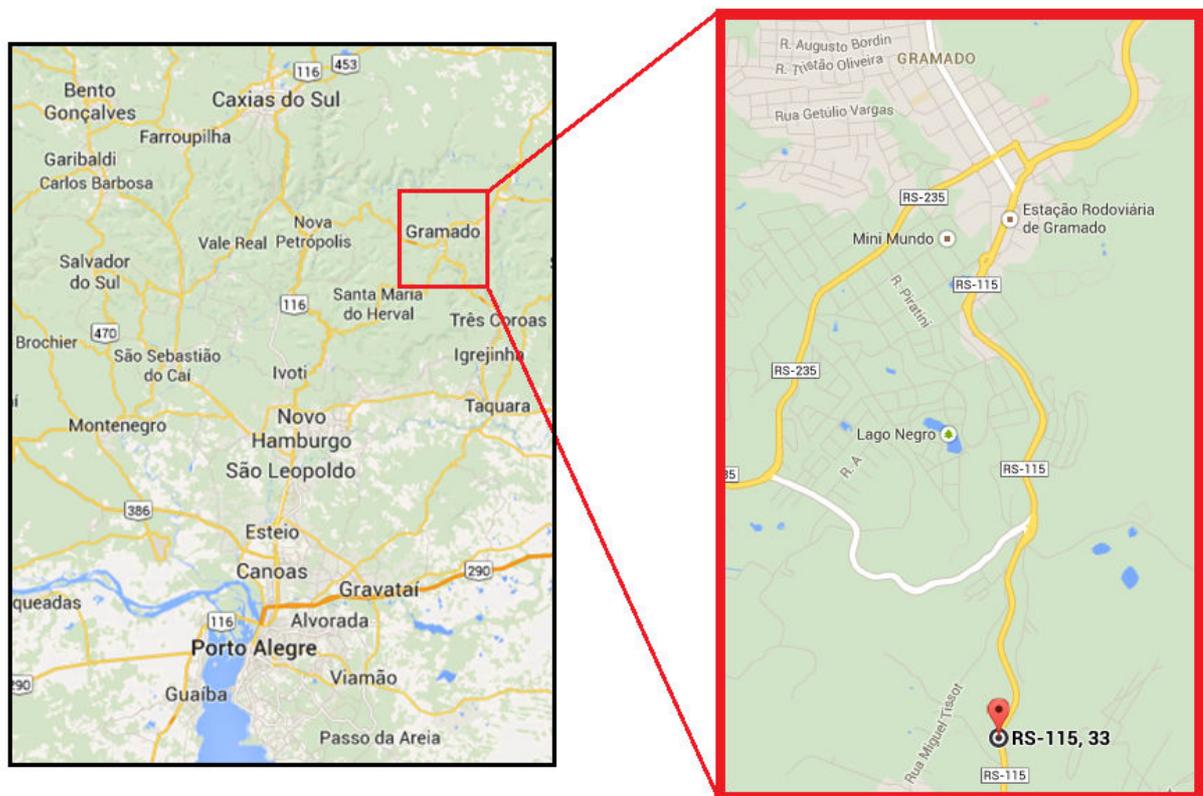
t = largura do ponto de aplicação da força concentrada, em m.

No caso de cortinas ancoradas, o arredondamento de momentos é utilizada para reduzir os momentos na região da placa de apoio, já que esta, por ser muito mais rígida do que a estrutura de concreto armado, distribui de maneira uniforme as tensões para os painéis da cortina.

## 5 CARACTERIZAÇÃO DA ESTRUTURA ESTUDADA

A estrutura estudada consiste numa cortina atirantada localizada na rodovia ERS-115, km 38+000, trecho Taquara-Gramado, no estado do Rio Grande do Sul. A localização da estrutura é apresentada na figura 14. A seguir são caracterizadas a geologia e a configuração estrutural da cortina em questão.

Figura 14 – Localização da cortina atirantada



(fonte: adaptado de GOOGLE MAPS, 2014)

### 5.1 CARACTERÍSTICAS GERAIS E HISTÓRICO DA ESTRUTURA

A cortina atirantada sustenta o aterro da rodovia e foi construída no final da década de 1980 sob supervisão do DAER-RS (Departamento Autônomo de Estradas de Rodagem do Rio Grande do Sul), após ruptura no talude causada por um longo período chuvoso. Essa ruptura atingiu o eixo da rodovia, causando danos ao pavimento e interrupção no tráfego de veículos. A estrutura apresenta oito painéis de concreto armado, perfazendo aproximadamente 80

metros de extensão e até 13 metros de altura, com uma espessura constante de 35 centímetros. Uma vista geral da cortina é apresentada na figura 15.

Figura 15 – Vista geral da cortina atirantada da ERS-115

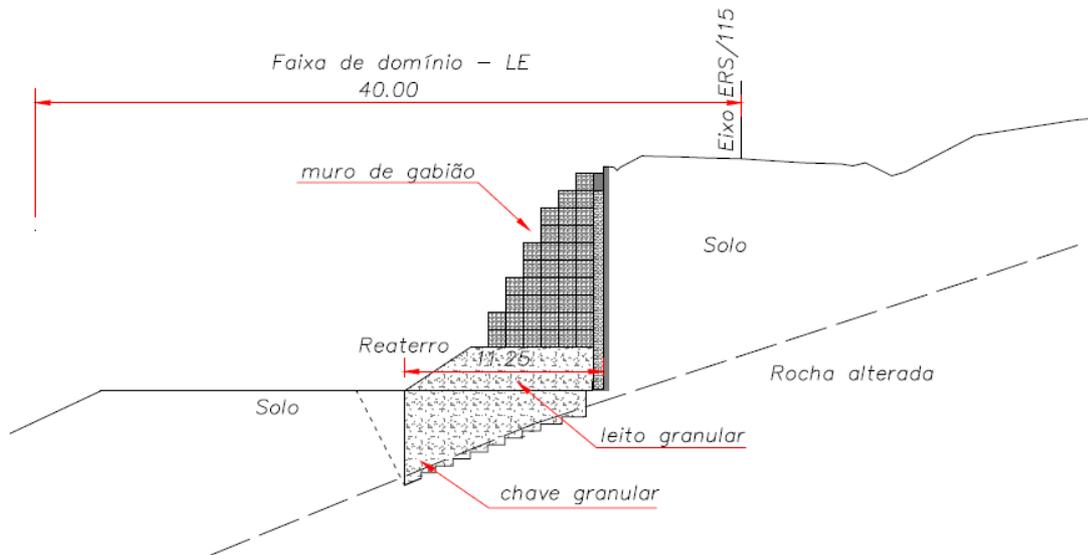


(fonte: AZAMBUJA ENGENHARIA E GEOTECNIA, 2013, p. 38)

A ancoragem da estrutura original era constituída por 201 tirantes monobarra com carga de trabalho de 350 kN. Porém, em inspeções técnicas realizadas no ano de 2013, constatou-se que 50 destes tirantes (ou seja, 25%) apresentavam-se soltos ou rompidos, devido a processos avançados de corrosão (AZAMBUJA ENGENHARIA E GEOTECNIA, 2013).

Diante da ameaça iminente de ruína total da estrutura, com possíveis deslizamentos de solo e danos à estrutura da rodovia, foi realizado um projeto de reforço da estrutura no ano de 2013, que consistiu na introdução de um muro de gabiões em frente à cortina, já que o local apresenta espaço suficiente para a introdução desta estrutura de gravidade. A obra foi executada no ano de 2014 sem a retirada da estrutura original, já que esta ação provocaria um deslocamento da massa de solo no tardo da estrutura. Na figura 16, apresenta-se uma seção tipo do projeto de reforço.

Figura 16 – Seção tipo do projeto da estrutura de reforço



(fonte: AZAMBUJA ENGENHARIA E GEOTECNIA, 2013, p. 50)

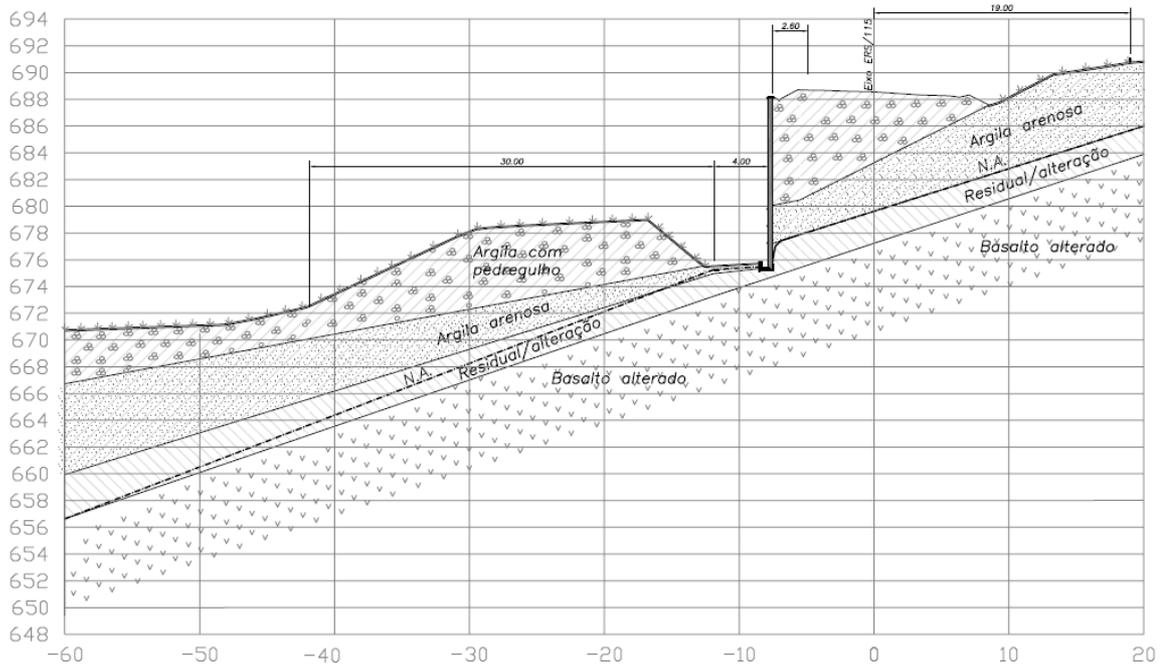
Do fato de a cortina ter se mantido estável mesmo com a ruptura de tirantes, vem a questão de pesquisa do trabalho, que busca verificar a segurança da estrutura após o rompimento das ancoragens, além do limite de ancoragens rompidas que não causariam a ruína da contenção. Estes temas são tratados mais adiante, nos capítulos 6 e 7.

## 5.2 CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS DA REGIÃO

É muito importante, antes de análises mais profundas, analisar a geologia local. Esta foi caracterizada, em projeto do DAER-RS (AZAMBUJA ENGENHARIA E GEOTECNIA, 2014) através de quatro furos de sondagem executados na região onde existe a cortina atirantada. Por se tratar de uma região rochosa, em que sondagens SPT não perfurariam até profundidades muito elevadas, foram realizadas sondagens mistas (sondagem SPT e sondagem rotativa).

A partir destas sondagens, elaborou-se um perfil geotécnico típico, apresentado na figura 17. Verifica-se a existência de três camadas, sendo a primeira de argila com pedregulhos (solo coluvionar), a segunda de argila arenosa e a terceira de alteração da rocha matriz, o basalto.

Figura 17 – Perfil geotécnico da região da cortina da ERS-115



(fonte: adaptado de AZAMBUJA ENGENHARIA E GEOTECNIA, 2013, p. 32)

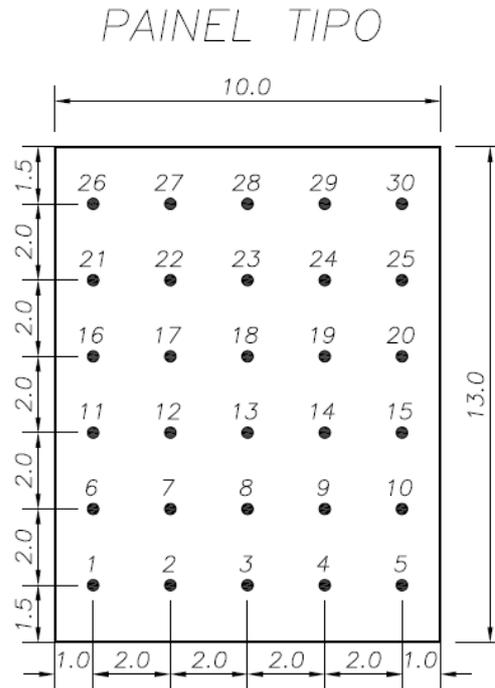
Em relação aos parâmetros geotécnicos das camadas de solo, estes são apresentados no capítulo 6.

### 5.3 CONFIGURAÇÃO ESTRUTURAL ORIGINAL

Para verificar a segurança estrutural da cortina, é necessário conhecer algumas características da estrutura. Essas informações foram obtidas a partir do acesso ao seu projeto original, de fevereiro de 1987.

Primeiramente, apresenta-se a geometria do painel tipo, bem como a posição dos tirantes na estrutura (figura 18).

Figura 18 – Geometria do painel tipo



(fonte: elaborada pelo autor)

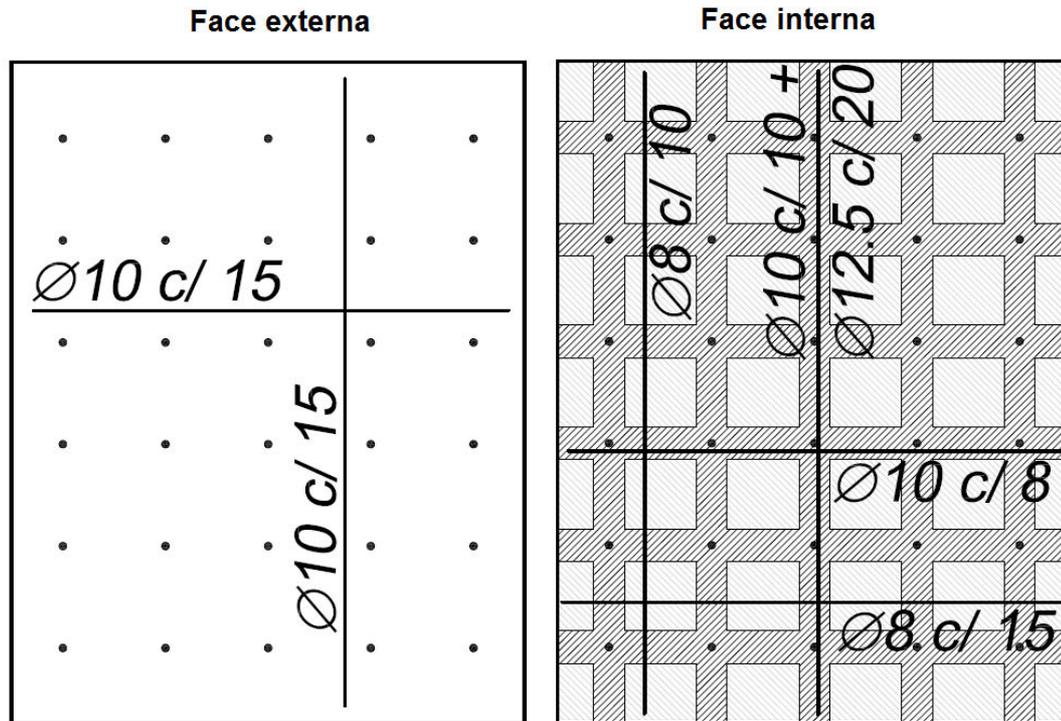
A seguir, são apresentadas as armaduras das faces interna e externa do painel, reproduzidas a partir do projeto original da contenção. Conforme este projeto, verificam-se as áreas de aço neste tipo de painel, apresentadas no quadro 4 e na figura 19. A face interna representa aquela em contato com o solo, enquanto a externa, aquela em contato com o ambiente.

Quadro 4 – Áreas de armadura dos painéis de concreto armado

<b>Face Interna</b>		
<b>Posição</b>	<b>Armadura vertical</b>	<b>Armadura horizontal</b>
Tirantes	$\phi$ 10 c/ 10 cm ( $A_s = 7,85 \text{ cm}^2$ ) $\phi$ 12.5 c/ 20 ( $A_s = 6,14 \text{ cm}^2$ )	$\phi$ 10 c/ 8 cm ( $A_s = 9,8 \text{ cm}^2$ )
Entre tirantes	$\phi$ 8 c/ 10 cm ( $A_s = 5,00 \text{ cm}^2$ )	$\phi$ 8 c/ 15 cm ( $A_s = 3,33 \text{ cm}^2$ )
<b>Face Externa</b>		
<b>Posição</b>	<b>Armadura vertical</b>	<b>Armadura horizontal</b>
Tirantes	$\phi$ 10 c/ 15 cm ( $A_s = 5,33 \text{ cm}^2$ )	$\phi$ 10 c/ 15 cm ( $A_s = 5,33 \text{ cm}^2$ )
Entre tirantes	$\phi$ 10 c/ 15 cm ( $A_s = 5,33 \text{ cm}^2$ )	$\phi$ 10 c/ 15 cm ( $A_s = 5,33 \text{ cm}^2$ )

(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 19 – Armadura positiva (face externa) e negativa (face interna) da cortina



(fonte: elaborada pelo autor)

Algumas outras características obtidas do projeto original são relevantes para as verificações de segurança, tais como:

- dimensões das placas de apoio: 25 x 25 cm;
- $f_{ck}$  mínimo utilizado: 20 MPa;
- cobrimento: 3 cm.

