

CLEIDE MOREIRA DE AZEVEDO CONCEIÇÃO

**ANÁLISE DOS MÉTODOS PARA DIMENSIONAMENTO DO BULBO DE
ANCORAGEM DE TIRANTES METÁLICOS EM SOLOS**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal Fluminense, como requisito parcial para obtenção do Grau de Mestrado em Engenharia. Área de Concentração: Estruturas.

Orientador: Prof. Emil de Souza Sánchez Filho, D. Sc.

Niterói
2015

CLEIDE MOREIRA DE AZEVEDO CONCEIÇÃO

**ANÁLISE DOS MÉTODOS PARA DIMENSIONAMENTO DO BULBO DE
ANCORAGEM DE TIRANTES METÁLICOS EM SOLOS**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal Fluminense, como requisito parcial para obtenção do Grau de Mestrado em Engenharia Civil.

BANCA EXAMINADORA

Prof. Emil de Souza Sánchez Filho, D. Sc. – Orientador
Universidade Federal Fluminense

Prof. Mário Vicente Riccio, D. Sc.
Universidade Federal de Juiz de Fora

Prof. Cláudia Maria de Oliveira Campos, D. Sc.
Universidade Federal Fluminense

Prof. Júlio Jerônimo Holtz Silva Filho, D. Sc.
Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro

Niterói

2015

A Deus, pela vida.

Ao meu pai e a minha mãe, por tudo.

A, meu marido, pelo apoio, por acreditar na realização de um sonho.

AGRADECIMENTOS

Ao Prof. Emil de Souza Sánchez Filho, pelo apoio, confiança, orientação, amizade, e, sobretudo, pela generosidade com que dispôs seu conhecimento a favor deste trabalho.

Aos meus irmãos, sobrinhos, familiares e amigos, pelo incentivo, apoio constante e afeto fraterno.

E a todos aqueles que contribuíram direta ou indiretamente para a realização deste estudo.

“O homem que acha que a sua vida não tem sentido não é apenas infeliz, mas também muito mal preparado para a vida.”

Albert Einstein

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO 17

1.1 NOTAS INICIAIS	17
1.2 JUSTIFICATIVAS	17
1.3 METODOLOGIA	18
1.4 OBJETIVOS	20
2 ... ESCORÇO HISTÓRICO	21
2.1 NOTAS INICIAIS	21
2.2 APLICAÇÕES BRASILEIRAS E ALEMÃS	22
2.3 INÍCIO DA NORMALIZAÇÃO	24
2.3.1 NBR 5629:2006	25
2.3.2 Norma Alemã	26
3 ... CONCEITOS FUNDAMENTAIS	31
3.1 NOTAS INICIAIS	31
3.2 CARACTERIZAÇÃO DO SOLO	31
3.2.1 Ensaio: SPT	32
3.2.2 Ensaio CPT	34
3.2.3 Coeficiente de Poisson, coesão e pesos específicos	38
3.2.4 TESTE DA PALHETA (“Vane Test”)	40
3.2.5 ENSAIO TRIAXIAL	42
3.2.6 Envoltória de Coulomb-Mohr	44
3.2.7 PLANO DE ESCORREGAMENTO	45
3.3 PLANO DE ANCORAGEM DOS TIRANTES	46
3.3.1 Método brasileiro de atirantamento (1957)	47
3.3.2 Fellenius (1927)	49
3.3.3 Método Bishop simplificado	50
3.3.4 Cálculo do empuxo do solo	55
3.3.5 Forças nos tirantes	57
4 ... REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	61
4.1 NOTAS INICIAIS	61
4.2 NBR 5629: 2006	61
4.3 MÉTODO DE BUSTAMANTE E DOIX (1985)	63
4.4 MÉTODO DE BUDHU (2013)	66
4.5 PLAXIS (2002)	68
4.5.1 Geometria e etapas construtivas	70
4.6 MÉTODO COSTA NUNES (1987)	75
4.7 CAPACIDADE DE CARGA DO BULBO DE ANCORAGEM	77
4.8 METODOLOGIA DE DIMENSIONAMENTO DO BULBO	78
5 ... ESTUDO DE CASOS E ANÁLISE DE RESULTADOS	80
5.1 SOLOS ARENOSOS	80
5.2 SOLOS ARGILOSOS	109
5.3 ANÁLISE DOS RESULTADOS	132
6 ... CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	134
7 ... REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS E SITIOS DA INTERNET	135

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – Etapas do desenvolvimento desta dissertação.	19
Figura 2.1 – Cortina atirantada na BR 040 (SOPE, 2012).....	22
Figura 2.2 – Usina Hidrelétrica, Serra da Mesa, GO (Catálogo FUNDESP, 2013). ..	23
Figura 2.3 – Heart of Doha, Qatar (Bauer Spezialtiefbau GmbH, 2013).....	23
Figura 2.4 – Historic Meseum, Frankfurt (Catálogo BAUER Spezialtiefbau GmbH, 2013).	24
Figura 2.5 – Tipo de ancoragem; BASFOND (2009).....	25
Figura 2.6 – Método alemão (Manual Geo – Rio, 2000).	26
Figura 2.7 – Estado de ruptura inferior (KRANZ, 1953).	27
Figura 2.8 – Método de Kranz: Forças atuando no prisma (EAB, 2014).	27
Figura 2.9 – Polígono das forças (EAB, 2014).	28
Figura 3.1 – Plano de deslizamento do maciço arrimado.....	32
Figura 3.2 – Equipamento para o ensaio SPT.....	33
Figura 3.3 – Equipamento de cravação mecânico para o ensaio do cone.....	34
Figura 3.4 – Ensaio CPT: a) resistência lateral; b) resistência de ponta; c) razão entre o atrito lateral e a resistência de ponta (razão de atrito).	35
Figura 3.5 – Classificação dos solos usando o CPT.	36
Figura 3.6 – Fator $N_K \times$ limite de plasticidade.....	37
Figura 3.7 – Relação entre N : (a) densidade relativa (GIBBS e HOLTZ, 1957) ; (b) ângulo de atrito efetivo de areias (MELLO,1971) <i>apud</i> VELOSO e LOPES (2011). .	38
Figura 3.8 – Resistência entre N e a resistência não drenada de argilas (U.S Navy, 1996).	40
Figura 3.9 – Equipamento para o ensaio de palheta.....	41
Figura 3.10 – Ensaio triaxial.....	43
Figura 3.11 – Curva tensão desviadora x deformação específica.....	43
Figura 3.12 – Envoltória de Coulomb-Mohr (BUDHU, 2013).....	45
Figura 3.13 – Envoltória de Coulomb-Mohr e plano de escorregamento (BUDHU, 2013).	46
Figura 3.14 – Recomendações para espaçamento de ancoragem. (PINELO,1980).47	47
Figura 3.15 – Forças atuantes na cunha de solo (FIAMONCINI, 2009).	47
Figura 3.16 – Forças atuantes numa fatia de solo (DAS, 2013).....	49
Figura 3.17 – Análise da estabilidade por meio do método comum das fatias.....	51
Figura 3.18 – Forças atuando na n-ésima fatia (DAS, 2013).....	52
Figura 3.19 – Polígono das forças para o equilíbrio (DAS, 2013).	53
Figura 3.20 – Variação de $m_{\alpha(n)}$ com α_n e $tg\phi' / F_s$ (DAS, 2013).....	54
Figura 3.21– Cortina atirantada: sobrecarga e bulbo de concreto.....	55
Figura 3.22 – Cargas na cortina devido ao peso do solo e à sobrecarga.	56
Figura 3.23 – Cargas na cortina devido ao empuxo passivo.....	57
Figura 3.24 – Diagramas de pressão de PECK (1969) <i>apud</i> DAS (2013).....	57
Figura 3.25 – Vista frontal de uma cortina atirantada dividida por áreas de influência dos tirantes.....	58
Figura 3.26 – Corte na cortina: linha de tirantes.....	59
Figura 4.1 – Valores para a resistência ao cisalhamento não drenado do solo argiloso.....	63
Figura 4.2 – Correlações empíricas para resistência ao cisalhamento q_s para areias e cascalho; BUSTAMANTE e DOIX, (1985); MORE, (2003).....	65

Figura 4.3 – Correlações empíricas para resistência ao cisalhamento q_s em argilas e siltes; BUSTAMANTE e DOIX (1985); MORE, (2003).....	65
Figura 4.4 – Corte na cortina e plano de ancoragem (BUDHU, 2013).....	66
Figura 4.5 – Malha de elementos finitos.....	72
Figura 4.6 – Modelo hipotético detalhado no “Input”.....	73
Figura 4.7 – Início das escavações.....	73
Figura 4.8 – Segundo estágio das escavações.....	74
Figura 4.9 – Terceira fase de escavação.....	74
Figura 4.10 – Quarta fase de escavações.....	75
Figura 4.11 – Quinta fase de escavações.....	75
Figura 4.12 – Ábacos correlacionam o comprimento do bulbo de ancoragem em função da capacidade de carga última nas areias.....	77
Figura 4.13 – Ábacos correlacionam o comprimento do bulbo de ancoragem em função da capacidade de carga última para solos argilosos.....	78
Figura 4.14 – Metodologia de dimensionamento.....	79
Figura 5.1 – Perfil geométrico do solo analisado.....	80
Figura 5.2 – Tensões atuantes nas areias; TERZAGHI e PECK (1987); BOWLES (2006).....	85
Figura 5.3 – Tensões efetivas na última fase da escavação.....	90
Figura 5.4 – Força axial no bulbo de 6,0 m nos tirantes da primeira camada.....	91
Figura 5.5 – Força axial no bulbo de 6,0 m na segunda fileira de tirantes.....	92
Figura 5.6 – Força axial no bulbo de 6,0 m na terceira fileira de tirantes.....	94
Figura 5.7 – Força axial no bulbo de 6,0 m na quarta fileira de tirantes.....	95
Figura 5.8 – Comparação entre a força axial atuante e os resultados do Plaxis.....	97
Figura 5.9 – Comparação entre as forças de tração máximas pela NBR 5629:2006 e as forças solicitantes nos tirantes.....	100
Figura 5.10 – Comparação entre as forças obtidas pelo método de BUSTAMANTE e DOIX (1985) e as forças atuantes.....	103
Figura 5.11 – Comparação entre os valores obtidos pelo método BUDHU (2013) e as solicitações atuantes.....	105
Figura 5.12 – Comparação entre os valores obtidos pelo método COSTA NUNES (1987) e as forças atuantes nos tirantes.....	106
Figura 5.13 – Forças máximas nos tirantes para os diversos métodos.....	107
Figura 5.14 – Coeficientes de segurança.....	108
Figura 5.15 – Verificação da estabilidade do plano de ancoragem dos tirantes.....	109
Figura 5.16 – Posicionamento dos bulbos de ancoragem dos tirantes.....	111
Figura 5.17 – Pressão lateral atuante.....	112
Figura 5.18 – Tensão efetiva na última fase de escavação.....	123
Figura 5.19 – Força atuante na primeira fileira de tirantes.....	124
Figura 5.20 – Forças atuantes na segunda fileira de tirantes.....	125
Figura 5.21 – Forças atuantes na terceira fileira de tirantes.....	127
Figura 5.22 – Forças atuantes na quarta fileira de tirantes.....	129
Figura 5.23 – Forças máximas nos tirantes para os modelos analisados.....	131
Figura 5.24 – Razão entre os valores encontrados e os obtidos com a aplicação da NBR 5629:2006.....	132

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 – Classificação do solo de acordo com a NBR 6484 <i>apud</i> VELOSO e LOPES (2011).....	33
Tabela 3.2 – Classificação dos solos quanto a razão de atrito, resistência de ponta de cone e tipo de solo (ROBERTSON e CAMPANELLA,1983) <i>apud</i> VELLOSO e LOPES (2011).....	36
Tabela 3.3 – Correlação entre SPT e CPT.....	38
Tabela 3.4 – Valores representativos de módulos de elasticidade E_s (DAS, 2013)..	39
Tabela 3.5 – Valores representativos do coeficiente de Poisson ν (DAS, 2013)..	39
Tabela 3.6 – Coesão das argilas.....	39
Tabela 3.7 – Peso específicos das argilas.....	40
Tabela 4.1 – Coeficiente de ancoragem K_f para solos granulares.....	62
Tabela 4.2 – Coeficiente de ampliação de β em função do tipo de injeção.....	64
Tabela 4.3 – Possíveis valores para carga de transferência de tirante com injeção de calda de cimento (1 kN/m = 68,5 lb/ft).....	67
Tabela 4.4 – Dimensões da cortina atirantada hipotética.....	71
Tabela 4.5 – Parâmetros adotados para as camadas de solo em estudo.....	71
Tabela 4.6 – Dimensões da cortina atirantada.....	72
Tabela 4.7 – Carga de trabalho dos tirantes.....	72
Tabela 5.1 – Características do solo.....	82
Tabela 5.2 – Coeficiente de empuxo ativo.....	82
Tabela 5.3 – Verificação da estabilidade pelo método de Bishop Simplificado.....	83
Tabela 5.4 – Tensões nas camadas do solo.....	85
Tabela 5.5 – Solicitações nos tirantes.....	86
Tabela 5.6 – Características dos tirantes.....	87
Tabela 5.7 – Parâmetros geotécnicas.....	87
Tabela 5.8 – Parâmetros da cortina.....	88
Tabela 5.9 – Parâmetros dos tirantes.....	88
Tabela 5.10 – Profundidade no centro dos tirantes.....	89
Tabela 5.11 – Cargas de protensão na rotina “Calculation”.....	89
Tabela 5.12 – Forças axiais distribuídas nos pontos do bulbo.....	90
Tabela 5.13 – Cálculo da força atuante na primeira fileira de bulbos.....	91
Tabela 5.14 – Forças axiais distribuídas nos pontos do bulbo.....	92
Tabela 5.15 – Cálculo da força atuante na segunda fileira de bulbos.....	93
Tabela 5.16 – Forças axiais distribuídas nos pontos do bulbo.....	93
Tabela 5.17 – Cálculo da força atuante na terceira fileira de bulbos.....	94
Tabela 5.18 – Forças axiais distribuídas nos pontos do bulbo.....	95
Tabela 5.19 – Cálculo da força atuante na quarta fileira de bulbos.....	96
Tabela 5.20 – Resultados do programa Plaxis.....	96
Tabela 5.21 – Comparação entre as forças de tração atuantes no talude e as forças calculadas pelo Plaxis.....	97
Tabela 5.22 – Valores dos fatores de segurança entre a NBR 5629:2006, as forças atuantes.....	100
Tabela 5.23 – Correlações entre os valores do SPT no Brasil e nos Estados Unidos.....	101
Tabela 5.24 – Valores dos fatores de segurança de BUSTAMANTE e DOIX (1985) e as forças atuantes.....	102

Tabela 5.25 – Fatores de segurança dos bulbos de ancoragem.....	104
Tabela 5.26 – Fatores de segurança dos bulbos de ancoragem.....	106
Tabela 5.27 – Média, desvio padrão e coeficiente de variação.....	107
Tabela 5.28 – Fatores de segurança encontrados.....	108
Tabela 5.29 – Método de Bishop Simplificado.	109
Tabela 5.30 – Características do solo.....	110
Tabela 5.31 – Resistência drenada para argilas de média plasticidade.....	111
Tabela 5.32 – Área de influência.....	112
Tabela 5.33 – Força ativa nos tirantes por comprimento unitário.....	113
Tabela 5.34 – Força atuantes nos tirantes.....	113
Tabela 5.35 – Correlações entre os valores do SPT no Brasil e nos Estados Unidos.	116
Tabela 5.36 – Resumo das forças máximas pelo método BUDHU (2013).....	119
Tabela 5.37 – Características dos tirantes.....	120
Tabela 5.38 – Parâmetros geotécnicos.....	120
Tabela 5.39 – Parâmetros da cortina.....	121
Tabela 5.40 – Parâmetros dos tirantes.....	121
Tabela 5.41 – Profundidade no centro dos tirantes.....	121
Tabela 5.42 – Cargas de protensão na rotina “Calculation”.....	122
Tabela 5.43 – Forças atuantes no bulbo de ancoragem na primeira fileira.....	123
Tabela 5.44 – Cálculo das forças atuantes no bulbo de ancoragem na primeira fileira.	124
Tabela 5.45 – Forças atuantes no bulbo de ancoragem na segunda fileira.....	125
Tabela 5.46 – Cálculo das forças atuantes no bulbo de ancoragem na segunda fileira.....	126
Tabela 5.47 – Forças atuantes no bulbo de ancoragem na terceira fileira.....	127
Tabela 5.48 – Cálculo das forças atuantes no bulbo de ancoragem na terceira fileira.	128
Tabela 5.49 – Forças atuantes no bulbo de ancoragem na quarta fileira.....	129
Tabela 5.50 – Cálculo das forças atuantes no bulbo de ancoragem na quarta fileira.	130
Tabela 5.51 – Força máxima nos tirantes.....	130
Tabela 5.52 – Média, desvio padrão e coeficiente de variância.....	131
Tabela 5.53 – Razão entre valores encontrados e a NBR 5629:2006.....	131
Tabela A.1 – Características das cordoalhas e fios (MORE, 2003).....	137
Tabela A.2 – Características dos tirantes.....	138
Tabela A.3 – Índice de Plasticidade.....	139
Tabela A.4 – Coeficiente de condutividade hidráulica.....	140
Tabela A.5 – Tabela de avaliação dos parâmetros de resistência e deformabilidade em função do SPT MARAGON(2014).....	141
Tabela A.6 – Dados para solos arenosos no Plaxis.....	142
Tabela A.7 – Dados para solos argilosos no Plaxis.....	144

LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIações

LATINOS

ACI – America concrete institute.

ABNT – Associação brasileira de normas técnicas.

b_n – largura da fatia.

c – aderência entre o solo e o bulbo

c' – coesão.

C_k – componente tangencial gerada pela coesão do material.

CTU – carga de transferência última.

d – diâmetro do cilindro.

D_e – diâmetro médio adotado do trecho ancorado.

D_p – diâmetro perfurado do trecho ancorado.

e – eficiência do ensaio SPT .

E – módulo de deformabilidade.

EA – Rigidez axial.

$E_{al,k}$ – empuxo ativo característico da parede fictícia.

$E_{a2,k}$ – empuxo ativo característico na reação da cortina.

EI – Rigidez a flexão.

FS – fator de segurança.

$F_{Q1,k}$ – carga distribuída.

$F_{Q2,k}$ – carga móvel distribuída.

FS_p – coeficiente de segurança estimado em relação ao ângulo $\theta' \geq 1,5$.

FT – força máxima do tirante.

G_k – peso da massa de solo.

H – altura do arrimo.

h – profundidade do centro do bulbo.

h_1 – altura da palheta.

i – inclinação do talude.

IGU – injeção em estágio único.

IRS – injeção em estágio repetitivo.

K_f – coeficiente de ancoragem.

K_x, K_y – permeabilidade do solo.

L_b – comprimento do trecho ancorado.

$L_{máx}$ – comprimento ancorado máximo.

M – torque ou momento medido.

N – número de golpes do SPT.

n_d – aumento do diâmetro com a pressão de injeção.

n_l – redução do comprimento do bulbo devido à pressão não uniforme.

n_h – fator de redução de profundidade quando esta for superior a 9 m.

N_k – fator de capacidade de carga.

p_1 – pressão limite do ensaio pressiométrico.

P'_p – peso da cunha obtido por meio do novo plano de ruptura (plano de ancoragem).

q_c – resistência de ponta.

q_{c_1} – resistência de ponta.

q_s – tensão cisalhante no bulbo.

Q_k – força resistente ao peso do solo.

$R_{A,cal}$ – valor de projeto da resistência.

R_{inter} – Fator de redução.

S – é a área de influência.

S_u – resistência não drenada das argilas.

$T_{m\acute{a}x}$ – capacidade de carga limite.

U – perímetro médio da seção transversal do bulbo de ancoragem.

$T_{m\acute{a}x}$ – capacidade de carga limite.

ΔT – forças de cisalhamento que atuam nas faces das fatias.

U – perímetro médio da seção transversal do bulbo de ancoragem.

W_n – peso da fatia.

Gregos

α_0 – coeficiente redutor da resistência ao cisalhamento não drenada S_u .

α_i – é o ângulo da inclinação do tirante.

α_n – ângulo de inclinação da fatia.

β – coeficiente de majoração do diâmetro do trecho ancorado devido à injeção.

β_1 – ângulo formado pelos tirantes com o plano crítico de deslizamento.

δ_a – ângulo de inclinação da pressão ativa do solo.

γ_c – peso específico do solo no centro do bulbo.

λ – razão entre o fator de segurança obtido com as forças de protensão e o fator de segurança mínimo relativo ao plano crítico de deslizamento.

ν – coeficiente de Poisson.

θ' – ângulo formado pela horizontal com o plano de ancoragem (estimado).

θ_{cr} – ângulo formado pela horizontal com o plano crítico de deslizamento.

σ_r – variação da tensão residual de injeção.

σ'_z – tensão vertical efetiva no ponto médio da ancoragem.

$\sigma_{V,0}$ – tensão vertical inicial.

ϕ' – ângulo de atrito.

τ_c – resistência lateral local.

τ – resistência ao cisalhamento na interface solo bulbo.

φ – ângulo de atrito do solo.

φ'_k – ângulo de atrito do material do solo.

ϑ – inclinação da superfície potencial de ruptura.

RESUMO

Este trabalho apresenta uma análise dos métodos usados para o cálculo do bulbo de ancoragem de tirantes metálicos ancorados em solos granulares e argilosos. A NBR 5629:2006 e as principais metodologias encontradas na literatura são descritas, e um caso hipotético é utilizado visando analisar se o modelo em questão atende ou não essa norma. Além disso, o estudo comparativo incluiu a modelagem no programa Plaxis 2D. O primeiro passo na análise consiste na classificação do solo. Para isso podem ser utilizados testes como o Standard Penetration Teste, Ensaio triaxial e outros, com o objetivo de obter o plano de deslizamento. Após isso se pode escolher o plano de ancoragem. Para o modelo hipotético foram utilizadas tabelas para classificação do solo. No modelo foi utilizado para todos os métodos os mesmos parâmetros geométricos como diâmetro, comprimento e a mesma profundidade do centro do bulbo de ancoragem. Contudo, para o método computacional também foram incluídos o coeficiente de Poisson, permeabilidade do solo, as etapas e o tempo de escavação. Com isso tenta-se reproduzir as condições existentes no local onde o bulbo de concreto será executado. Os resultados obtidos com a aplicação dos métodos de BUDHU (2013), BUSTAMANTE e DOIX (1985), NUNES (1987) e o Plaxis (2002) comparados com aos obtidos pela NBR 5629:2006 no caso do solo arenoso apresentou a primeira fileira de tirantes com um valor médio de 349,46 kN. Os valores de segurança calculados ficaram em torno de 10% superiores aos valores obtidos pela NBR 5629:2006 com exceção do método de NUNES (1987) que sem a consideração da pressão residual não atendeu à NBR 5629:2006, apresentando um fator de segurança de 0,5. Na segunda fileira BUSTAMANTE e DOIX (1985), NUNES (1987) tiveram fatores de segurança na ordem de 0,92 e 0,6, respectivamente não atendendo à NBR 5629:2006. Na terceira camada apenas BUDHU (2013), com um fator de segurança de 1,45 atendeu à NBR 5629:2006. Na quarta fileira o valor médio encontrado foi de 658,13 kN, sendo que os fatores de segurança encontrados para os métodos BUSTAMANTE e DOIX (1985) e NUNES (1987) foram inferiores a 1,0 o que indica que esses métodos não atendem à NBR 5629:2006. No caso dos solos argilosos a primeira e segunda fileiras os métodos de BUDHU (2013), BUSTAMANTE e DOIX (1985) e o Plaxis (2002) atenderam à NBR 5629:2006 e tiveram um valor médio de 440,73 kN e 741,07 kN, respectivamente. Na terceira e na quarta fileiras apenas o método de BUSTAMANTE e DOIX (1985) atende à NBR 5629:2006 fornecendo os valores de 1206,37 kN e 1432,57 kN. Observou-se que nem todos os métodos atendem a NBR 5629:2006. Para que atendam a essa norma será necessária uma variação no comprimento e diâmetro do bulbo de ancoragem. Alguns fatores que precisam ser levados em consideração na escolha de um método são: os riscos envolvidos, tipo de construção e a possibilidade de variação no carregamento do solo.

Palavras Chaves: Bulbo de Ancoragem; Tirantes em Solos; Cortina com Tirantes.

ABSTRACT

This paper presents an analysis of the main methods used to calculate the metal rods anchor bulb anchored in granular and clay soils. The NBR 5629:2006 and some of the main methods found in literature are described in it, and a hypothetical case is used for an analysis of the proposed model regarding to its compliance to the previously mentioned NBR. In addition, Plaxis 2D computational program was used in the modeling process. The first step in this analysis is to classify the soil, which can be done by tests, such as the Standard Penetration Test, Triaxial Test, and others, to obtain parameters to detect the sliding surface after which, the anchorage plan can be chosen. In this specific case of soil classification tables were used. A hypothetical model with the same diameter, length and tension in the middle of the anchoring bulb was used in all methods. It was also modeled with the same geometrics conditions in the Plaxis 2D program. Factors such as the Poisson's ratio, soil permeability, steps and the time of excavation were taken into account, for reproducing the conditions at the concrete placement site, on the computational program. The results with the application of the methods of BUDHU (2013), BUSTAMANTE and DOIX(1985), COSTA NUNES(1987) and PLAXIS (2002) compared with the NBR 5629: 2006, showed the average of 349.46 kN, for the first line of anchors, in granular soil. The resultant safety factors were about 10% above the NBR 5629: 2006 results. This comparison shows us that only the method of Costa Nunes (1987), in which the residual stress was not considered, presented a value lower 0.5, which is under the Brazilian Standard requirements. In the second line of bulb anchors, according the methods of BUSTAMANTE and DOIX (1985) and COSTA NUNES (1987) the safety factors were 0.92 and 0.6 respectively which were lower than the Brazilian Standard requirements. In the third line of bulb anchors according to the method BUDHU (2013) the safety factor was 1.45, which is higher than the Brazilian Standard requirements. In the fourth line of bulb anchors the average was 658.13 kN and the safety factors through the methods of BUSTAMANTE and DOIX (1985) and COSTA NUNES (1987) were lower than 1.0, which indicates the non-compliance of these methods to the Brazilian Standard requirements. Concerning to the clay soil, on the first and second lines of bulb anchors the methods of BUDHU (2013), BUSTAMANTE and DOIX (1985), and the PLAXIS (2002) have had safety factors above 1.0, and the average was 440.73 kN and 741.07 kN respectively, which means they are in complaint to the Brazilian Standard. In the third and fourth lines of bulb anchors only the method of BUSTAMANTE and DOIX (1985) showed a higher value than Brazilian Standard requires, the values were 1206.37 kN and 1432.57 kN. These results confirm that not all methods up to the requirements of Brazilian Standard. To solve this problem the length of the bulb should be changed, according to the situation. Some factors that must be considered when choosing a method are: the risks involved, type of construction and the possibility of variation in the load.

Keywords: Bulb Anchor; Rods in Soils; Retaining Wall with Anchors.

INTRODUÇÃO

1.1 NOTAS INICIAIS

O uso de contenções com tirantes metálicos ancorados em solos não é recente no país.

Com o crescimento das cidades surgiu à necessidade de ocupação de áreas densamente povoadas, com grandes construções em vários níveis subterrâneos, construções de estradas e de túneis, *etc.* Essas construções muitas vezes levam à formação de taludes de altura variada e em diferentes tipos de solo. Para conter esses taludes, são construídas paredes de concreto (cortinas) de espessura variada que são ancoradas ao solo por meio de tirantes metálicos.

Como por exemplo, em 2009, na cidade de São Paulo a construção de uma grande torre comercial com uma área de escavação de 9 000 m² e 25 m de profundidade de escavação, localizada próxima aos túneis em Shield do metrô, utilizou mais de 21 000 m de tirantes, com capacidade de carga que variaram de 350 kN a 1 400 kN.

A NBR-5629:2006 fornece critérios para dimensionamento dos tirantes, bulbos de concreto e orientações sobre os ensaios de qualificação e determinação da capacidade de carga de cada tirante.

Porém, visto se tratar de obras especiais onde o custo é elevado, busca-se analisar uma metodologia que aumente precisão em atender cada caso visando ampliar a possibilidade de utilização desse tipo de solução de contenção de taludes, tornando-a mais econômica e consistente.

1.2 JUSTIFICATIVAS

As ancoragens de estruturas de concreto na contenção de taludes em solos ocupam um lugar de destaque nas obras de engenharia de grande porte, e nos últimos anos tornaram-se um dos fatores determinantes no desenvolvimento das grandes cidades.