## 6 ANÁLISES GEOTÉCNICAS

A definição dos parâmetros geotécnicos da região consiste numa etapa importante na definição do modelo estrutural a ser adotado, já que estes influenciam no cálculo dos empuxos atuantes sobre as estruturas. Tais parâmetros podem ser obtidos através de ensaios de laboratório ou de retroanálises. Uma vez definidos os parâmetros, podem ser calculados os empuxos atuantes no tardo da cortina, que são os responsáveis pelas solicitações na estrutura.

### 6.1 RETROANÁLISES DE ESTABILIDADE

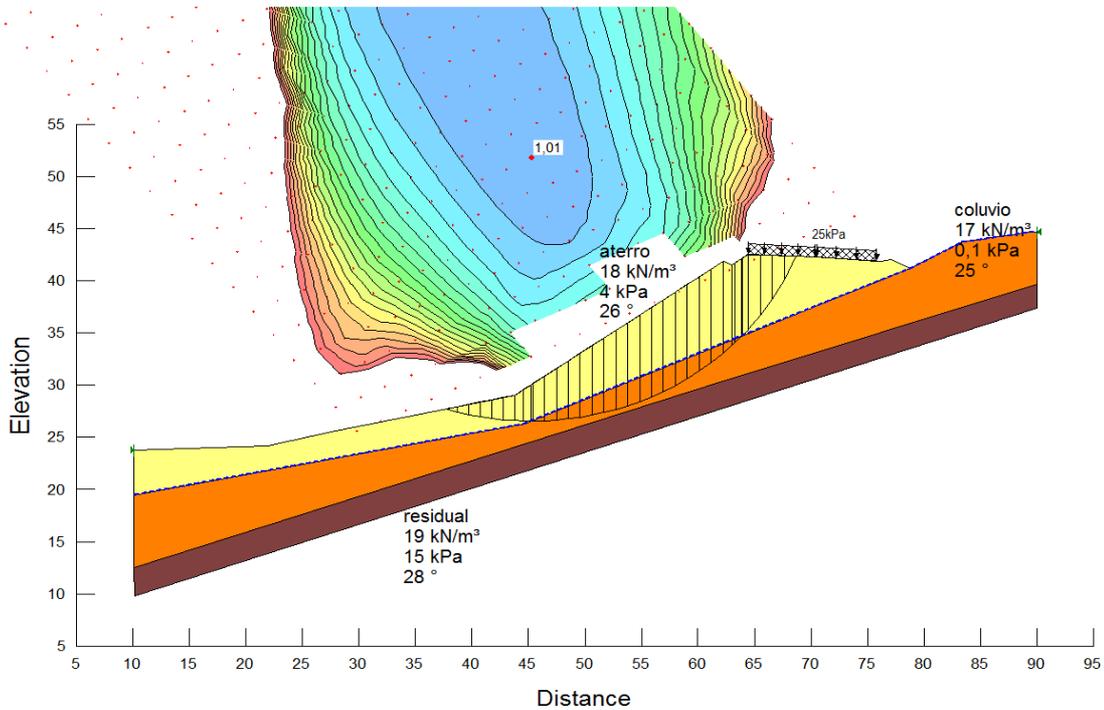
Em seu item 6.3.5, a NBR 11682 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2009) sugere a realização de 12 ensaios com corpos de prova para cada camada de solo do perfil geotécnico em questão. Contudo, a mesma Norma dispensa a realização de ensaios em taludes onde houve ruptura, como é o caso, assim como em encostas predominantemente rochosas. No talude estudado, como ocorreu ruptura antes da construção da cortina, é indicada a estimativa dos parâmetros por retroanálise das superfícies de ruptura ocorridas.

Para executar a retroanálise, foi reproduzido o perfil geométrico do talude original, anterior à construção da cortina, reproduzindo a retroanálise do projeto original desta contenção. Utilizou-se o *software* Slope/W (GEOSLOPE INTERNATIONAL LTD., 2013), através do método de equilíbrio limite de Morgenstern Price. A camada denominada "aterro" representa a argila com pedregulho apresentada na figura 17. A camada referida como "colúvio", por sua vez, representa a argila arenosa do perfil geológico, enquanto o "solo residual" representa a camada "residual/alteração".

Inicialmente, os parâmetros foram estimados a partir de correlações com os ensaios SPT, conforme a fórmula 10 e as tabelas 1 e 2 anteriormente apresentadas. Em seguida, esses parâmetros foram sendo ajustados a fim de se obter, para a geometria definida, o fator de segurança de valor unitário ( $FS=1,0$ ), que representa a situação em que o talude se encontrava na iminência da ruptura. Considerou-se, ainda, seguindo a recomendação da NBR 7188 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2013, p. 3), relativa a carga

móvel rodoviária, um trem tipo de 45 toneladas atravessando as duas pistas da rodovia existente (áreas de 3m x 6m), resultando numa carga de 25 kPa distribuída uniformemente. A figura 20 apresenta o resultado gráfico da retroanálise de estabilidade.

Figura 20 – Resultado da retroanálise de estabilidade



(fonte: GEOSLOPE INTERNATIONAL LTD., 2013)

Os parâmetros são apresentados no quadro 5.

Quadro 5 – Parâmetros de solo da região

Solo	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	c (kPa)	$\phi$
Aterro	18	4	26°
Colúvio	17	0	25°
Solo residual	19	15	28°

(fonte: elaborado pelo autor)

Observa-se que o fator de segurança obtido (1,01) foi muito próximo ao valor desejado (1,00) e que a superfície de deslizamento é condizente com o mapeamento da ruptura ocorrida na década de 1980, segundo demarcação topográfica constante no projeto original.

## 6.2 EMPUXOS ATUANTES NA CORTINA

Uma vez obtidos os parâmetros do solo na região, foi possível calcular os empuxos atuantes na cortina atirantada, de acordo com a teoria de Rankine, apresentada em 4.3. Para esta etapa, foram considerados os parâmetros de solo obtidos no quadro 5 e as espessuras das camadas de solo conforme o perfil geotécnico (figura 17). Os empuxos resultantes são apresentados na tabela 3.

Tabela 3 – Cálculo dos empuxos atuantes na cortina

Prof. (m)	Solo	$\phi$	Ka	c (kPa)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Tensões de solo			Tensões devidas à sobrecarga				$\sigma_h$ TOTAL (kPa)	
						$\sigma_v$ (kPa)	$\sigma_h$ (kPa)	q (kPa)	m	n	lo	$\sigma_z$ (kPa)		$\sigma_h$ (kPa)
1	Aterro	26	0,39	4,00	18,00	13,0	5,08	25,00	3,00	3,00	0,25	12,25	4,78	<b>9,86</b>
2		26	0,39	4,00	18,00	31,0	12,10	25,00	1,50	1,50	0,22	10,75	4,20	<b>16,30</b>
3		26	0,39	4,00	18,00	49,0	19,13	25,00	1,00	1,00	0,18	8,75	3,42	<b>22,55</b>
4		26	0,39	4,00	18,00	67,0	26,16	25,00	0,75	0,75	0,14	6,75	2,64	<b>28,80</b>
5		26	0,39	4,00	18,00	85,0	33,19	25,00	0,60	0,60	0,11	5,50	2,15	<b>35,34</b>
6		26	0,39	4,00	18,00	103,0	40,22	25,00	0,50	0,50	0,09	4,25	1,66	<b>41,88</b>
7		26	0,39	4,00	18,00	121,0	47,25	25,00	0,43	0,43	0,08	3,75	1,46	<b>48,71</b>
8		26	0,39	4,00	18,00	139,0	54,27	25,00	0,38	0,38	0,06	3,00	1,17	<b>55,45</b>
9	Colúvio	25	0,41	0,00	17,00	153,0	62,10	25,00	0,33	0,33	0,05	2,25	0,91	<b>63,01</b>
10		25	0,41	0,00	17,00	170,0	69,00	25,00	0,30	0,30	0,04	1,85	0,75	<b>69,75</b>
11		25	0,41	0,00	17,00	187,0	75,90	25,00	0,27	0,27	0,03	1,50	0,61	<b>76,50</b>
12	Solo	28	0,36	15,00	19,00	210,0	75,81	25,00	0,25	0,25	0,03	1,25	0,45	<b>76,26</b>
13	residual	28	0,36	15,00	19,00	229,0	82,67	25,00	0,23	0,23	0,02	1,00	0,36	<b>83,03</b>

(fonte: elaborada pelo autor)

Uma vez obtidos os empuxos atuantes na estrutura, pode-se partir para as simulações estruturais da cortina, através de um *software* de elementos finitos. A definição do modelo simulado e os resultados das simulações são apresentados no capítulo 7 a seguir.

## 7 ANÁLISE ESTRUTURAL

As análises estruturais foram realizadas através de simulações computacionais realizadas no *software* de elementos finitos Strap (STRUCTURAL..., 2009). O modelo utilizado foi o de uma placa com as dimensões de um painel tipo da cortina, com 10 metros de largura, 13 metros de altura e 35 centímetros de espessura, conforme visto anteriormente na figura 18. Neste capítulo, são apresentados o modelo de cálculo utilizado, a metodologia utilizada para a obtenção dos momentos resistentes e solicitantes da estrutura, além dos resultados para diferentes situações de rompimentos de tirantes.

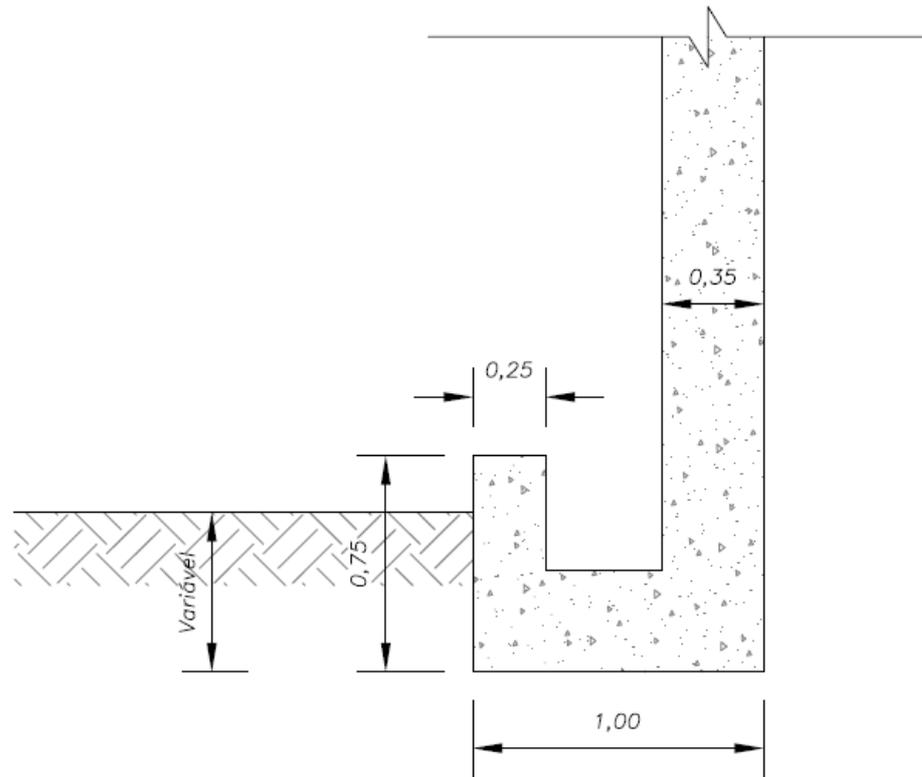
### 7.1 SISTEMA DE EIXOS, VINCULAÇÕES E MODELO DE CÁLCULO

O sistema de eixos, para as simulações computacionais, foi definido da seguinte maneira:

- a) eixo X: eixo horizontal, paralelo ao pé do muro;
- b) eixo Y: eixo vertical, paralelo à lateral do muro;
- c) eixo Z: eixo perpendicular ao plano do muro.

Os empuxos ativos calculados anteriormente e apresentados na tabela 3 foram inseridos como cargas distribuídas na superfície do painel. Quanto às vinculações, a base teve seus movimentos restringidos nas direções Y e Z, já que análises geotécnicas realizadas na região “[...] indicam que a Cortina foi assentada sobre solos de alteração de rocha que, por serem solos resistentes, proporcionaram fundações diretas satisfatórias sem recalques.” (AZAMBUJA ENGENHARIA E GEOTECNIA, 2013, p. 34). Sendo assim, o solo na base da estrutura é competente para restringir estes movimentos. Além disso, a geometria do projeto original apresenta uma canaleta de concreto armado ao longo de todos os painéis tipo (figura 21), conferindo certo embutimento da estrutura no solo. Os tirantes, por sua vez, foram representados através de apoios, restringindo o movimento no ponto na direção Z. Já nas laterais, o movimento foi restringido apenas em X, devido à presença de painéis adjacentes. O movimento não foi restrito em Z, já que, entre os painéis, há apenas juntas de dilatação que não oferecem restrição nesta direção.

Figura 21 – Seção transversal da canaleta da base da cortina



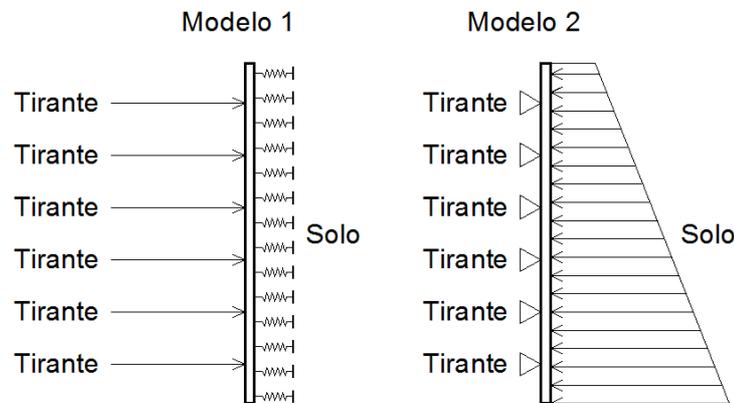
(fonte: elaborada pelo autor)

Pelo fato de a altura do solo em relação à canaleta ser variável, a base pode apresentar diferentes comportamentos, mais próximos do modelo adotado (restrição de movimentos em Y e Z) ou mais próximos de um engaste perfeito (restrição de movimentos e de rotações nas direções X, Y e Z). Contudo, verificações realizadas para o modelo de base engastada levaram a momentos negativos extremamente altos, com fatores de segurança que indicariam situações de colapso na base da estrutura com a ruptura de apenas um tirante. Além disso, este modelo alivia os momentos negativos na região dos tirantes, fazendo com que as regiões de maiores momentos negativos estejam na base da estrutura, o que não foi verificado nas inspeções de campo, que não apontaram danos estruturais severos na canaleta. Por isso, julgou-se adequado o modelo em que a base tem apenas movimentos, e não rotações, restringidos.

Vale ressaltar, ainda, que, para a análise de cortinas atirantadas, podem ser empregados dois modelos de análise estrutural: o primeiro, simulando os tirantes como cargas concentradas e o solo como um conjunto de molas de Hooke; o segundo, admitindo os tirantes como apoios e o solo como elemento ativo, através de pressões, que representam os empuxos horizontais (AZAMBUJA ENGENHARIA E GEOTECNIA, 2014, p. 72-73).

Admite-se, no presente estudo, que o segundo modelo é o mais adequado para verificação de estabilidade da cortina, já que, após quase 25 anos da construção da estrutura, ocorre uma relaxação da protensão dos tirantes, e estes deixam de ser elementos ativos, passando a ser elementos reativos. O modelo de molas lineares mostra-se mais adequado para o dimensionamento de cortinas e para a verificação de falhas no momento da execução ou em estruturas com pouca idade, já que, nestes casos, a protensão predomina sobre os empuxos horizontais do solo. Na figura 22, apresenta-se uma representação dos dois modelos de cálculo supracitados, sendo utilizado o modelo à direita.

Figura 22 – Modelos de cálculo utilizados para cortinas atirantadas



(fonte: elaborada pelo autor)

Com este modelo definido, foram simuladas diversas situações de rupturas de tirantes, das quais foram obtidos os momentos solicitantes e verificada a segurança estrutural da cortina. A metodologia utilizada para a obtenção desses valores é apresentada a seguir.

## 7.2 VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA

Conforme apresentado nas diretrizes de pesquisa, as verificações de segurança realizadas foram as de resistência da cortina à flexão, ao puncionamento e a resistência dos tirantes às forças de arrancamento. Os procedimentos para estas verificações são apresentados nos itens a seguir.

### 7.2.1 Verificação à flexão

A verificação à flexão consiste na comparação de momentos solicitantes com momentos resistentes. Os momentos solicitantes são obtidos a partir do programa computacional Strap (STRUCTURAL..., 2009) e são apresentados no subcapítulo 7.3. Já para a determinação dos momentos resistentes, a cortina foi dividida em faixas, de acordo com a armadura caracterizada na figura 19 e no quadro 4. Sendo assim, para cada uma dessas faixas, têm-se momentos resistentes específicos. Estes momentos resistentes foram obtidos a partir das fórmulas 18 e 19, nas quais a variável de entrada é a área de aço e a variável de saída é o momento resistente. Para este cálculo, os parâmetros adotados foram:

- a)  $\gamma_f = 1,4$ ;
- b)  $f_{ck} = 20$  MPa;
- c)  $\gamma_c = 1,4$ ;
- d)  $d = 32$  cm;
- e)  $f_{yk} = 500$  MPa;
- f)  $\gamma_s = 1,15$ ;
- g)  $\alpha_c = 0,85$ ;
- h)  $\lambda = 0,8$ .

Com estes parâmetros, obtêm-se os máximos momentos que atendem às exigências normativas, ou seja, os máximos momentos resistidos para cada área de aço, respeitando-se os coeficientes de segurança de 1,15 para o aço e de 1,4 para o concreto e para a sollicitação.