A própria existência de alguns grandes empreendimentos só se tornaram possíveis após o corte e remoção de grande parte do solo como, por exemplo, no

caso da construção de vários andares de subsolo. São também utilizadas para ancorar lajes de piso em áreas sujeitas à subpressão e outros.

Em algumas situações onde o principal meio de transporte são os rios, a construção de estruturas de apoio como píers e bases para equipamento só se tornam viáveis se houver a construção de estruturas para contenção de taludes.

Diante das justificativas apresentadas e das diversas situações onde esse tipo de estrutura é empregado. Além disso, tendo em vista o custo elevado geralmente envolvido nesses projetos e construções justificam o estudo dos métodos existentes para a busca do aprimoramento das soluções existentes.

O objetivo desta dissertação é comparar alguns dos métodos tais como COSTA NUNES (1987), BUSTAMANTE e DOIX (1985), BUDHU (2013) para o cálculo da força de ancoragem necessária para a contenção do talude, bem como utilizar uma ferramenta computacional, de modo a desenvolver uma análise consistente para o dimensionamento e elaboração de projetos.

1.3METODOLOGIA

Este trabalho tem como finalidade o desenvolvimento de uma análise para o dimensionamento da força de ancoragem nos bulbos dos tirantes em cortinas de contenção de solos.

Um exame da normalização brasileira para execução de tirantes em solo, especificamente a NBR 5629:2006, que prescreve o levantamento de parâmetros para um dimensionamento preliminar do sistema de ancoragem para solos granulares e argilosos, bem como para tirantes temporários ou permanentes, além de definir os ensaios básicos e o de qualificação para avaliação da capacidade de carga do sistema.

As pesquisas realizadas por OSTERMAYER (1974), COSTA NUNES (1987), BUSTAMANTE e DOIX (1985) e outros, sugerem métodos para o dimensionamento dessa ancoragem. Uma revisão da literatura existente proporciona um entendimento do funcionamento desse tipo de sistema associado às diversas condições do solo e de execução do bulbo de concreto.

Após o levantamento das principais características do solo e do dimensionamento da ancoragem, será realizada uma modelagem com o programa

PLAXIS (*Finite Element Code for Soil and Rock Analysis*), representando as condições existentes nos casos a serem desenvolvidos, por fim, será realizada uma análise dos resultados.

O uso da ferramenta computacional para o dimensionamento permite confrontar as influências dos diversos parâmetros que contribuem para a resistência da cortina com tirantes em solos.

A Figura 1.1 ilustra um esquema das etapas empregadas nesta pesquisa.

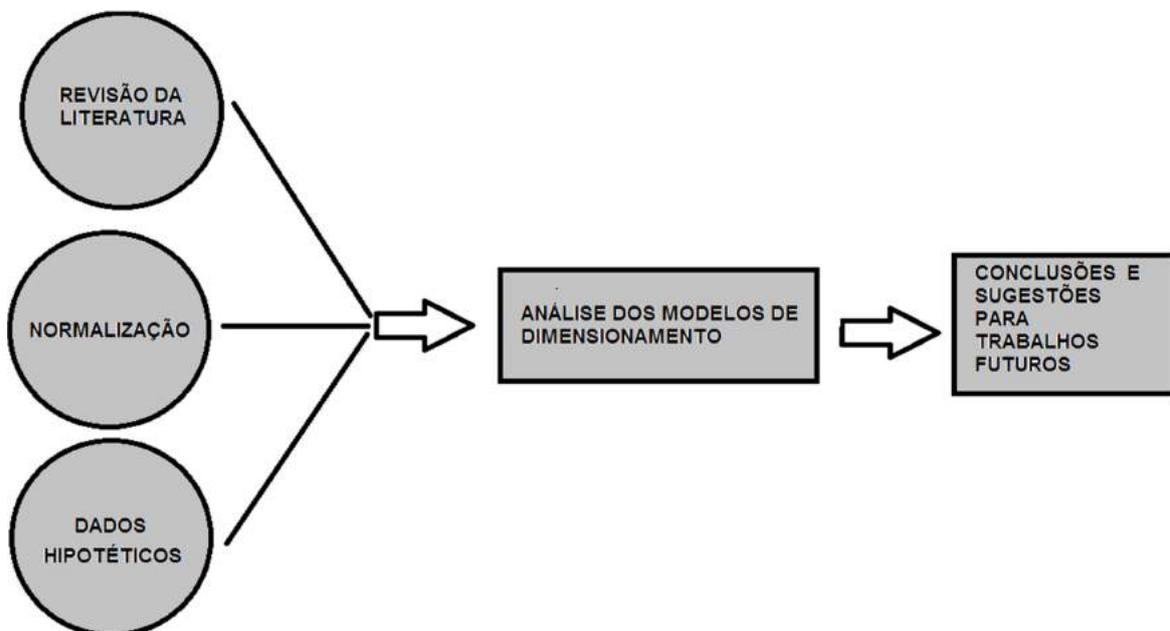


Figura 0.1 – Etapas do desenvolvimento desta dissertação.

Para uma avaliação da metodologia empregada será realizado estudo de caso hipotético, utilizando-se dados que possibilitarão a modelagem das características geotécnicas do solo e o posterior dimensionamento das ancoragens.

Com os resultados obtidos será realizada uma análise comparativa entre os trabalhos descritos na revisão bibliográfica. A análise dos modelos visa fornecer subsídios para se desenvolver uma sistemática consistente de cálculo para a obtenção da força nos tirantes a serem ancoradas nos bulbos.

1.4OBJETIVOS

Um dos objetivos desta pesquisa é estudar as forças nos tirantes metálicos é determinar um modelo de dimensionamento que torne possível sua utilização nas mais diversas situações, que incluem tanto as características geotécnicas dos diferentes tipos de solo, bem como as sobrecargas à serem suportadas pelo paramento.

Com este estudo pretende-se desenvolver uma análise consistente visando o dimensionamento da força a ser de ancorada nos bulbos de concreto executados em solos.

Busca-se também a compilação e ampliação de dados sobre modelos teóricos, de modo a possibilitar o desenvolvimento de novas pesquisas.

2 ESCORÇO HISTÓRICO

2.1 NOTAS INICIAIS

Desde os primórdios tem-se usado materiais para melhorar as características mecânicas do solo, em fins dos anos 1950 a técnica de ancoragem em solos começou a se desenvolver.

As primeiras ancoragens a serem utilizadas foram as ancoragens passivas, isto é, aquelas que por definição não são pretensionadas.

O uso de ancoragem passiva leva a um sistema de contenções utilizado nas escavações subterrâneas em rocha, denominado *New Austrian Tunneling Method* (RABEJCWICZ, 1964,1965). Esse sistema baseia-se na aplicação de ancoragens passivas seguido de uma camada de concreto. Essa combinação é utilizada na estabilização de taludes desde o início dos anos 1960, LANG (1961) *apud* SANTA (2010).

Uma das primeiras aplicações de ancoragens passivas ocorreu em 1972 num projeto ferroviário em Versailles, França, onde um talude de 18 m de material arenoso foi estabilizado, RABJAC e TOUDIC (1974) *apud* SANTA (2010).

A primeira grande investigação desse método de contenção foi realizada na Alemanha em 1975 pela Universidade de Karlsruhe e a empresa de construção Bauer. Essa investigação envolveu paredes e taludes experimentais de diversas configurações, e o seu comportamento aos mais diversos procedimentos utilizados, GRASSLER e GUDHUS (1981) SCHLOSSER e UNTERREINER (1991) *apud* SANTA (2010).

Na Alemanha essas contenções foram usadas na cava de construção do edifício da Rádio Difusão de Monique (JELINEK e OSTERMAYER, 1967).

No Brasil as primeiras aplicações foram em obras de contenção na estrada Grajaú-Jacarepaguá e em Copacabana (NUNES, 1987).

Na década de 1970 foram iniciadas no Brasil as obras do Metrô de São Paulo e do Rio, o que impulsionou o desenvolvimento desse tipo de contenção.

Com o passar dos anos as contenções com o uso de tirantes metálicos ancorados em solos tiveram um grande desenvolvimento. Aprimoraram-se o sistema

da reinjeção, os ensaios geotécnicos que permitem uma melhor caracterização do solo, e com isso obteve-se uma melhor avaliação das tensões solicitantes do sistema e um dimensionamento mais preciso das ancoragens.

2.2 APLICAÇÕES BRASILEIRAS E ALEMÃS

No Brasil o sistema de ancoragens de tirantes em solos tem sido empregado em obras com grandes áreas de escavações, como na ancoragem de contenções para abrigarem vários níveis de subsolos, na estabilização de taludes, como ocorreu em vários trechos da rodovia Rio-Teresópolis após os deslizamentos ocorridos em função de fortes chuvas, em obras rodoviárias como Linha Amarela, obras do metrô em São Paulo e no Rio de Janeiro (Figura 2.1).



Figura 2.1 – Cortina atirantada na BR 040 (SOPE, 2012).

A Figura 2.2 mostra uma cortina atirantada na Usina Hidrelétrica, Serra da Mesa, GO onde foram utilizados tirantes para ancoragem do sistema.



Figura 2.2 – Usina Hidrelétrica, Serra da Mesa, GO (Catálogo FUNDESP, 2013).

O projeto de ancoragem mostrado na Figura 2.3 foi executado pela Bauer International Qatar LLC, e foram instaladas aproximadamente 2700 ancoragens entre os anos 2009 e 2011.



Figura 2.3 – Heart of Doha, Qatar (Bauer Spezialtiefbaw GmbH, 2013).

Na construção do Novo Museu de História em Frankfurt, Alemanha, foram ancoradas paredes de estacas como mostra a Figura 2.4.



Figura 2.4 – Historic Meseum, Frankfurt (Catálogo BAUER Spezialtiefbaw GmbH, 2013).

2.3 INÍCIO DA NORMALIZAÇÃO

Com o início das obras do metrô de São Paulo e Rio de Janeiro na década de 1970 ocorreu o desenvolvimento da contenção por cortinas ancoradas com tirantes metálicos.

Nessa época foi elaborada a norma brasileira de ancoragens, baseada na tradução da DIN 4125 (set. 1972). A ABNT editou a NB-565 em 1975, que posteriormente tornou-se NBR 5629, em 1977 (Geo Rio, 2000).

Esse sistema de contenção do solo é composto de uma cortina de concreto, tirante metálico e bulbo de concreto, esse último é executado por meio de injeção única ou múltiplas injeções (Figura 2.5).

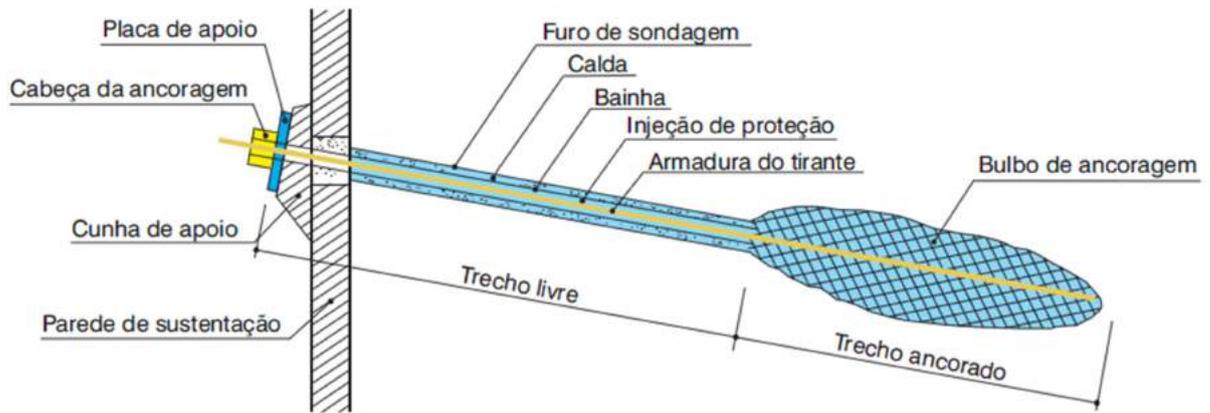


Figura 2.5 – Tipo de ancoragem; BASFOND (2009).

2.3.1 NBR 5629:2006

Essa norma brasileira define parâmetros para o dimensionamento das ancoragens em solos argilosos e arenosos, que utiliza os resultados obtidos nos ensaios SPT, estabelece o coeficiente de ancoragem e a resistência não drenada ao cisalhamento.

Além disso, ensaios básicos e de qualificação definidos em normas fornecem por meios experimentais o diâmetro e o comprimento da ancoragem. A tensão admissível nos tirantes metálicos permanentes é dada por:

$$\sigma_{adm} = \frac{0,9 f_{yk}}{1,75} \quad (2.1)$$

onde o f_{yk} é a resistência característica do aço.

Ainda prevê condições onde as ancoragens não podem ser executadas em:

- solos orgânicos moles;
- aterros ou solos coesivos, com $N \leq 4$ do SPT, padrão brasileiro;
- aterros sanitários.

Porém, para se efetuar o dimensionamento das ancoragens faz-se necessária uma análise da estabilidade da cunha de deslizamento. O que pode ser realizado pelo Método do Equilíbrio Limite das Cunhas ou Método do Equilíbrio Limite das Cunhas Simplificado em algumas situações, citando-se nas quais o solo é homogêneo e o talude é horizontal.

2.3.2 Norma Alemã

Segundo o Manual Geo Rio (2000) o método alemão emprega duas cunhas de deslizamento, sendo que a segunda corta a ancoragem em seu ponto médio. Esse método foi aplicado por JELINEK e OSTERMAYER (1966, 1967), RANKE e OSTERMAYER (1968) *apud* Manual Geo Rio (2000), tal como mostra a Figura 2.6.

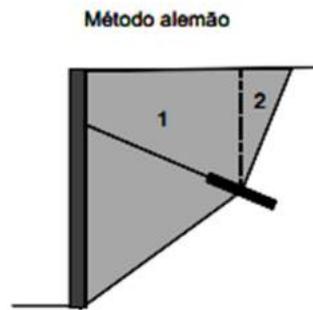


Figura 2.6 – Método alemão (Manual Geo – Rio, 2000).

A verificação de estabilidade no plano inferior é requerida para as cortinas ancoradas. Serve para determinar o comprimento de ancoragem, assumindo-se que a ancoragem forma um prisma contíguo com o solo junto com a cortina e a terra envolta, que escorrega para cima formando uma superfície curva no estado de ruptura no plano inferior, e gira em torno de um ponto profundo (Figura 2.7).

Antes da verificação da estabilidade o comprimento de ancoragem precisa ser selecionado.

O método de Kranz foi desenvolvido originalmente para uma linha de ancoragem utilizando a base da cortina apoiada no solo, sendo que a ancoragem não era protendida. Esse método pode ser aplicado para:

- a) ancoragem protendida para empuxo ativo ou incrementar empuxo ativo;
- b) com a extensão de Ranke e Ostermayer é usado para cortinas com múltiplas linhas de ancoragem;
- c) também pode ser utilizado em cortinas engastadas no solo.

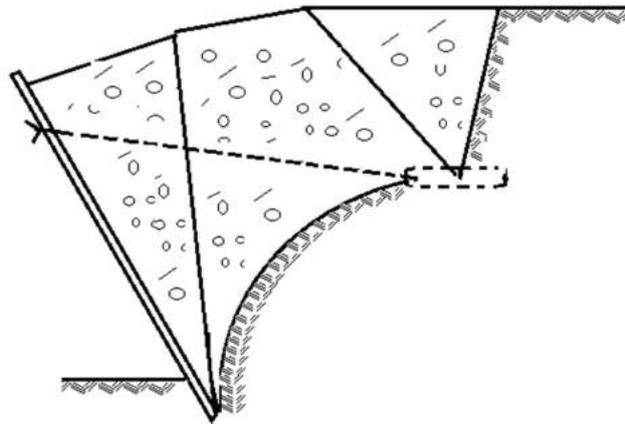


Figura 2.7 – Estado de ruptura inferior (KRANZ, 1953).

Substituindo-se a superfície curva formada no plano inferior por uma superfície de forma plana obtemos um problema de estabilidade. O prisma de solo de formato trapezoidal é formado, sendo que esse é separado da cortina por um plano vertical. As forças atuantes no prisma estão mostradas na Figura 2.8.

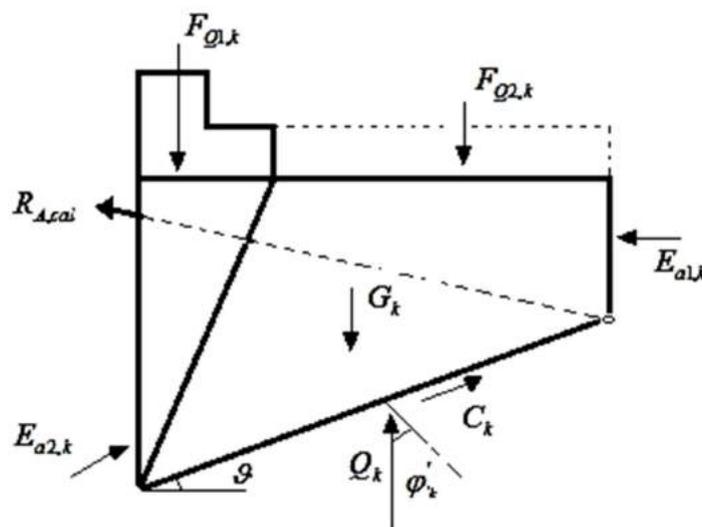


Figura 2.8 – Método de Kranz: Forças atuando no prisma (EAB, 2014).

A força de resistência mobilizada depois do escorregamento $R_{A,cal}$ pode ser obtida do polígono de forças (Figura 2.9).

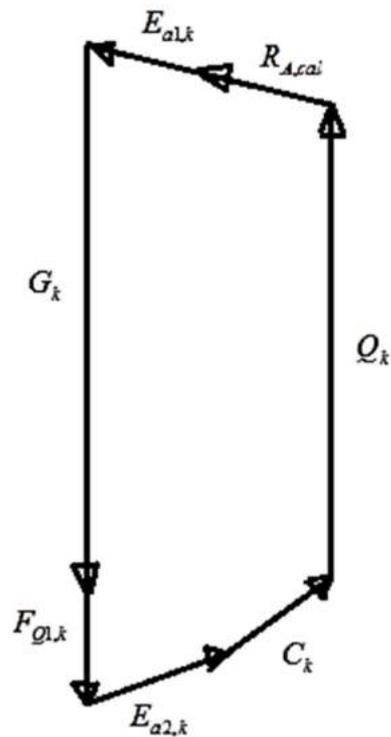


Figura 2.9 – Polígono das forças (EAB, 2014).

Na Figura 2.9 tem-se:

$R_{A,cal}$ – valor de projeto da resistência;

$E_{a2,k}$ – empuxo ativo característico na reação da cortina;

$F_{Q1,k}$ – carga distribuída;

$F_{Q2,k}$ – carga móvel distribuída;

$E_{a1,k}$ – empuxo ativo característico da parede fictícia;

Q_k – força resistente ao peso do solo;

ϑ – inclinação da superfície potencial de ruptura;

φ_k – ângulo de atrito do material do solo;

G_k – peso da massa de solo;

C_k – componente tangencial gerada pela coesão do material.

A sobrecarga na superfície do terreno deverá ser considerada caso o ângulo de inclinação do talude de ancoragem seja superior ao ângulo de atrito efetivo do material, caso contrário o efeito da sobrecarga favorece o equilíbrio do maciço.

Os seguintes procedimentos são usados para se determinar os valores característicos:

- a) força de empuxo do solo $E_{a1,k}$ obtida por meio dos parâmetros característicos do solo e $E_{a2,k}$ no comprimento enterrado da cortina no solo; qualquer sobrecarga deve ser levada em consideração na determinação de $E_{a1,k}$. Para o bulbo de ancoragem $\delta_a = \beta$. Análise será realizada com $\delta_a = 2/3 \cdot \varphi'$ para cortinas ancoradas e placas de ancoragem;
- b) as características do solo relativas ao peso próprio são obtidas com as dimensões geométricas do talude de deslizamento e os mesmos parâmetros são usados para determinação de $E_{a2,k}$.
- c) a variável $F_{Q,k}$ é composta de dois elementos
 - $F_{Q1,k}$ o somatório das sobrecargas adotadas para se determinar $E_{a1,k}$ e a força de ancoragem P_k ; essa é a proporção da sobrecarga atuante no tardo da cortina de ancoragem, cuja ação é limitada pela superfície de escorregamento com o ângulo $\vartheta_{a,k}$ (Figura 2.8). A superfície de escorregamento com o ângulo $\vartheta_{z,k}$ é determinada para
 - cortina flexível;
 - e as escavações adjacentes a estrutura;
 - a variação da força $F_{Q2,k}$ (Figura 2.8) é o somatório das sobrecargas atuantes do limite da superfície de escorregamento até parede imaginária de ancoragem que passa pelo centro do bulbo de ancoragem, sendo adotada apenas se o ângulo de inclinação da superfície potencial de ruptura for maior que o ângulo de atrito do solo, $\vartheta > \varphi'_k$.

A ação $F_{Q,k}$ na Figura 2.8 corresponde à força $F_{Q1,k}$ onde $\vartheta \leq \varphi'_k$, ou o somatório de $F_{Q1,k}$ e $F_{Q2,k}$ onde $\vartheta > \varphi'_k$.

O seguinte procedimento é utilizado para determinação da reação característica do solo no plano de deslizamento inferior:

- a) se aplicável, a força de coesão é obtida da coesão C_k multiplicada pelo comprimento L da superfície de deslizamento:

$$C_k = c'_k \cdot L \quad (2.2)$$

- b) as características das reações da força Q_k no plano de escorregamento mais baixo é dado pela interseção da linha de ação do ângulo φ'_k com a normal à da superfície de escorregamento e a linha de ação da força de ancoragem $R_{A,cal}$ no polígono de forças.

A análise da estabilidade é realizada para cortinas ancoradas por múltiplos tirantes. As seguintes recomendações devem ser seguidas:

- a) cada ponto no centro do bulbo de ancoragem deve ser assumido como ponto final no plano de escorregamento no estágio de construção;
- b) o carregamento P_k (força de ancoragem) com o comprimento de ancoragem e o prisma de escorregamento do solo, ou com a superfície de deslizamento ativa resulta na força $E_{ag1,k}$.

3 CONCEITOS FUNDAMENTAIS

3.1 NOTAS INICIAIS

A caracterização do solo é imprescindível quando do dimensionamento de ancoragens com tirantes metálicos em solos, pois a variação dessas características interfere diretamente na capacidade de carga do sistema de ancoragem.

A posição do plano que passa pelo centro do bulbo de ancoragem é definida em relação ao plano de cisalhamento (escorregamento) do solo, e deve assegurar as condições de serviço da estrutura com tirantes sem provocar danos à mesma (Figura 3.1).

Serão brevemente relatados os principais ensaios de caracterização dos solos, definindo-se diversos parâmetros interferentes nas medidas obtidas.

3.2 CARACTERIZAÇÃO DO SOLO

Segundo DAS (2007), a resistência ao cisalhamento de uma massa de solo é a resistência interna por unidade de área unitária que essa massa pode oferecer para resistir a rupturas e a deslizamentos ao longo de qualquer plano em seu interior.

Contudo, a coesão c' e o ângulo de atrito φ' variam com a:

- a) condição de drenagem;
- b) velocidade de ensaio (argilas);
- c) direção do ensaio (solos anisotrópicos);
- d) trajetória das tensões;
- e) compactidade da amostra no caso das areias e consistência no caso das argilas.

Para o levantamento desses parâmetros são utilizados ensaios geotécnicos como o Triaxial, SPT, CPT e Teste de Palheta (Vane Test).

O plano de deslizamento (Figura 3.1) é determinado em função das forças atuantes no talude e do fator de segurança adotado.

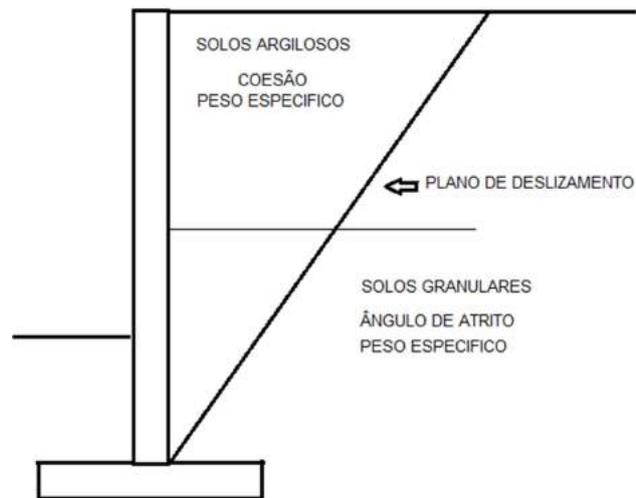


Figura 3.1 – Plano de deslizamento do maciço arrimado.

3.2.1 Ensaio: SPT

Alguns dos principais métodos de investigação do solo para fins de projeto de fundações de estruturas são:

- sondagens a percussão com SPT;
- ensaio de cone CPT;
- ensaio triaxial.

O equipamento padrão utilizado no Brasil para o ensaio de penetração dinâmica SPT (*Standard Penetration Test*) tem as seguintes características (Figura 3.2):

- a) massa do pilão = 65 kg;
- b) altura de queda = 75 cm.

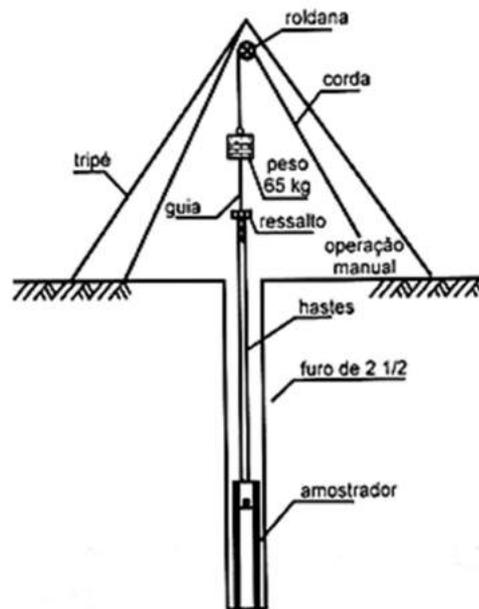


Figura 3.2 – Equipamento para o ensaio SPT.

Esse ensaio fornece a compactidade dos solos arenosos como areias e siltes arenosos, e a consistência de argilas e siltes (Tabela 3.1).

Tabela 3.1 – Classificação do solo de acordo com a NBR 6484 *apud* VELOSO e LOPES (2011).

Solo	N	Compactidade/Consistência
Areias e siltes arenosos	< 4	Fofo (a)
	5 – 8	Pouco Compacto (a)
	9 – 18	Medianamente Compacto (a)
	19 – 40	Compacto (a)
	> 40	Muito Compacto (a)
Argilas e siltes argilosos	< 2	Muito mole
	3 – 5	Mole
	6 – 10	Média
	11 – 19	Rija (o)
	> 19	Dura (o)

A eficiência do ensaio SPT definida como a razão entre a energia potencial teórica do martelo E e a energia que é realmente transferida à haste no instante do impacto E_0 , assim:

$$e = \frac{E}{E_0} \quad (3.1)$$

Ressalta-se que há variação entre o número de golpes do SPT obtido com equipamentos brasileiros, cujo sistema mais comum é manual, e a energia de cravação é da ordem de 70% da energia nominal e os obtidos com o padrão norte-americanos (ASTM 1586), cujo sistema é mecânico, e a energia de cravação é da ordem de 60%, a correlação entre esses ensaios é dada por:

$$N_{USA} \cong 1,17N_{BR} \quad (3.2)$$

3.2.2 Ensaio CPT

O ensaio consiste na cravação à velocidade lenta e constante de 2 cm/s de uma haste com ponta cônica, medindo-se a resistência encontrada nessa ponta e a resistência por atrito lateral (Figura 3.3).



Figura 3.3 – Equipamento de cravação mecânico para o ensaio do cone.

A Figura 3.4 mostra os resultados obtidos num ensaio usando-se o CPT.