Contudo, pode-se avaliar, para momentos atuantes maiores do que estes, a perda de segurança para cada situação de rompimento de tirantes. Assim, mesmo que o momento atuante seja superior ao momento resistente recomendado pela Norma, a estrutura ainda pode estar apresentando um coeficiente de segurança superior a 1, possuindo algum nível de estabilidade.

Considerando-se que as cargas atuantes são exatamente as calculadas (empuxos), e que as resistências à compressão do concreto ( $f_{ck} = 20$  MPa) e à tração do aço ( $f_{yk} = 500$  MPa) são exatamente as dadas por seus valores característicos, seus coeficientes de segurança podem ser agrupados em apenas um coeficiente global, que envolveria  $\gamma_f$ ,  $\gamma_c$  e  $\gamma_s$ . Este fator de segurança global à flexão ( $FS_f$ ), obtido a partir de manipulações algébricas, tem valor

aproximado de 1,6. As manipulações algébricas foram feitas a partir das fórmulas 18 e 19. As variáveis de entrada e saída nessas fórmulas são apresentadas no Apêndice A.

Sendo assim, são apresentados, nas tabelas 4 e 5, os momentos máximos negativos e positivos que a estrutura suporta, para coeficientes globais de 1,6 – atendendo às recomendações da NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014) – e para coeficientes globais iguais a 1,0. O coeficiente de segurança global igual a 1,0 representa a situação em que  $\gamma_f$ ,  $\gamma_c$  e  $\gamma_s$  são iguais a 1,0, ou seja, estado de iminência do colapso da estrutura (estado limite último).

Tabela 4 – Momentos resistentes negativos da cortina atirantada

FACE INTERNA (Momentos negativos)				
Direção	Região	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	M (kN.m) FS <sub>f</sub> = 1,6	M (kN.m) FS <sub>f</sub> = 1,0
Horizontal	Tirantes	9,80	95,2	149,8
	Entre tirantes	3,33	33,0	52,5
Vertical	Tirantes	14,00	130,3	209,6
	Entre tirantes	5,00	49,3	78,2

(fonte: elaborada pelo autor)

Tabela 5 – Momentos resistentes positivos da cortina atirantada

FACE EXTERNA (Momentos positivos)			
Direção	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	M (kN.m) FS <sub>f</sub> = 1,6	M (kN.m) FS <sub>f</sub> = 1,0
Horizontal	5,33	52,50	83,2
Vertical	5,33	52,50	83,2

(fonte: elaborada pelo autor)

Não há, nas recomendações da NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014), classificações quanto a níveis de estabilidade em função dos fatores de segurança. Esta Norma trabalha com coeficientes probabilísticos, ou seja, em que os coeficientes representam ponderações em função da variação e incerteza em relação às cargas atuantes. Em casos com cargas permanentes de pequena variabilidade, a Norma admite uma redução de seu coeficiente ( $\gamma_f$ ) para 1,3, representando um coeficiente global de 1,5.

Já a NBR 11682 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2009, p. 18) possui classificações quanto ao nível de segurança que cada coeficiente global oferece contra

vidas humanas e danos materiais. Estes coeficientes variam de 1,2 (situação que oferece baixo nível de segurança contra vidas humanas e danos materiais) a 1,5 (situação que oferece alto nível de segurança para ambos), passando por 1,3 (baixo nível de segurança contra vidas humanas e nível médio contra danos materiais, ou vice versa) e 1,4 (nível de segurança médio contra vidas humanas e danos materiais).

Considerando a integração dos dois coeficientes (geotécnico e do concreto), propõe-se, neste estudo, a classificação de estabilidade apresentada no quadro 6. No mesmo quadro, são também propostas ações a serem tomadas para cada nível de estabilidade.

Quadro 6 – Classificação dos níveis de estabilidade quanto a  $FS_r$

<b><math>FS_r</math></b>	<b>Estabilidade</b>	<b>Ações</b>
$\geq 1,6$	Permanente	-
Entre 1,3 e 1,6	Temporária	Monitoramento
Entre 1,2 e 1,3	Precária	Obras de reforço
Entre 1,0 e 1,2	Instável	Interdição e reforço
$< 1,0$	Muito instável	Colapso

(fonte: elaborado pelo autor)

Estas classificações não constam em nenhuma Norma Brasileira, mas são aqui utilizadas com base na experiência e na analogia com a NBR 11682 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2009).

## 7.2.2 Verificação ao puncionamento

Além da verificação à flexão supracitada, deve-se, também, verificar a estrutura à punção, conforme as fórmulas 16 e 17 do item 4.2.2.1. A verificação se dá, neste caso, em apenas duas superfícies críticas, já que a cortina não possui armadura de punção.

Na fórmula 16, tem-se como coeficientes de segurança os fatores de majoração da carga ( $\gamma_f$ ) e de minoração da resistência do concreto ( $\gamma_c$ ). Agrupando-se os dois coeficientes, obtém-se um fator de segurança à punção ( $FS_p$ ) igual a 1,96. Já na fórmula 17, há apenas o fator de majoração da carga ( $\gamma_f$ ). Logo, para esta segunda verificação,  $FS_p$  tem valor igual a 1,4.

Novamente, assim como na verificação à flexão, estes coeficientes são calculados para cada situação de ruptura de tirantes. Para a estrutura estudada, a verificação dada pela fórmula 17

sempre é mais crítica do que a da fórmula 16, ou seja, aumentando-se gradualmente o valor da força solicitante, as tensões solicitantes sempre superam as resistentes antes na fórmula 17 do que na 16. Por isso, considera-se que o fator de segurança à punção exigido pela NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014) é igual a 1,4. A classificação dos níveis de estabilidade, por sua vez, é apresentada no quadro 7.

Quadro 7 – Classificação dos níveis de estabilidade quanto a  $FS_p$

$FS_p$	Estabilidade	Ações
$\geq 1,4$	Permanente	-
Entre 1,2 e 1,4	Temporária	Monitoramento
Entre 1,1 e 1,2	Precária	Obras de reforço
Entre 1,0 e 1,1	Instável	Interdição e reforço
$< 1,0$	Muito instável	Colapso

(fonte: elaborado pelo autor)

Assim como na verificação à flexão, os valores adotados não são normativos, sendo utilizados apenas como valores sugeridos para a determinação do tipo de intervenção a ser tomado em relação à condição de segurança da cortina.

### 7.2.3 Verificação ao arrancamento dos tirantes

A terceira verificação a ser feita consiste no grau de estabilidade da estrutura em relação ao arrancamento de tirantes. Conforme apresentado anteriormente em 3.4.3, os tirantes são submetidos, durante os ensaios de recebimento, a cargas superiores àquelas para as quais foram projetados. Sendo assim, durante estes ensaios, pelo menos 90% dos tirantes suportaram uma carga com valor de 1,4 vezes a carga de trabalho (ensaios do tipo A), ou seja, 490 kN. Além disso, pelo menos 10% destes tirantes foram submetidos a cargas de ensaio com valor de 1,75 vezes a carga de trabalho (ensaios do tipo B), ou seja, 612,5 kN. Este valor de 612,5 kN também foi utilizado para dimensionar o comprimento ancorado do tirante, conforme verificou-se no projeto original da contenção. Sendo assim, em termos de projeto, todos os tirantes deveriam suportar, no mínimo, este valor de arrancamento.

Além disso, Macedo (1993, p. 61-63) afirma que ensaios de arrancamento na rocha matriz da região demonstraram que a maioria dos tirantes suporta cargas muito maiores para as quais foram projetados, com valores médios de 676 kN e valor máximo atingindo 778 kN em

relação ao arrancamento que corresponde à adesão nata-rocha. Contudo, o processo de corrosão que atingiu e rompeu muitos tirantes da estrutura torna incerto o valor da resistência destas ancoragens atualmente. Portanto, os valores exatos de resistência ao arrancamento de tirantes são muito difíceis de serem determinados sem ensaios *in loco*.

Porém, pode-se afirmar que muitos tirantes romperam quando submetidos a cargas inferiores a 350 kN, já que, quando da ruptura das primeiras ancoragens, cada tirante estava submetido a cargas iguais à carga de trabalho ou a valores inferiores a este, devido à relaxação da protensão. Assim, se por um lado as ancoragens originais suportavam valores superiores a duas vezes a carga de trabalho  $F_t$ , por outro lado os processos corrosivos causaram a falha de tirantes submetidos a cargas inferiores a  $F_t$ .

Assume-se, então, neste trabalho, a classificação de estabilidade apresentada no quadro 8, que pondera os altos valores obtidos nos ensaios de arrancamento com o fato de algumas ancoragens possuírem processos corrosivos iniciados ou simplesmente por serem ancoragens com idade superior a 20 anos.

Quadro 8 – Classificações de segurança quanto a  $FS_a$

$FS_a$	Estabilidade	Ações
$\geq 1,75$	Permanente	-
Entre 1,25 e 1,75	Temporária	Monitoramento
Entre 1,0 e 1,25	Precária	Obras de reforço
$<1,0$	Instável	Interdição e reforço

(fonte: elaborado pelo autor)

O fator de segurança ao arrancamento ( $FS_a$ ) é representado pela razão entre a carga máxima aplicada durante os ensaios (612,5 kN) e a carga aplicada em cada situação. Sendo assim, quando a carga aplicada for inferior à carga de trabalho (350 kN), diz-se que a estabilidade é permanente, já que todas as ancoragens foram projetadas para suportar esta carga. O fator de segurança para cargas inferiores a 350 kN será superior a 1,75. Quando a carga à qual está submetida a ancoragem estiver entre a carga de trabalho (350 kN) e a carga aplicada durante os ensaios do tipo A (490 kN), admite-se que a estabilidade é temporária, já que todos os tirantes foram submetidos a tal carga durante os ensaios, mas foram protendidos a apenas 350 kN ao final da construção da cortina. Neste caso, o fator de segurança estará entre 1,25 e 1,75. Quando a carga aplicada for superior a 490 kN, mas inferior a 612,5 kN (carga do ensaio de

recebimento tipo B, cujo  $FS_a$  é igual a 1,25), assume-se que a estabilidade é precária. Já quando a carga aplicada for superior a este valor, supõe-se que a estrutura está instável.

Dentre as três classificações propostas, esta é a que possui maior incerteza e dá margem para mais discussões. Primeiramente, porque cada tirante pode apresentar níveis de corrosão diferenciados, podendo estar em perfeito estado de conservação como também com sua seção transversal reduzida a poucos centímetros quadrados, apresentando uma fragilidade considerável. A classificação dos níveis de estabilidade considerou algum nível de corrosão para todos os tirantes remanescentes, fazendo-os suportar a carga de trabalho em regime de estabilidade permanente. Contudo, vale ressaltar que cada ancoragem pode tanto suportar valores próximos aos verificados pelos ensaios de arrancamento no ano de 1993 (realizados em outra cortina na região, com características semelhantes à estrutura estudada) quanto nem mesmo suportar a carga de trabalho. Principalmente para esta verificação, recomenda-se uma inspeção *in loco* detalhada e com instrumentos e métodos específicos.

### 7.3 SIMULAÇÕES DE ROMPIMENTOS DE TIRANTES

O rompimento de um tirante foi representado no modelo de cálculo através da retirada do apoio no local. Primeiramente, procurou-se avaliar a segurança da cortina após o rompimento de apenas um tirante. Posteriormente, foram testadas outras situações, conforme é verificado nos itens a seguir.

#### 7.3.1 Rompimento de um tirante

Foram simuladas, no *software* Strap (STRUCTURAL..., 2009), 18 situações de ruptura. Para cada linha de tirantes, foram retirados, um de cada vez, os apoios que representam a ancoragem. Não foram simuladas situações de ruptura dos dois últimos tirantes de cada linha, visto que os resultados seriam idênticos aos de rompimento dos dois primeiros, devido à simetria da estrutura.

Inicia-se a análise a partir da verificação de segurança à flexão. Para cada situação, foi obtido o maior momento positivo e maior momento negativo (em módulo), nas direções X e Y. Os momentos negativos foram reduzidos conforme a fórmula 20. Ainda, obteve-se a reação do tirante mais solicitado para aquela situação e identificou-se o número deste tirante. Os valores

de momentos obtidos e seus respectivos fatores de segurança à flexão para as 18 situações de rompimento são apresentados na tabela 6.

Tabela 6 – Momentos solicitantes e verificação à flexão para rompimentos de tirantes únicos

VERIFICAÇÃO À FLEXÃO DO PAINEL TIPO - RUPTURA DE UM TIRANTE										
Tirante rompido	Mx + (kN.m)	My + (kN.m)	Mx - (kN.m)	My - (kN.m)	Tirante F <sub>máx</sub>	FS <sub>x</sub> +	FS <sub>y</sub> +	FS <sub>x</sub> -	FS <sub>y</sub> -	Ação
-	13,9	17,8	60	53,3	6, 10	6,10	4,77	3,67	2,90	OK
1	19,0	60,0	95,0	100	6	4,46	1,40	2,29	1,52	Monitoramento
2	29,0	32,0	82,0	74	3	2,91	2,64	2,67	2,07	OK
3	29,0	32,0	74,0	88	8	2,91	2,64	2,96	1,74	OK
6	14,0	50,0	101,0	108	1	6,07	1,68	2,15	1,41	Monitoramento
7	29,0	26,0	74,0	80	2	2,91	3,25	2,96	1,91	OK
8	29,0	27,0	74,0	82	3	2,91	3,14	2,96	1,86	OK
11	14,0	39,0	92,0	102	6	6,07	2,16	2,37	1,49	Monitoramento
12	23,2	21,0	72,3	79	7	3,65	4,04	3,03	1,94	OK
13	23,0	21,0	70,0	82	8	3,68	4,04	3,13	1,86	OK
16	14,0	30,0	72,0	76	11	6,07	2,82	3,05	2,02	OK
17	18,0	18,3	58,7	52,4	1	4,71	4,63	3,75	2,94	OK
18	18,1	18,3	65,5	53,6	6, 10	4,69	4,63	3,35	2,88	OK
21	13,9	20,9	66,0	54,3	6	6,10	4,05	3,33	2,84	OK
22	13,9	17,7	60,1	53,5	6	6,10	4,79	3,66	2,88	OK
23	13,9	17,7	60,1	58,1	6, 10	6,10	4,79	3,66	2,65	OK
26	13,9	17,8	60,0	53,3	10	6,10	4,77	3,67	2,90	OK
27	13,9	17,8	60,0	53,3	6, 10	6,10	4,77	3,67	2,90	OK
28	13,9	17,8	60,0	53,3	6, 10	6,10	4,77	3,67	2,90	OK

(fonte: elaborada pelo autor)

Na primeira coluna, tem-se a numeração do tirante rompido, conforme a figura 18. Na segunda e na terceira coluna, têm-se os maiores momentos positivos atuantes nas direções X e Y, respectivamente. Esses momentos positivos máximos sempre ocorrem entre as linhas de tirantes, ou entre a linha de tirantes e a borda, no caso de rupturas de tirantes na periferia. Em relação aos momentos máximos negativos (tanto na direção X quanto na direção Y), estes sempre ocorrem na região de algum tirante remanescente. A quarta e a quinta coluna apresentam os máximos momentos negativos nestas direções, enquanto a sexta coluna apresenta o tirante em cuja região de influência ocorrem estes momentos. A seguir, da sexta à décima coluna, são apresentados os fatores de segurança globais de flexão (FS<sub>f</sub>) para os momentos máximos positivos e negativos nas direções X e Y, obtidos a partir da razão entre o momento atuante e o momento representativo do colapso da estrutura para cada região e

direção, conforme apresentado anteriormente na tabela 4. Por fim, a última coluna apresenta a ação que deve ser submetida à cortina, com base no menor dos quatro valores de  $FS_f$ .

Em relação à segurança à punção, apresentam-se os resultados na tabela 7.

Tabela 7 – Fatores de segurança para a verificação à punção, para a ruptura de um tirante

VERIFICAÇÃO À PUNÇÃO - RUPTURA DE UM TIRANTE											
Tirante rompido	$F_{m\acute{a}x}$ (kN)	Tirante $F_{m\acute{a}x}$	Lado da placa (cm)	$u_o$ (cm)	$u$ (cm)	$d$ (cm)	$\rho$	$\tau_{sd}$	$\tau_{rd1}$	$FS_p$	Ação
1	473	6	25	100	502,1	32	0,0037	0,294	0,454	1,54	OK
2	395	3	25	100	502,1	32	0,0037	0,246	0,454	1,85	OK
3	403	8	25	100	502,1	32	0,0037	0,251	0,454	1,81	OK
6	490	1	25	100	502,1	32	0,0037	0,305	0,454	1,49	OK
7	404	2	25	100	502,1	32	0,0037	0,251	0,454	1,80	OK
8	410	3	25	100	502,1	32	0,0037	0,255	0,454	1,78	OK
11	440	6	25	100	502,1	32	0,0037	0,274	0,454	1,66	OK
12	366	7	25	100	502,1	32	0,0037	0,228	0,454	1,99	OK
13	380	8	25	100	502,1	32	0,0037	0,237	0,454	1,92	OK
16	338	11	25	100	502,1	32	0,0037	0,210	0,454	2,16	OK
17	299	1	25	100	502,1	32	0,0037	0,186	0,454	2,44	OK
18	301	6, 10	25	100	502,1	32	0,0037	0,187	0,454	2,42	OK
21	304	6	25	100	502,1	32	0,0037	0,189	0,454	2,40	OK
22	301	6	25	100	502,1	32	0,0037	0,187	0,454	2,42	OK
23	300	6, 10	25	100	502,1	32	0,0037	0,187	0,454	2,43	OK
26	300	10	25	100	502,1	32	0,0037	0,187	0,454	2,43	OK
27	300	6, 10	25	100	502,1	32	0,0037	0,187	0,454	2,43	OK
28	300	6, 10	25	100	502,1	32	0,0037	0,187	0,454	2,43	OK

(fonte: elaborada pelo autor)

Nas três primeiras colunas, são apresentados os números dos tirantes rompidos, a carga à qual foi submetido o tirante remanescente mais carregado, e o número deste tirante. Da quarta à oitava coluna, são apresentados parâmetros necessários para o cálculo das tensões solicitantes (nona coluna) e das tensões resistentes (décima coluna), conforme as fórmulas 15 e 17. Por fim, nas duas últimas colunas, são apresentados os fatores de segurança ao puncionamento e a classificação quanto ao nível de estabilidade para cada situação.

A verificação ao arrancamento de tirantes, por sua vez, é apresentada na tabela 8.

Tabela 8 – Verificação ao arrancamento de tirantes,  
para a ruptura de uma ancoragem

VERIFICAÇÃO AO ARRANCAMENTO - RUPTURA DE UM TIRANTE					
Tirante rompido	Carga de trabalho (kN)	F <sub>máx</sub> (kN)	Tirante F <sub>máx</sub>	FS <sub>a</sub>	Ação
1	350	473	6	1,295	Monitoramento
2	350	395	3	1,551	Monitoramento
3	350	403	8	1,520	Monitoramento
6	350	490	1	1,250	Interdição e reforço
7	350	404	2	1,516	Monitoramento
8	350	410	3	1,494	Monitoramento
11	350	440	6	1,392	Monitoramento
12	350	366	7	1,673	Monitoramento
13	350	380	8	1,612	Monitoramento
16	350	338	11	1,812	OK
17	350	299	1	2,048	OK
18	350	301	6, 10	2,035	OK
21	350	304	6	2,015	OK
22	350	301	6	2,035	OK
23	350	300	6, 10	2,042	OK
26	350	300	10	2,042	OK
27	350	300	6, 10	2,042	OK
28	350	300	6, 10	2,042	OK

(fonte: elaborada pelo autor)

Uma vez obtidos os resultados das três verificações, estes podem ser agrupados e comparados do ponto de vista de segurança. A tabela 9 apresenta um resumo destes resultados.

Tabela 9 – Resumo das verificações para o rompimento de um tirante

RESUMO DAS VERIFICAÇÕES - RUPTURA DE UM TIRANTE			
Tirante rompido	Ação (flexão)	Ação (punção)	Ação (arrancamento)
1	Monitoramento	OK	Monitoramento
2	OK	OK	Monitoramento
3	OK	OK	Monitoramento
6	Monitoramento	OK	Interdição e reforço
7	OK	OK	Monitoramento
8	OK	OK	Monitoramento
11	Monitoramento	OK	Monitoramento
12	OK	OK	Monitoramento
13	OK	OK	Monitoramento
16	OK	OK	OK
17	OK	OK	OK
18	OK	OK	OK
21	OK	OK	OK
22	OK	OK	OK
23	OK	OK	OK
26	OK	OK	OK
27	OK	OK	OK
28	OK	OK	OK

(fonte: elaborada pelo autor)

Verifica-se, a partir da análise dos resultados, que uma única ruptura de tirante na estrutura não causa grandes problemas de segurança estrutural, apesar da situação de interdição e reforço para a verificação de arrancamento. As verificações de punção e flexão, em grande parte, estão em conformidade com as exigências normativas. A verificação ao arrancamento, por sua vez, apresenta-se com situação de monitoramento em muitas das simulações, inclusive com uma situação de interdição e reforço. Essas verificações, contudo, devem ser consideradas com cuidado, em razão da incerteza da carga real nos tirantes remanescentes. Em relação aos três casos de monitoramento na verificação à flexão, estes resultados se dão pelos altos valores de momento positivo e negativo na direção Y, pelo fato de a ruptura na borda livre criar uma espécie de balanço, sobrecarregando os tirantes adjacentes e produzindo momentos negativos consideráveis na região destes tirantes.

### 7.3.2 Rompimento de dois tirantes

Após simuladas situações de ruptura de um único tirante, testou-se a ruptura de duas ancoragens simultaneamente. Para isso, os apoios que representam os tirantes foram retirados em pares, por proximidade vertical ou horizontal. Assim, iniciou-se com o par horizontal 1-2,

em seguida com o par 2-3 e assim por diante. Após as simulações de rupturas de pares horizontais, foram simuladas rupturas de pares verticais, iniciando pelo par 1-6, seguido do par 6-11, 11-16 e assim por diante. Novamente, foi simulada apenas a metade esquerda do painel tipo, já que este possui simetria em relação ao eixo Y.

Os resultados da verificação à flexão para duas rupturas são apresentados na tabela 10.

Tabela 10 – Verificação à flexão para rompimentos de pares de tirantes

VERIFICAÇÃO À FLEXÃO DO PAINEL TIPO - RUPTURA DE DOIS TIRANTES										
Tirantes rompidos	M <sub>x</sub> + (kN.m)	M <sub>y</sub> + (kN.m)	M <sub>x</sub> – (kN.m)	M <sub>y</sub> – (kN.m)	Tirante F <sub>máx</sub>	FS <sub>x</sub> +	FS <sub>y</sub> +	FS <sub>x</sub> –	FS <sub>y</sub> –	Ação
-	13,9	17,8	60	53,3	6, 10	6,10	4,77	3,67	2,90	OK
1, 2	22,0	74,0	104,0	129	6	3,86	1,13	2,09	1,17	Interdição e reforço
2, 3	27,0	56,0	82,0	105	8	3,13	1,50	2,67	1,45	Monitoramento
1, 3	30,0	58,0	115,0	88	2	2,82	1,44	1,88	1,74	Monitoramento
6, 7	21,0	63,0	107,0	124	1	4,04	1,33	2,03	1,22	Obras de reforço
7,8	28,0	48,0	84,0	100	2, 3	3,02	1,75	2,6	1,52	Monitoramento
6, 8	30,0	48,0	115,0	84	7	2,82	1,75	1,88	1,82	OK
11, 12	16,0	49,0	96,0	117	6	5,30	1,72	2,27	1,29	Obras de reforço
12, 13	22,0	37,0	76,0	90	8	3,85	2,28	2,88	1,70	OK
11, 13	23,0	37,0	93,0	102	6	3,68	2,28	2,34	1,49	Monitoramento
16, 17	14,0	38,0	74,0	90	11	6,05	2,22	2,96	1,70	OK
17, 18	17,2	29,0	64,7	75	13	4,94	2,91	3,4	2,04	OK
16, 18	18,0	29,0	78,0	78	11	4,70	2,91	2,81	1,96	OK
21, 22	13,9	28,5	66,5	57,3	6	6,10	2,96	3,3	2,69	OK
22,23	13,9	20,0	65,2	57,8	6	6,10	4,25	3,37	2,67	OK
21, 23	12,0	20,0	60,9	58,5	6	7,10	4,25	3,61	2,63	OK
26, 27	13,9	17,0	65,0	58,1	10	6,10	5,00	3,38	2,65	OK
27, 28	19,0	17,8	63,8	58	6, 10	4,46	4,76	3,44	2,66	OK
1, 6	24,0	88,0	143,0	106	2, 11	3,53	0,95	1,5	1,43	Colapso
6, 11	18,0	68,0	131,0	163	1	4,70	1,23	1,64	0,91	Colapso
1, 11	17,0	55,0	117,0	143	6	5,00	1,52	1,85	1,05	Interdição e reforço
16, 21	14,0	39,0	88,0	106	11	6,05	2,16	2,48	1,43	Monitoramento
11, 16	15,0	53,0	115,0	139	6	5,65	1,58	1,88	1,08	Interdição e reforço
21, 26	13,0	17,0	76,0	90	16	6,55	5,00	2,88	1,70	OK
2, 7	52,0	32,0	111,0	80	8	1,62	2,64	1,95	1,91	OK
7, 12	46,0	24,0	108,0	81	8	1,83	3,52	2,01	1,89	OK
2, 12	28,0	31,0	81,0	103	7	3,02	2,73	2,7	1,47	Monitoramento
12, 17	36,0	18,0	76,0	86	7	2,35	4,72	2,88	1,78	OK
17, 22	26,6	18,1	56,3	64,6	12	3,19	4,70	3,91	2,38	OK
3, 8	49,0	30,0	105,0	76	2, 4	1,72	2,82	2,07	2,02	OK
8, 13	44,0	22,0	84,0	94	3	1,91	3,85	2,6	1,62	OK
3, 13	28,0	31,0	91,0	105	8	3,02	2,72	2,4	1,45	Monitoramento
13, 18	34,0	18,0	74,0	80	8	2,49	4,70	2,96	1,91	OK
8, 18	28,0	27,0	79,0	80	3	3,02	3,13	2,77	1,01	Interdição e reforço
18, 23	25,3	18,4	57,3	65,4	13	3,34	4,60	3,84	2,35	OK
23, 28	17,3	17,7	64,2	53,3	6, 10	4,90	4,80	3,42	2,90	OK

(fonte: elaborada pelo autor)

A verificação da segurança à punção, por sua vez, é apresentada na tabela 11.

Tabela 11 – Fatores de segurança para a verificação à punção, para a ruptura de dois tirantes

VERIFICAÇÃO À PUNÇÃO - RUPTURA DE DOIS TIRANTES											
Tirantes rompidos	F <sub>máx</sub> (kN)	Tirante F <sub>máx</sub>	Lado da placa (cm)	u <sub>o</sub> (cm)	u (cm)	d (cm)	ρ	τ <sub>sd</sub>	τ <sub>rd1</sub>	FS <sub>p</sub>	Ação
1, 2	526	6	25	100	502,1	32	0,0037	0,327	0,454	1,39	Monitoramento
2, 3	455	8	25	100	502,1	32	0,0037	0,283	0,454	1,60	OK
1, 3	496	2	25	100	502,1	32	0,0037	0,309	0,454	1,47	OK
6, 7	544	1	25	100	502,1	32	0,0037	0,339	0,454	1,34	Monitoramento
7,8	468	2, 3	25	100	502,1	32	0,0037	0,291	0,454	1,56	OK
6, 8	486	7	25	100	502,1	32	0,0037	0,302	0,454	1,50	OK
11, 12	476	6	25	100	502,1	32	0,0037	0,296	0,454	1,53	OK
12, 13	419	8	25	100	502,1	32	0,0037	0,261	0,454	1,74	OK
11, 13	430	6	25	100	502,1	32	0,0037	0,268	0,454	1,69	OK
16, 17	369	11	25	100	502,1	32	0,0037	0,230	0,454	1,98	OK
17, 18	325	13	25	100	502,1	32	0,0037	0,202	0,454	2,24	OK
16, 18	333	11	25	100	502,1	32	0,0037	0,207	0,454	2,19	OK
21, 22	308	6	25	100	502,1	32	0,0037	0,192	0,454	2,37	OK
22,23	301	6	25	100	502,1	32	0,0037	0,187	0,454	2,42	OK
21, 23	304	6	25	100	502,1	32	0,0037	0,189	0,454	2,40	OK
26, 27	300	10	25	100	502,1	32	0,0037	0,187	0,454	2,43	OK
27, 28	300	6, 10	25	100	502,1	32	0,0037	0,187	0,454	2,43	OK
1, 6	555	2, 11	25	100	502,1	32	0,0037	0,345	0,454	1,31	Monitoramento
6, 11	624	1	25	100	502,1	32	0,0037	0,388	0,454	1,17	Obras de reforço
1, 11	568	6	25	100	502,1	32	0,0037	0,354	0,454	1,28	Monitoramento
16, 21	412	11	25	100	502,1	32	0,0037	0,256	0,454	1,77	OK
11, 16	537	6	25	100	502,1	32	0,0037	0,334	0,454	1,36	Monitoramento
21, 26	328	16	25	100	502,1	32	0,0037	0,204	0,454	2,22	OK
2, 7	463	8	25	100	502,1	32	0,0037	0,288	0,454	1,57	OK
7, 12	449	8	25	100	502,1	32	0,0037	0,279	0,454	1,62	OK
2, 12	463	7	25	100	502,1	32	0,0037	0,288	0,454	1,57	OK
12, 17	394	7	25	100	502,1	32	0,0037	0,245	0,454	1,85	OK
17, 22	299	12	25	100	502,1	32	0,0037	0,186	0,454	2,44	OK
3, 8	444	2, 4	25	100	502,1	32	0,0037	0,276	0,454	1,64	OK
8, 13	433	3	25	100	502,1	32	0,0037	0,269	0,454	1,68	OK
3, 13	473	8	25	100	502,1	32	0,0037	0,294	0,454	1,54	OK
13, 18	397	8	25	100	502,1	32	0,0037	0,247	0,454	1,84	OK
8, 18	408	3	25	100	502,1	32	0,0037	0,254	0,454	1,79	OK
18, 23	305	13	25	100	502,1	32	0,0037	0,190	0,454	2,39	OK
23, 28	300	6, 10	25	100	502,1	32	0,0037	0,187	0,454	2,43	OK

(fonte: elaborada pelo autor)

Por fim, os fatores de carga para o arrancamento de tirantes são apresentados na tabela 12.

Tabela 12 – Verificação ao arrancamento de tirantes,  
para a ruptura de duas ancoragens

VERIFICAÇÃO AO ARRANCAMENTO - RUPTURA DE DOIS TIRANTES					
Tirantes rompidos	Carga de trabalho (kN)	$F_{m\acute{a}x}$ (kN)	Tirante $F_{m\acute{a}x}$	FC	Ação
1, 2	350	526	6	1,164	Interdição e reforço
2, 3	350	455	8	1,346	Monitoramento
1, 3	350	496	2	1,235	Interdição e reforço
6, 7	350	544	1	1,126	Interdição e reforço
7,8	350	468	2, 3	1,309	Monitoramento
6, 8	350	486	7	1,260	Monitoramento
11, 12	350	476	6	1,287	Monitoramento
12, 13	350	419	8	1,462	Monitoramento
11, 13	350	430	6	1,424	Monitoramento
16, 17	350	369	11	1,660	Monitoramento
17, 18	350	325	13	1,885	OK
16, 18	350	333	11	1,839	OK
21, 22	350	308	6	1,989	OK
22,23	350	301	6	2,035	OK
21, 23	350	304	6	2,015	OK
26, 27	350	300	10	2,042	OK
27, 28	350	300	6, 10	2,042	OK
1, 6	350	555	2, 11	1,104	Interdição e reforço
6, 11	350	624	1	0,982	Colapso
1, 11	350	568	6	1,078	Interdição e reforço
16, 21	350	412	11	1,487	Monitoramento
11, 16	350	537	6	1,141	Interdição e reforço
21, 26	350	328	16	1,867	OK
2, 7	350	463	8	1,323	Monitoramento
7, 12	350	449	8	1,364	Monitoramento
2, 12	350	463	7	1,323	Monitoramento
12, 17	350	394	7	1,555	Monitoramento
17, 22	350	299	12	2,048	OK
3, 8	350	444	2, 4	1,380	Monitoramento
8, 13	350	433	3	1,415	Monitoramento
3, 13	350	473	8	1,295	Monitoramento
13, 18	350	397	8	1,543	Monitoramento
8, 18	350	408	3	1,501	Monitoramento
18, 23	350	305	13	2,008	OK
23, 28	350	300	6, 10	2,042	OK

(fonte: elaborada pelo autor)

Novamente, agrupam-se os resultados a fim de uma melhor visualização. A tabela 13, que contém o resumo de verificações para duas rupturas de tirantes, é apresentada a seguir.

Tabela 13 – Resumo das verificações para o rompimento de dois tirantes

RESUMO DAS VERIFICAÇÕES - RUPTURA DE DOIS TIRANTES			
Tirantes rompidos	Ação (flexão)	Ação (punção)	Ação (arrancamento)
1, 2	Interdição e reforço	Monitoramento	Interdição e reforço
2, 3	Monitoramento	OK	Monitoramento
1, 3	Monitoramento	OK	Interdição e reforço
6, 7	Obras de reforço	Monitoramento	Interdição e reforço
7,8	Monitoramento	OK	Monitoramento
6, 8	OK	OK	Monitoramento
11, 12	Obras de reforço	OK	Monitoramento
12, 13	OK	OK	Monitoramento
11, 13	Monitoramento	OK	Monitoramento
16, 17	OK	OK	Monitoramento
17, 18	OK	OK	OK
16, 18	OK	OK	OK
21, 22	OK	OK	OK
22,23	OK	OK	OK
21, 23	OK	OK	OK
26, 27	OK	OK	OK
27, 28	OK	OK	OK
1, 6	Colapso	Monitoramento	Interdição e reforço
6, 11	Colapso	Obras de reforço	Colapso
1, 11	Interdição e reforço	Monitoramento	Interdição e reforço
16, 21	Monitoramento	OK	Monitoramento
11, 16	Interdição e reforço	Monitoramento	Interdição e reforço
21, 26	OK	OK	OK
2, 7	OK	OK	Monitoramento
7, 12	OK	OK	Monitoramento
2, 12	Monitoramento	OK	Monitoramento
12, 17	OK	OK	Monitoramento
17, 22	OK	OK	OK
3, 8	OK	OK	Monitoramento
8, 13	OK	OK	Monitoramento
3, 13	Monitoramento	OK	Monitoramento
13, 18	OK	OK	Monitoramento
8, 18	Interdição e reforço	OK	Monitoramento
18, 23	OK	OK	OK
23, 28	OK	OK	OK

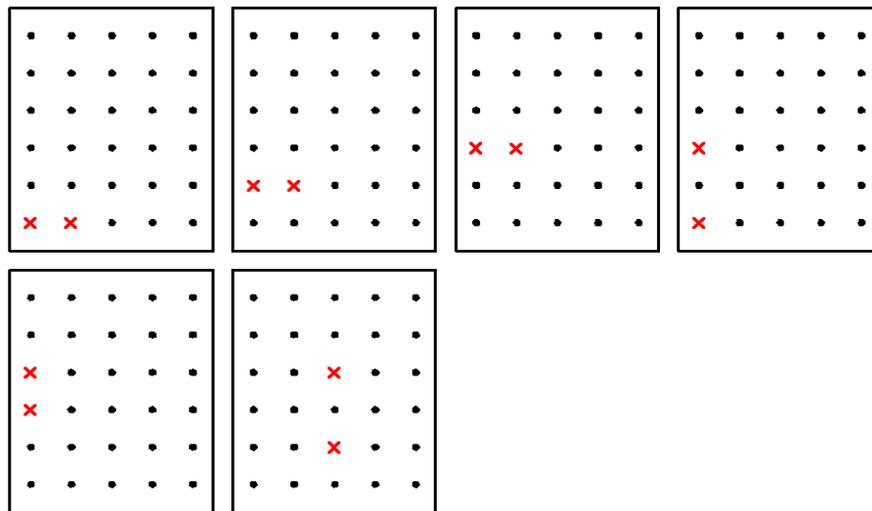
(fonte: elaborada pelo autor)

Verifica-se, a partir da análise dos resultados, que a segurança à flexão e ao arrancamento são sempre mais críticas do que a segurança à punção, visto que a estrutura entra em colapso teórico para aquelas verificações em situações em que ainda se tem estabilidade provisória ou

permanente para esta última. Novamente, os resultados mais críticos ocorrem nas bordas da estrutura, sobretudo para rompimentos de pares verticais de tirantes (1 e 6, 6 e 11, 1 e 11, por exemplo). Contudo, diferentemente das situações de rupturas simples, para rupturas duplas também ocorrem situações críticas para rompimentos de tirantes centrais. Esta situação de instabilidade, que exige interdição e obras de reforço, se dá pelos altos momentos negativos na região do tirante mais solicitado, o tirante número 3. Em relação aos momentos positivos, a estrutura comporta-se bem, mantendo níveis de estabilidade permanente mesmo com o aumento do vão entre ancoragens após estas rupturas.