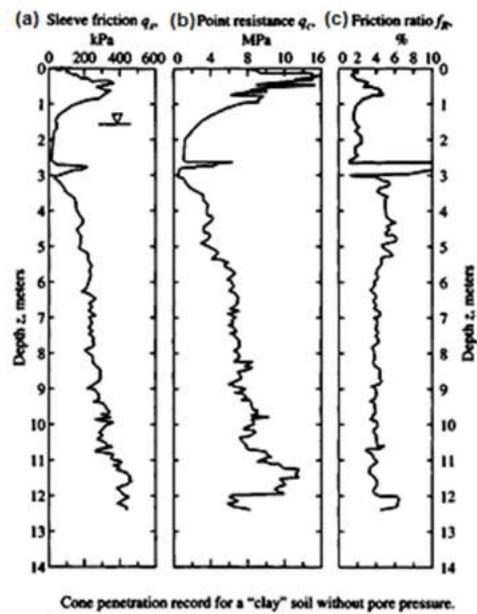


Figura 3.4 – Ensaio CPT: a) resistência lateral; b) resistência de ponta; c) razão entre o atrito lateral e a resistência de ponta (razão de atrito).

A razão entre o atrito lateral local e a resistência de ponta R é obtida por:

$$R = \frac{\tau_c}{q_{c_1}} \quad (3.3)$$

onde

τ_c – resistência lateral;

q_{c_1} – resistência de ponta.

A Tabela 3.2 mostra a classificação dos solos em função da razão entre o atrito lateral local e a resistência de ponta obtida no ensaio CPT.

Tabela 3.2 – Classificação dos solos quanto a razão de atrito, resistência de ponta de cone e tipo de solo (ROBERTSON e CAMPANELLA, 1983) *apud* VELLOSO e LOPES (2011).

Tipo de solo	R_f (%)
Areia fina e grossa	1,2 – 1,6
Areia siltosa	1,6 – 2,2
Areia siltoargilosa	2,2 – 4,0
Argila	> 4,0

A Figura 3.5 mostra o gráfico que apresenta a razão entre o atrito lateral local com a capacidade de carga do solo q_c .

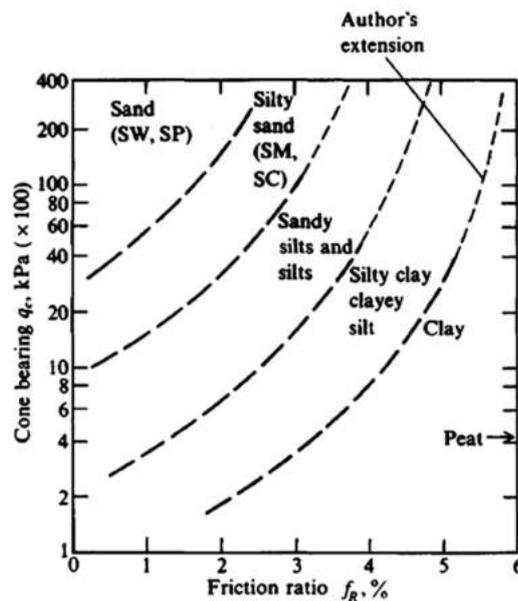


Figura 3.5 – Classificação dos solos usando o CPT.

A resistência não drenada das argilas, quando utilizado o teste CPT com cone mecânico, é obtida por:

$$S_u = \frac{q_{c1} - \sigma_{V,0}}{N_k} \quad (3.4)$$

onde

$\sigma_{V,0}$ – tensão vertical total;

q_{c1} – resistência de ponta;

N_k – fator de capacidade de carga empírico do cone, também denominado N_{KT} .

Por meio do limite de plasticidade do solo tem-se o fator N_k , conforme mostrado na Figura 3.6.

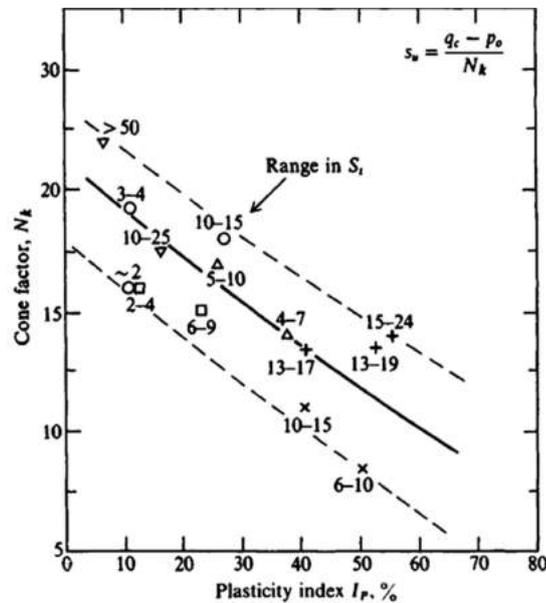


Figura 3.6 – Fator $N_K \times$ limite de plasticidade.

BOWLES (1997) sugere a seguinte expressão em função do índice de plasticidade:

$$N_{KT} = 13 + \frac{5,5}{50} I_P \pm 2 \quad (3.5)$$

A conversão dos resultados obtidos pelo SPT e CPT é mostrada na Tabela 3.3 para diversos tipos de solo. A expressão que relaciona os resultados desses dois tipos de ensaios é:

$$q_c = K.N \quad (3.6)$$

onde N é o número de golpes do SPT.

Tabela 3.3 – Correlação entre SPT e CPT.

Tipo de Solo	K (MPa)
Argila	0,35
Argila siltosa	0,35
Silte argilosos	0,35
Argila arenosa	0,20
Argila silto arenosas	0,20
Silte arenoso	0,35
Areia argilosa	0,60
Areia	1,00

3.2.3 Coeficiente de Poisson, coesão e pesos específicos

Algumas correlações entre N e a densidade relativa de areias foram estabelecidas por GIBBS e HOLTZ (1957), como a apresentada na Figura 3.7a (VELOSO e LOPES, 2011).

Na Figura 3.7b são apresentadas as correlações entre o SPT, o ângulo de atrito efetivo φ' e a tensão efetiva vertical no nível de ensaio $\sigma'_{v,0}$.

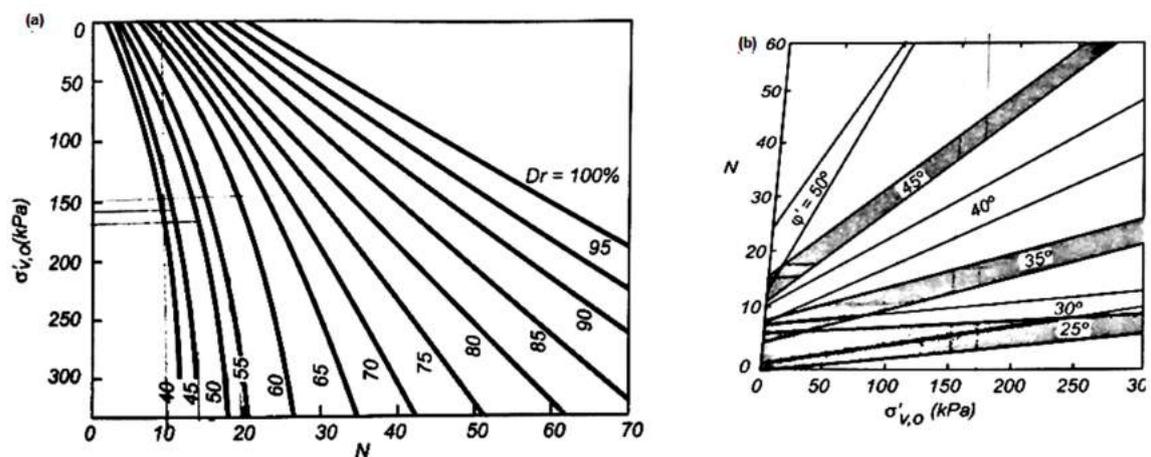


Figura 3.7 – Relação entre N : (a) densidade relativa (GIBBS e HOLTZ, 1957) ; (b) ângulo de atrito efetivo de areias (MELLO, 1971) *apud* VELOSO e LOPES (2011).

A seguir são apresentados os valores de módulo de elasticidade para os solos arenosos (Tabela 3.4).

Tabela 3.4 – Valores representativos de módulos de elasticidade E_s (DAS, 2013).

Tipo de solo	Módulos de elasticidade do solo (E_s) (kN/m^2)
Areia fofa	10 000 – 28 000
Areia compacta	35 000 – 70 000
Argila mole	1 800 – 3 500
Argila dura	6 000 – 14 000

Os valores referentes ao coeficiente de Poisson são apresentados na Tabela 3.5.

Tabela 3.5 – Valores representativos do coeficiente de Poisson ν (DAS, 2013).

Tipo de solo	Coeficiente de Poisson ν
Areia fofa	0,2 – 0,4
Areia média	0,25 – 0,4
Areia compacta	0,3 – 0,45
Areia siltosa	0,2 – 0,4
Argila mole	0,15 – 0,25
Argila média	0,2 – 0,5

A Tabela 3.6 fornece o valor de coesão para as argilas relacionados com o SPT e a Tabela 3.7 mostra os valores para pesos específicos nas argilas.

Tabela 3.6 – Coesão das argilas.

SPT N	Nomenclatura para sondagens	Coesão (kPa)
<2	Muito mole	<10
2 a 4	Mole	10 – 25
4 a 8	Médio	25 – 50
8 a 15	Rija	50 – 100
15 a 30	Muito rija	100 – 200
>30	Dura	>200

Tabela 3.7 – Peso específicos das argilas.

SPT (N)	Nomenclatura para sondagens	Peso específico (kN/m ³)
≤2	Muito mole	13
3 – 5	Mole	15
6 – 10	Média	17
11 – 19	Rija	19
≥20	Dura	21

A Figura 3.8 fornece a resistência não drenada das argilas (VELOSO e LOPES, 2011).

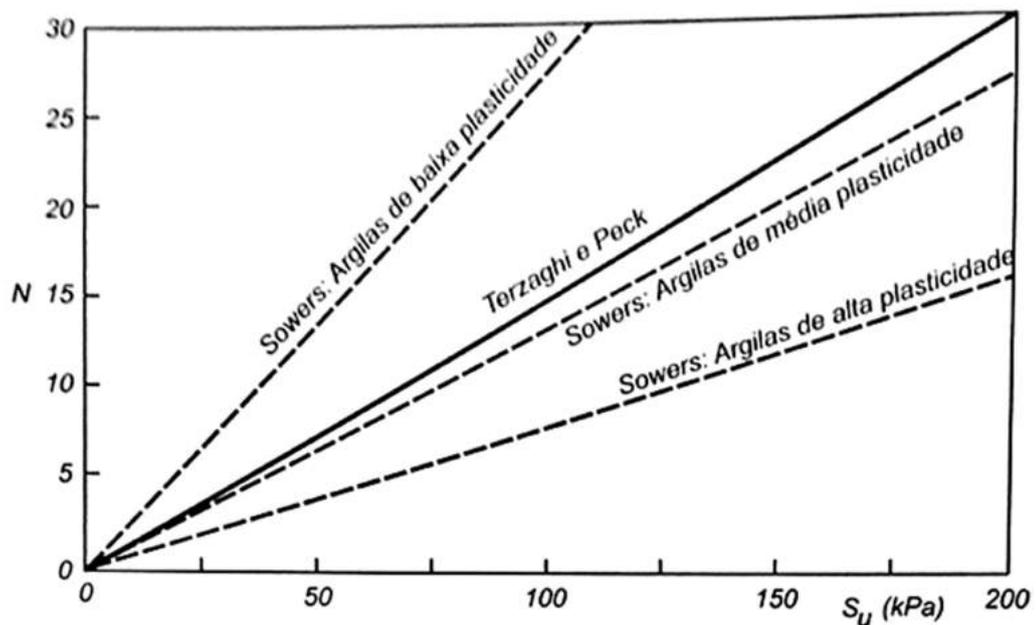


Figura 3.8 – Resistência entre N e a resistência não drenada de argilas (U.S Navy, 1996).

3.2.4TESTE DA PALHETA (“Vane Test”)

O ensaio de palheta (Vane Test) é tradicionalmente empregado na determinação do cisalhamento de argilas moles saturadas, submetidas à condição de carregamento não drenado.

Esse ensaio consiste na cravação estática de palheta de aço, com seção transversal em formato de cruz, de dimensões padronizadas, inserida até a posição desejada para a execução do teste (Figura 3.7).

Um sistema duplo de hastes é utilizado para eliminar qualquer outro atrito da haste da palheta de teste com o solo, e para eliminar interferências nas medidas de resistência.

Uma vez posicionada aplica-se um torque à ponteira por meio de uma unidade de medição, com velocidade de 0,1 a 0,2 °/s. O torque máximo permite a obtenção do valor de resistência não drenada do terreno, nas condições de solo natural indeformado.

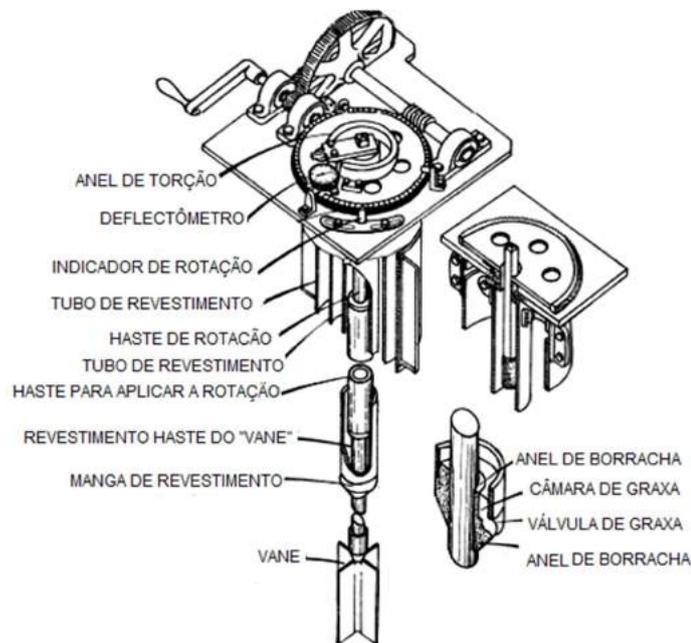


Figura 3.9 – Equipamento para o ensaio de palheta.

Para a obtenção da resistência não drenada, representativa de uma condição pós amalgamento da argila, gira-se a palheta rapidamente em 10 voltas consecutivas, obtendo-se a resistência do solo na condição de solo amalgamado, permitindo avaliar a sensibilidade da estrutura de formação natural de depósito argiloso.

Por meio do ensaio de palheta são obtidos os seguintes resultados:

- gráfico do torque em função da rotação;
- resistência não drenada nas condições amalgamadas;
- sensibilidade da estrutura da argila.

A resistência não drenada nas argilas é dada por:

$$S_u = \frac{M}{\pi \left(\frac{d^2 h}{2} + \frac{d^3}{6} \right)} \quad (3.7)$$

onde

d – diâmetro do cilindro;

h – altura da palheta;

M – torque medido.

3.2.5 ENSAIO TRIAXIAL

O ensaio de compressão triaxial (Figura 3.10) consiste na aplicação de um estado hidroestático de tensões, e de um carregamento axial sobre um corpo de prova cilíndrico do solo.

O corpo de prova então é envolto numa membrana de borracha e colocado no interior de uma câmara de ensaio. A câmara é preenchida com de água e é aplicada uma tensão confinante PINTO (2000) *apud* MARANGON (2014).

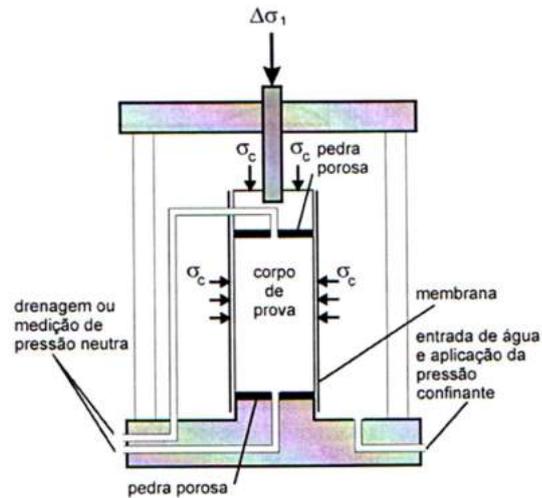


Figura 3.10 – Ensaio triaxial.

A pressão confinante atua em todas as direções, inclusive na vertical, o que caracteriza o estado hidrostático de tensões.

As tensões principais σ_1 e σ_3 permitem executar o traçado dos círculos de Mohr correspondentes. A tensão desviadora representada em função da deformação específica (deformação vertical devido ao carregamento dividida pela altura do corpo de prova) indica o valor correspondente à ruptura (Figura 3.11).

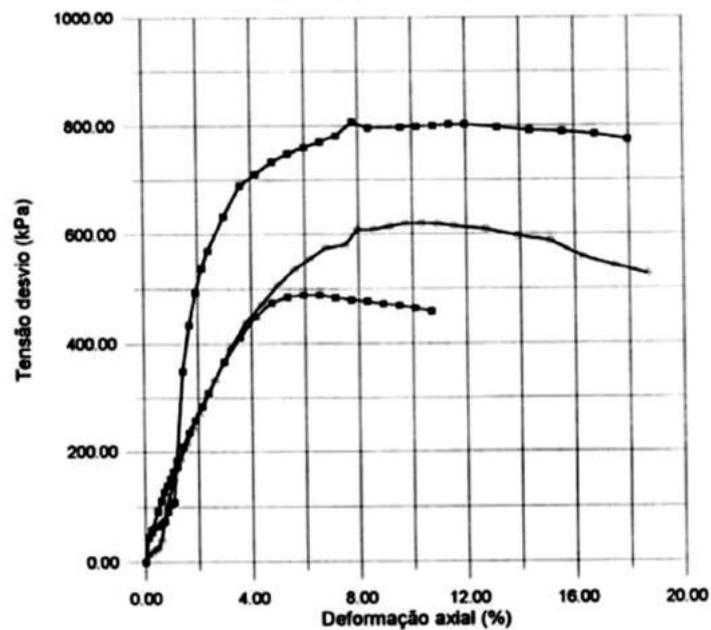


Figura 3.11 – Curva tensão desviadora x deformação específica.

A tensão principal representada em função da deformação específica indica o valor máximo que corresponde à situação de ruptura, que fica definido pelo círculo de Mohr (MARANGON, 2014).

Relação Constitutiva

A curva tensão deformação específica é não linear, podendo ou não apresentar pico bem definido. Com isso se define o módulo de deformabilidade E , que irá variar com a magnitude das tensões e deformações específicas.

A ruptura do solo pode ocorrer dos seguintes modos: por tensão de pico, por máxima razão das tensões principais, por deformação limite e tensão residual.

Uma vez caracterizada a ruptura pode-se definir o estado de tensões de ruptura, e por meio de ensaios com diferentes condições iniciais tem-se a envoltória de Coulomb - Mohr (Figura 3.12).

Resistência dos Solos Granulares

A resistência dos solos granulares é devida ao atrito, sendo que no momento do deslizamento a resistência ao cisalhamento se iguala à tensão tangencial:

$$\tau_{máx} = \frac{T_{máx}}{A} \quad (3.8)$$

A resistência ao cisalhamento depende da tensão normal e do coeficiente de atrito, assim:

$$\tau_f = \sigma \tan \phi' \quad (3.9)$$

A curva tensão x deformação específica para essa condição indica crescimento das tensões cisalhantes e deformações, até se atingir a condição de ruptura.

3.2.6 Envoltória de Coulomb-Mohr

A análise da estabilidade do talude visa localizar e definir a massa de solo, que possivelmente escorregará. A superfície estará sujeita a ruptura por cisalhamento, isto é, em todos os pontos as tensões cisalhantes se igualam ou superam a resistência cisalhante do solo.

Após a realização de ensaios de diversos corpos de prova em condições distintas de sollicitações, traçam-se círculos de Mohr, nos quais pelo menos um ponto representa as tensões no plano de ruptura.

A tensão de cisalhamento é obtida por:

$$\tau = c' + \sigma \operatorname{tg} \theta' = c' + (\sigma - \mu) \operatorname{tg} \theta' \quad (3.10)$$

Ressalta-se que a água não transmite sollicitações de cisalhamento, logo para se obter a tensão cisalhante máxima é utilizada a tensão efetiva.

A Figura 3.12 mostra a representação da envoltória de Coulomb-Mohr (DAS, 2007). Nessa envoltória se obtém os planos principais, as tensões principais e a tensão de cisalhamento máxima.

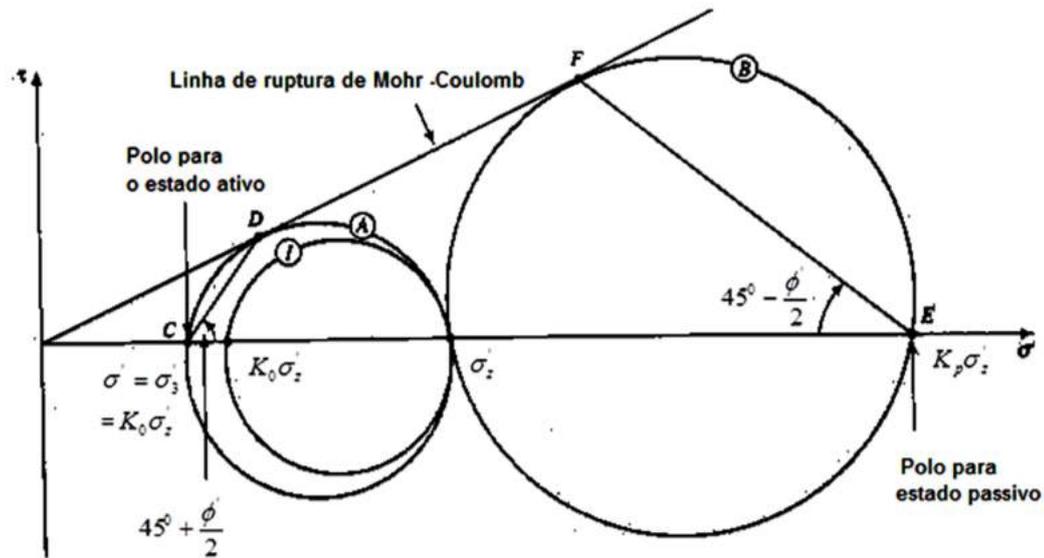


Figura 3.12 – Envoltória de Coulomb-Mohr (BUDHU, 2013).

3.2.7 PLANO DE ESCORREGAMENTO

Com a definição do plano de escorregamento tem-se a área a partir da qual fica definido o plano que passa pelo centro do bulbo de ancoragem (Figura 3.13).

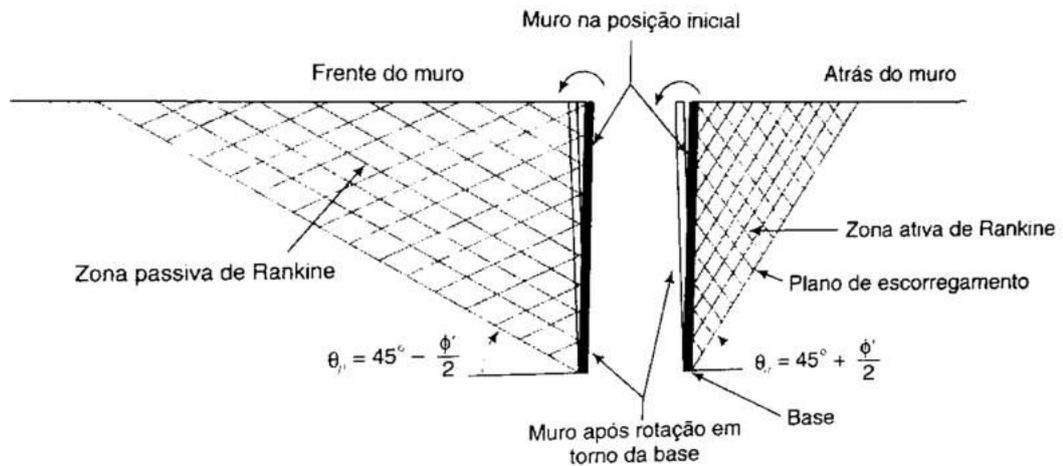


Figura 3.13 – Envoltória de Coulomb-Mohr e plano de escorregamento (BUDHU, 2013).

3.3 PLANO DE ANCORAGEM DOS TIRANTES

Os métodos descritos a seguir são usados para o cálculo de um fator de segurança que assegure que as solicitações, tais como o peso da cunha do terreno instável e as sobrecargas que atuam no talude, sejam suportadas pela estrutura de contenção, isto é, definem a posição do plano de ancoragem.

Após se projetar a profundidade e a extensão da escavação necessária distribuem-se os tirantes na cortina com um espaçamento de 1,5 m a 2,0 m. Os furos para instalação dos tirantes têm a inclinação entre 15° a 20° para facilitar a execução e para que a força incorporada seja a maior possível, e devem estender-se além do plano de deslizamento do talude a ser contido.

O bulbo de concreto será posicionado 0,15H (altura) além do plano de deslizamento (Figura 3.14), onde H é a altura da cortina.

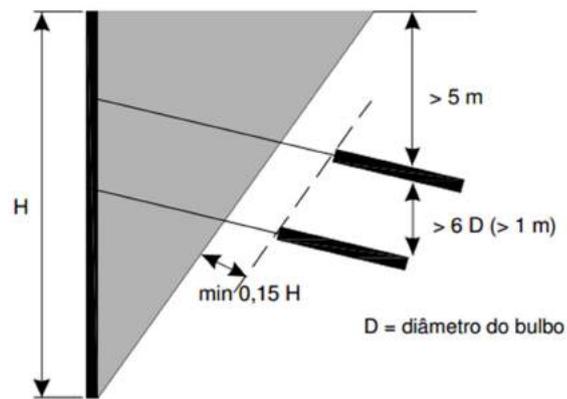


Figura 3.14 – Recomendações para espaçamento de ancoragem. (PINELO, 1980).

3.3.1 Método brasileiro de atirantamento (1957)

O método brasileiro de atirantamento define o plano de deslizamento mais provável por meio da expressão 3.11. A partir disso obtém-se o fator de segurança, que no mínimo deve ser igual a 1,5.

A Figura 3.15 apresenta as forças atuantes no talude que será ancorado.

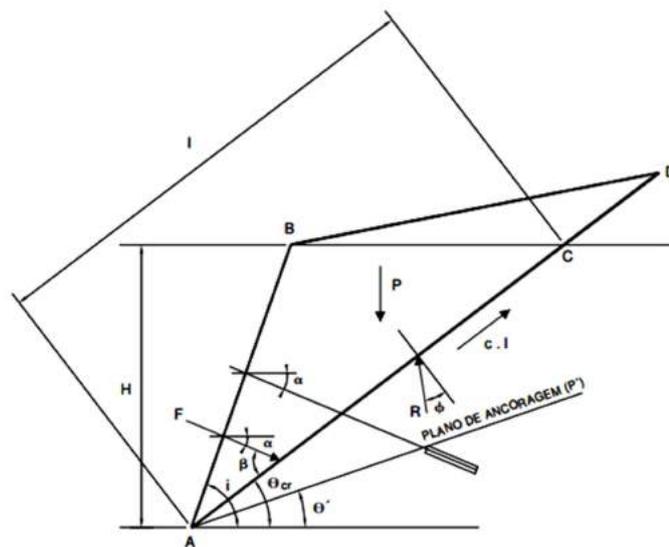


Figura 3.15 – Forças atuantes na cunha de solo (FIAMONCINI, 2009).

Os diversos parâmetros são descritos a seguir.

- Ângulo do plano de deslizamento mais provável é dado por:

$$\theta_{cr} = \frac{i + \phi}{2} \quad (3.11)$$

onde

i – inclinação do talude;

ϕ – ângulo de atrito;

θ_{cr} – ângulo formado pela horizontal com o plano crítico de deslizamento (plano de menor coeficiente de segurança ao deslizamento).

- Coeficiente de segurança mínimo pode ser calculado por:

$$FS_{\min} = \frac{c \cdot \ell \cdot \cos \phi}{P \cdot \text{sen}(\theta_{cr} - \phi)} \quad (3.12)$$

onde

C – coesão do material do solo;

ℓ – comprimento da linha de maior declive do plano de deslizamento;

P – peso da cunha mais provável de deslizamento com dimensão transversal unitária.

- Coeficiente segurança é calculado por:

$$FS_p = \frac{\frac{2c}{\gamma \cdot H} \text{sen}(i) \cos \phi}{\text{sen}(i - \theta') \cdot \text{sen}(\theta' - \phi)} \quad (3.13)$$

onde

θ' – ângulo formado pela horizontal com o plano de ancoragem (estimado);

FS_p – coeficiente de segurança estimado em relação ao ângulo θ' tem que ser $\geq 1,5$

- Força de ancoragem necessária é calculada pelas expressões 3.14 e 3.15:

$$F = \frac{FS_p}{FS_{\min}} \quad (3.14)$$

$$F = \frac{\lambda - 1}{\lambda} \cdot P'_p \cdot \frac{\text{sen}(\theta_{cr} - \phi)}{\text{cos}(\beta - \phi)} \quad (3.15)$$

onde

λ – razão entre o fator de segurança obtido com as forças de protensão e o fator de segurança mínimo relativo ao plano crítico de deslizamento;

β – ângulo formado pelos tirantes com o plano crítico de deslizamento;

P'_p – peso da cunha obtido por meio do novo plano de ruptura (plano de ancoragem).

3.3.2 Fellenius (1927)

No método desenvolvido por Fellenius tem-se o equilíbrio das forças atuantes na direção normal a base da fatia ou lamela, ou seja, na direção do raio do círculo de ruptura, e desprezam-se as forças de atrito nas faces das lamelas (Figura 3.16).

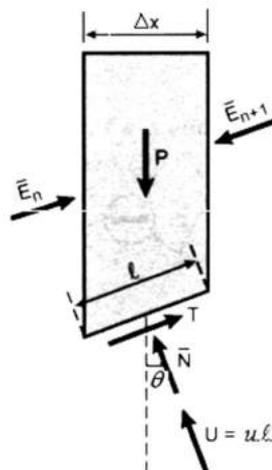


Figura 3.16 – Forças atuantes numa fatia de solo (DAS, 2013).

Os principais parâmetros obtidos por esse método são descritos a seguir.

As solicitações normais na base da fatia são dadas por:

$$\bar{N} + U = P \cdot \cos\theta \quad (3.16)$$

Para as tensões neutras tem-se:

$$\bar{N} = P \cdot \cos\theta - u \cdot \Delta x \cdot \sec\theta \quad (3.17)$$

O fator de segurança do método de Fellenius é definido como a razão entre as solicitações resistentes ao cisalhamento e as tensões cisalhantes, por:

$$F = \frac{\sum [c \cdot l + (P \cdot \cos\theta - u \cdot \Delta x \cdot \sec\theta) \cdot \operatorname{tg}\phi]}{\sum (P \cdot \sin\theta)} \quad (3.18)$$

Para a investigação dos pontos com menores índices dos fatores de segurança é necessário observar-se algumas condições:

- círculos que tangenciam mudanças de camadas no talude a ser ancorado;
- círculos que passem pela base do talude;
- traçam-se curvas de igual valor de fator de segurança para se traçar o círculo crítico.

3.3.3 Método Bishop simplificado

No Método Bishop o equilíbrio das forças atuantes nas lamelas ocorre na direção vertical, sendo que o processo para o cálculo do fator de segurança é iterativo (Figura 3.17).

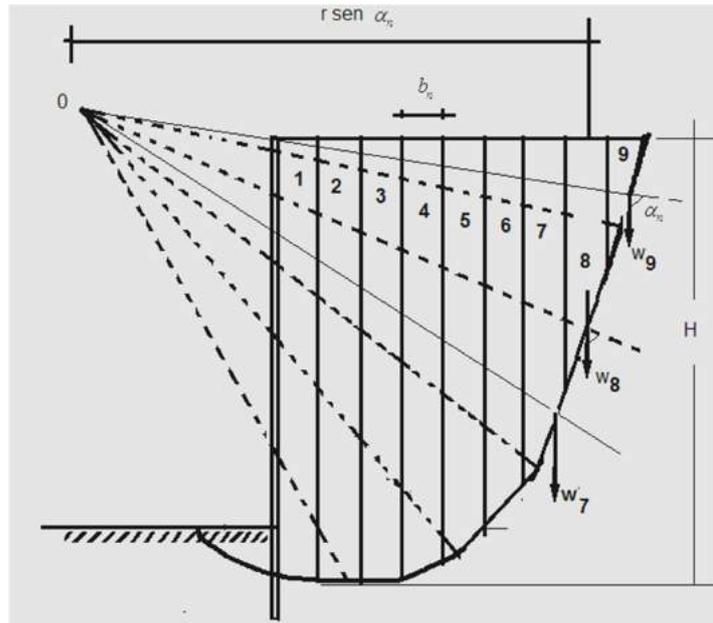


Figura 3.17 – Análise da estabilidade por meio do método comum das fatias.

As Figuras 3.18 e 3.19 mostram as forças atuantes e o polígono de forças no método simplificado de Bishop.

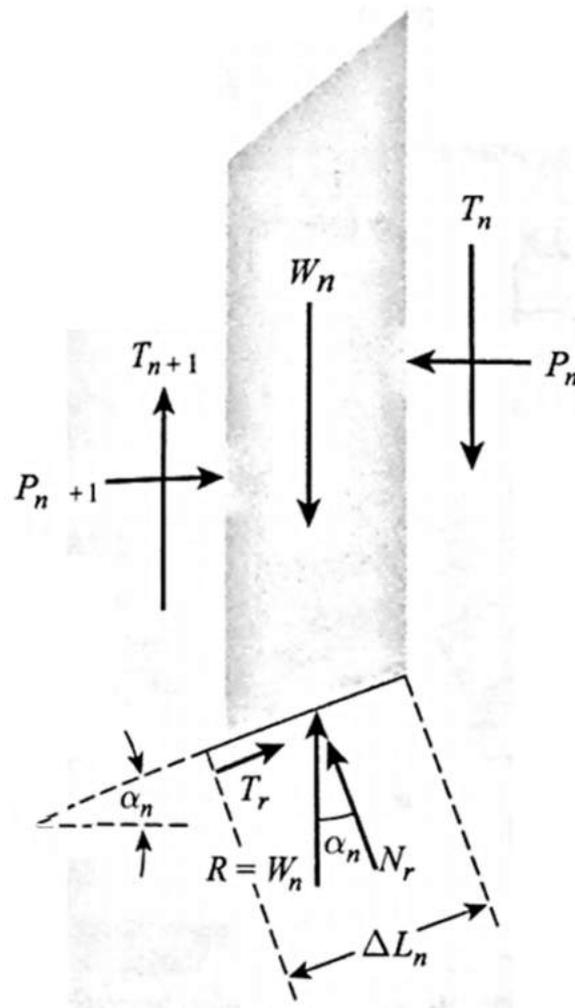


Figura 3.18 – Forças atuando na n -ésima fatia (DAS, 2013).

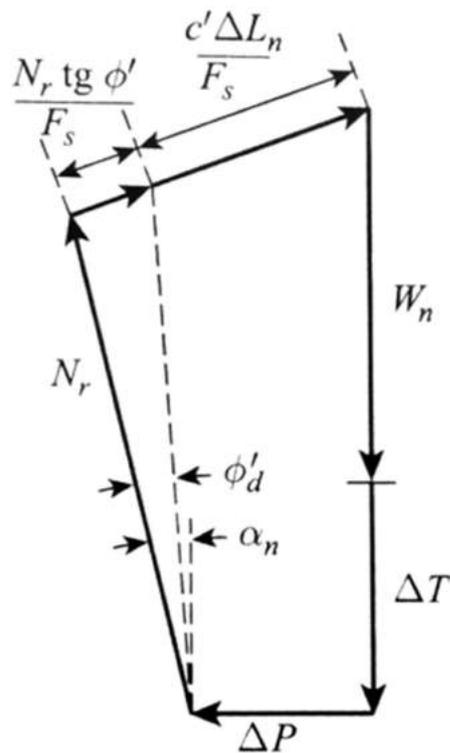


Figura 3.19 – Polígono das forças para o equilíbrio (DAS, 2013).

Para o primeiro valor de fator de segurança adota-se um valor estimado. O processo se repete até que os novos valores atendam ao critério da convergência, sendo:

$$F_s = \frac{\sum_{n=1}^{n=p} (c' b_n + W_n \operatorname{tg} \phi' + \Delta T \operatorname{tg} \phi') \frac{1}{m_{\alpha(n)}}}{\sum_{n=1}^n W_n \operatorname{sen} \alpha_n} \quad (3.19)$$

onde

c' – coesão;

b_n – largura da fatia;

W_n – peso da fatia;

ϕ' – ângulo de atrito;

α_n – ângulo de inclinação da fatia;

ΔT – forças de cisalhamento que atuam nas faces das fatias.

Sendo os valores de $m_{\alpha(n)}$ dados por:

$$m_{\alpha(n)} = \cos\alpha_n + \frac{\text{tg}\phi' \text{sen}\alpha_n}{F_s} \quad (3.20)$$

cuja variação é mostrada na Figura 3.20.

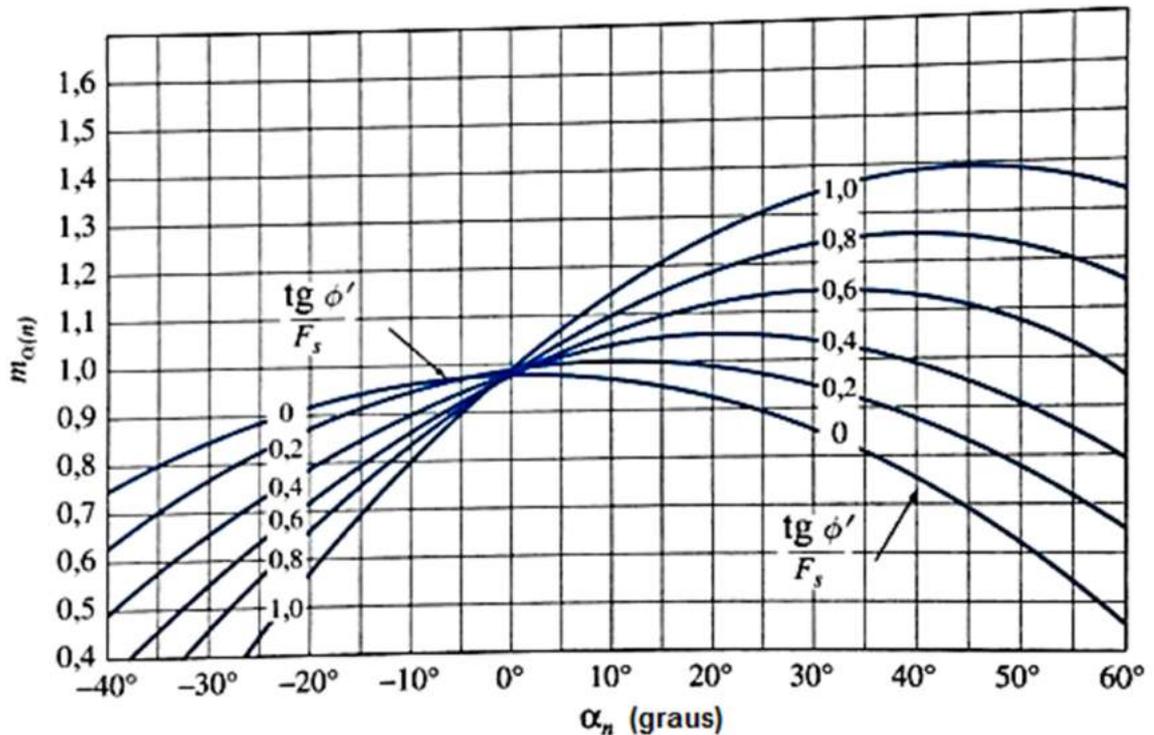


Figura 3.20 – Variação de $m_{\alpha(n)}$ com α_n e $\text{tg}\phi' / F_s$ (DAS, 2013).

Com a simplificação de $\Delta T = 0$ tem-se:

$$F_s = \frac{\sum [c' b_n + W_n \text{tg}\phi'] \frac{1}{m_{\alpha(n)}}}{\sum_{n=1}^n W_n \text{sen}\alpha_n} \quad (3.21)$$

Adota-se um procedimento de iterativo para se obter o valor de F_s .

Obtêm-se assim um plano de ancoragem que tem o fator de segurança maior do que 1,5, e que atende à solicitação do projeto.

Se comparado a métodos mais rigorosos o Método de Bishop apresenta uma variação de apenas 1%.

A definição do plano de deslizamento ou escorregamento permite que se determine posicionamento do bulbo de concreto, e em seguida obtém-se as solicitações nos tirantes e no bulbo de ancoragem.

3.3.4 Cálculo do empuxo do solo

As solicitações atuantes na cortina atirantada incluem o empuxo de terra, as sobrecargas devidas a utilização do talude e a pressão hidrostática, entre outras.

A Figura 3.21 mostra um modelo com sobrecarga atuante, tirantes metálicos, cortina de concreto e o bulbo de ancoragem.

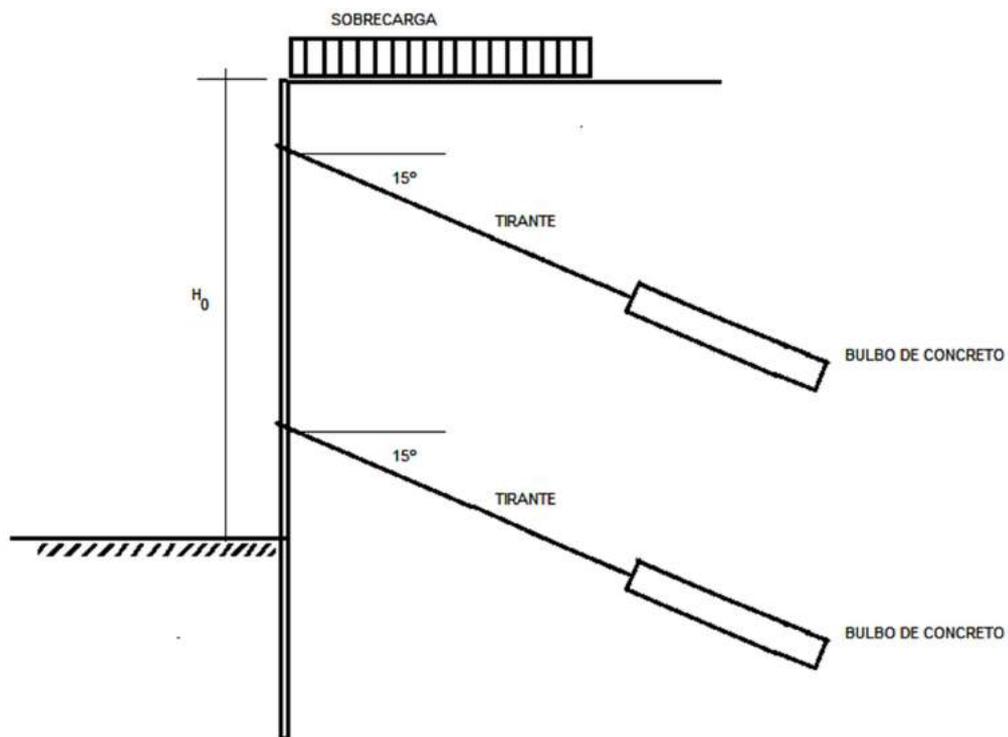


Figura 3.21– Cortina atirantada: sobrecarga e bulbo de concreto.

O coeficiente de empuxo ativo na Teoria de Rankine é dado por:

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi'}{2} \right) \quad (3.22)$$

A Figura 3.22, mostra a variação da tensão para solos granulares devido ao seu peso e à sobrecarga.

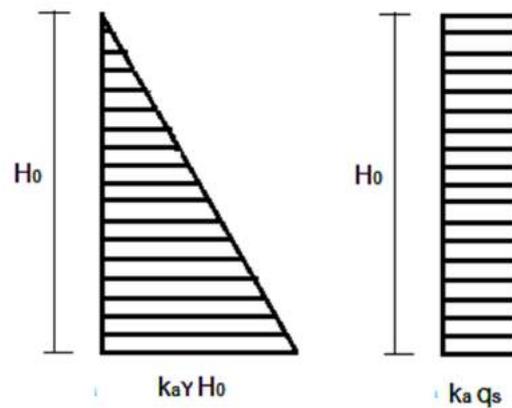


Figura 3.22 – Cargas na cortina devido ao peso do solo e à sobrecarga.

O empuxo total por unidade de comprimento é dado pela área do diagrama de pressão, então (Figura 3.21):

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma' H_0^2 + K_a q_s H_0 \quad (3.23)$$

O coeficiente de empuxo passivo é dado por:

$$K_p = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi'}{2} \right) \quad (3.24)$$

O empuxo passivo fica definido pela área do diagrama :

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma' H_0^2 \quad (3.25)$$

Se a água de superfície está presente e o lençol d'água está numa profundidade h da base do muro, a pressão hidrostática é dada por:

$$u = \gamma_w' h_w \quad (3.26)$$

A força hidrostática fica definida por:

$$P_w = \frac{1}{2} \gamma_w' h_w^2 \quad (3.27)$$

A Figura 3.23 mostra a variação da tensão para solos granulares devido ao seu peso do solo na zona passiva.

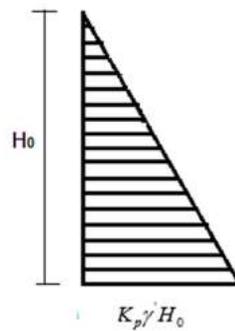


Figura 3.23 – Cargas na cortina devido ao empuxo passivo.

PECK (1969) *apud* DAS (2013) traçou diagramas empíricos de resultados referentes às pressões laterais sobre pranchas para projetos de sistemas de escoramentos. Esses diagramas de pressão para cortes em areia, em argila de mole à média e em argila rija mostrados na Figura 3.24.

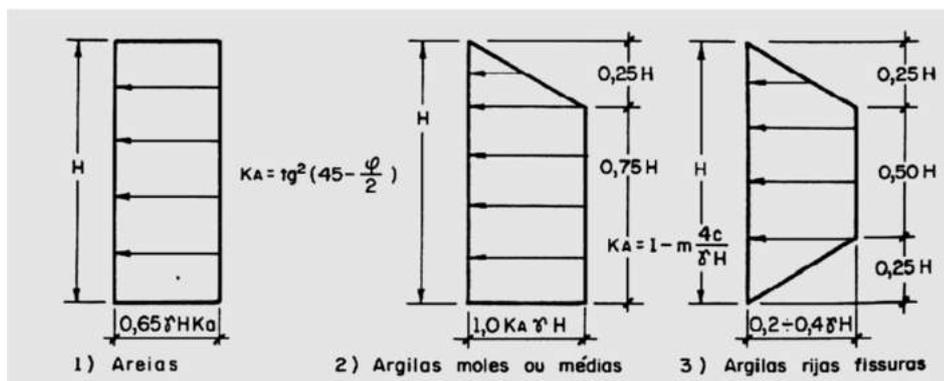


Figura 3.24 – Diagramas de pressão de PECK (1969) *apud* DAS (2013).

3.3.5 Forças nos tirantes

A primeira etapa no cálculo das forças atuantes nos tirantes está diretamente ligada à geometria da estrutura de contenção a ser construída e a fatores como sobrecarga acrescentada no processo de utilização, se é uma estrutura permanente ou temporária, e a um estudo se há construções próximas à área onde se pretende construir.

Numa segunda etapa é realizada uma pesquisa das características do solo na região por meio de ensaios geotécnicos, como ensaio triaxial e outros parâmetros geotécnicos como peso específico, coesão, ângulo de atrito, permeabilidade do solo, ângulo de dilactância, *etc.*

A cortina a ser atirantada é então dividida em áreas de influência Figura 3.25.

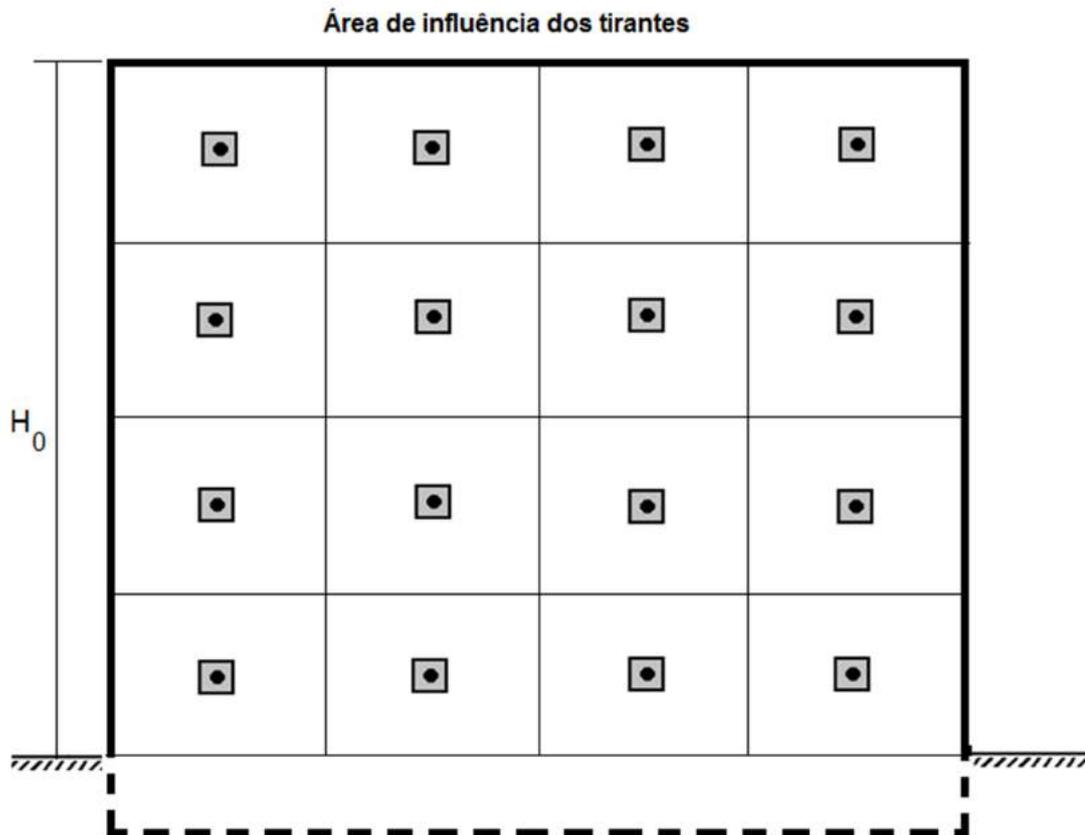


Figura 3.25 – Vista frontal de uma cortina atirantada dividida por áreas de influência dos tirantes.

Na etapa seguinte a força atuante no tirante é estimada em função da área de influência sendo dada pela soma das tensões resultantes do peso do solo ou massa instável do terreno e da resultante da sobrecarga atuante sobre o talude multiplicada pela área de influência na região em torno do tirante (Figura 3.26).

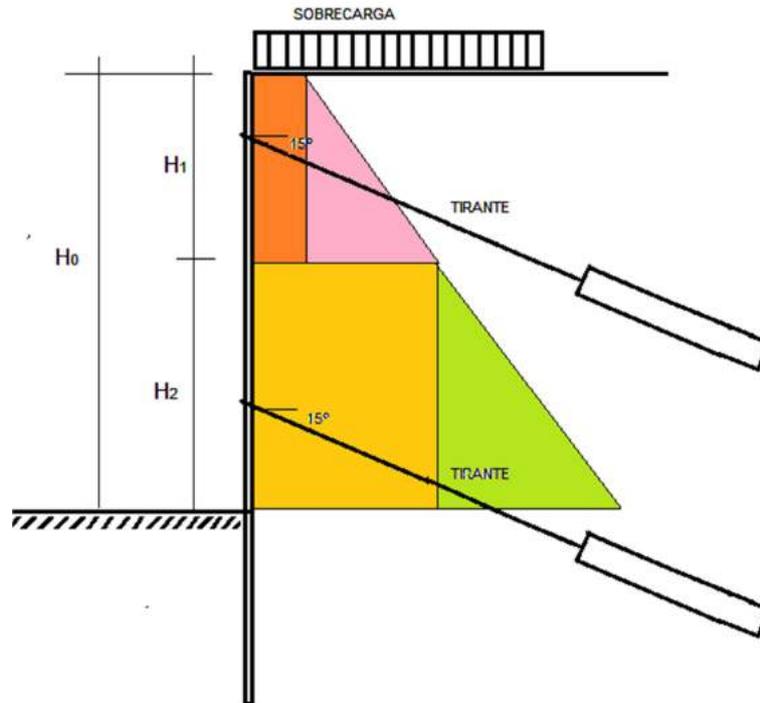


Figura 3.26 – Corte na cortina: linha de tirantes.

A seguir são mostradas as expressões usadas para o cálculo das solicitações a que estão submetidos os tirantes, além dessas solicitações, caso o nível freático se apresente em alguma camada do solo suportado pela cortina, o peso do solo saturado deve ser considerado.

A tensão efetiva é dada por:

$$\sigma'_x = K_a \cdot \gamma \cdot H_0 = \left(\gamma H_0 \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\phi'}{2} \right) \right) \quad (3.28)$$

A tensão efetiva devido a sobrecarga fica:

$$\sigma'_x = (K_a q_s) \quad (3.29)$$

A componente horizontal é dada por:

$$T_S = (K_a q_s + \sigma'_x) S \quad (3.30)$$

onde S é a área de influência.

Com isso têm-se as solicitações atuantes no tirante.

$$T = \frac{T_s}{\cos \alpha_i} \quad (3.31)$$

onde α_i é o ângulo da inclinação do tirante.

Nessa etapa o cálculo do comprimento ancorado é efetuado a partir das forças que são transferidas ao solo por meio do bulbo de ancoragem.

A solicitação máxima é calculada por meio de diversos métodos tais como a NBR 5629:2006, BUSTAMANTE e DOIX (1985) e outros métodos.

Então, verifica-se o fator de segurança entre as solicitações no tirante e a força máxima obtida nos cálculos se a relação resultar em um fator de segurança superior a 1,5 o comprimento do bulbo de ancoragem pode ser adotado.

No caso de obras temporárias esse fator de segurança é 1,3.

Contudo, uma análise da estabilidade do plano de ancoragem é necessária e para isso são utilizados os métodos de Fellenius, Bishop simplificado e outros. O fator de segurança nesse caso pode variar dependendo entre outras coisas do risco de vidas humanas e do uso da estrutura a ser construída não sendo menor que 1,5.

4 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

4.1 NOTAS INICIAIS

A NBR 5629:2006, BUSTAMENTE e DOIX (1985), BUDHU (2011), COSTA NUNES (1987) e outros sugerem algumas formas de se determinar o comprimento do bulbo de ancoragem de modo a atender às solicitações em solos argilosos e arenosos.

Nesta dissertação são analisados alguns estudos desses autores com o objetivo de se comparar os resultados obtidos em cada um, e a partir daí se desenvolver uma sistemática que utilize o método computacional como auxílio no dimensionamento desse tipo de sistema de contenção.

4.2 NBR 5629: 2006

A estimativa da capacidade de carga sugerida pela NBR 5629:2006, emprega as seguintes expressões:

– solos granulares

$$T_{máx} = \sigma'_z U L_b K_f \quad (4.1)$$

onde

$T_{máx}$ – capacidade de carga limite;

σ'_z – tensão vertical efetiva no ponto médio da ancoragem;

U – perímetro médio da seção transversal do bulbo de ancoragem;

L_b – comprimento do bulbo de ancoragem;

K_f – coeficiente de ancoragem;

α_0 – coeficiente redutor da resistência ao cisalhamento não drenada S_u .

A Tabela 4.1 apresenta o coeficiente de ancoragem K_f para solos granulares.

Tabela 4.1 – Coeficiente de ancoragem K_f para solos granulares.

Tipo de Solo	Compacidade		
	Fofa	Compacta	Muito Compacta
Silte	0,1	0,4	1,0
Areia fina	0,2	0,6	1,5
Areia média	0,5	1,2	2,0
Areia grossa e pedregulho	1,0	2,0	3,0

– solos coesivos

$$T_{\max} = \alpha_0 UL_b S_u \quad (4.2)$$

onde

α_0 – coeficiente redutor da resistência ao cisalhamento não drenada S_u ;

S_u – resistência ao cisalhamento não drenado do solo argiloso.

A NBR 5629:2006 ainda define que para:

- a) $S_u \leq 40 \text{ kPa}, \alpha = 0,75$;
- b) $S_u \geq 100 \text{ kPa}, \alpha = 0,35$;
- c) entre os dois valores, interpolar linearmente.

A Figura 4.1 ilustra o comportamento da resistência ao cisalhamento não drenado do solo argiloso.

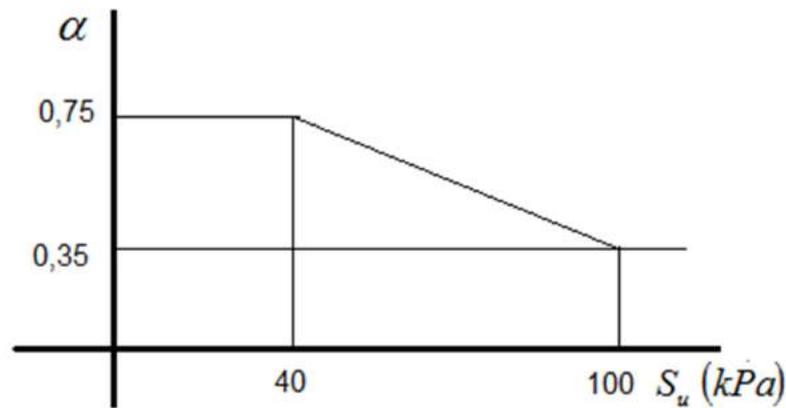


Figura 4.1 – Valores para a resistência ao cisalhamento não drenado do solo argiloso.