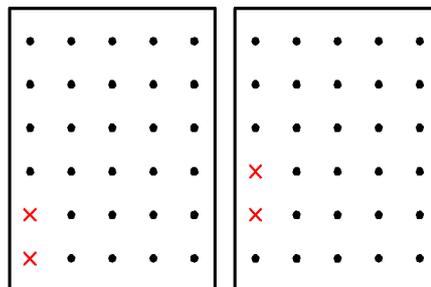
Nas figuras 23 e 24, são apresentadas visualmente as situações de interdição e reforço e de colapso para rupturas duplas de tirantes, para a verificação à flexão.

Figura 23 – Representação visual das situações de interdição e reforço para a flexão



(fonte: elaborada pelo autor)

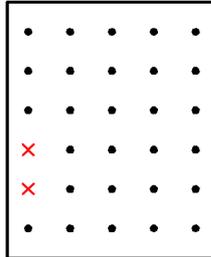
Figura 24 – Representação visual das situações de colapso para a flexão



(fonte: elaborada pelo autor)

Na figura 25, é apresentada visualmente a única situação de interdição e reforço para rupturas duplas de tirantes, para a verificação à punção.

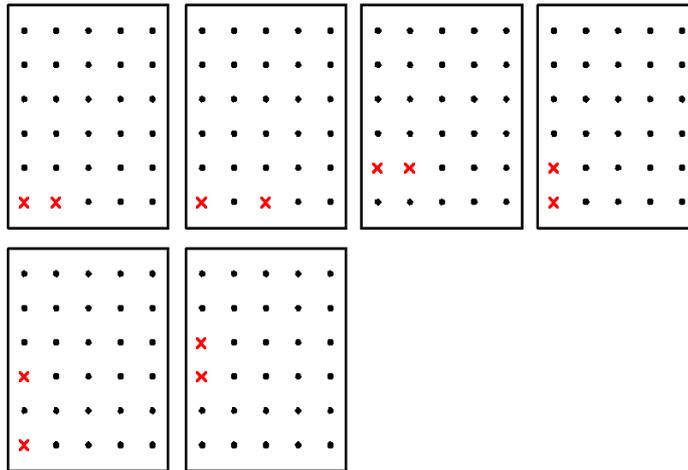
Figura 25 – Representação visual da situação de interdição e reforço para a punção



(fonte: elaborada pelo autor)

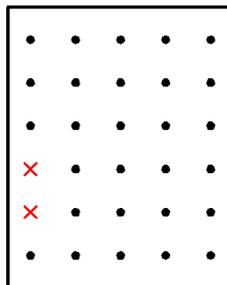
Por fim, nas figuras 26 e 27, são apresentadas visualmente as situações de interdição e reforço e de colapso para rupturas duplas de tirantes, para a verificação ao arrancamento.

Figura 26 – Representação das situações de interdição e reforço para o arrancamento



(fonte: elaborada pelo autor)

Figura 27 – Representação das situações de colapso para o arrancamento



(fonte: elaborada pelo autor)

### 7.3.3 Rupturas progressivas

Após simulações de rupturas singulares e duplas, foram testadas situações de ruptura progressiva, em que se inicia com uma ruptura simples, verifica-se o tirante restante mais carregado, e rompe-se este tirante. Faz-se, então, uma nova simulação com este par de rupturas, e novamente verifica-se o tirante remanescente com maior carga, rompendo-se esta ancoragem. O processo é repetido até que se atinja um fator de segurança inferior a 1, que representaria o colapso total da estrutura.

Assim como nas verificações para rupturas simples ou duplas, inicia-se o processo pela verificação à flexão. O primeiro tirante rompido na simulação foi o de número 1. Esta simulação gerou uma carga máxima (entre os tirantes restantes, para esta situação) de 491 kN no tirante 6. Simulou-se, então, a situação em que os tirantes 1 e 6 estariam rompidos, constatando-se que os tirantes mais carregados foram os de número 2 e 11 (ambos com carga igual a 555 kN). Foi testada, assim, a situação de ruptura dos tirantes 1, 6 e 2, e posteriormente 1, 6 e 11. Ambas as situações resultaram no colapso teórico da estrutura, com fatores de segurança globais à flexão inferiores a 1,0.

A tabela 14 apresenta o resumo das verificações à flexão, à punção e ao arrancamento de tirantes. As tabelas detalhadas de cada uma das três verificações são apresentadas no Apêndice C.

Tabela 14 – Resumo das verificações para rupturas progressivas

RESUMO DAS VERIFICAÇÕES - RUPTURAS PROGRESSIVAS									
Tirantes rompidos	Flexão			Punção			Arrancamento		
	FS <sub>f</sub>	Direção	Ação	Tirante	FS <sub>p</sub>	Ação	Tirante	FS <sub>a</sub>	Ação
1	1,40	Y+	Monitoramento	6	1,54	OK	6	1,29	Monitoramento
6	1,41	Y-	Monitoramento	1	1,49	OK	1	1,25	Interd. e reforço
1, 6	0,95	Y+	Colapso	2, 11	1,31	Monitoramento	2, 11	1,10	Interd. e reforço
1, 6, 2	0,75	Y+	Colapso	7	0,89	Colapso	7	0,75	Colapso
1, 6, 11	0,96	X-	Colapso	7	1,00	Colapso	7	0,84	Colapso
1, 2, 6, 11	0,66	Y-	Colapso	7	0,70	Colapso	7	0,59	Colapso
2	2,07	Y-	OK	3	1,85	OK	3	1,55	Monitoramento
2, 3	1,45	Y-	Monitoramento	8	1,60	OK	8	1,35	Monitoramento
2, 3, 8	1,07	Y-	Interd. e reforço	7	1,10	Interd. e reforço	7	0,92	Colapso
2, 3, 8, 7	0,99	Y-	Colapso	4	1,32	Monitoramento	4	1,11	Interd. e reforço
3	1,74	Y-	OK	8	1,81	OK	8	1,52	Monitoramento
8	1,86	Y-	OK	3	1,78	OK	3	1,49	Monitoramento
3, 8	1,72	X+	OK	2, 4	1,64	OK	2, 4	1,38	Monitoramento
2, 3, 8	1,07	Y-	Interd. e reforço	7	1,10	Interd. e reforço	7	0,92	Colapso
2, 3, 8, 7	0,99	Y-	Colapso	4	1,32	Monitoramento	4	1,11	Interd. e reforço
7	1,91	Y-	OK	2	1,80	OK	2	1,52	Monitoramento
7, 2	1,62	X+	OK	8	1,57	OK	8	1,32	Monitoramento
7, 2, 8	0,91	Y-	Colapso	3	1,03	Interd. e reforço	3	0,87	Colapso
11	1,49	Y-	Interd. e reforço	6	1,66	OK	6	1,39	Monitoramento
11, 6	0,91	Y-	Monitoramento	1	1,17	Obras de reforço	1	0,98	Colapso
11, 6, 1	0,96	X-	Colapso	7	1,00	Colapso	7	0,84	Colapso
11, 6, 1, 7	0,59	Y-	Colapso	2	0,70	Colapso	2	0,59	Colapso
12	1,94	Y-	Colapso	7	1,99	OK	7	1,67	Monitoramento
12, 7	1,83	X+	OK	8	1,62	OK	8	1,36	Monitoramento
12, 7, 8	1,20	Y-	OK	13	1,25	Monitoramento	13	1,05	Interd. e reforço
12, 7, 8, 13	1,07	Y-	Interd. e reforço	2	1,22	Monitoramento	2	1,03	Interd. e reforço
12, 7, 8, 13, 2	0,67	Y-	Interd. e reforço	3	0,83	Colapso	3	0,70	Colapso
13	1,86	Y-	OK	8	1,92	OK	8	1,61	Monitoramento
13, 8	1,62	Y-	OK	3	1,68	OK	3	1,41	Monitoramento
8, 13, 3	1,45	X+	Monitoramento	7, 9	1,50	OK	7, 9	1,26	Monitoramento
8, 13, 3, 7	0,96	Y-	Colapso	2	1,01	Interd. e reforço	2	0,85	Colapso
16	2,02	Y-	OK	11	2,16	OK	11	1,81	OK
16, 11	1,08	Y-	Interd. e reforço	6	1,36	Monitoramento	6	1,14	Interd. e reforço
16, 11, 6	0,77	Y-	Colapso	1	1,05	Interd. e reforço	1	0,88	Colapso
16, 11, 6, 1	0,66	Y-	Colapso	7	0,70	Colapso	7	0,59	Colapso
17	2,94	Y-	OK	1	2,44	OK	1	2,05	OK
17, 1	1,39	Y-	Monitoramento	6	1,55	OK	6	1,30	Monitoramento
17, 1, 6	0,94	Y+	Colapso	2	1,31	Monitoramento	2	1,10	Interd. e reforço
17, 1, 6, 2	0,75	Y+	Colapso	7	0,90	Colapso	7	0,76	Colapso
18	2,88	Y-	OK	6, 10	2,42	OK	6, 10	2,03	OK
18, 6	1,30	Y-	Obras de reforço	1	1,48	OK	1	1,25	Interd. e reforço
18, 6, 1	0,95	Y+	Colapso	2	1,31	Monitoramento	2	1,10	Interd. e reforço
18, 6, 1, 2	0,75	Y+	Colapso	7	0,89	Colapso	7	0,75	Colapso

(fonte: elaborada pelo autor)

Analisando-se os resultados, podem ser feitas algumas observações. Primeiramente, verifica-se que, em todas as situações, os estados mais críticos, entre as três verificações, ocorrem para esforços de flexão e arrancamento. Além disso, observa-se que, para rupturas na borda do painel, há uma tendência de que grande parte da carga se redistribua para outro tirante da

borda, imediatamente acima ou abaixo do tirante rompido. Essa inferência pode ser verificada nos ciclos de ruptura iniciados nos tirantes 1, 6, 11 e 16, cujas rupturas causaram sobrecargas máximas em outros tirantes de borda. Nestes casos, o modelo acusa uma situação de instabilidade já para a ruptura de duas ancoragens, conforme já abordado anteriormente em 7.3.2. Na maioria dos casos, a necessidade de interdição e reforço se dá pelos altos momentos negativos, que causariam um colapso da estrutura na região dos tirantes ou pela alta carga aplicada a tirantes remanescentes. Contudo, no caso de rompimento dos tirantes 1 e 6, a estrutura apresenta-se instável devido aos momentos positivos na direção Y, enquanto os negativos se mostraram ainda com valores razoáveis, conferindo à estrutura uma estabilidade provisória nesse quesito.

Em relação a ciclos iniciados por tirantes internos (não localizados na borda), a tendência é que as próximas rupturas se mantenham em tirantes internos, com a instabilidade ocorrendo antes das rupturas chegarem às ancoragens de borda.

Outro aspecto importante a ser analisado consiste no fato de que, para rompimentos centrais, a partir da quarta linha de tirantes (ancoragens 17, 18, 22, 23, 27 e 28), a falha deste tirante não influencia significativamente nas cargas das ancoragens vizinhas, já que o tirante mais carregado passa a ser o tirante número 1. A seguir, a sequência de rupturas progressivas evolui para o tirante 6 e, posteriormente, para o tirante 2, ou seja, exatamente a mesma sequência de falhas quando iniciada com a ancoragem número 1.

Analisa-se, ainda, que em muitos casos, as rupturas progressivas levam a estrutura de estados de estabilidade diretamente a estados de interdição e reforço ou colapso, sem passar por estágios de monitoramento, evidenciando a fragilidade da estrutura perante algumas situações de rompimento específicas.

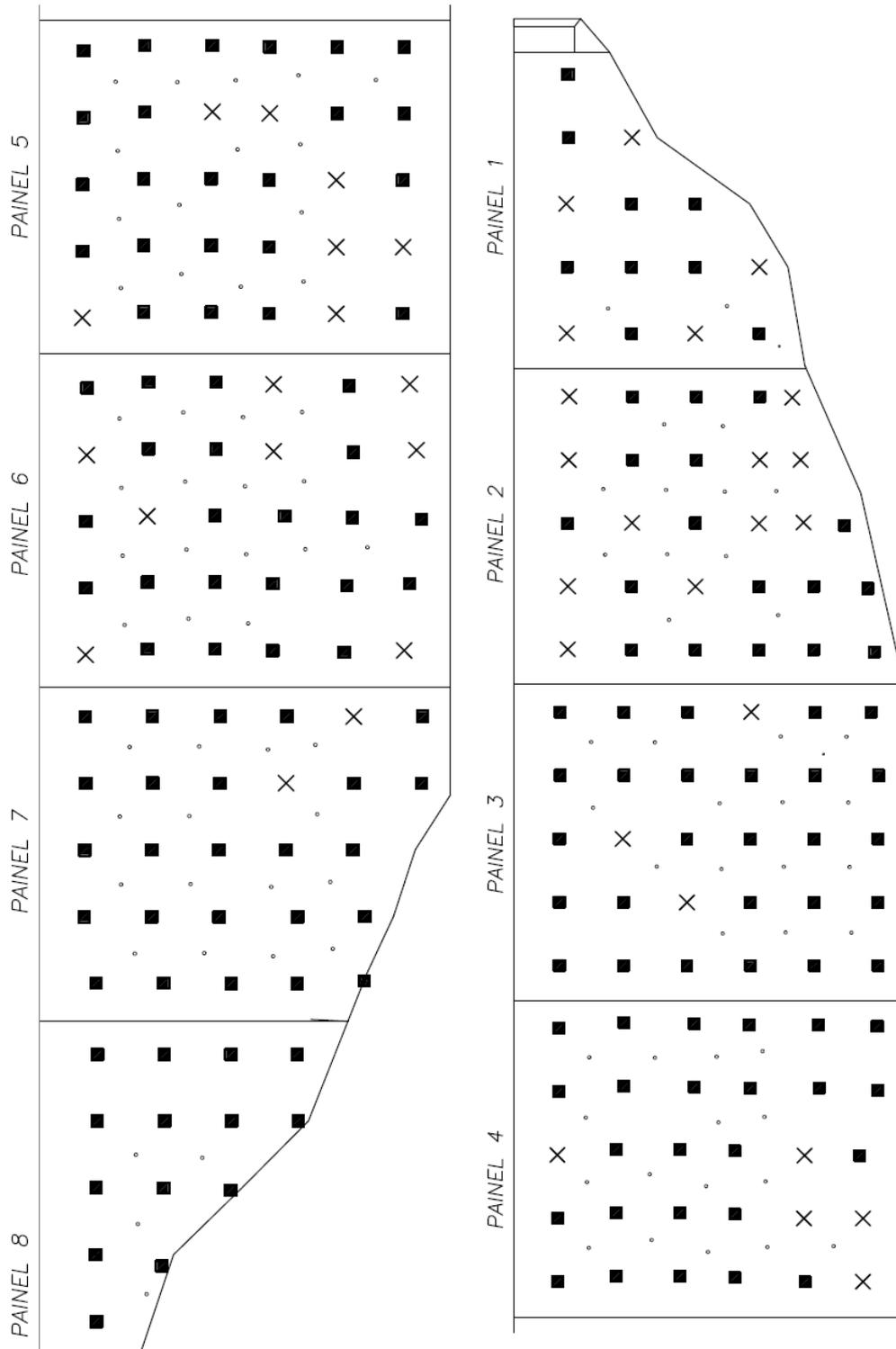
Apresentam-se, no Apêndice B, as sequências de rupturas progressivas ilustradas. Para cada situação, os tirantes marcados com "X" encontram-se rompidos.