4.3 MÉTODO DE BUSTAMANTE E DOIX (1985)

Na metodologia de cálculo sugerida por BUSTAMANTE e DOIX (1985) para o dimensionamento de ancoragens, as técnicas de injeção e o volume injetado são considerados. A tensão na ancoragem propriamente dita é determinada em função da tensão cisalhante ao longo da área lateral do bulbo de ancoragem (MENDES, 2010) seguindo-se:

$$T_1 = \pi \cdot D_e \cdot L_b \cdot q_s \quad (4.3)$$

$$D_e = \beta \cdot D_p \quad (4.4)$$

onde

D_e – diâmetro médio adotado do trecho ancorado;

D_p – diâmetro perfurado do trecho ancorado;

L_b – comprimento do trecho ancorado;

β – coeficiente de majoração do diâmetro do trecho ancorado devido à injeção;

q_s – resistência ao cisalhamento.

Os valores de β são mostrados na Tabela 4.2.

Tabela 4.2 – Coeficiente de ampliação de β em função do tipo de injeção.

Tipos de solo	Coeficiente β	
	Com reinjeção	Sem reinjeção
Cascalho	1.8	1.3 – 1.4
Cascalho Arenoso	1.6 – 1.8	1.2 – 1.4
Areia com cascalho	1.5 – 1.6	1.2 – 1.3
Areia grossa	1.4 – 1.5	1.1 – 1.2
Areia média	1.4 – 1.5	1.1 – 1.2
Areia fina	1.4 – 1.5	1.1 – 1.2
Areia siltosa	1.4 – 1.5	1.1 – 1.2
Silte	1.4 – 1.6	1.1 – 1.2
Argila	1.8 – 2.0	1.2

*Para os valores desta tabela o volume de injeção é de 1,5 vezes o volume de escavação.

Para se estimar os valores da resistência ao cisalhamento q_s são utilizados os gráficos mostrados nas Figuras 4.2 e 4.3, que fornecem correlações empíricas para a resistência ao cisalhamento por unidade de comprimento.

Os parâmetros mostrados são:

p_1 – pressão limite do ensaio pressiométrico;

N – número de golpes do SPT;

IRS – injeção em estágio repetitivo;

IGU – injeção em estágio único.

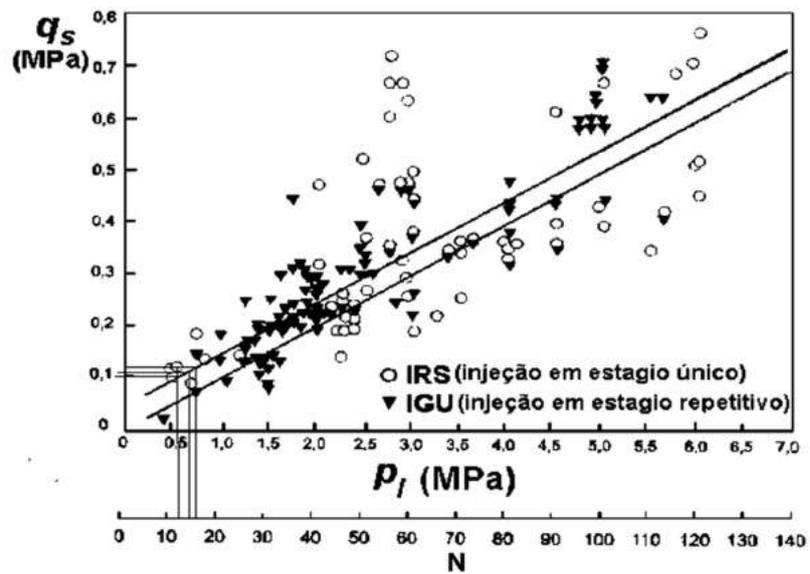


Figura 4.2 – Correlações empíricas para resistência ao cisalhamento q_s para areias e cascalho; BUSTAMANTE e DOIX, (1985); MORE, (2003).

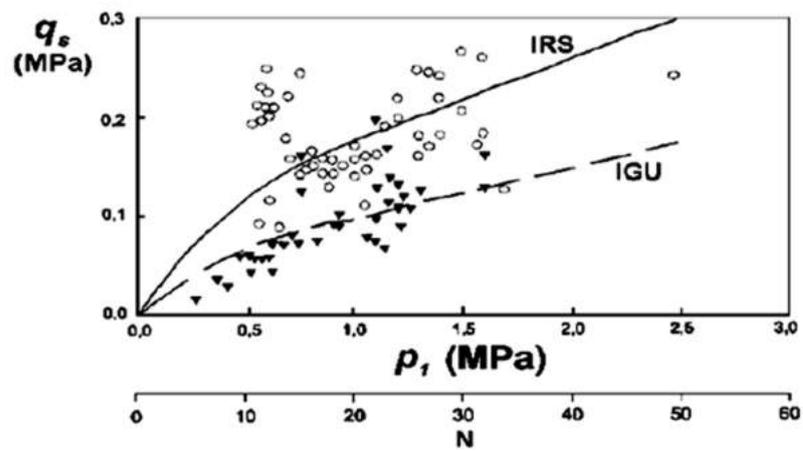


Figura 4.3 – Correlações empíricas para resistência ao cisalhamento q_s em argilas e siltes; BUSTAMANTE e DOIX (1985); MORE, (2003).

4.4 MÉTODO DE BUDHU (2013)

O cálculo do comprimento ancorado será efetuado a partir do levantamento das cargas a serem transferidas ao solo pelos tirantes por meio do bulbo de ancoragem.

A Figura 4.4 mostra o modelo para o cálculo.

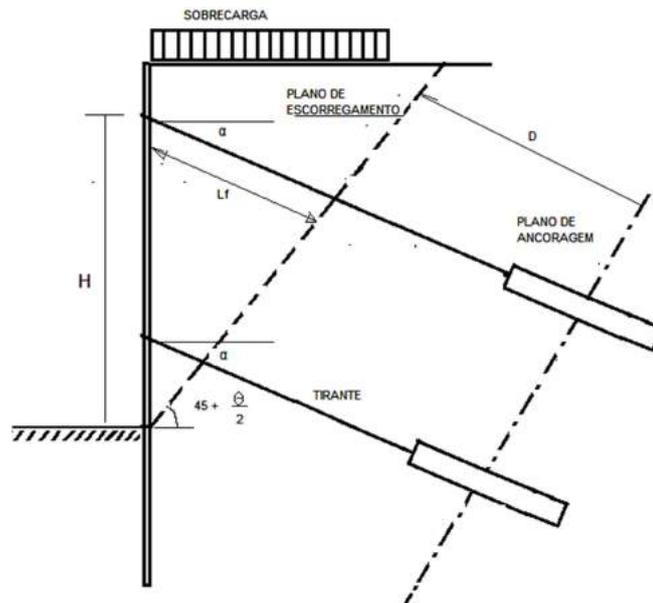


Figura 4.4 – Corte na cortina e plano de ancoragem (BUDHU, 2013).

Segundo BUDHU (2013), o cálculo do comprimento ancorado, é dado por:

$$L_f = \frac{[H_{\text{tirante}} \operatorname{tg}(90 - \beta)]}{\cos \alpha} \quad (4.5)$$

sendo
$$\beta = 45^\circ - \frac{\theta}{2}$$

O comprimento livre mínimo do tirante, segundo esse autor, é dado por:

$$L_{\text{final}} = L_f + D \quad (4.6)$$

onde D é a distância entre o plano de escorregamento do talude ao plano de ancoragem do bulbo de concreto.

A Tabela 4.3 fornece o comprimento de aderência no solo em função do seu tipo, indicando a taxa de transferência última.

Tabela 4.3 – Possíveis valores para carga de transferência de tirante com injeção de calda de cimento (1 kN/m = 68,5 lb/ft).

TIPO DE SOLO	COMPACIDADE (SPT)	CARGA DE TRANSFERÊNCIA
		ÚLTIMA (KN/m)
Areia e Pedregulho	Fofo (4 – 10)	145
	Pouco compacto (11 – 30)	220
	Compacto (31 – 50)	290
Areia	Fofo (4 – 10)	100
	Pouco compacto (11 – 30)	145
	Compacto (31 – 50)	190
Areia e Silte	Fofo (4 – 10)	70
	Pouco compacto (11 – 30)	100
	Compacto (31 – 50)	130
Mistura de silte e argila com baixa plasticidade ou misturas de areia e silte com finos micáceos	Rija (10 – 20)	30
	Dura (21 – 40)	60

O comprimento ancorado máximo é dado pela expressão:

$$L_{m\acute{a}x} = \frac{[FS \times FT]}{CTU} \quad (4.7)$$

onde

$L_{m\acute{a}x}$ – comprimento ancorado máximo;

FS – fator de segurança;

CTU – carga de transferência última;

FT – força máxima do tirante.

4.5 PLAXIS (2002)

A modelagem numérica da cortina atirantada, dos tirante metálicos e bulbo de concreto, será efetuada com o programa Plaxis para solos arenosos e argilosos com o objetivo de se obter as tensões efetivas atuantes, de modo a permitir uma análise comparativa entre os diferentes métodos para o dimensionamento do bulbo.

O Método de elementos finitos é usado para modelar o comportamento mecânico da superestrutura, fundações e do solo. Possibilita também analisar a ocorrência de deslocamentos relativos entre os diferentes componentes do sistema, as condições de fronteira complexas, carregamentos estáticos ou dinâmicos, procedimentos de escavação ou aterros.

A estrutura do Plaxis está dividida em quatro subprogramas: Input (entrada de dados), Calculation (cálculos), Output (saída de resultados) e edição de curvas obtidas para pontos selecionados da malha de elementos finitos.

A interface solo estrutura é definida por elementos apropriados para o efeito. A magnitude e a natureza da interação são modeladas escolhendo um valor adequado para o fator de redução a resistência da interface (R_{inter}). Esse fator relaciona a resistência da interface (atrito na parede e coesão) à resistência do solo (ângulo de atrito e coesão), permitindo obter valores de resistência menores ou iguais ao do solo, conforme mostrados nas seguintes expressões:

$$c_i = R_{inter} c_{solo} \quad (4.8)$$

$$tg \phi_i = R_{inter} tg \phi_{solo} \leq tg \phi_{solo} \quad (4.9)$$

onde

- c_i – coesão da interface;
- c_{solo} – coesão do solo;
- ϕ_i – ângulo de atrito na interface;
- ϕ_{solo} – ângulo de atrito.

Quanto aos carregamentos os principais tipos disponíveis no programa são cargas distribuídas e cargas concentradas. Os pontos de aplicação dessas cargas devem ser fornecidos com o valor de carga em kN/m^2 para cargas distribuídas e kN/m para cargas concentradas.

Depois de modelada e gerada a malha da geometria, escolhe-se um dos cinco modelos: Mohr Coulomb, Soft-soil, Soft-Soil-Creep, Hardening-Soil e Joint Rock.

A saída dos resultados (output) fornece basicamente os deslocamentos nos nós e as tensões e deformações específicas nos pontos de Gauss para cada etapa de cálculo. Esses resultados podem ser visualizados por meio de uma interface gráfica ou em forma de tabela.

A convenção de sinais utilizada no Plaxis nas ancoragens e na parede é positiva para tensões e negativa para compressões. As tensões podem ser visualizadas em termos totais, efetivas e cartesianas. Quando em algum ponto de Gauss é verificado o critério de ruptura de Mohr Coulomb, esse é representado nos resultados gráficos, o mesmo ocorrendo quando algum ponto excede a resistência a tração, no programa quantificada pela coesão.

Os resultados tanto de deformações como de tensões, podem ser apresentados em forma gráfica ou de tabela, facilitando assim a compreensão do comportamento do material analisado.

O sub-programa Curves (curvas), permite criar curvas do tipo tensão *versus* deformação, tempo ou carga *versus* deslocamento e trajetórias de tensão ou deformação específicas para ponto pré-selecionados na malha.

Modelo

O modelo de cálculo é um modelo geométrico bidimensional com as dimensões de comprimento e altura. Linhas auxiliares são usadas para simular a escavação da estrutura. Os apoios na base são fixos e nas laterais móveis, para permitir os deslocamentos laterais.

A cortina é modelada por elementos de barra com rigidez a flexão EI e rigidez axial EA dados por:

$$EI = E \frac{e^3}{12} \quad (4.10)$$

$$EA = E e \quad (4.11)$$

onde E é o módulo de elasticidade e e a espessura da parede.

Segundo BEIJINHA (2009) o comportamento da cortina pode ser aproximado de modo realista a um estado plano de deformação e as ancoragens por gerarem um estado tridimensional de tensões no maciço, não são representadas de maneira satisfatório no Plaxis 2D. As deformações do solo que podem ocorrer entre as linhas de ancoragens, na direção normal ao plano do problema são ignoradas pela situação bidimensional por essa razão a força real aplicada nos tirantes é dividida pelo espaçamento entre os tirantes na direção normal.

O trecho livre da ancoragem é modelado por um elemento elastoplástico designado no Plaxis por “node-to-node anchor element”. A pré tensão é aplicada nesse elemento. O bulbo de ancoragem é modelado por um elemento por metro tendo apenas rigidez axial, designado no Plaxis por “geogrid”. Esses elementos estão sujeitos apenas à tração, sendo assim são caracterizados pela rigidez axial EA .

São apresentadas as etapas de aplicação desse programa, ilustrando-as com um exemplo hipotético.

4.5.1 Geometria e etapas construtivas

Para a modelagem no Plaxis os seguintes dados são necessários:

1ª Etapa – “Input” (Modelagem geométrica)

Os dados de entrada para a modelagem do modelo hipotético tais como, a altura e largura da cortina, comprimento do tirante e do bulbo de ancoragem são apresentados na Tabela 4.4.

Tabela 4.4 – Dimensões da cortina atirantada hipotética.

Cortina	Dimensões(m)
altura da cortina	16,7
largura	0,80
tirantes metálicos	
comp. livre	22,0
bulbo	8,0

As Tabelas 4.5 a 4.8 apresentam os parâmetros geotécnicos das camadas de solo diversos tipos, as características da cortina de concreto e dos tirantes metálicos.

Tabela 4.5 – Parâmetros adotados para as camadas de solo em estudo.

	camada do solo	condições	γ	γ_{sat}	K_x	K_y	ν	E	C'	ϕ	R_{inter}
			(kN/m ³)	(kN/m ³)	(m/dia)	(m/dia)		(kN/m ²)	(kN/m ²)	°	
1	Aterro hidráulico	drenado	17	18	8,64	8,64	0,30	8100	0	30	0,65
2	Silte Argiloso	drenado	17	18	0,000864	0,000864	0,40	26300	10	32	0,65
3	Silte Arenoso	drenado	18	19	0,0864	0,0864	0,35	45000	5	34	0,65
4	Rocha Granítica		24	25	–	–	0,40	1000000	0	50	1

Na Tabela 4.5 tem-se:

γ – peso específico do solo;

γ_{sat} – peso específico saturado do solo;

K_x, K_y – permeabilidade do solo;

ν – coeficiente de Poisson;

E – modo de elasticidade;

C' – coesão;

φ – ângulo de atrito;

R_{inter} – fator de redução da resistência da interface.

Na Tabela 4.6 são apresentados os dados para modelagem da cortina de concreto.

Tabela 4.6 – Dimensões da cortina atirantada.

Cortina atirantada					
h	b	$EA(x10^7)$	$EI(x10^6)$	W	γ
(m)	(m)	(kN/m)	(kNm ² /m)	(kNm/m)	
1,00	0,80	1,92	1,02	20	0,2

A Tabela 4.7 apresenta a carga de trabalho, a rigidez axial e a rigidez a flexão dos tirantes metálicos.

Tabela 4.7 – Carga de trabalho dos tirantes.

Carga de trabalho	EA	$\frac{EA}{m}$
(kN)	(kN)	(L=2,60m)
340	239400	92077

As Figuras 4.5 e 4.6 apresentam a malha de elementos finitos, as camadas de solo, a cortina de concreto, os tirantes e o bulbo de concreto detalhados no “Input” do Plaxis.

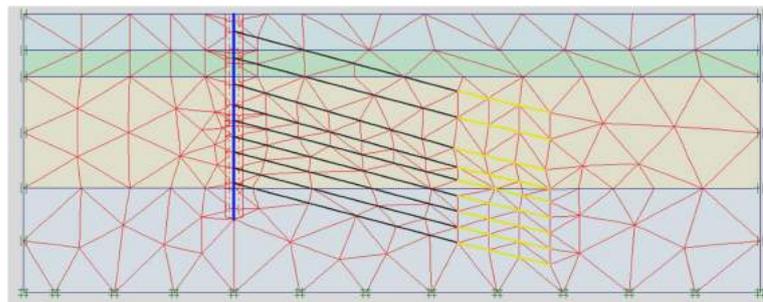


Figura 4.5 – Malha de elementos finitos.

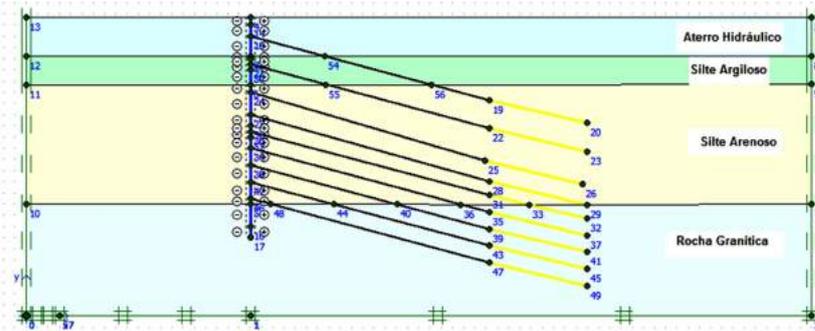


Figura 4.6 – Modelo hipotético detalhado no “Input”.

2ª Etapa – “Calculation” (Cálculos)

Na segunda etapa o subprograma “Calculation” é usado para detalhar as etapas construtivas de escavação e ativação da cortina e ativação das tensões de protensão dos tirantes.

3ª Etapa – “Output” (Resultados)

Os resultados são apresentados em tabelas ou gráficos.

As Figuras 4.7 a 4.11 apresentam as diferentes fases de escavação e as variações das tensões efetivas nos bulbos de concreto.

Nessa fase inicial apenas o primeiro tirante está ativado e as tensões geradas na região do bulbo são de 100 kN/m^2 .

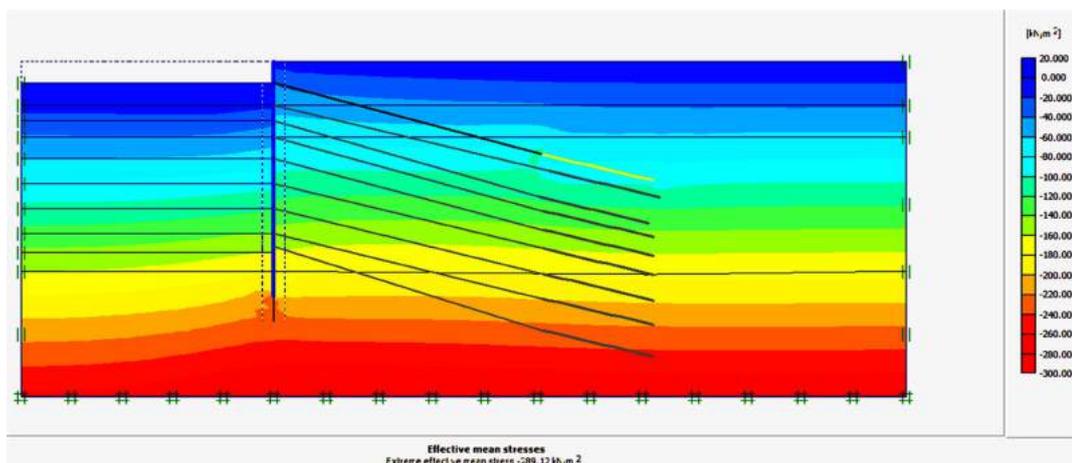


Figura 4.7 – Início das escavações.

Nessa fase os tirantes 1 e 2 estão ativados.

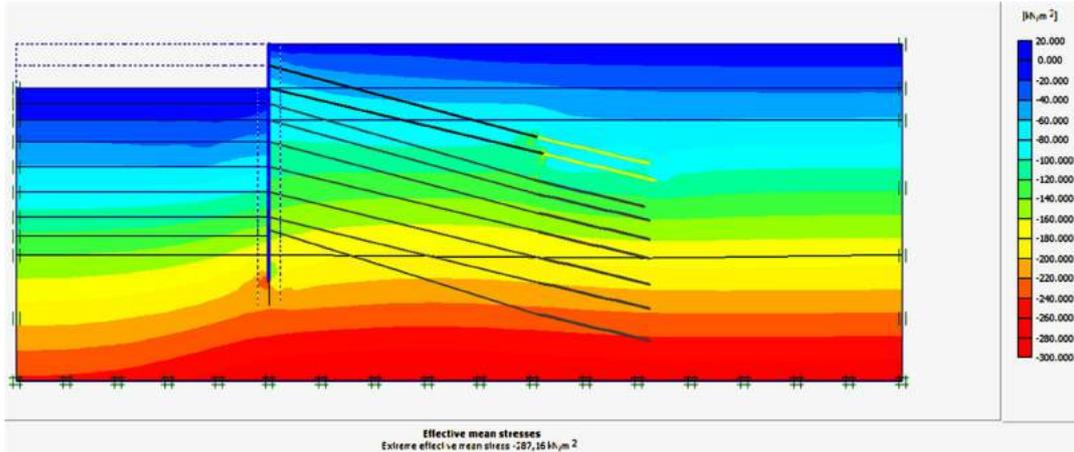


Figura 4.8 – Segundo estágio das escavações.

A Figura 4.9 mostra na fase 3 os tirantes 1, 2, 3 e 4 ativados.

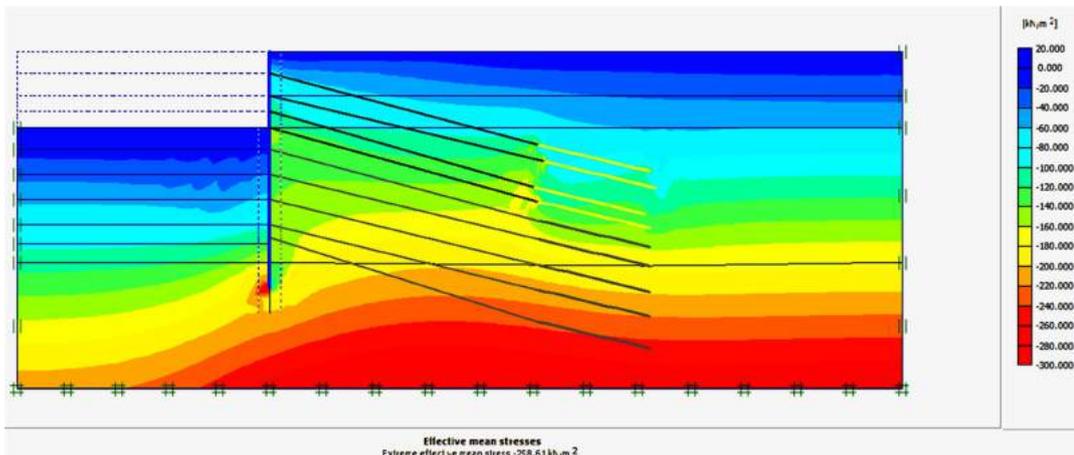


Figura 4.9 – Terceira fase de escavação.

Nessa fase os seis tirantes, ancorados em solo silte arenoso, estão ativados e as tensões aplicadas variam de 100 a 200 kN/m². Os demais tirantes estão ancorados em rocha granítica e não serão objeto deste estudo (Figura 4.10).

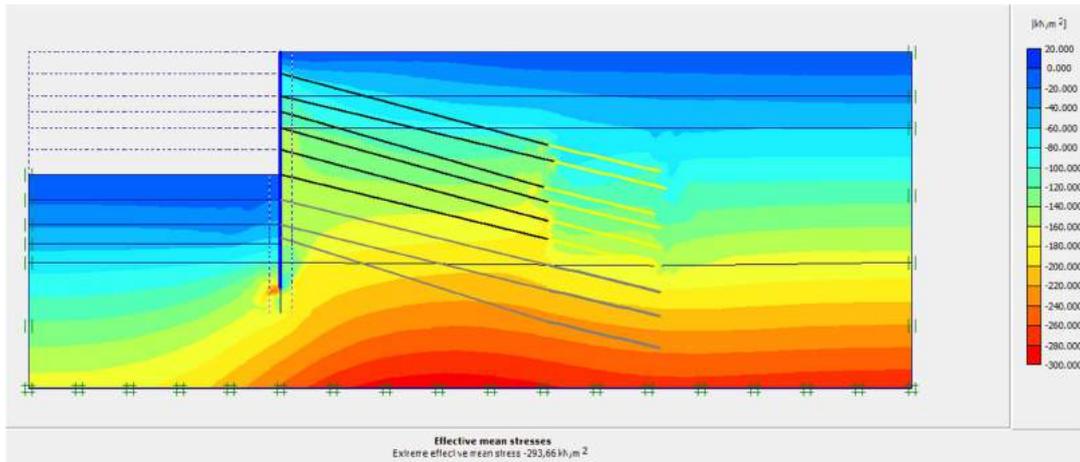


Figura 4.10 – Quarta fase de escavações.

Nessa fase todos os tirantes estão ativados, porém, os de 7 a 9 são ancorados em rocha granítica e não serão objeto deste estudo (Figura 4.11).

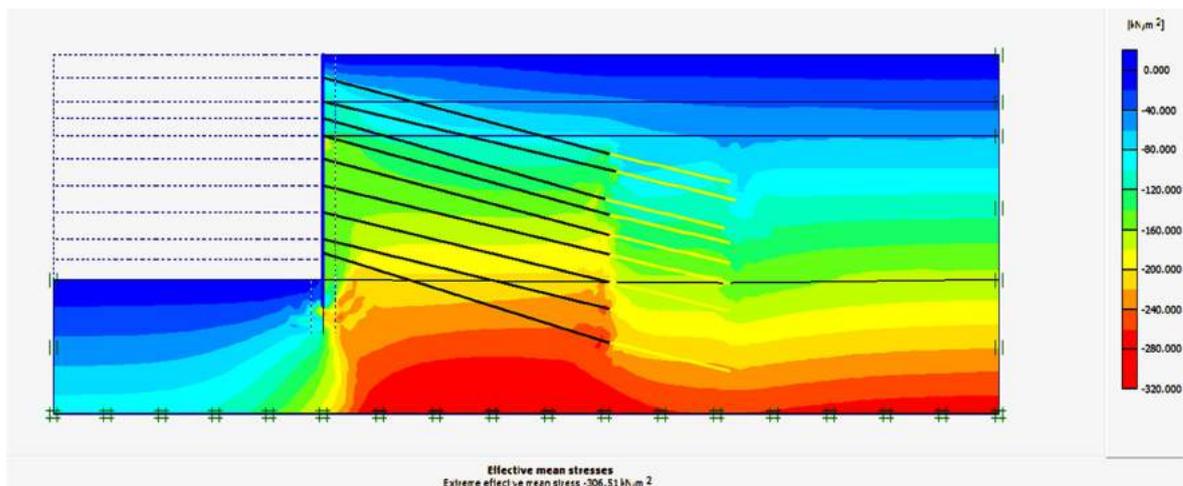


Figura 4.11 – Quinta fase de escavações.

Com os resultados obtidos por meio do programa tem-se as tensões efetivas atuantes no meio do bulbo de ancoragem, e as forças atuantes em cada tirante.

4.6 MÉTODO COSTA NUNES (1987)

No método deste autor a influência da pressão de injeção pode ser analisada.

A capacidade de carga limite da ancoragem é dada pela seguinte expressão:

$$T_{m\acute{a}x} = \pi \cdot D_e \cdot n_d \cdot L_b \cdot n_l \cdot \tau \quad (4.12)$$

A determinação da resistência ao cisalhamento na interface solo-bulbo é fornecida pela expressão 4.13 que acrescenta a variação da pressão da injeção usada no preenchimento do bulbo de ancoragem.

Em geral, $n_d = n_l = n_h = 1$

$$\tau = c + (\gamma_c \cdot h \cdot n_h + \sigma_r) \text{tg} \varphi \quad (4.13)$$

Logo a expressão 4.13 pode ser simplificada como mostra a expressão 4.14.

$$T_{m\acute{a}x} = \pi \cdot D_e \cdot L_b [c + (\gamma_c \cdot h + \sigma_r)] \text{tg} \varphi \quad (4.14)$$

onde

n_d – aumento do diâmetro com a pressão de injeção;

n_l – redução do comprimento do bulbo devido à pressão não uniforme (até 8 m, $n_l = 1$);

n_h – fator de redução de profundidade quando esta for superior a 9 m.

τ – resistência ao cisalhamento na interface solo bulbo.

h – profundidade do centro do bulbo;

φ – ngulo de atrito do solo;

γ_c – peso específico do solo no centro do bulbo;

c – a aderência entre o solo e o bulbo é aproximadamente igual a coesão do solo;

σ_r – a variação da tensão residual de injeção.

4.7 CAPACIDADE DE CARGA DO BULBO DE ANCORAGEM

OSTERMAYER (1974) *apud* MORE (2003), a partir de 300 experimentos, realizado em solos granulares e coesivos..., correlaciona a função da capacidade de carga última da ancoragem com o comprimento do bulbo de ancoragem MENDES (2010).

A Figura 4.12 apresenta os ábacos que relacionam a capacidade de carga com o comprimento dos bulbos de ancoragem nas areias.

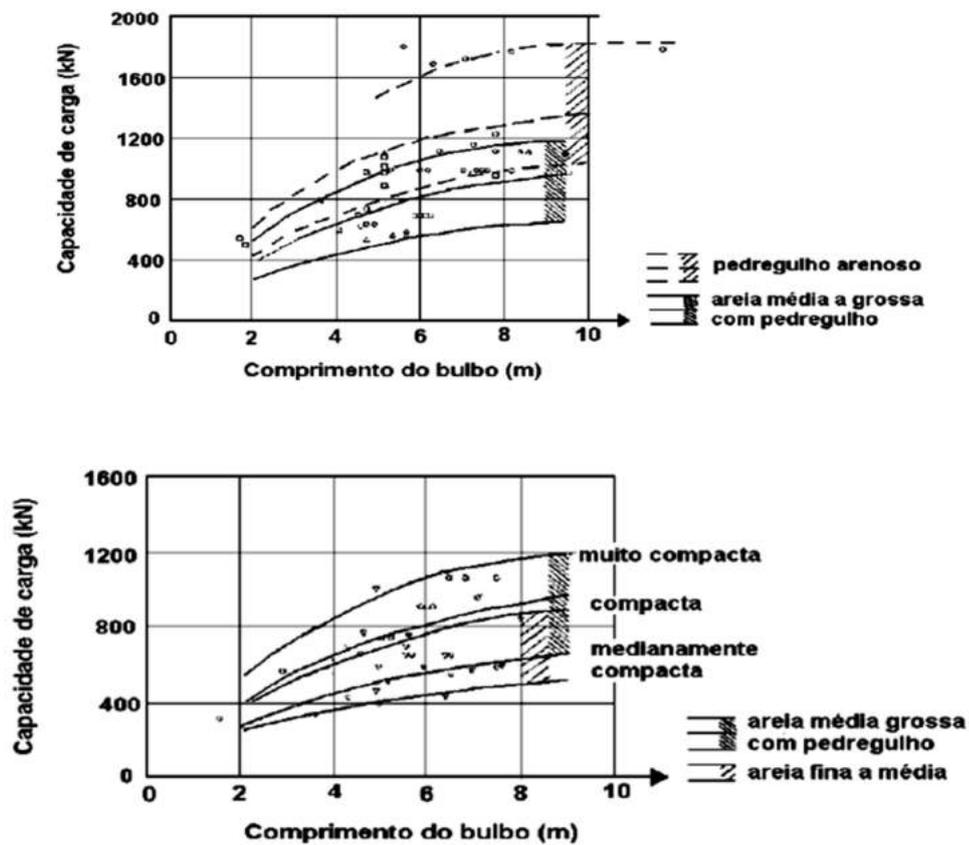


Figura 4.12 – Ábacos correlacionam o comprimento do bulbo de ancoragem em função da capacidade de carga última nas areias.

A seguir na Figura 4.13 são apresentados os ábacos que relacionam o comprimento do bulbo de ancoragem com a capacidade de carga última nas argilas.

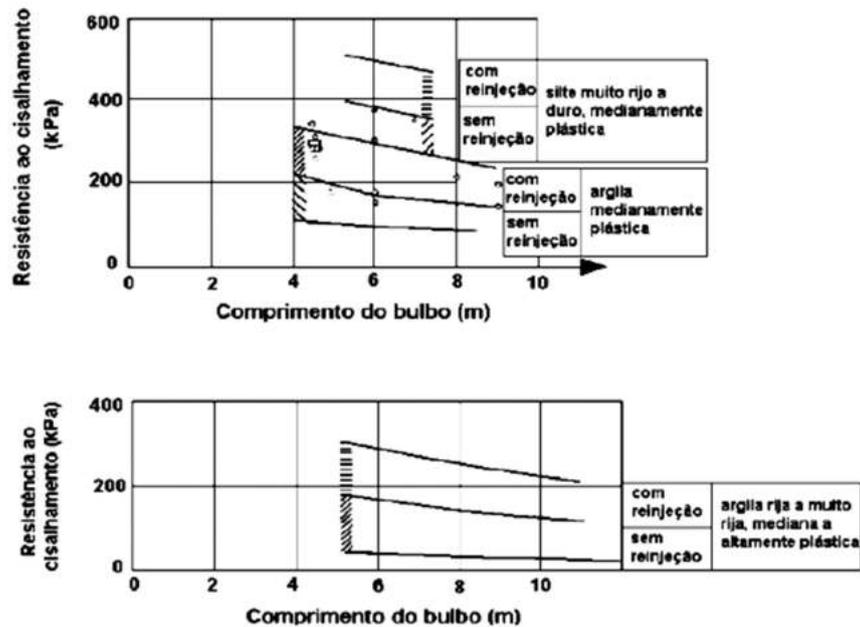


Figura 4.13 – Ábacos correlacionam o comprimento do bulbo de ancoragem em função da capacidade de carga última para solos argilosos.

4.8 METODOLOGIA DE DIMENSIONAMENTO DO BULBO

A metodologia empregada para o cálculo dos bulbos de concreto está apresentada na Figura 4.14.

O processo de cálculo das solicitações nos tirantes é dividido em algumas etapas. A partir dos ensaios que classificam os tipos de solo, a compacidade e a espessura das camadas nos solos. A geometria da cortina é estabelecida, o comprimento livre e o do bulbo de ancoragem dos tirantes. Processa-se, então, a verificação da estabilidade do plano de ancoragem.

Após o levantamento das solicitações são efetuados os cálculos pelos métodos já citados.

A verificação dos fatores de segurança é realizada admitindo-se o fator de segurança mínimo 1,5. Os valores encontrados devem ser superiores a esse valor.

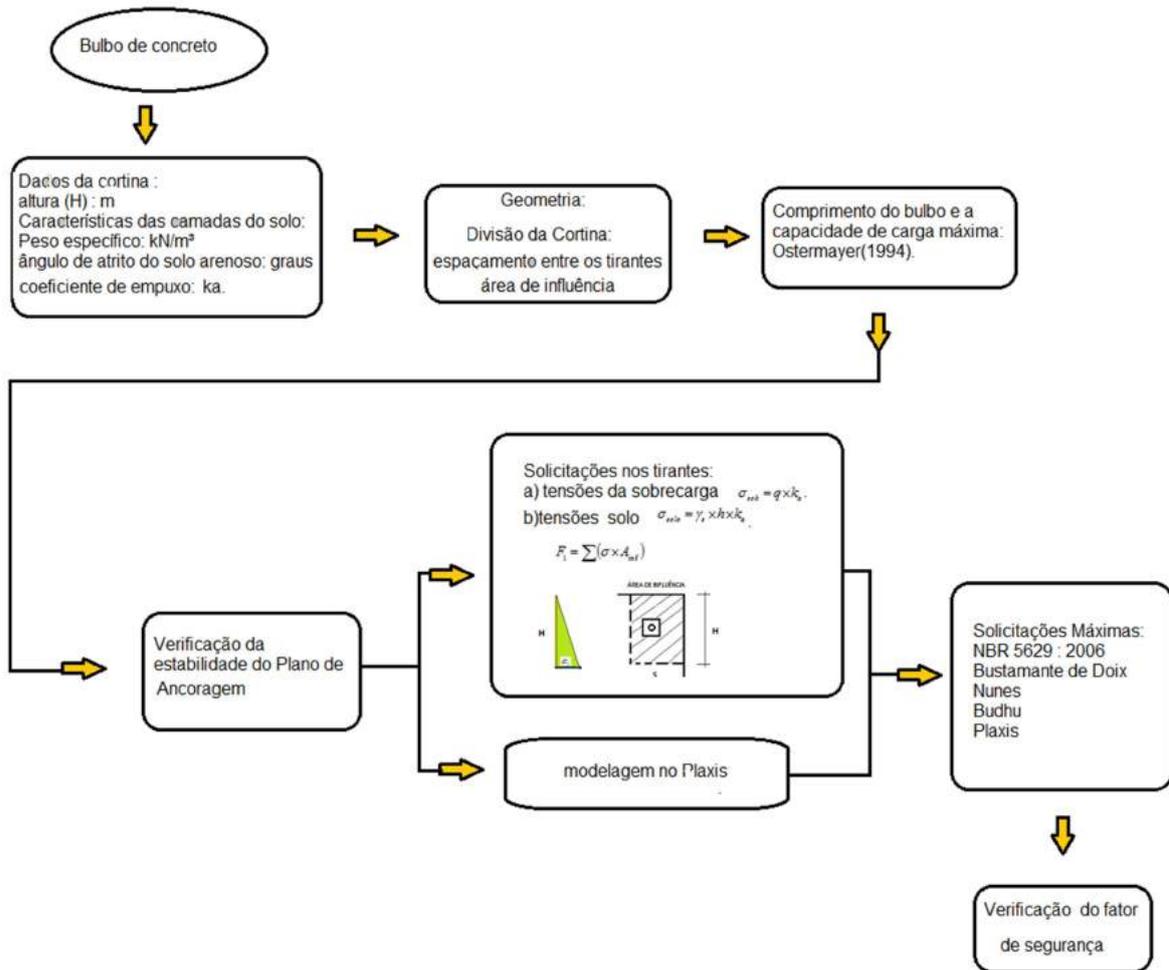


Figura 4.14 – Metodologia de dimensionamento.

5 ESTUDO DE CASOS E ANÁLISE DE RESULTADOS

5.1 SOLOS ARENOSOS

Faz-se um estudo do solo arenoso sendo o material da primeira e da segunda camada areia medianamente compacta, com espessuras de 6,5 m, e 3,5 m, respectivamente. Porém, com uma variação do ângulo de atrito e do peso específico do material. A terceira e a quarta camada são de areia compacta com espessura de 3,5 m e 4,0 m. A altura da cortina é de 10,0 m (Figura 5.1).

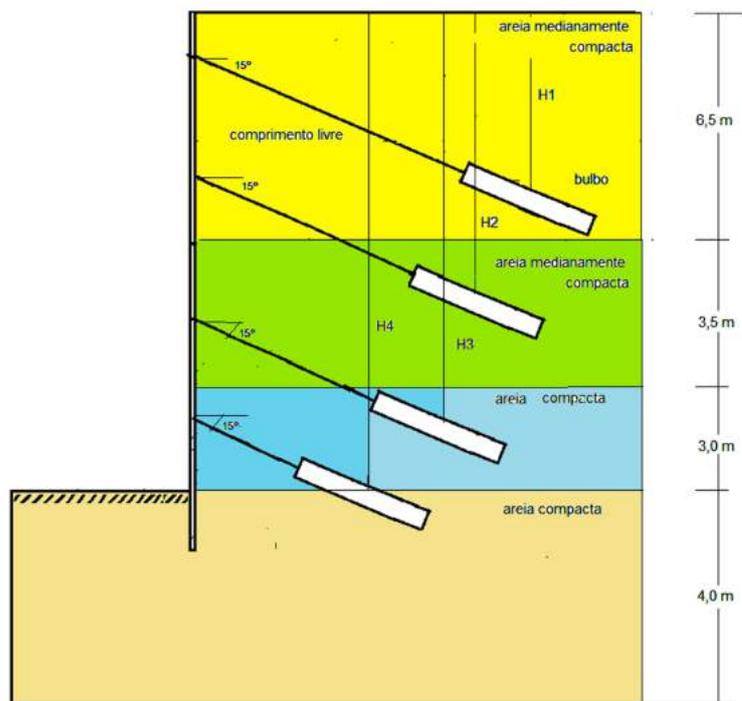


Figura 5.1 – Perfil geométrico do solo analisado.

A seguir são descritas as etapas para o cálculo das solicitações e transcritas as expressões apresentadas anteriormente.

1ª Etapa

A Tabela 5.1 apresenta as características das camadas do solo em análise.

Tabela 5.1 – Características do solo.

Características do solo					
Camadas	Espessura (m)	SPT	Ângulo de atrito (θ') (°)	Peso Específico (γ) (kN/m ³)	Peso Específico Saturado (γ_{Sat}) (kN/m ³)
Areia mediamente compacta	6,5	12	30	17	18
Areia mediamente compacta	3,5	15	35	18	19
Areia compacta	3,0	17	37	18	19
Areia compacta	4,0	18	37	18	19

- Coeficiente de empuxo ativo

O coeficiente de empuxo ativo fornece os resultados mostrados na Tabela 5.2.

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\phi'}{2} \right) \quad (5.1)$$

Tabela 5.2 – Coeficiente de empuxo ativo.

Camada	K_a
1ª camada	0,33
2ª camada	0,27
3ª camada	0,25
4ª camada	0,25

- Verificação da estabilidade do plano de ancoragem

A verificação da estabilidade global do plano de ancoragem é realizada pelo método de Bishop Simplificado, segundo as expressões 3.19 e 3.20.

A Tabela 5.3 mostra os resultados encontrados para o plano de ancoragem escolhido.

Tabela 5.3 – Verificação da estabilidade pelo método de Bishop Simplificado.

	altura	largura	γ	W		Total	ϕ'	α_n	$sen\alpha_n$	$cos\alpha_n$	$tg\phi'$
	m	m	(kN/m ³)	(kN/m)		kN	(kN/m ³)	(graus)			
1 Fatia	6,5	2,2	17	243,1			30				0,58
	3,5	2,2	18	138,6			35				0,70
	1,85	2,2	18	73,26	P. da fatia	454,96	37	21,3	0,363076	0,28865	0,75
2 Fatia	6,5	2,2	17	243,1			30				
	3,5	2,2	18	138,6			35				
	0,8	2,2	18	31,68	Peso da fatia	413,38	37	30	0,49977	0,866158	0,75
3 Fatia	6,5	2,2	17	243,1			30				
	2,85	2,2	18	112,86	Peso da fatia	355,96	35	39,4	0,634461	-0,38756	0,70
4 Fatia	6,5	2,2	17	243,1			30				
	0,6	2,2	18	23,76	Peso da fatia	266,86	35	50,2	0,767999	0,915326	0,70
5 Fatia	3,4	2,2	17	127,16	Peso da fatia	127,16	30	65	0,906065	0,603146	0,58
1a Fatia	0,9	2,72	18	44,064	Peso da fatia	44,064	37	-29,18	-0,48733	0,718835	0,75
2a Fatia	2,3	2,72	18	112,608	Peso da fatia	112,608	37	-17,65	-0,30305	-0,3835	0,75
3a Fatia	2,9	2,72	18	141,984	Peso da fatia	141,984	37	-8,08	-0,14048	-0,78706	0,75
4a Fatia	3,1	2,72	18	151,776	Peso da fatia	151,776	37	-1,79	-0,03122	-0,88047	0,75
5a Fatia	2,7	2,72	18	132,192	Peso da fatia	132,192	37	-11,35	-0,1967	-0,67075	0,75

$W_n sen\alpha_n$	$W_n cos\alpha_n$	$W tg\phi'$	$m_{\alpha(n)}$						
			0	0,2	0,4	0,6	0,8	1	
(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)							
165,18		342,60	0,91	0,99	1,05	1,12	1,20	1,27	
206,59	27,43989	311,29	0,85	0,95	1,02	1,15	1,25	1,35	
225,8428	-137,956	249,08	0,76	0,88	0,99	1,12	1,24	1,39	
204,9482	244,2639	186,73	0,59	0,74	0,89	1,08	1,21	1,38	
115,2152	76,69602	73,37	0,43	0,65	0,79	0,96	1,16	1,34	
-21,4737	31,67472	33,18	0,87	0,79	0,67	0,58	0,48		
-34,1262	-43,1856	84,80	0,92	0,90	0,82	0,78	0,70	0,63	
-19,9466	-111,751	106,92	0,99	0,96	0,92	0,90	0,88	0,87	
-4,73852	-133,634	114,29	0,99	0,98	0,97	0,96	0,95	0,94	
-26,0026	-88,6678	99,55	0,95	0,94	0,89	0,85	0,82	0,78	
811,50	-135,12	1103,80							

(continuação)

$\frac{1}{m_{\alpha_n}}$						$\left(\frac{1}{m_{\alpha_n}}\right) \times (c'b_n + W_n \text{tg}\phi')$					
0	0,2	0,4	0,6	0,8	1	0	0,2	0,4	0,6	0,8	1
1,098901	0,952381	0,952381	0,892857	0,833333	0,79	376,4873	326,289	326,289	305,896	285,5029	269,77
1,176471	1,052632	0,980392	0,869565	0,8	0,740741	366,2259	327,6758	305,1883	0,886957	249,0336	230,5867
1,315789	1,136364	1,010101	0,892857	0,806452	0,72	327,739	283,0473	251,5976	222,3943	200,8723	179,20
1,694915	1,351351	1,123596	0,925926	0,826446	0,724638	316,4987	252,3436	209,8138	172,9021	154,3258	135,31
2,325581	1,538462	1,265823	1,041667	0,862069	0,746269	170,6299	112,8782	92,87451	76,42798	63,25074	54,75
1,149425	1,265823	1,492537	1,724138	2,083333	-	38,14022	42,00252	49,52536	57,21033	69,12915	
1,086957	1,111111	1,219512	1,282051	1,428571	1,59	92,17221	94,22048	103,4127	108,7159	121,1406	134,60
1,010101	1,041667	1,086957	1,111111	1,136364	1,15	107,9998	111,3747	116,2171	118,7997	121,4997	122,90
1,010101	1,020408	1,030928	1,041667	1,052632	1,06	115,448	116,6261	117,8284	119,0558	120,309	121,59
1,052632	1,06383	1,123596	1,176471	1,219512	1,28	104,7852	105,9	111,8494	117,1129	121,3975	127,62
					Totais	2016,126	1772,358	1684,596	1299,402	1506,461	1376,33
					FS	2,5	2,2	2,1	1,6	1,9	1,7

Os fatores de segurança encontrados estão acima do fator de segurança mínimo de 1,5, logo a superfície encontrada atende às condições de segurança.

2ª Etapa

Faz-se o cálculo das solicitações, e nesse exemplo não foi considerada a sobrecarga.

As tensões nas camadas de solo são calculadas segundo o diagrama de PECK (1987) *apud* BOWLES (2006), para solos arenosos (Figura 5.2).

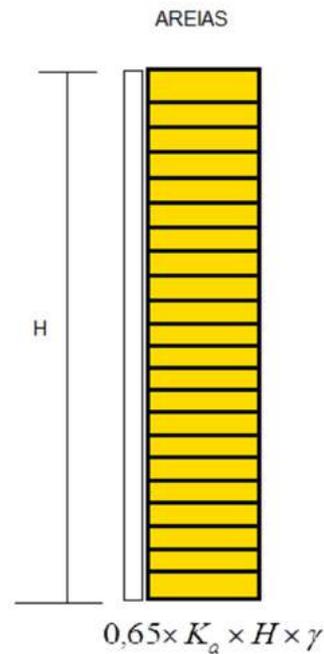


Figura 5.2 – Tensões atuantes nas areias; TERZAGHI e PECK (1987); BOWLES (2006).

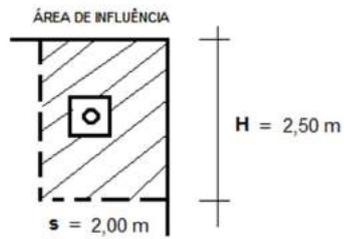
A Tabela 5.4 mostra as tensões efetivas do solo em cada uma das camadas mostradas na Figura 5.1.

Tabela 5.4 – Tensões nas camadas do solo.

Cálculos			
Fileira	Expressão	Tensões (σ)	(kN / m^2)
1ª	$0,65 K_a H \gamma$	$0,65 \times 0,33 \times 6,5 \times 17 = 23,7$	$\sigma_1 = 23,7$
2ª	$0,65 K_a H \gamma$	$0,65 \times 0,27 \times 3,5 \times 18 = 11,05$	$\sigma_2 = 23,7 + 11,05 = 34,75$
3ª	$0,65 K_a H \gamma$	$0,65 \times 0,25 \times 3,0 \times 18 = 8,78$	$\sigma_3 = 34,75 + 8,78 = 43,53$
4ª	$0,65 K_a H \gamma$	$0,65 \times 0,25 \times 4,0 \times 18 = 11,70$	$\sigma_4 = 43,53 + 11,70 = 55,23$

A área de influência é usada para calcular a sollicitação de trabalho atuante do tirante.

- Sollicitações nos tirantes da primeira linha e segunda linha



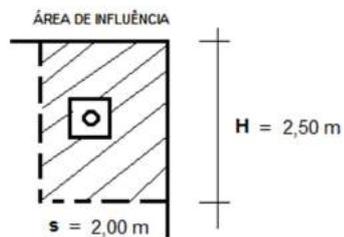
a) componente horizontal

$$F = \sigma_1 H = 23,7 \times 2,5 = 59,25 \text{ KN} / m$$

b) força necessária no tirante

$$F_1 = \frac{F s}{\cos 15^\circ} = \frac{59,25 \times 2,0}{\cos 15^\circ} = 122,68 \text{ KN}$$

- Solicitações nos tirantes da terceira linha



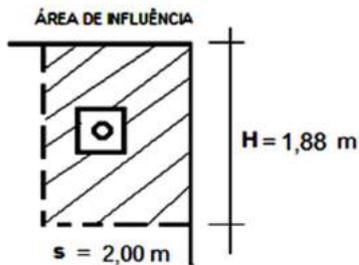
a) componente horizontal

$$F = \sigma_3 H = 23,7 \times 1,5 + 34,75 = 70,30 \text{ KN} / m$$

b) força necessária no tirante

$$F_3 = \frac{F s}{\cos 15^\circ} = \frac{70,30 \times 2,0}{\cos 15^\circ} = 145,56 \text{ KN}$$

- Solicitações nos tirantes da quarta linha



a) componente horizontal

$$F = \sigma_4 H = 34,75 \times 1,88 = 65,33 \text{ KN} / m$$

b) força necessária no tirante

$$F_4 = \frac{F s}{\cos 15^\circ} = \frac{65,33 \times 2,0}{\cos 15^\circ} = 135,27 \text{ KN}$$

O resumo das solicitações atuantes nos tirantes é mostrado na Tabela 5.5.

Tabela 5.5 – Solicitações nos tirantes.

Força atuante devido às solicitações	
Tirantes	(kN)
T ₁	122,68
T ₂	122,68
T ₃	145,56
T ₄	135,27

3ª Etapa – Uso do Plaxis

Plaxis

Modelagem (“INPUT”).

As características adotadas para os tirantes, tais como comprimento do trecho livre, profundidade do centro do bulbo de ancoragem, comprimento do bulbo de ancoragem e o diâmetro do bulbo são apresentados na Tabela 5.6.

Tabela 5.6 – Características dos tirantes.

Características geométricas dos tirantes				
	1ª Linha	2ª Linha	3ª Linha	4ª Linha
Comp.Livre (m)	$L_1 = 12,2$	$L_2 = 11,0$	$L_3 = 10,0$	$L_4 = 9,0$
Profundidade (m)	$H_1 = 5,0$	$H_2 = 7,8$	$H_3 = 9,8$	$H_4 = 11,8$
Diâmetro (m)	$\phi = 0,15$	$\phi = 0,15$	$\phi = 0,15$	$\phi = 0,15$
Comp.Bulbo (m)	$L_b = 6,0$	$L_b = 6,0$	$L_b = 6,0$	$L_b = 6,0$

Para modelagem desse problema pelo Plaxis, os dados característicos do solo são mostrados na Tabelas 5.7.

Tabela 5.7 – Parâmetros geotécnicas.

	camada do solo	condições	γ (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	K_x (m/dia)	K_y (m/dia)	ν	E (kN/m ²)	C' (kN/m ²)	ϕ °	R_{inter}
1	Areia medianamente compacta	drenado	17	18	8,64	8,64	0,25	30000	0	30	0,65
2	Areia medianamente compacta	drenado	18	19	8,64	8,64	0,25	35000	0,0	35	0,65
3	Areia compacta	drenado	18	19	8,64	8,64	0,3	35000	0,0	37	0,65
4	Areia Compacta	drenado	18	19	8,64	8,64	0,3	35000	0	37	0,65

São apresentadas na Tabela 5.8 as características da cortina atirantada como a altura, a rigidez axial, a rigidez a flexão, coeficiente de Poisson e o peso utilizado pelo programa.

Tabela 5.8 – Parâmetros da cortina.

h	EA	EI	W	ν
(m)	$\times 10^7$ (kN/m)	$\times 10^5$ (kNm ² /m)	(kNm/m)	
0,70	1,43	4,51	17,5	0,2

Na Tabela 5.9 são apresentadas as características relativas aos tirantes como carga de trabalho, rigidez axial e a rigidez axial distribuída pelo comprimento da área de influência do tirante.

As características dos tirantes metálicos constam nos Anexos.

Tabela 5.9 – Parâmetros dos tirantes.

	Carga de trabalho	EA	$\frac{EA}{m}$
TIRANTES	(kN)	(kN)	(L=2,00 m)
1	350	7856,5	3928,3
2	350	7856,5	3928,3
3	520	11771,6	5885,8
4	690	15708,7	7854,4
5	870	19626,0	9813,0

A Figura 5.3 ilustra o modelo em estudo, com as camadas do solo e a posição dos bulbos de ancoragem, e a Tabela 5.10 fornece a profundidade do centro do bulbo.

Tabela 5.10 – Profundidade no centro dos tirantes.

Profundidade no centro do bulbo de ancoragem (m)			
H ₁	H ₂	H ₃	H ₄
6,0	8,0	10	11,9

- Módulo de cálculo

A carga de protensão aplicada como dado de entrada na rotina “Calculation” do programa para o trecho “node-to-node anchor” é apresentada na Tabela 5.11.

Tabela 5.11 – Cargas de protensão na rotina “Calculation”.

Modelo Plaxis		
	Carga de trabalho	Carga de Protensão
TIRANTES	(kN)	(kN/m)
1	520	175
2	690	260
3	690	260
4	870	345

A força de protensão usada é encontrada no final de cada fase de construção, e se torna uma força de ancoragem. Nas sucessivas fases a força é considerada apenas uma força de ancoragem podendo ser aumentada ou diminuída, dependendo do desenvolvimento das tensões e forças no entorno.

Na Figura 5.3 são mostradas as tensões efetivas calculadas pelo programa para a última fase da escavação.