#### **7.3.4 Verificação da situação real dos painéis antes das obras de reforço**

Para fins de comparação com a realidade, foram simuladas as situações em que se encontravam os painéis da estrutura no início do ano de 2014, quando foram iniciadas as obras de reforço da estrutura. A cortina apresentava 50 tirantes rompidos, dos quais 36 eram

nos painéis centrais e 14 nos painéis laterais. A figura 28 apresenta a localização das rupturas ao longo da estrutura.

Figura 28 – Rupturas de tirantes na cortina anteriores às obras de reforço



(fonte: adaptado de AZAMBUJA ENGENHARIA E GEOTECNIA, 2014, p. 27)

Verifica-se que muitos painéis possuem um número elevado de ancoragens rompidas, resultado de processos corrosivos avançados, decorrentes principalmente de procedimentos deficientes da proteção anticorrosiva durante o processo executivo. Apesar desse elevado número de rompimentos, a cortina mantinha-se funcionando, mesmo com o colapso total iminente.

Assim, deseja-se verificar a segurança de cada painel imediatamente antes das obras de reforço. O procedimento adotado é o mesmo utilizado anteriormente para as simulações de situações de rupturas. Na tabela 15, apresentam-se os resultados da verificação à flexão

Tabela 15 – Momentos solicitantes e verificação à flexão para a situação dos painéis, imediatamente anterior às obras de reforço

VERIFICAÇÃO À FLEXÃO - SITUAÇÃO REAL DOS PAINEIS												
Painel	Quant. tirantes rompidos	Mx + (kN.m)	My + (kN.m)	Mx - (kN.m)	My - (kN.m)	F <sub>máx</sub> (kN)	Tirante F <sub>máx</sub>	FSx +	FSy +	FSx -	FSy -	Ação
2	11	55	77	170	169	746	3	1,52	1,08	1,25	0,88	Colapso
3	3	18	39	96	79	320	20	4,71	2,16	2,27	1,94	OK
4	5	51	80	167	153	747	3	1,65	1,04	1,27	0,98	Colapso
5	7	55	69	156	177	727	1	1,52	1,21	1,37	0,84	Colapso
6	8	22	67	123	149	617	10	3,85	1,25	1,75	1,01	Interdição e reforço
7	2	22	44	97	105	472	1	3,85	1,91	2,24	1,45	Monitoramento

(fonte: elaborada pelo autor)

Observa-se que 3 dos 6 painéis analisados apresentavam-se em estado de colapso teórico, ou seja, com fatores de segurança extremamente baixos, inferiores a 1,0 nos painéis 2, 4 e 5. Assim como nas simulações anteriores, a condição mais crítica foi verificada para a armadura negativa horizontal na região dos tirantes, causada pelos momentos em Y.

Em relação à verificação à punção, tem-se os resultados apresentados na tabela 16.

Tabela 16 – Verificação à punção para a situação dos painéis, imediatamente anterior às obras de reforço

VERIFICAÇÃO À PUNÇÃO - RUPTURAS PROGRESSIVAS					
Painel	Tirantes rompidos	F <sub>máx</sub> (kN)	Tirante F <sub>máx</sub>	FS <sub>p</sub>	Ação
2	11	746	3	0,98	Colapso
3	3	320	20	2,28	OK
4	5	747	3	0,98	Colapso
5	7	727	1	1,00	Interdição e reforço
6	8	617	10	1,18	Obras de reforço
7	2	472	1	1,54	OK

(fonte: elaborada pelo autor)

Para esta verificação, observou-se uma situação de interdição e reforço para o painel 5, que se encontrava em situação de colapso quanto à flexão. Os painéis 6 e 7 também se encontram em situações menos críticas em relação à punção do que estavam em relação à flexão. Confirma-se a tendência verificada ao longo das rupturas únicas, duplas e progressivas apresentadas anteriormente, a de que a verificação à flexão é mais crítica do que a verificação à punção, em todos os casos analisados.

Por fim, na tabela 17, verifica-se a segurança ao arrancamento de tirantes.

Tabela 17 – Verificação ao arrancamento de tirantes para a situação dos painéis, imediatamente anterior às obras de reforço

VERIFICAÇÃO AO ARRANCAMENTO - RUPTURAS PROGRESSIVAS					
Painel	Tirantes rompidos	$F_{m\acute{a}x}$ (kN)	Tirante $F_{m\acute{a}x}$	$FS_a$	Ação
2	11	746	3	0,82	Colapso
3	3	320	20	1,91	OK
4	5	747	3	0,82	Colapso
5	7	727	1	0,84	Colapso
6	8	617	10	0,99	Colapso
7	2	472	1	1,30	Monitoramento

(fonte: elaborada pelo autor)

Verifica-se que os resultados desta verificação foram muito semelhantes à verificação à flexão, diferindo apenas no painel 6, que apresenta situação de colapso em relação ao arrancamento, enquanto para a flexão apresentava situação de interdição e reforço.

Analisados os resultados das verificações para os painéis existentes, pode-se inferir que a situação teórica da estrutura é pior do que a verificada na prática. Enquanto, segundo o modelo utilizado, 4 dos 6 painéis estariam em situação de colapso total, no local verificou-se que todos os painéis encontravam-se operando. Contudo, a cortina apresentava manifestações patológicas severas, como fissuras e trincas, lascas, eflorescências, líquens em todas as faces, exposição das cabeças e das placas dos tirantes e surgências d'água em diversas regiões.

Casos de exposição da placa de ancoragem e da cabeça do tirante são muito graves, já que a ancoragem fica exposta às intempéries e a corrosão nos elementos metálicos se torna iminente. Pior do que estar exposta às intempéries, contudo, é estar em contato com a água, razão pela qual as surgências são manifestações patológicas muito graves neste caso. A água carrega sais e gases presentes no solo, causando corrosão e diminuindo a seção do tirante.

Este caso, ainda, é de difícil solução, já que seria necessário desviar ou estancar o curso d'água numa região em que não se tem acesso.

Portanto, pode-se afirmar que apesar de não ter ocorrido o colapso da estrutura, este estava muito próximo de ocorrer, caso não tivessem sido tomadas medidas emergenciais de reforço e construção de uma nova estrutura de contenção. Além disso, outra estrutura semelhante, localizada na mesma rodovia, sofreu graves danos devido ao rompimento de tirantes, causando, inclusive, afundamento na pista de rolamento, conforme a figura 29.

Figura 29 – Afundamento na pista da ERS-115 após ruptura de tirantes na cortina do km 28+200



(fonte: RIO GRANDE DO SUL, 2013)

As divergências entre as verificações realizadas e a realidade podem ser explicadas, em parte, pelas limitações do modelo adotado. Adotou-se o modelo de empuxos de Rankine, que desconsidera, por exemplo, o atrito entre o muro e o solo, além de considerar que a parede não interfere na cunha de ruptura. Essas limitações fazem o modelo de Rankine apresentar empuxos maiores e ser, portanto, mais conservador que o modelo de Coulomb, por exemplo. O atrito entre o solo e o muro, conforme enfatizado anteriormente, no item 4.2, sofre um aumento considerável após a falha de uma ancoragem, já que o arqueamento localizado entre tirantes mobiliza o solo contra a estrutura. O fato de a teoria de Rankine desconsiderar este atrito faz com que toda a carga do tirante rompido seja redistribuída para ancoragens vizinhas, não transmitindo verticalmente as significativas parcelas desta carga, como havia sido verificado nos estudos de Stille e Brooms supracitados, explicando, em parte, as divergências verificadas.

Os valores das maiores cargas entre os tirantes remanescentes, pelo modelo utilizado, superaram a carga aplicada durante os ensaios do tipo A, chegando a incrementos de carga de mais de 200% em relação à carga de trabalho, aplicada inicialmente. Contudo, os resultados obtidos por Stille e Brooms e apresentados na figura 7 indicam uma redistribuição máxima de 35% da carga em relação à força inicial, com valores médios na faixa de 5 a 10%.

Neste estudo, o modelo utilizado trata de maneira independente as cargas de solo e sua ação na estrutura, ou seja, as cargas na cortina permanecem as mesmas independente dos rompimentos de tirantes. Provas de carga realizadas na inspeção técnica supracitada, contudo, indicaram valores inferiores à carga de trabalho nas ancoragens remanescentes, confirmando os resultados de algumas simulações de Stille e Brooms, que indicam uma redução nas cargas dos tirantes vizinhos à ancoragem rompida. Logo, infere-se que o fato de o modelo utilizado não considerar a interação solo-estrutura resulta em valores de carga elevados e inconsistentes se comparados ao comportamento real do sistema. Um modelo com tirantes passivo é adequado à avaliação do comportamento da cortina somente após transcorrido tempo suficiente desde a execução para que o empuxo do solo seja mobilizado. Em idades próximas à da execução da cortina, o modelo de tirantes ativos seria o mais recomendado. Da mesma forma, quando ocorre uma ruptura de tirante, o efeito inicial é alívio dos tirantes vizinhos. Contudo, com o passar do tempo e a mobilização do empuxo do solo, os tirantes tendem a ser sobrecarregados.

Por isso, o comportamento deste tipo de estrutura pode ser mais bem avaliado através de modelos de interação, sobretudo para a verificação da carga nos tirantes remanescentes. As verificações de flexão e punção, por sua vez, mostram-se coerentes e com valores compatíveis com a realidade nas análises presentes neste estudo.

## 8 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O modelo de cálculo utilizado apresentou-se conservador se comparado com a condição verificada no local da cortina estudada. Enquanto se verificaram, pelo modelo adotado, situações de colapso para rupturas de dois tirantes, alguns painéis da estrutura suportaram situações de 8 e 11 tirantes rompidos. Essa divergência, conforme citado anteriormente, pode ser explicada pelas limitações da teoria de empuxos de Rankine, além da escolha do modelo de cálculo inserido no programa de elementos finitos. Enquanto o modelo adotado foi o de tirantes totalmente reativos em detrimento ao modelo de tirantes ativos, pode-se admitir a possibilidade de que os tirantes remanescentes ainda possuíssem algum nível de protensão, fazendo com que o modelo ideal fosse intermediário entre os dois apresentados. Apesar disso, na verificação da situação real dos painéis, os menores coeficientes de segurança encontrados ficam entre 0,82 e 1,30, valores razoáveis se considerar-se que a cortina encontrava-se em estado de ruptura iminente, ou seja, com seu fator de segurança em torno de 1,0.

Assim, infere-se que o presente estudo consiste numa ferramenta útil para a análise de estabilidade de cortinas atirantadas, ainda que seu uso deva ser aliado a inspeções *in loco*, acompanhadas por especialista, em que devem ser verificadas as manifestações patológicas da estrutura e as particularidades dos solos da região.

Por fim, sugere-se, para futuros estudos em estruturas ancoradas, a utilização de modelos constitutivos mais realistas de interação solo-estrutura, possivelmente acompanhados de ensaios de campo e de laboratório.

## REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5629**: execução de tirantes ancorados no terreno. Rio de Janeiro, 2006.

\_\_\_\_\_. **NBR 11682**: estabilidade de encostas. Rio de Janeiro, 2009.

\_\_\_\_\_. **NBR 7188**: carga móvel e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas. Rio de Janeiro, 2013.

\_\_\_\_\_. **NBR 6118**: projeto de estruturas de concreto – procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

AZAMBUJA ENGENHARIA E GEOTECNIA. **Estudos e projetos finais de engenharia de reforço e recuperação de cortinas atirantadas nas rodovias ERS-115, trecho Arroio Muller (Taquara) – Gramado, km 38+000 e na rodovia ERS-235, trecho Gramado – Canela, km 35+300**: ERS-115 km 38+000. Porto Alegre: DAER/RS, 2013. Impressão final do relatório do projeto executivo de reforço da cortina atirantada. v. 1.

\_\_\_\_\_. **Estudos e projetos finais de engenharia de reforço e recuperação de cortinas atirantadas nas rodovias ERS-115, trecho Arroio Muller (Taquara) – Gramado, km 38+000 e na rodovia ERS-235, trecho Gramado – Canela, km 35+300**: ERS-235 km 35+300. Porto Alegre: DAER/RS, 2014. Impressão final do relatório do projeto executivo de reforço da cortina atirantada. v. 1.

BUSTAMANTE, M.; DOIX, B. Une méthode pour le calcul des tirants et des micropieux injectés. **Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées**, Paris, n. 140, p. 75-92, nov.-déc. 1985.

CERQUEIRA, C. A. G. (Coord.). **Estabilização de taludes com ancoragem**: vinte anos de atividades. Rio de Janeiro: Tecnosolo, 1978. Tópicos de Geomecânica Tecnosolo n. 29.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N.; ALBIERO, J. H. **Tensão admissível em fundações diretas**. São Carlos: Rima, 2003.

FUNDAÇÃO INSTITUTO DE GEOTÉCNICA DO MUNICÍPIO DO RIO DE JANEIRO. **Manual técnico de encostas**: ancoragens e grampos. 2. ed. Rio de Janeiro, 2000. v. 4.

GOOGLE MAPS. ERS 235 Gramado. [S. l.], 2014. Disponível em: <<https://www.google.com/maps/place/RS-235,+Gramado+-+RS,+Rep%C3%BAblica+Federativa+do+Brasil/@-29.3859738,-50.8713972,14z/data=!4m2!3m1!1s0x951932130ba6c6b5:0x5c0032f89f7819a4>>. Acesso em: 12 ago. 2014.

GEOSLOPE INTERNATIONAL LTD. Slope/W, version 8. Calgary, Canada: GeoStudio, 2013. Disponível em: <<http://www.geo-slope.com/downloads/2012.aspx>>. Acesso em: 01 jun. 2014.

HANNA, T. H. **Foundations in tension**: ground anchors. 1st ed. Clausthal-Zellerfeld, Germany: Trans Tech Publications, 1982.

JOPPERT JÚNIOR, I. **Fundações e contenções de edifícios: qualidade total na gestão do projeto e execução**. São Paulo: Pini, 2007.

MACEDO, M. de C. **Contribuição ao estudo da capacidade de carga de ancoragens em rochas vulcânicas**. 1993. 147 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1993.

MASSAD, F. **Obras de terra: curso básico de geotecnia**. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

MORE, J. Z. P. **Análise numérica do comportamento de cortinas atirantadas em solos**. 2003. 120 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2003.

ORTIGAO, J. A. R.; BRITO, H. Tieback walls. In: ORTIGAO, J. A. R.; SAYAO, A. S. F. J. (Ed.). **Handbook of slope stabilisation**. Berlin: Springer, 2004. p. 331-353.

RANZINI, S. M. T.; NEGRO JUNIOR, A. Obras de contenção: tipos, métodos construtivos, dificuldades executivas. In: HACHICH, W.; FALCONI, F. F.; SAES, J. L.; FROTA, R. G. Q.; CARVALHO, C. S.; NIYAMA, S. (Ed.). **Fundações: teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. p. 497-515.

RIO GRANDE DO SUL. Ministério Público do Estado do Rio Grande do Sul. **MP ajuíza ação para evitar deslizamentos no Polo Rodoviário de Gramado**. Porto Alegre, 2013. Disponível em: < <http://www.mprs.mp.br/civel/noticias/id32034.html>>. Acesso em: 13 jun. 2014.

SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. **Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações**. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

SOUSA PINTO, C. de. **Curso básico de mecânica dos solos: em 16 aulas**. 3. ed (3. reimpr.). São Paulo: Oficina de Textos, 2006 (reimpr. 2012).

STRUCTURAL Analysis Programs, version 2009. [S.l.]: Atir Engineering Software Development, 2009. 1 CD-ROM.

VELLOSO, D. de A.; LOPES, F. de R. **Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais**. 2. ed. Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ, 1997. v. 1.

YASSUDA, C. T.; DIAS, P. H. V. Tirantes. In: HACHICH, W.; FALCONI, F. F.; SAES, J. L.; FROTA, R. G. Q.; CARVALHO, C. S.; NIYAMA, S. (Ed.). **Fundações: teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. p. 603-640.

ZIMBRES, E. Anchored wall. [S. l.]: Wikimedia Commons, 2007. Disponível em: <[http://commons.wikimedia.org/wiki/File:Anchored\\_wall.jpg](http://commons.wikimedia.org/wiki/File:Anchored_wall.jpg)>. Acesso em: 11 abr. 2014.

## **APÊNDICE A – Obtenção dos fatores de segurança globais**

Para obter-se os fatores de segurança globais para cada situação de rompimento de tirantes, algumas manipulações algébricas são necessárias. Inicialmente, na fórmula 18, entra-se com a área de armadura da região da cortina em que atua o maior momento. Tem-se, assim o valor da posição da linha neutra ( $x$ ). Este valor é dado de entrada na fórmula 19, assim como o momento atuante, obtido a partir do *software* de elementos finitos. Assim, obtém-se a variável de saída, que é o coeficiente de segurança  $\gamma_f$  para a armadura da cortina existente e para determinado momento solicitante em cada situação de rompimento de tirantes..

As variáveis de entrada e saída, bem como os parâmetros constantes das fórmulas 19 e 18, são apresentados nas tabelas AP-A1 e AP-A2.

Tabela AP-A1 – Variáveis de entrada e saída da fórmula 19

FÓRMULA 19								
x (cm)	d (cm)	$\lambda$	$\alpha_c$	b (cm)	Md		fcd	
					Mk (kN.cm)	$\gamma_f$	fck (kN/cm <sup>2</sup> )	$\gamma_c$
variável de saída	32,00	0,80	0,85	32,00	variável de entrada (a partir do software)	1,00	2,00	1,00

(fonte: elaborada pelo autor)

Tabela AP-A2 – Variáveis de entrada e saída da fórmula 18

FÓRMULA 18								
As (cm <sup>2</sup> )	$\alpha_c$	$\lambda$	fcd (kN/cm <sup>2</sup> )		b (cm)	x (cm)	fyd (kN/cm <sup>2</sup> )	
			fck (kN/cm <sup>2</sup> )	$\gamma_c$			fyk (kN/cm <sup>2</sup> )	$\gamma_s$
variável de saída	0,85	0,80	2,00	1,00	32,00	variável de entrada (da fórmula 16)	50,00	1,00

(fonte: elaborada pelo autor)

A variável de saída da fórmula 18 fornece a área de aço para um fator de segurança global ( $FS_g$ ) de 1,0. Varia-se, então, este fator, a fim de se obter a relação entre a armadura da estrutura e a armadura calculada para  $FS_g = 1,0$ , para cada valor de entrada de momento, conforme a fórmula 19.

$$FS_g = (A_s^*) / (A_s) \quad (\text{fórmula AP.1})$$

Onde:

$FS_g$  = fator de segurança global;

$A_s$  = área de aço calculada na fórmula 15, em  $cm^2$ ;

$A_s^*$  = área de aço da estrutura estudada, em  $cm^2$ .

## **APÊNDICE B – Ilustração das rupturas progressivas**

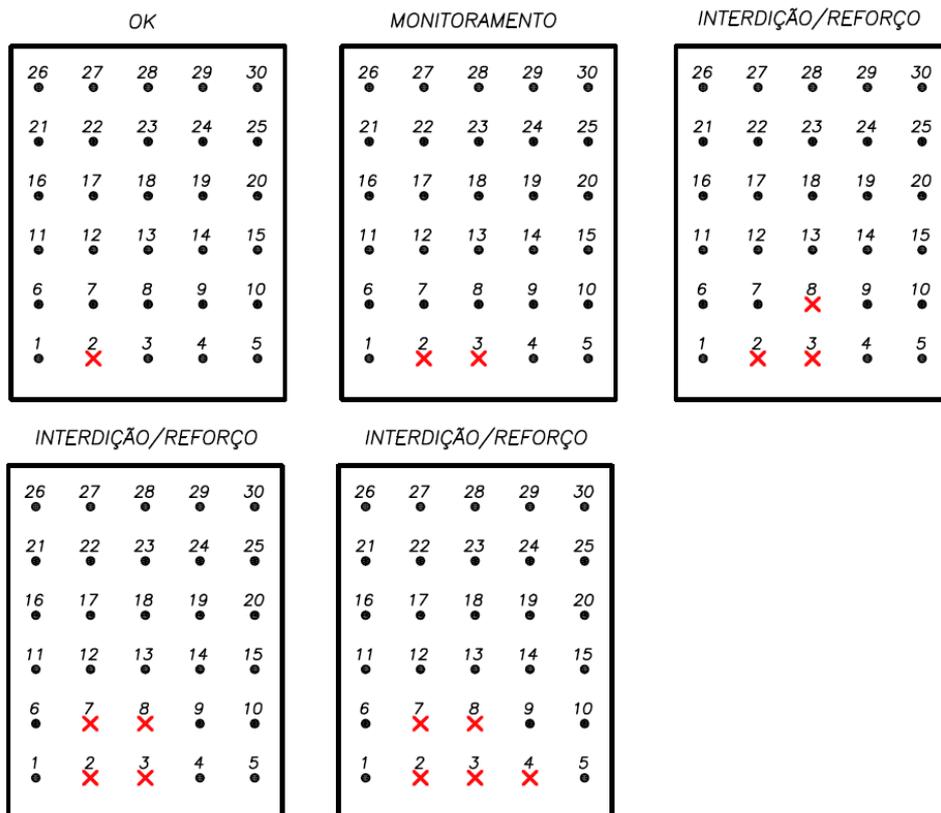
Na representação das rupturas progressivas, foi representada apenas a pior situação entre a flexão e a punção, devido à incerteza quanto à verificação de arrancamento.

Figura AP-B1 – Rupturas progressivas iniciadas no tirante 1 ou no tirante 6



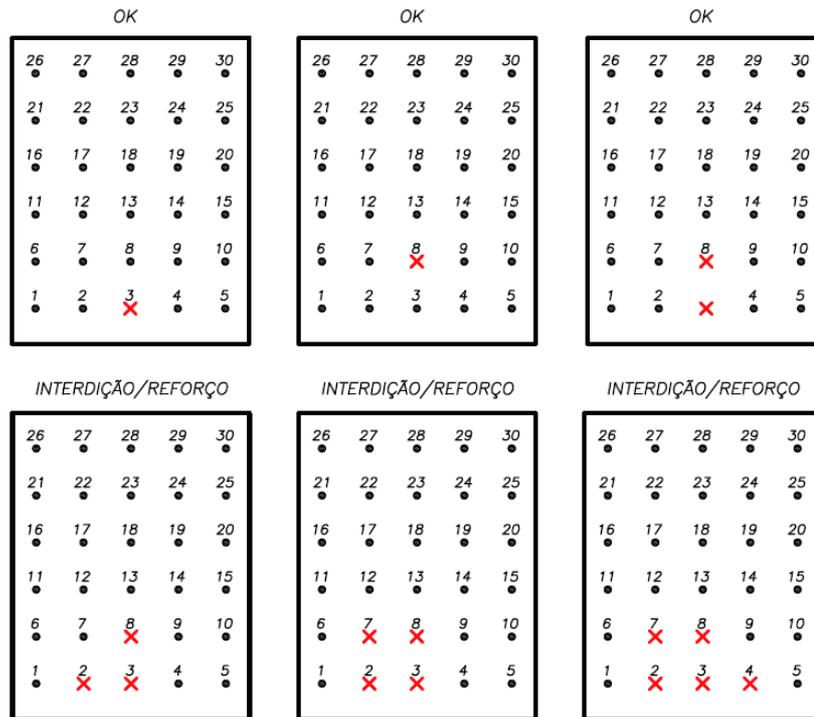
(fonte: elaborada pelo autor)

Figura AP-B2 – Rupturas progressivas iniciadas no tirante 2



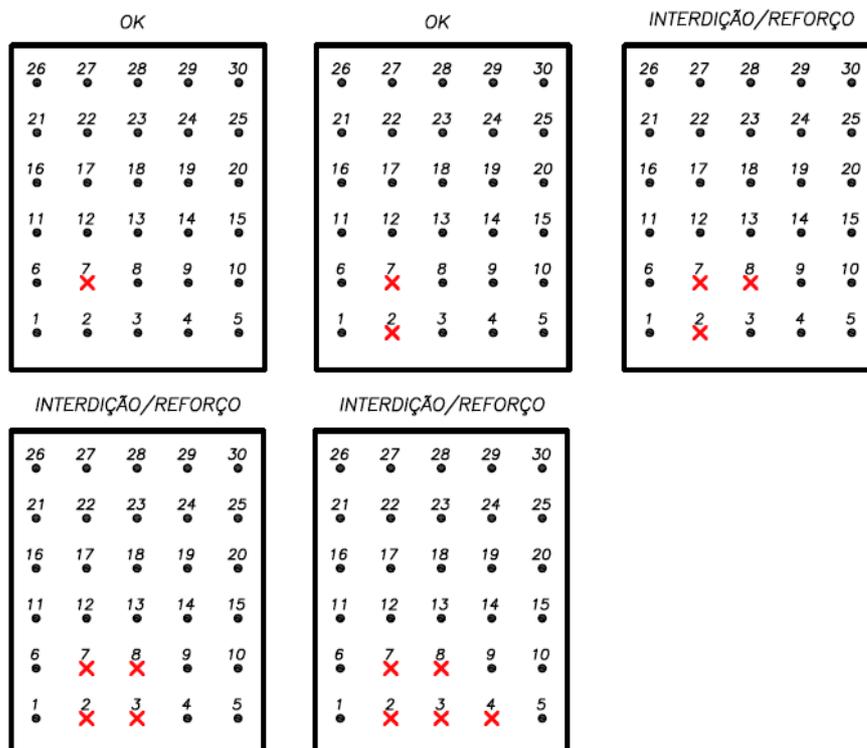
(fonte: elaborada pelo autor)

Figura AP-B3 – Rupturas progressivas iniciadas no tirante 3 ou no tirante 8



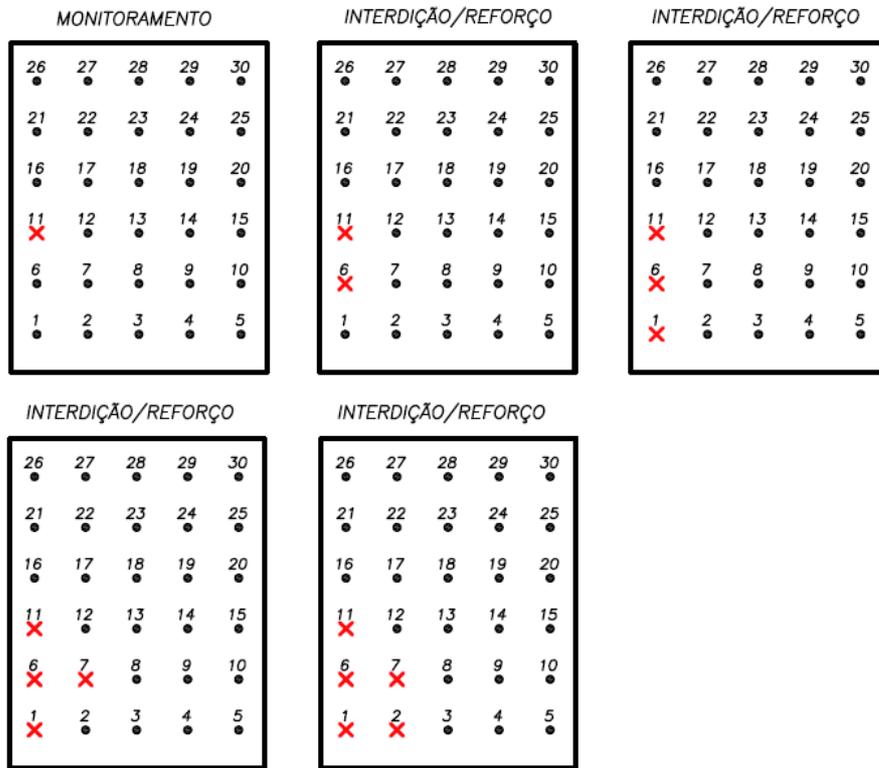
(fonte: elaborada pelo autor)

Figura AP-B4 – Rupturas progressivas iniciadas no tirante 7



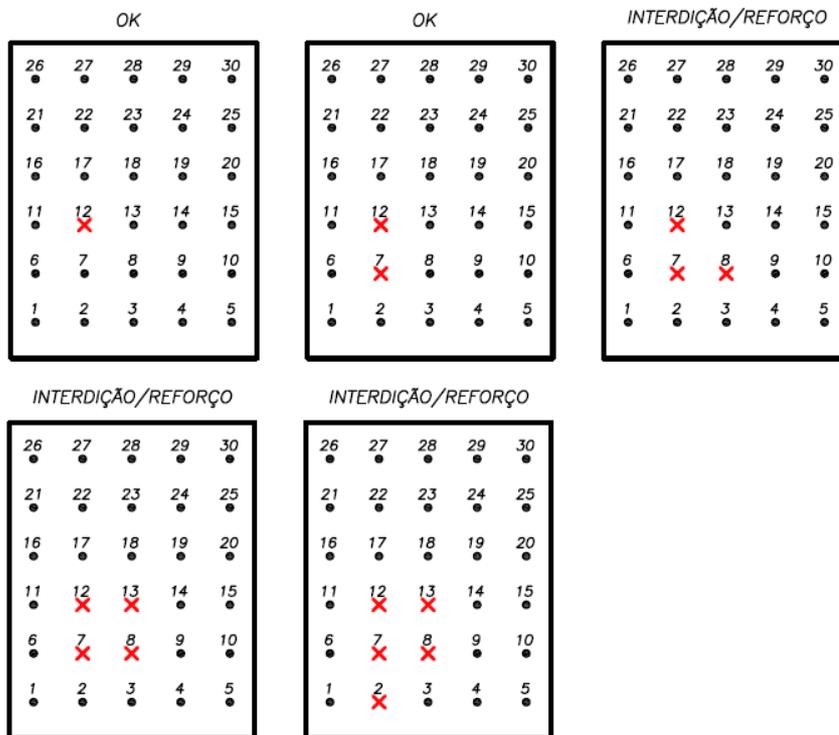
(fonte: elaborada pelo autor)

Figura AP-B5 – Rupturas progressivas iniciadas no tirante 11



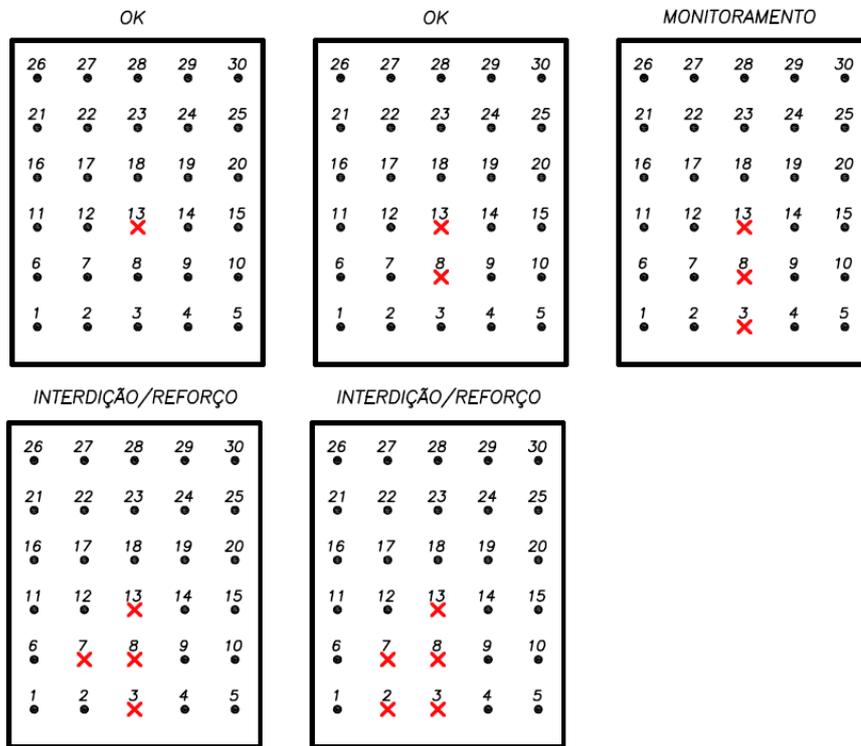
(fonte: elaborada pelo autor)

Figura AP-B6 – Rupturas progressivas iniciadas no tirante 12



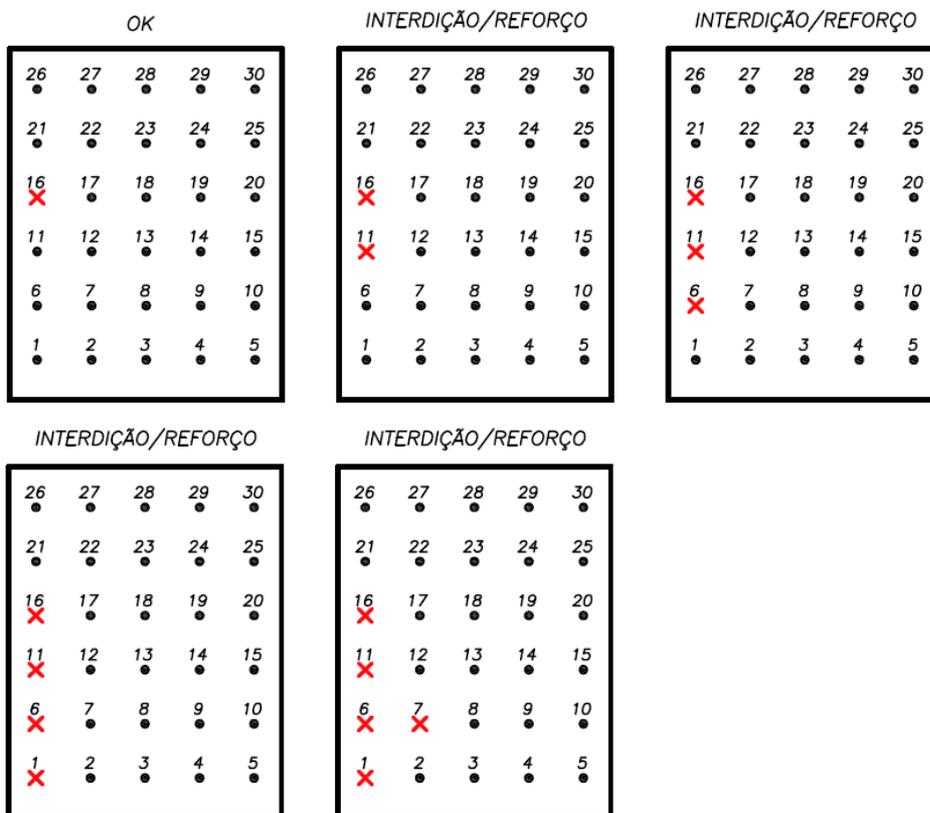
(fonte: elaborada pelo autor)