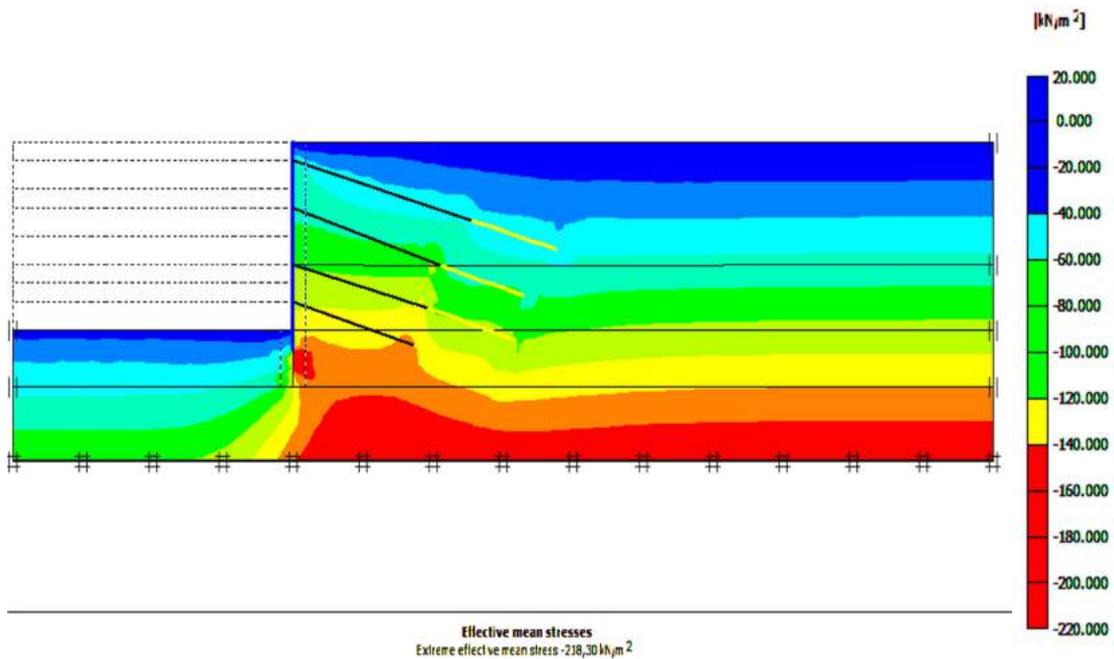


Figura 5.3 – Tensões efetivas na última fase da escavação.

A Tabela 5.12 mostra os dados referentes à variação da força axial nos pontos do bulbo de ancoragem na primeira fileira (kN/m).

Tabela 5.12 – Forças axiais distribuídas nos pontos do bulbo.

Geogrid	Element	Node	X [m]	Y [m]	N_x [kN/m]
1	1 geogrid	1721	32,800	12,840	129,756
		1724	33,300	12,711	110,351
		1723	33,800	12,582	94,712
		1722	34,300	12,453	82,366
		1815	34,800	12,323	72,841
	2 geogrid	1815	34,800	12,323	72,348
		1821	35,300	12,194	64,682
		1820	35,800	12,065	57,656
		1819	36,300	11,936	51,034
		1873	36,800	11,807	44,581
	3 geogrid	1873	36,800	11,807	44,654
		1879	37,300	11,678	37,715
		1878	37,800	11,548	29,313
		1877	38,300	11,419	20,657
		1883	38,800	11,290	12,953

A Figura 5.4 mostra a força axial máxima 129,76 kN/m nos tirantes da primeira fileira.

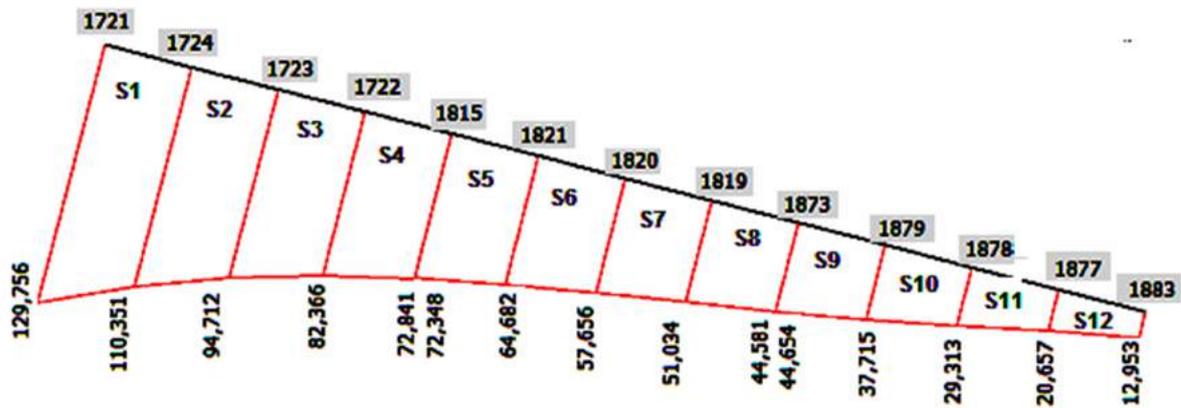


Figura 5.4 – Força axial no bulbo de 6,0 m nos tirantes da primeira camada.

A Tabela 5.13 fornece o valor da força atuante na primeira fileira de bulbos de ancoragem.

Tabela 5.13 – Cálculo da força atuante na primeira fileira de bulbos.

BULBO 1									
PONTOS	nº	X	ΔX	Y	ΔY	L(m)	Nx(kN/m)	ÁREAS	F(kN)
P1	1721	32,800		12,840			129,756		
P2	1724	33,300	0,5	12,711	0,129	0,516	110,351	S1	61,992
P3	1723	33,800	0,5	12,582	0,129	0,516	94,712	S2	52,944
P4	1722	34,300	0,5	12,453	0,129	0,516	82,366	S3	45,719
P5	1815	34,800	0,5	12,323	0,13	0,517	72,841	S4	40,092
P6	1815	34,800	0,5	12,323	0,13	0,517	72,348	S5	35,379
P7	1821	35,300	0,5	12,194	0,129	0,516	64,682	S6	31,586
P8	1820	35,800	0,5	12,065	0,129	0,516	57,656	S7	28,062
P9	1819	36,300	0,5	11,936	0,129	0,516	51,034	S8	24,686
P10	1873	36,800	0,5	11,807	0,129	0,516	44,581		
P11	1873	36,800	0,5	11,807	0,129	0,516	44,654	S9	21,267
P12	1879	37,300	0,5	11,678	0,129	0,516	37,717	S10	17,315
P13	1878	37,800	0,5	11,548	0,13	0,517	29,313	S11	12,902
P14	1877	38,300	0,5	11,419	0,129	0,516	20,657	S12	8,678
P15	1883	38,800	0,5	11,290	0,129	0,516	12,953		
SOMA									380,623

A Tabela 5.14 mostra os dados referentes à variação da força axial nos pontos do bulbo de ancoragem na segunda fileira (kN/m).

Tabela 5.14 – Forças axiais distribuídas nos pontos do bulbo.

Geogrid	Element	Node	X [m]	Y [m]	N_x [kN/m]
1	1 geogrid	1599	30,630	10,400	193,970
		1549	31,354	10,206	148,443
		1548	32,078	10,012	115,470
		1547	32,801	9,819	93,315
		1657	33,525	9,625	80,243
	2 geogrid	1657	33,525	9,625	78,133
		1660	34,249	9,431	66,252
		1659	34,972	9,238	52,029
		1658	35,696	9,044	34,074
		1753	36,420	8,850	10,998

A Figura 5.5 mostra a força axial máxima 193,97 kN/m nos tirantes da segunda fileira.



Figura 5.5 – Força axial no bulbo de 6,0 m na segunda fileira de tirantes.

A Tabela 5.15 fornece o valor da força axial atuante na segunda fileira de bulbos.

Tabela 5.15 – Cálculo da força atuante na segunda fileira de bulbos.

BULBO 2									
PONTOS	nº	X	ΔX	Y	ΔY	L(m)	Nx(kN/m)	ÁREAS	F(kN)
P1	1599	30,630		10,400			193,97		
P2	1549	31,354	0,724	10,206	0,194	0,750	148,443	S1	128,326
P3	1548	32,078	0,724	10,012	0,194	0,750	115,47	S2	98,907
P4	1547	32,801	0,723	9,819	0,193	0,748	93,315	S3	78,119
P5	1657	33,525	0,724	9,625	0,194	0,750	80,243	S4	65,044
P5A	1657	33,525	0,724	9,625	0,194	0,750	78,133	S5	54,111
P6	1660	34,249	0,724	9,431	0,194	0,750	66,252	S6	44,256
P7	1659	34,972	0,723	9,238	0,193	0,748	52,029	S7	32,269
P8	1658	35,696	0,724	9,044	0,194	0,750	34,074	S8	16,892
P9	1753	36,420	0,724	8,85	0,194	0,750	10,998		
SOMA									517,924

A Tabela 5.16 mostra a variação da força axial nos pontos do bulbo de ancoragem na terceira fileira (kN/m).

Tabela 5.16 – Forças axiais distribuídas nos pontos do bulbo.

Geogrid	Element	Node	X [m]	Y [m]	N_x [kN/m]
1	1 geogrid	1463	29,660	8,160	201,696
		1469	30,202	8,015	161,155
		1468	30,743	7,870	132,730
		1467	31,285	7,725	114,467
		1505	31,827	7,580	104,412
	2 geogrid	1505	31,827	7,580	102,869
		1508	32,368	7,435	94,120
		1507	32,910	7,290	86,055
		1506	33,452	7,145	78,204
		1695	33,993	7,000	70,097
	3 geogrid	1695	33,993	7,000	68,909
		1689	34,445	6,862	60,445
		1690	34,897	6,725	49,605
		1691	35,348	6,588	36,286
		1705	35,800	6,450	20,385

A Figura 5.6 mostra a força axial máxima 201,696 kN/m nos tirantes da terceira fileira.

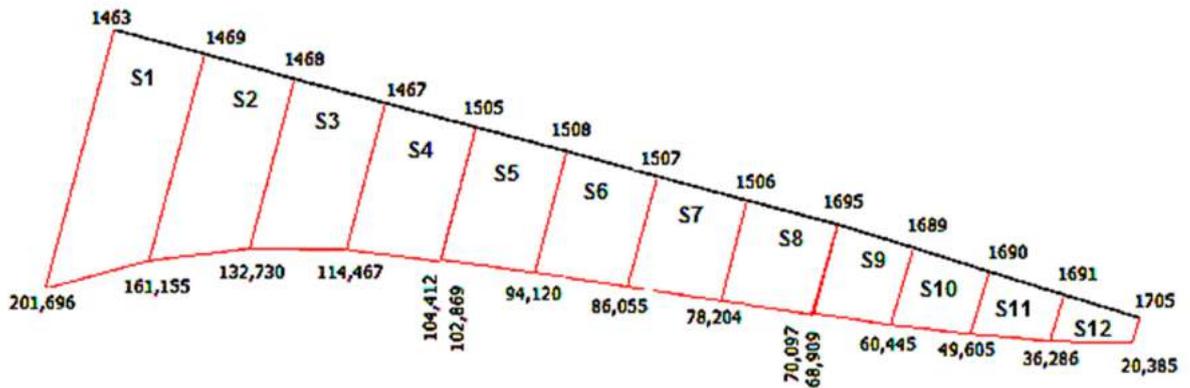


Figura 5.6 – Força axial no bulbo de 6,0 m na terceira fileira de tirantes.

A Tabela 5.17 fornece o valor da força axial atuante na terceira fileira de bulbos.

Tabela 5.17 – Cálculo da força atuante na terceira fileira de bulbos.

BULBO 3									
PONTOS	nº	X	ΔX	Y	ΔY	L(m)	Nx(kN/m)	ÁREAS	F(kN)
P1	1463	29,660		8,160			201,696		
P2	1469	30,202	0,542	8,015	0,145	0,561	161,155	S1	101,791
P3	1468	30,743	0,541	7,87	0,145	0,560	132,73	S2	82,302
P4	1467	31,285	0,542	7,725	0,145	0,561	114,467	S3	69,346
P5	1505	31,827	0,542	7,58	0,145	0,561	104,412	S4	61,402
P6	1505	31,827	0,542	7,58	0,145	0,561	102,869	S5	55,166
P7	1508	32,368	0,541	7,435	0,145	0,560	94,12	S6	50,545
P8	1507	32,910	0,542	7,29	0,145	0,561	86,055	S7	46,080
P9	1506	33,452	0,542	7,145	0,145	0,561	78,204	S8	41,531
P10	1695	33,993	0,541	7	0,145	0,560	70,097		
P11	1695	33,993	0,541	7	0,145	0,560	68,909	S9	30,566
P12	1689	34,445	0,452	6,862	0,138	0,473	60,445	S10	25,989
P13	1690	34,897	0,452	6,725	0,137	0,472	49,605	S11	20,242
P14	1691	35,348	0,451	6,588	0,137	0,471	36,286	S12	13,391
P15	1705	35,800	0,452	6,450	0,138	0,473	20,385		
SOMA									598,351

A Tabela 5.18 mostra a variação da força axial nos pontos do bulbo de ancoragem na quarta fileira (kN/m).

Tabela 5.18 – Forças axiais distribuídas nos pontos do bulbo.

Geogrid	Element	Node	X [m]	Y [m]	N _x [kN/m]
1	1 geogrid	1437	28,690	6,180	285,234
		1441	29,173	6,029	239,467
		1442	29,657	5,878	203,421
		1443	30,140	5,728	176,270
		1447	30,623	5,577	157,188
	2 geogrid	1447	30,623	5,577	155,796
		1453	31,107	5,426	138,183
		1452	31,590	5,275	121,987
		1451	32,073	5,124	106,917
	3 geogrid	1537	32,557	4,973	92,683
		1538	33,040	4,822	78,099
		1539	33,523	4,672	62,303
		1540	34,007	4,521	44,200
		1615	34,490	4,370	23,272

A Figura 5.7 mostra a força axial máxima 285,23 kN/m nos tirantes da quarta fileira.

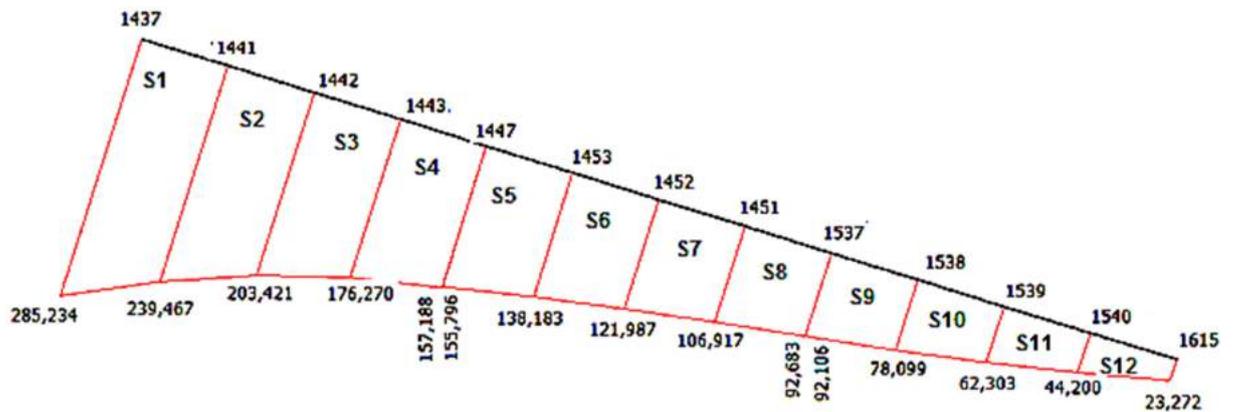


Figura 5.7 – Força axial no bulbo de 6,0 m na quarta fileira de tirantes.

A Tabela 5.19 fornece o valor da força axial atuante na quarta fileira de bulbos.

Tabela 5.19 – Cálculo da força atuante na quarta fileira de bulbos.

BULBO 4									
PONTOS	nº	X	ΔX	Y	ΔY	L(m)	Nx(kN/m)	ÁREAS	F(kN)
P1	1437	28,690		6,180			285,234		
P2	1441	29,173	0,483	6,029	0,151	0,506	239,467	S1	132,763
P3	1442	29,657	0,484	5,878	0,151	0,507	203,421	S2	112,274
P4	1443	30,140	0,483	5,728	0,15	0,506	176,27	S3	96,015
P5	1447	30,623	0,483	5,577	0,151	0,506	157,188	S4	84,374
P6	1447	30,623	0,483	5,577	0,151	0,506	155,796	S5	74,525
P7	1453	31,107	0,484	5,426	0,151	0,507	138,183	S6	65,830
P8	1452	31,590	0,483	5,275	0,151	0,506	121,987	S7	57,919
P9	1451	32,073	0,483	5,124	0,151	0,506	106,917	S8	50,599
P10	1537	32,557	0,484	4,973	0,151	0,507	92,683		
P11	1537	32,557	0,484	4,973	0,151	0,507	92,106	S9	43,066
P12	1538	33,040	0,483	4,822	0,151	0,506	78,099	S10	35,505
P13	1539	33,523	0,483	4,672	0,15	0,506	62,303	S11	26,999
P14	1540	34,007	0,484	4,521	0,151	0,507	44,2	S12	17,072
P15	1615	34,490	0,483	4,370	0,151	0,506	23,272		
SOMA									796,942

A Tabela 5.20 mostra os resultados encontrados no programa Plaxis, a força de ancoragem encontrada.

Tabela 5.20 – Resultados do programa Plaxis.

	Carga de trabalho	Resultados Plaxis
TIRANTES	(kN)	(kN)
1	520	380,62
2	690	517,92
3	690	598,35
4	870	796,94

O cálculo dos fatores de segurança entre as forças atuantes no solo a serem estabilizadas em cada tirante e os resultados obtidos pelo Plaxis são apresentados na Tabela 5.21.

Tabela 5.21 – Comparação entre as forças de tração atuantes no talude e as forças calculadas pelo Plaxis.

Tirantes	Plaxis (kN)	Solicitações nos tirantes(kN)	FS (Plaxis)
T ₁	380,62	122,68	3,10
T ₂	517,92	122,68	4,22
T ₃	598,35	145,56	4,11
T ₄	796,94	135,27	5,89

A comparação entre os resultados do Plaxis e as forças atuantes é fornecida na Figura 5.8.

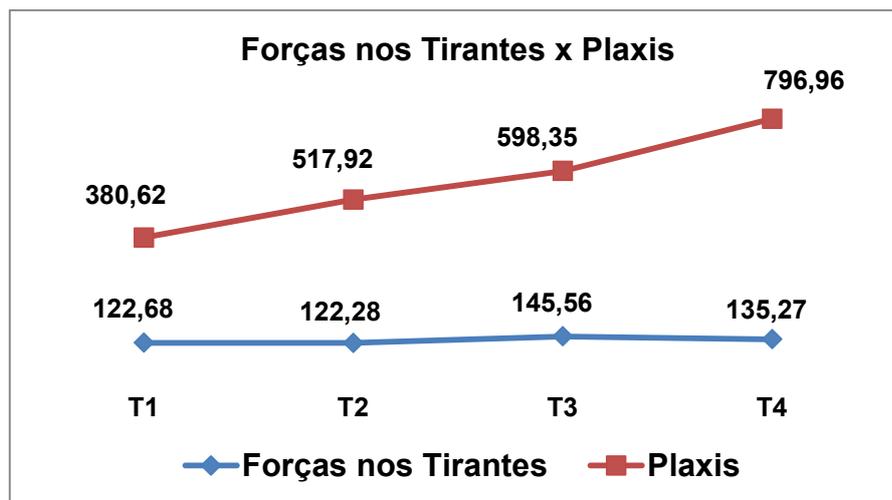


Figura 5.8 – Comparação entre a força axial atuante e os resultados do Plaxis.

NBR 5629:2006

A NBR 5629:2006 estabelece a expressão 5.2 para o cálculo da resistência à tração:

$$T_{m\acute{a}x} = \sigma'_z UL_b K_f \quad (5.2)$$

Perímetro do bulbo

$$U = \pi\phi = \pi \times 0,15 = 0,471 \text{ m}$$

Coeficiente de ancoragem para areias mediamente compacta: $K_f = 1,2$

- 1ª Fileira de tirantes

Tensão efetiva da ancoragem

$$\sigma'_z = H.\gamma = 6,0 \times 17 = 102 \text{ kN/m}^2$$

Resistência à tração da ancoragem

$$T_{m\acute{a}x} = \sigma'_z UL_b K_f = 102 \times 0,471 \times 6,0 \times 1,2 = 345,9 \text{ kN}$$

Verificação do fator de segurança entre a força máxima resistente e a carga de trabalho do tirante

$$FS = \frac{T_{m\acute{a}x}}{F_1} = \frac{345,9}{122,68} = 2,82 > 1,5 \text{ ok.}$$

- 2ª Fileira de tirantes

Tensão efetiva da ancoragem

$$\sigma'_z = (H.\gamma) = 8 \times 18 = 144 \text{ kN/m}^2$$

Cálculo da força de tração máxima no tirante

$$T_{m\acute{a}x} = \sigma'_z UL_b K_f = 144 \times 0,471 \times 6,0 \times 1,2 = 488,3 \text{ kN}$$

Verificação do fator de segurança entre a força máxima resistente e a carga de trabalho do tirante

$$FS = \frac{T_{m\acute{a}x}}{F_2} = \frac{488,3}{122,68} = 3,98 > 1,5 \text{ ok.}$$

- 3ª Fileira de tirantes

Tensão efetiva da ancoragem

$$\sigma'_z = H \cdot \gamma = 10 \times 18 = 180 \text{ kN/m}^2$$

Cálculo da força de tração máxima no tirante

$$T_{m\acute{a}x} = \sigma'_z UL_b K_f = 180 \times 0,471 \times 6,00 \times 1,2 = 610,42 \text{ kN}$$

Verificação do fator de segurança entre a força máxima resistente e a carga de trabalho do tirante

$$FS = \frac{T_{m\acute{a}x}}{F_3} = \frac{610,42}{145,56} = 4,2 > 1,5 \text{ ok.}$$

- 4ª Fileira de tirantes

Tensão efetiva da ancoragem

$$\sigma'_z = H \cdot \gamma = 11,9 \times 18 = 214,2 \text{ kN/m}^2$$

Cálculo da força de tração máxima no tirante

$$T_{m\acute{a}x} = \sigma'_z UL_b K_f = 214,2 \times 0,471 \times 6,0 \times 1,2 = 726,40 \text{ kN}$$

Verificação do fator de segurança entre a força máxima resistente e a carga de trabalho do tirante

$$FS = \frac{T_{m\acute{a}x}}{F_4} = \frac{726,40}{135,27} = 5,4 > 1,5 \text{ ok.}$$

A Tabela 5.22 e a Figura 5.9 apresentam os valores dos fatores de segurança calculados entre as forças máximas encontradas utilizando-se a NBR 5629:2006 e as solicitações nos tirantes.

Tabela 5.22 – Valores dos fatores de segurança entre a NBR 5629:2006, as forças atuantes.

Tirantes	Solicitações nos tirantes (kN)	NBR5629 (kN)	FS (NBR)
T ₁	122,68	345,9	2,82
T ₂	122,68	488,3	3,98
T ₃	145,56	610,42	4,20
T ₄	135,27	726,40	5,40

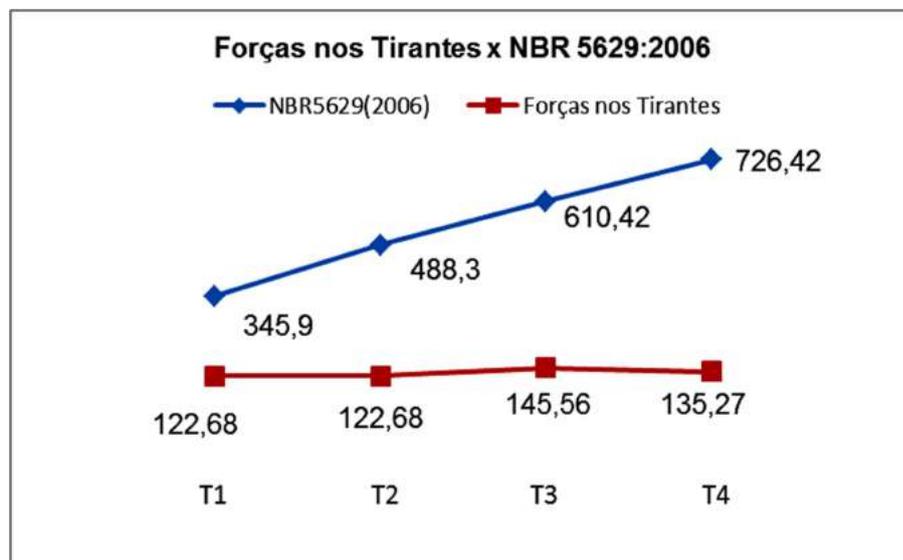


Figura 5.9 – Comparação entre as forças de tração máximas pela NBR 5629:2006 e as forças solicitantes nos tirantes.

MÉTODO BUSTAMANTE E DOIX (1985)

A seguir serão calculadas as forças de tração máximas pelo método de BUSTAMANTE e DOIX(1985) para os tirantes e os valores encontrados serão comparados com os esforços solicitantes.

$$T_1 = \pi \cdot D_e L_s q_s$$

$$D_e = \beta \cdot D_p$$

$$\beta = 1,1 \text{ (Tabela 4.2)}$$

$$D_p = 0,15 \text{ m}$$

$$D_e = 1,1 \times 0,15 = 0,17 \text{ m}$$

A Tabela 5.23 apresenta os dados referentes à correlação entre os valores do SPT no Brasil e obtidos nos Estados Unidos.

Tabela 5.23 – Correlações entre os valores do SPT no Brasil e nos Estados Unidos.

Correlações entre os valores do SPT				
	1ª Fileira	2ª Fileira	3ª Fileira	4ª Fileira
N_{BR}	12	15	18	18
$N_{USA} = 1,17N_{BR}$	14	18	20	21
$^* q_s$	$q_s = 0,12 \text{ MPa}$	$q_s = 0,14 \text{ MPa}$	$q_s = 0,15 \text{ MPa}$	$q_s = 0,16 \text{ MPa}$

*O valor da tensão q_s foi obtido do gráfico na Figura 4.2.

1ª Fileira de tirantes

Tensão máxima de tração da ancoragem

$$T_{máx_1} = \pi \cdot D_e L_s q_s = \pi \times 0,17 \times 6,0 \times 120 = 384,53 \text{ kN}$$

Verificação do fator de segurança entre a força máxima resistente e a carga de trabalho do tirante

$$FS = \frac{T_{máx_1}}{F_1} = \frac{384,53}{122,68} = 3,13$$

2ª Fileira de tirantes

Tensão máxima de tração da ancoragem

$$T_{máx_2} = \pi D_e L_s q_s = \pi \times 0,17 \times 6,0 \times 140 = 448,62 \text{ kN}$$

Verificação do fator de segurança entre a força máxima resistente e a carga de trabalho do tirante

$$FS = \frac{T_{máx_2}}{F_2} = \frac{448,62}{122,68} = 3,66$$

3ª Fileira de tirantes

Tensão máxima de tração da ancoragem

$$T_{máx_3} = \pi \cdot D_e L_s q_s = \pi \times 0,17 \times 6,0 \times 150 = 480,66 \text{ kN}$$

Verificação do fator de segurança entre a força máxima resistente e a carga de trabalho do tirante

$$FS = \frac{T_{máx_3}}{F_3} = \frac{480,66}{145,56} = 3,30$$

4ª Fileira de tirantes

Tensão máxima de tração da ancoragem

$$T_{máx_4} = \pi \cdot D_e L_s q_s = \pi \times 0,17 \times 6,0 \times 160 = 512,71 \text{ kN}$$

Verificação do fator de segurança entre a força máxima resistente e a carga de trabalho do tirante

$$FS = \frac{T_{máx_4}}{F_4} = \frac{512,71}{135,27} = 3,79$$

A Tabela 5.24 e a Figura 5.10 apresentam os valores dos fatores de segurança calculados entre as forças máximas encontradas utilizando-se o método BUSTAMANTE e DOIX (1985) e as forças atuantes nos tirantes.

Tabela 5.24 – Valores dos fatores de segurança de BUSTAMANTE e DOIX (1985) e as forças atuantes.

Tirantes	BUSTAMANTE e DOIX (kN)	Solicitações nos tirantes (kN)	FS
T ₁	382,53	122,68	3,11
T ₂	448,62	122,68	3,66
T ₃	480,66	145,56	3,30
T ₄	512,71	135,27	3,79

Os fatores de segurança calculados com base nas forças atuantes apresentam valores bastante conservadores em alguns casos muito superiores ao mínimo 1,5.

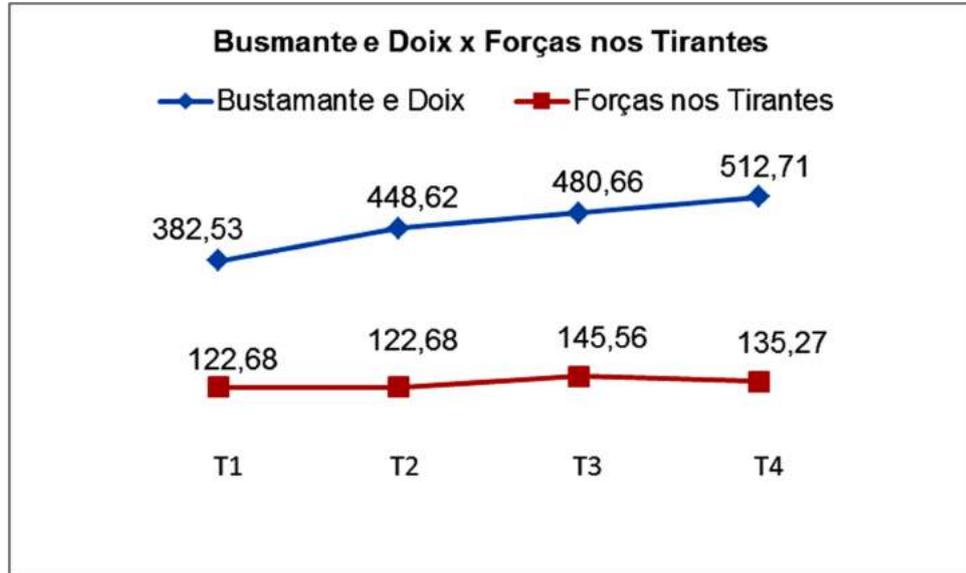


Figura 5.10 – Comparação entre as forças obtidas pelo método de BUSTAMANTE e DOIX (1985) e as forças atuantes.