Figura AP-B7 – Rupturas progressivas iniciadas no tirante 13



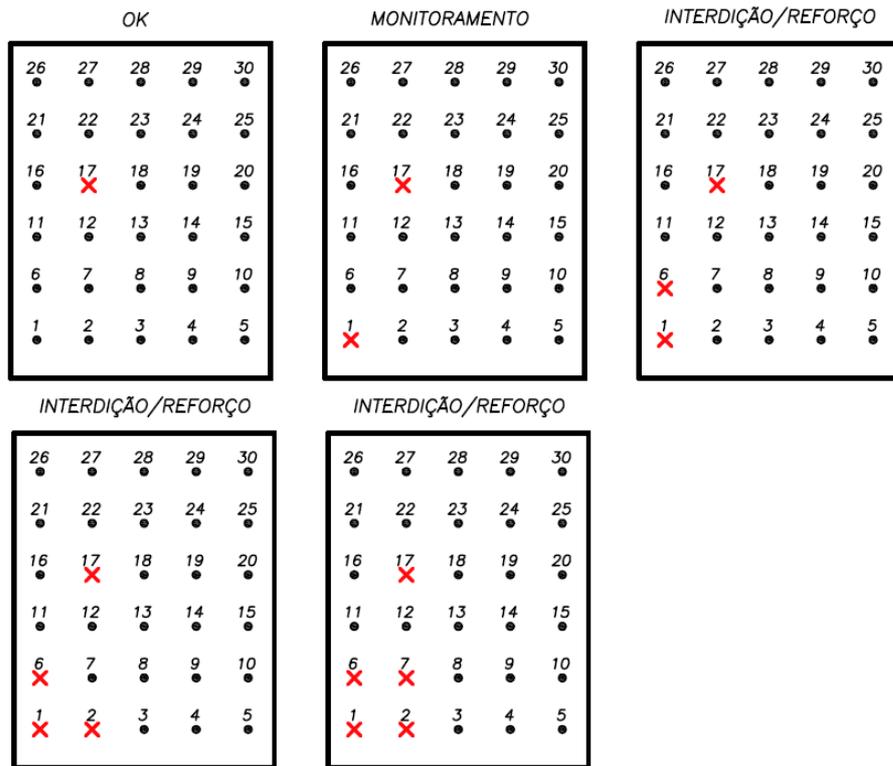
(fonte: elaborada pelo autor)

Figura AP-B8 – Rupturas progressivas iniciadas no tirante 16



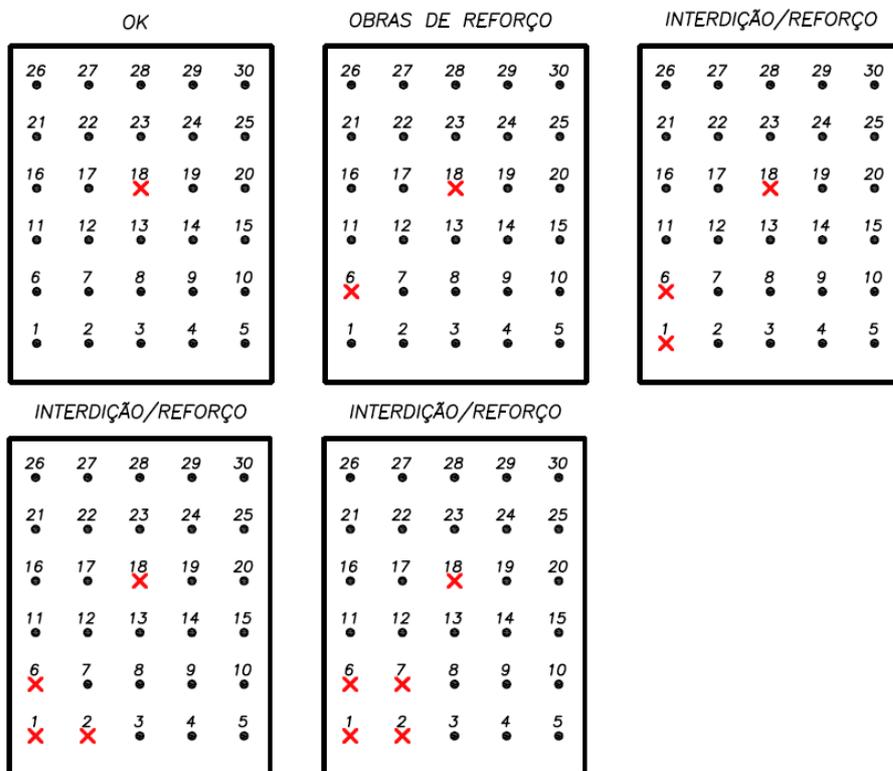
(fonte: elaborada pelo autor)

Figura AP-B9 – Rupturas progressivas iniciadas no tirante 17



(fonte: elaborada pelo autor)

Figura AP-B10 – Rupturas progressivas iniciadas no tirante 18



(fonte: elaborada pelo autor)

**APÊNDICE C – Verificações à flexão, puncionamento e arrancamento de  
tirantes para rupturas progressivas**

Tabela AP-C1 – Momentos solicitantes e verificação à flexão para rupturas progressivas de tirantes

VERIFICAÇÃO À FLEXÃO DO PAINEL TIPO - RUPTURAS PROGRESSIVAS											
Nº dos tirantes rompidos	Mx + (kN.m)	My + (kN.m)	Mx - (kN.m)	My - (kN.m)	Fmáx (kN)	Tirante Fmáx	FSx +	FSy +	FSx -	FSy -	Ação
-	13,9	17,8	60	53,3	300	6, 10	6,10	4,77	3,67	2,90	OK
1	19,0	60,0	95,0	100	473	6	4,46	1,40	2,29	1,52	Monitoramento
6	14,0	50,0	101,0	108	490	1	6,07	1,68	2,15	1,41	Monitoramento
1, 6	24,0	88,0	143,0	106	555	2, 11	3,53	0,95	1,5	1,43	Colapso
1, 6, 2	25,0	110,0	191,0	185	820	7	3,38	0,75	1,1	0,80	Colapso
1, 6, 11	27,0	86,0	218,0	139	732	7	3,13	0,97	0,96	1,08	Colapso
1, 2, 6, 11	27,0	107,0	290,0	222	1047	7	3,13	0,77	0,7	0,66	Colapso
2	29,0	32,0	82,0	74	395	3	2,91	2,64	2,67	2,07	OK
2, 3	27,0	56,0	82,0	105	455	8	3,13	1,50	2,67	1,45	Monitoramento
2, 3, 8	54,0	61,0	144,0	140	664	7	1,55	1,37	1,49	1,07	Interdição e reforço
2, 3, 8, 7	69,0	77,0	154,0	151	551	4	1,21	1,08	1,39	0,99	Colapso
3	29,0	32,0	74,0	88	403	8	2,91	2,64	2,96	1,74	OK
8	29,0	27,0	74,0	82	410	3	2,91	3,14	2,96	1,86	OK
3, 8	49,0	30,0	105,0	76	444	2, 4	1,72	2,82	2,07	2,02	OK
2, 3, 8	54,0	61,0	144,0	140	664	7	1,55	1,37	1,49	1,07	Interdição e reforço
2, 3, 8, 7	69,0	77,0	154,0	151	551	4	1,21	1,08	1,39	0,99	Colapso
7	29,0	26,0	74,0	80	404	2	2,91	3,25	2,96	1,91	OK
7, 2	52,0	32,0	111,0	80	463	8	1,62	2,64	1,95	1,91	OK
7, 2, 8	55,0	53,0	152,0	163	705	3	1,52	1,58	1,41	0,91	Colapso
11	14,0	39,0	92,0	102	440	6	6,07	2,16	2,37	1,49	Monitoramento
11, 6	18,0	68,0	131,0	163	624	1	4,70	1,23	1,64	0,91	Colapso
11, 6, 1	27,0	86,0	218,0	139	732	7	3,13	0,97	0,96	1,08	Colapso
11, 6, 1, 7	29,0	112,0	266,0	244	1036	2	2,91	0,74	0,77	0,59	Colapso
12	23,2	21,0	72,3	79	366	7	3,65	4,04	3,03	1,94	OK
12, 7	46,0	24,0	108,0	81	449	8	1,83	3,52	2,01	1,89	OK
12, 7, 8	47,0	51,0	128,0	126	584	13	1,79	1,65	1,68	1,20	Interdição e reforço
12, 7, 8, 13	60,0	61,0	119,0	140	595	2	1,40	1,37	1,82	1,07	Interdição e reforço
12, 7, 8, 13, 2	78,0	62,0	191,0	219	881	3	1,07	1,35	1,1	0,67	Colapso
13	23,0	21,0	70,0	82	380	8	3,68	4,04	3,13	1,86	OK
13, 8	44,0	22,0	84,0	94	433	3	1,91	3,85	2,6	1,62	OK
8, 13, 3	58,0	26,0	100,0	80	487	7, 9	1,45	3,25	2,17	1,91	Monitoramento
8, 13, 3, 7	60,0	55,0	155,0	155	720	2	1,40	1,52	1,38	0,96	Colapso
16	14,0	30,0	72,0	76	338	11	6,07	2,82	3,05	2,02	OK
16, 11	15,0	53,0	115,0	139	537	6	5,65	1,58	1,88	1,08	Interdição e reforço
16, 11, 6	22,0	64,0	162,0	191	694	1	3,85	1,31	1,31	0,77	Colapso
16, 11, 6, 1	27,0	107,0	290,0	222	1047	7	3,13	0,77	0,7	0,66	Colapso
17	18,0	18,3	58,7	52,4	299	1	4,71	4,63	3,75	2,94	OK
17, 1	19,0	60,0	94,0	109	470	6	4,46	1,40	2,32	1,39	Monitoramento
17, 1, 6	24,0	88,0	143,0	104	557	2	3,52	0,94	1,5	1,46	Colapso
17, 1, 6, 2	25,0	110,0	202,0	182	807	7	3,39	0,75	1,04	0,81	Colapso
18	18,1	18,3	65,5	53,6	301	6, 10	4,69	4,63	3,35	2,88	OK
18, 6	18,0	50,0	98,0	116	491	1	4,70	1,68	2,22	1,30	Obras de reforço
18, 6, 1	24,0	88,0	143,0	106	557	2	3,52	0,95	1,5	1,43	Colapso
18, 6, 1, 2	25,0	110,0	190,0	184	817	7	3,39	0,75	1,11	0,80	Colapso

(fonte: elaborada pelo autor)

Tabela AP-C2 – Fatores de segurança para a verificação à punção, para rupturas progressivas de tirantes

VERIFICAÇÃO À PUNÇÃO - RUPTURAS PROGRESSIVAS											
Tirantes rompidos	F <sub>máx</sub> (kN)	Tirante F <sub>máx</sub>	Lado da placa (cm)	u <sub>o</sub> (cm)	u (cm)	d (cm)	ρ	τ <sub>sd</sub>	τ <sub>rd1</sub>	F <sub>Sp</sub>	Ação
1	473	6	25	100	502,1	32	0,0037	0,294	0,454	1,541	OK
6	490	1	25	100	502,1	32	0,0037	0,305	0,454	1,487	OK
1, 6	555	2, 11	25	100	502,1	32	0,0037	0,345	0,454	1,313	Monitoramento
1, 6, 2	820	7	25	100	502,1	32	0,0037	0,510	0,454	0,889	Colapso
1, 6, 11	732	7	25	100	502,1	32	0,0037	0,456	0,454	0,996	Colapso
1, 2, 6, 11	1047	7	25	100	502,1	32	0,0037	0,652	0,454	0,696	Colapso
2	395	3	25	100	502,1	32	0,0037	0,246	0,454	1,845	OK
2, 3	455	8	25	100	502,1	32	0,0037	0,283	0,454	1,602	OK
2, 3, 8	664	7	25	100	502,1	32	0,0037	0,413	0,454	1,098	Interdição e reforço
2, 3, 8, 7	551	4	25	100	502,1	32	0,0037	0,343	0,454	1,323	Monitoramento
3	403	8	25	100	502,1	32	0,0037	0,251	0,454	1,808	OK
8	410	3	25	100	502,1	32	0,0037	0,255	0,454	1,778	OK
3, 8	444	2, 4	25	100	502,1	32	0,0037	0,276	0,454	1,641	OK
2, 3, 8	664	7	25	100	502,1	32	0,0037	0,413	0,454	1,098	Interdição e reforço
2, 3, 8, 7	551	4	25	100	502,1	32	0,0037	0,343	0,454	1,323	Monitoramento
7	404	2	25	100	502,1	32	0,0037	0,251	0,454	1,804	OK
7, 2	463	8	25	100	502,1	32	0,0037	0,288	0,454	1,574	OK
7, 2, 8	705	3	25	100	502,1	32	0,0037	0,439	0,454	1,034	Interdição e reforço
11	440	6	25	100	502,1	32	0,0037	0,274	0,454	1,656	OK
11, 6	624	1	25	100	502,1	32	0,0037	0,388	0,454	1,168	Obras de reforço
11, 6, 1	732	7	25	100	502,1	32	0,0037	0,456	0,454	0,996	Colapso
11, 6, 1, 7	1036	2	25	100	502,1	32	0,0037	0,645	0,454	0,703	Colapso
12	366	7	25	100	502,1	32	0,0037	0,228	0,454	1,991	OK
12, 7	449	8	25	100	502,1	32	0,0037	0,279	0,454	1,623	OK
12, 7, 8	584	13	25	100	502,1	32	0,0037	0,363	0,454	1,248	Monitoramento
12, 7, 8, 13	595	2	25	100	502,1	32	0,0037	0,370	0,454	1,225	Monitoramento
12, 7, 8, 13, 2	881	3	25	100	502,1	32	0,0037	0,548	0,454	0,827	Colapso
13	380	8	25	100	502,1	32	0,0037	0,237	0,454	1,918	OK
13, 8	433	3	25	100	502,1	32	0,0037	0,269	0,454	1,683	OK
8, 13, 3	487	7, 9	25	100	502,1	32	0,0037	0,303	0,454	1,497	OK
8, 13, 3, 7	720	2	25	100	502,1	32	0,0037	0,448	0,454	1,012	Interdição e reforço
16	338	11	25	100	502,1	32	0,0037	0,210	0,454	2,156	OK
16, 11	537	6	25	100	502,1	32	0,0037	0,334	0,454	1,357	Monitoramento
16, 11, 6	694	1	25	100	502,1	32	0,0037	0,432	0,454	1,050	Interdição e reforço
16, 11, 6, 1	1047	7	25	100	502,1	32	0,0037	0,652	0,454	0,696	Colapso
17	299	1	25	100	502,1	32	0,0037	0,186	0,454	2,438	OK
17, 1	470	6	25	100	502,1	32	0,0037	0,293	0,454	1,551	OK
17, 1, 6	557	2	25	100	502,1	32	0,0037	0,347	0,454	1,308	Monitoramento
17, 1, 6, 2	807	7	25	100	502,1	32	0,0037	0,502	0,454	0,903	Colapso
18	301	6, 10	25	100	502,1	32	0,0037	0,187	0,454	2,421	OK
18, 6	491	1	25	100	502,1	32	0,0037	0,306	0,454	1,484	OK
18, 6, 1	557	2	25	100	502,1	32	0,0037	0,347	0,454	1,308	Monitoramento
18, 6, 1, 2	817	7	25	100	502,1	32	0,0037	0,508	0,454	0,892	Colapso

(fonte: elaborada pelo autor)

Tabela AP-C3 – Verificação ao arrancamento de tirantes, para rupturas progressivas

VERIFICAÇÃO AO ARRANCAMENTO - RUPTURAS PROGRESSIVAS					
Tirantes rompidos	Carga de trabalho (kN)	F <sub>máx</sub> (kN)	Tirante F <sub>máx</sub>	FS <sub>a</sub>	Ação
1	350	473	6	1,295	Monitoramento
6	350	490	1	1,250	Interdição e reforço
1, 6	350	555	2, 11	1,104	Interdição e reforço
1, 6, 2	350	820	7	0,747	Colapso
1, 6, 11	350	732	7	0,837	Colapso
1, 2, 6, 11	350	1047	7	0,585	Colapso
2	350	395	3	1,551	Monitoramento
2, 3	350	455	8	1,346	Monitoramento
2, 3, 8	350	664	7	0,922	Colapso
2, 3, 8, 7	350	551	4	1,112	Interdição e reforço
3	350	403	8	1,520	Monitoramento
8	350	410	3	1,494	Monitoramento
3, 8	350	444	2, 4	1,380	Monitoramento
2, 3, 8	350	664	7	0,922	Colapso
2, 3, 8, 7	350	551	4	1,112	Interdição e reforço
7	350	404	2	1,516	Monitoramento
7, 2	350	463	8	1,323	Monitoramento
7, 2, 8	350	705	3	0,869	Colapso
11	350	440	6	1,392	Monitoramento
11, 6	350	624	1	0,982	Colapso
11, 6, 1	350	732	7	0,837	Colapso
11, 6, 1, 7	350	1036	2	0,591	Colapso
12	350	366	7	1,673	Monitoramento
12, 7	350	449	8	1,364	Monitoramento
12, 7, 8	350	584	13	1,049	Interdição e reforço
12, 7, 8, 13	350	595	2	1,029	Interdição e reforço
12, 7, 8, 13, 2	350	881	3	0,695	Colapso
13	350	380	8	1,612	Monitoramento
13, 8	350	433	3	1,415	Monitoramento
8, 13, 3	350	487	7, 9	1,258	Monitoramento
8, 13, 3, 7	350	720	2	0,851	Colapso
16	350	338	11	1,812	OK
16, 11	350	537	6	1,141	Interdição e reforço
16, 11, 6	350	694	1	0,883	Colapso
16, 11, 6, 1	350	1047	7	0,585	Colapso
17	350	299	1	2,048	OK
17, 1	350	470	6	1,303	Monitoramento
17, 1, 6	350	557	2	1,100	Interdição e reforço
17, 1, 6, 2	350	807	7	0,759	Colapso
18	350	301	6, 10	2,035	OK
18, 6	350	491	1	1,247	Interdição e reforço
18, 6, 1	350	557	2	1,100	Interdição e reforço
18, 6, 1, 2	350	817	7	0,750	Colapso

(fonte: elaborada pelo autor)