BUDHU (2013)

Segundo BUDHU (2013), o cálculo do fator de segurança é obtido utilizando-se a taxa de transferência apresentado na Tabela 3.34, nesse caso adota-se como comprimento máximo do bulbo o valor de 6,0 m, e as solicitações do solo FT serão as mesmas, cujos dados são mostrados na Tabela 5.4.

O solo da primeira camada é areia medianamente compacta e a taxa indicada 145.

O bulbo da primeira fileira mede 6,0 m, assim

$$FS = \frac{[L_{m\acute{a}x} \times CTU]}{FT}$$

$$FS = \frac{[6 \times 145]}{122,68} = 3,8$$

O bulbo da segunda fileira mede 6,0 m:

$$FS = \frac{[L_{m\acute{a}x} \times CTU]}{FT}$$

$$FS = \frac{[6 \times 145]}{122,68} = 7,1$$

O bulbo da terceira fileira mede 6,0 m:

$$FS = \frac{[L_{m\acute{a}x} \times CTU]}{FT}$$

$$FS = \frac{[6 \times 145]}{145,56} = 6,0$$

O bulbo da quarta fileira mede 6,0 m:

$$FS = \frac{[L_{m\acute{a}x} \times CTU]}{FT}$$

$$FS = \frac{[6 \times 145]}{135,27} = 6,4$$

Com o fator de segurança obtido pelo método BUDHU (2013), multiplica-se pelas solicitações daí tem-se os valores das forças atuantes em cada fileira dos tirantes (Tabela 5.25 e Figura 5.11).

Desse modo, faz-se uma comparação entre os valores obtidos pelo método BUDHU (2013) e as forças atuantes.

Tabela 5.25 – Fatores de segurança dos bulbos de ancoragem.

Tirantes	Solicitações nos tirantes (kN)	BUDHU (kN)	FS
T ₁	122,68	466,18	3,8
T ₂	122,68	863,42	7,1
T ₃	145,56	878,79	6,0
T ₄	135,27	868,62	6,4

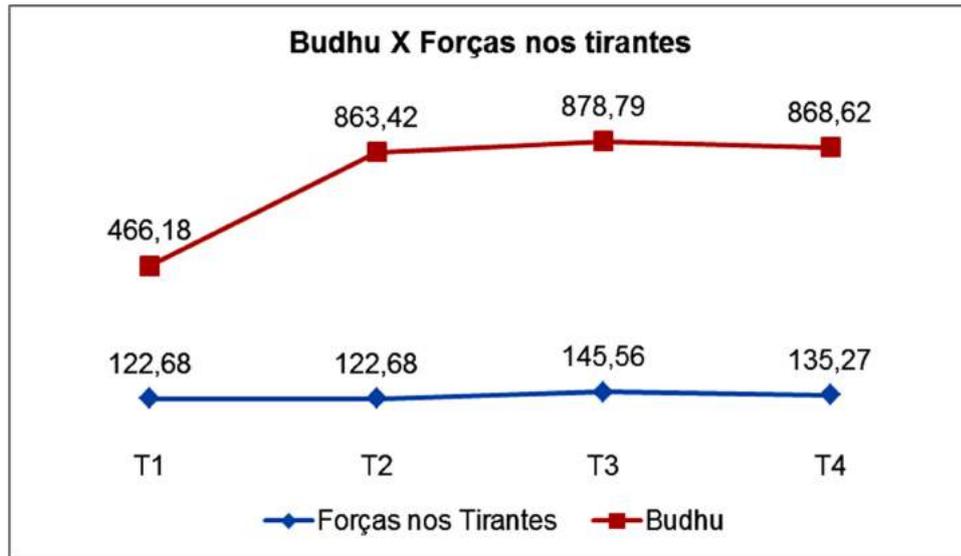


Figura 5.11 – Comparação entre os valores obtidos pelo método BUDHU (2013) e as solicitações atuantes.

Os fatores de segurança calculados pelo método de BUDHU (2013) e as solicitações apresentam valores bastante conservadores, com fatores de segurança muito superiores ao mínimo de 1,5.

MÉTODO COSTA NUNES (1987)

A capacidade de carga limite da ancoragem é dada por

$$T_{m\acute{a}x} = \pi \cdot D_e \cdot l_b \cdot [c + (\gamma_c \cdot h + \sigma_r) \operatorname{tg} \varphi]$$

O comprimento máximo adotado para o bulbo será de 6,0 m.

1ª Fileira de tirantes

$$T_{m\acute{a}x} = \pi \times 0,15 \times 6,0 [(17 \times 6,0)] \operatorname{tg} 30^\circ = 166,51 \text{ kN}$$

2ª Fileira de tirantes

$$T_{m\acute{a}x} = \pi \times 0,15 \times 6,0 [(18 \times 8,0)] \operatorname{tg} 35^\circ = 285,01 \text{ kN}$$

3ª Fileira de tirantes

$$T_{m\acute{a}x} = \pi \times 0,15 \times 6,0 [(18 \times 10,0)] \operatorname{tg} 37^\circ = 381,70 \text{ kN}$$

4ª Fileira de tirantes

$$T_{m\acute{a}x} = \pi \times 0,15 \times 6,0 [(18 \times 11,9)] \text{tg } 37 = 454,23 \text{ kN}$$

A Tabela 5.26 e a Figura 5.12 apresentam os valores dos fatores de segurança calculados entre as forças máximas encontradas utilizando-se o método COSTA NUNES (1987) e as solicitações atuantes nos tirantes.

Tabela 5.26 – Fatores de segurança dos bulbos de ancoragem.

Tirantes	Método COSTA NUNES (kN)	Solicitações nos tirantes (kN)	FS
T ₁	166,51	122,68	1,36
T ₂	285,01	122,68	2,32
T ₃	381,70	145,56	2,62
T ₄	454,23	135,27	3,36

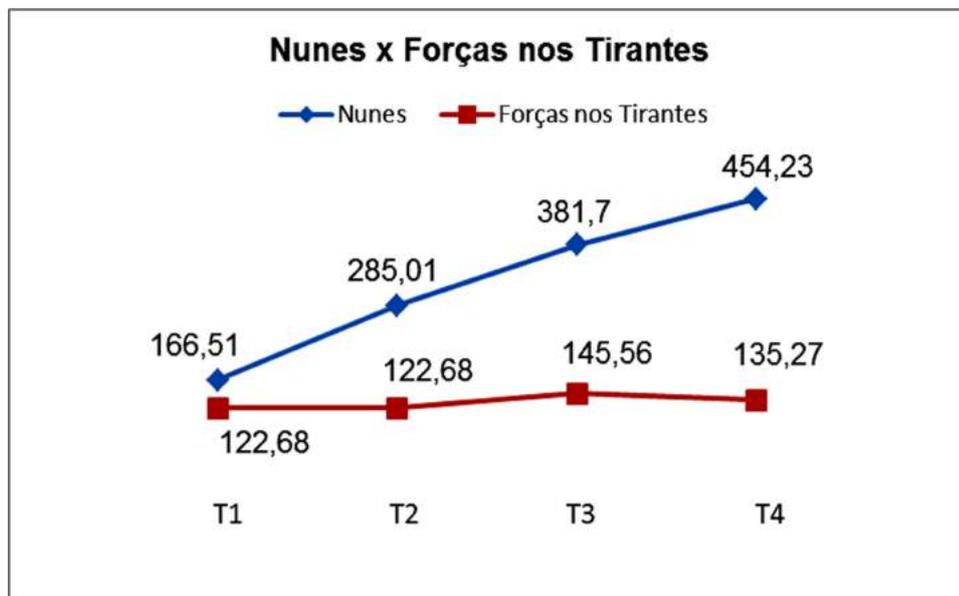


Figura 5.12 – Comparação entre os valores obtidos pelo método COSTA NUNES (1987) e as forças atuantes nos tirantes.

Os fatores de segurança calculados entre o método de COSTA NUNES (1987) e as solicitações apresentam valores que atendem ao fator de segurança mínimo de 1,5, excetuando-se a primeira camada.

A Tabela 5.27 apresenta o cálculo da média e do desvio padrão encontrado numa comparação entre os resultados encontrados para as solicitações máximas nos tirantes pelos métodos BUSTAMANTE e DOIX (1985), BUDHU (2013) e o COSTA NUNES (1987) e os obtidos com o Plaxis (2002).

Tabela 5.27 – Média, desvio padrão e coeficiente de variação.

	Bustamante e Doix (kN)	Budhu (kN)	Nunes (kN)	Plaxis (kN)	Média	DP	COV(%)
T1	384,53	466,18	166,51	380,62	349,46	128,19	36,68
T2	448,62	863,42	285,01	517,92	528,74	293,31	55,47
T3	480,66	878,79	381,7	598,35	584,88	281,52	48,13
T4	512,71	868,62	454,23	796,94	658,13	251,67	38,24

A Figura 5.13 mostra as solicitações máximas calculadas pelos métodos citados.

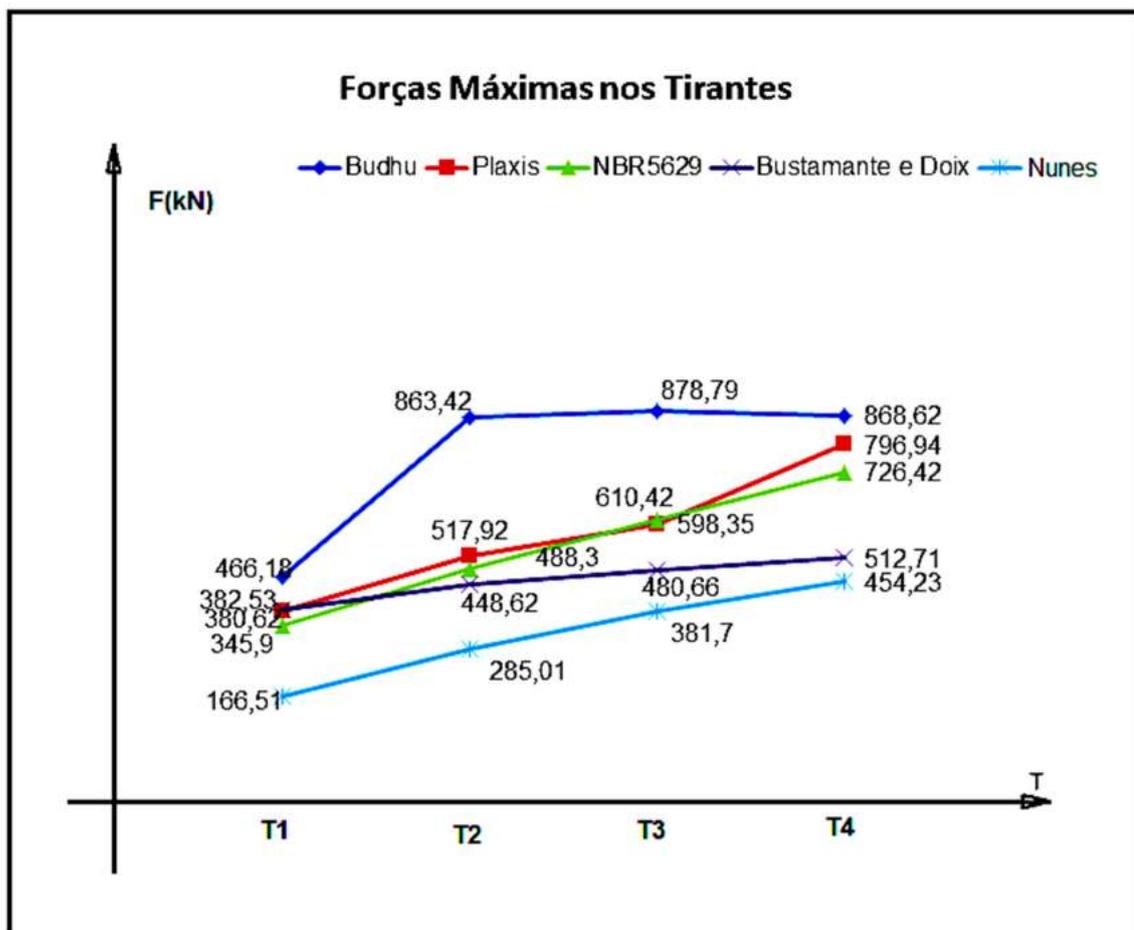


Figura 5.13 – Forças máximas nos tirantes para os diversos métodos.

Os coeficientes de segurança entre as forças calculadas utilizando-se os métodos citados acima e a NBR 5629:2006 são mostrados na Tabela 5.28 e na Figura 5.14.

Tabela 5.28 – Fatores de segurança encontrados.

	BUDHU	BUSTAMANTE E DOIX	PLAXIS	NUNES
T1	1,35	1,11	1,10	0,5
T2	1,77	0,92	1,10	0,6
T3	1,45	0,80	0,98	0,6
T4	1,20	0,71	1,10	0,6

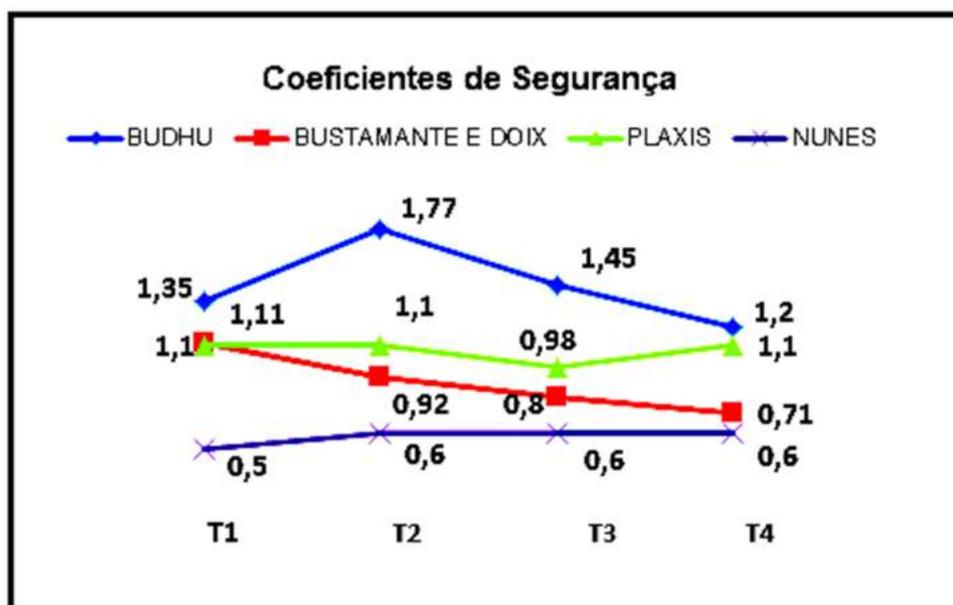


Figura 5.14 – Coeficientes de segurança.

5.2 SOLOS ARGILOSOS

No modelo adotado para os solos argilosos o fator de segurança do plano de ancoragem será verificado pelo método de Bishop Simplificado cujos resultados estão apresentados na Tabela 5.29; as características geométricas da cortina de concreto serão as mesmas adotadas no modelo anterior.

A Figura 5.15 mostra o plano de ancoragem do talude.

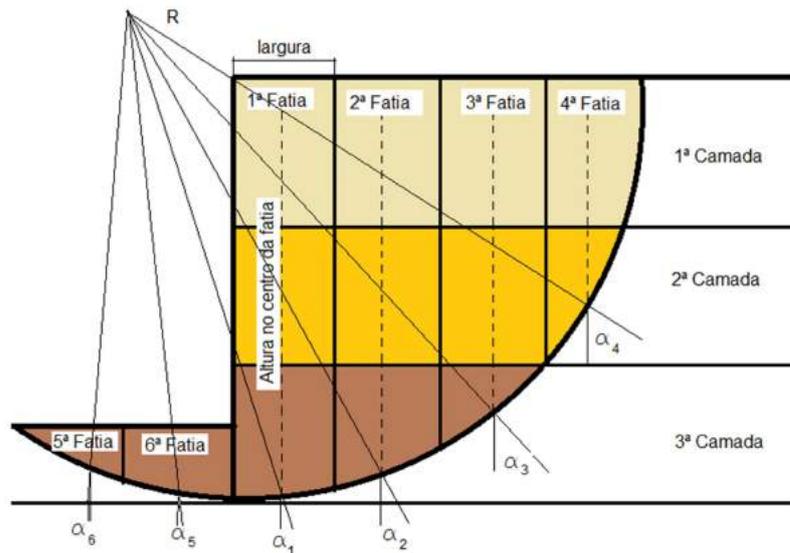


Figura 5.15 – Verificação da estabilidade do plano de ancoragem dos tirantes.

Tabela 5.29 – Método de Bishop Simplificado.

METODO DE BISHOP SIMPLIFICADO – SOLO ARGILOSO															
	altura	largura	γ	W		Total	c'	ϕ'	α_n	$sen\alpha_n$	$cos\alpha_n$	$tg\phi'$	$W_n sen\alpha_n$	$W_n cos\alpha_n$	$W tg\phi'$
	m	m	(kN/m ³)	(kN/m)		kN	(kN/m ²)	(graus)					(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)
1 Fatia	6,5	2	19	247				0				0,00			
	3,5	2	19	133				0				0,00			
	1,2	2	21	50,4	P. da fatia	430,4	150	0	50	0,77	0,64	0,00	329,58	32,14	0,00
2 Fatia	6,5	2	19	247				0							
	3,5	2	19	133				0							
	0	2	19	0	Peso da fatia	380	150	0	38	0,62	0,79	0,00	233,85	0,00	0,00
3 Fatia	6,5	2	19	247				0							
	2,3	2	19	87,4	Peso da fatia	334,4	150	0	32	0,53	0,05	0,00	177,12	15,43	0,00
4 Fatia	6,5	2	19	247				0							
	0,2	2	19	7,6	Peso da fatia	254,6	150	0	22	0,37	0,99	0,00	95,33	252,37	0,00
5 Fatia	3,7	2	21	155,4	Peso da fatia	155,4	150	0	15	0,26	0,91	0,00	40,20	141,21	0,00
1a Fatia	1,9	2,1	21	83,79	Peso da fatia	83,79	150	0	10	0,17	0,11	0,00	14,54	9,13	0,00
2a Fatia	2,2	2	21	92,4	Peso da fatia	92,4	150	0	7	0,12	-0,04	0,00	11,26	-3,79	0,00
3a Fatia	2,3	2	21	96,6	Peso da fatia	96,6	150	0	0	0,00	-0,11	0,00	0,00	-11,02	0,00
4a Fatia	2	2	21	84	Peso da fatia	84	150	0	-9	-0,16	0,11	0,00	-13,13	8,84	0,00
5a Fatia	1,8	2	21	75,6	Peso da fatia	75,6	150	0	15	0,26	0,25	0,00	19,56	18,85	0,00
6a Fatia	1,8	2	21	75,6	Peso da fatia	75,6	150	0	-27	-0,45	0,25	0,00	-34,31	18,85	0,00
													874,00	482,00	0,00

Tabela 5.29 (continuação).

m_{α_z}						$\frac{1}{m_{\alpha_z}}$						$\left(\frac{1}{m_{\alpha_z}}\right) \times (c' b_n + W_n \text{tg} \phi)$							
						0	0,2	0,4	0,6	0,8	1	0	0,2	0,4	0,6	0,8	1	0	0,2
0,61						1,64						245,90	0	0	0	0	0	0	0
0,76						1,32						197,37	0	0	0	0	0	0	0
0,86						1,16						174,42	0	0	0	0	0	0	0,00
0,91						1,10						164,84	0	0	0	0	0	0	0,00
0,90						1,11						166,67	0	0	0	0	0	0	0,00
0,95						1,05						157,89	0	0	0	0	0	0	0,00
0,99						1,01						151,52	0	0	0	0	0	0	0,00
0,98						1,02						153,06	0	0	0	0	0	0	0,00
0,95						1,05						157,89	0	0	0	0	0	0	0,00
0,92						1,09						163,04							
0,89						1,12						168,54	0	0	0	0	0	0	0,00
												Totais	1901,139	0	0	0	0	0	0,00
												FS	2,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

O fator de segurança para o plano de ancoragem adotado é superior a 1,5.

As etapas de cálculo são mostradas a seguir.

1ª Etapa

A Tabela 5.30 apresenta as características das camadas do solo em análise.

Tabela 5.30 – Características do solo.

Camadas	Espessura (m)	SPT	Atrito (°)	Coesão (kN/m ²)	P. Específico (kN/m ³)
Argila rija	6,5	19	0	150	19
Argila rija	3,5	28	0	150	19
Argila dura	3,0	32	0	150	21
Argila dura	4,0	40	0	150	21

2ª Etapa: Forças atuantes nos tirantes

- Resistência drenada nas argilas

A resistência drenada para as argilas será adotada conforme Tabela 5.31.

Tabela 5.31 – Resistência drenada para argilas de média plasticidade.

Camada	S_u (kN/m ²)
1ª camada	150
2ª camada	250
3ª camada	400
4ª camada	550

O ângulo de atrito em solos argilosos é $\phi = 0$, assim tem-se para o coeficiente de empuxo ativo de Rankine $K_a = \tan^2 45^\circ = 1$.

A Figura 5.16 ilustra a posição dos bulbos de ancoragem.

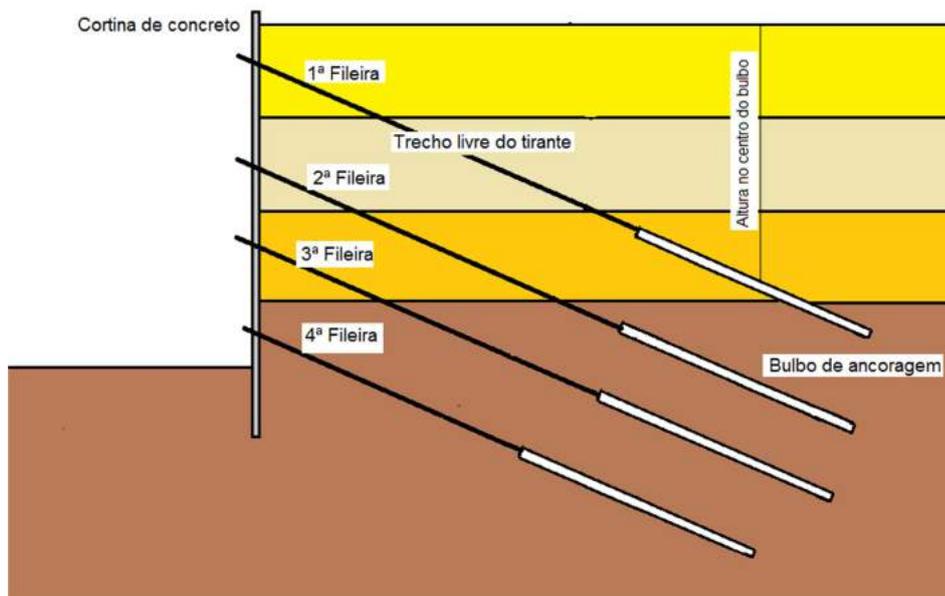


Figura 5.16 – Posicionamento dos bulbos de ancoragem dos tirantes.

A área de influência dos tirantes é mostrada na Tabela 5.32 e a Figura 5.17 apresenta a distribuição das pressões laterais.

Tabela 5.32 – Área de influência.

Fileiras	Área de Influência
1ª camada	2,25 x 2,0
2ª camada	2,75 x 2,0
3ª camada	2,5 x 2,0
4ª camada	2,5 x 2,0

A expressão 5.3 fornece o cálculo da pressão lateral

$$\sigma_a = 0,3 \cdot \gamma \cdot H \quad (5.3)$$

$$\sigma_a = 0,3 \times 19 \times 10 = 57,0 \text{ kN/m}^2$$

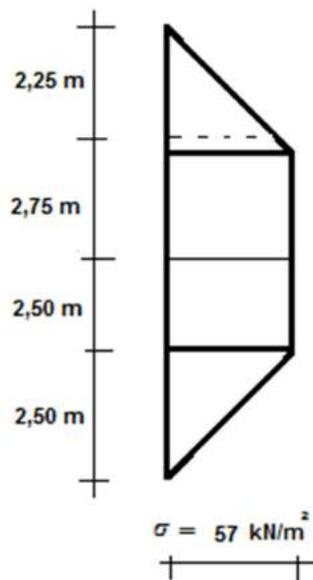


Figura 5.17 – Pressão lateral atuante.

Os valores das forças atuantes por unidade de comprimento unitário estão indicadas na Tabela 5.33.

Para a primeira fileira tem-se

$$F_1 = \frac{\sigma \cdot H}{2} = \frac{57,0 \times 2,25}{2} = 63,56 \text{ kN/m} \quad (5.4)$$

e para as demais fileiras

$$F_n = \sigma_n \cdot H + \frac{\sigma \cdot H}{2} \quad (5.5)$$

Tabela 5.33 – Força ativa nos tirantes por comprimento unitário.

Força Ativa nos Tirantes (kN/m)	
Fileiras	F
1	57,71
2	219,44
3	361,94
4	433,19

Os valores das forças nos tirantes estão apresentados na Tabela 5.34, sendo:

$$F_n = \frac{\sigma \cdot L}{\cos 15^\circ} \quad (5.6)$$

onde L é a largura da área de influência do tirante.

Tabela 5.34 – Força atuantes nos tirantes.

Força nos Tirantes (kN)	
Fileiras	F
1	119,50
2	454,36
3	749,42
4	896,94

3ª Etapa: Forças máximas no plano de ancoragem dos tirantes.

NBR 5629:2006

Essa mesma apresenta a expressão 6.7 para o cálculo da resistência à tração para solos argilosos:

$$T_{m\acute{a}x} = \alpha_0 U L_b S_u \quad (5.7)$$

sendo o perímetro do bulbo

$$U = \pi\phi = \pi \times 0,15 = 0,471 \text{ m} \quad (5.8)$$

Para a resistência não drenada nas argilas rijas tem-se: $S_u = 150 \text{ kPa}$

- 1ª Fileira de tirantes

Tensão efetiva da ancoragem

$$\alpha_0 = 0,35$$

Resistência à tração da ancoragem

$$T_{m\acute{a}x} = 0,35 \times 0,471 \times 8,0 \times 150 = 197,82 \text{ kN}$$

Verificação do fator de segurança entre a força máxima resistente e a carga de trabalho do tirante

$$FS = \frac{T_{m\acute{a}x}}{F_1} = \frac{197,82}{119,50} = 1,7 > 1,5 \text{ OK}$$

- 2ª Fileira de tirantes

Tensão efetiva da ancoragem

$$S_u = 250 \text{ kPa}$$

$$\alpha_0 = 0,35$$

$$\phi = 0,20$$

Resistência à tração da ancoragem.

$$T_{m\acute{a}x} = 0,35 \times 0,628 \times 10,0 \times 250 = 549,50 \text{ kN}$$

Verificação do fator de segurança entre a força máxima resistente e a carga de trabalho do tirante

$$FS = \frac{T_{m\acute{a}x}}{F_2} = \frac{549,50}{454,36} = 1,2$$

- 3ª Fileira de tirantes

Tensão efetiva da ancoragem

$$S_u = 400 \text{ kPa}$$

$$\alpha_0 = 0,35$$

$$\phi = 0,20$$

Resistência à tração da ancoragem

$$T_{m\acute{a}x} = 0,35 \times 0,628 \times 10,0 \times 400 = 879,20 \text{ kN}$$

Verificação do fator de segurança entre a força máxima resistente e a carga de trabalho do tirante

$$FS = \frac{T_{m\acute{a}x}}{F_3} = \frac{879,20}{749,42} = 1,2$$

- 4ª Fileira de tirantes

Tensão efetiva da ancoragem

$$S_u = 550 \text{ kPa}$$

$$\alpha_0 = 0,35$$

$$\phi = 0,20$$

Resistência à tração da ancoragem

$$T_{m\acute{a}x} = 0,35 \times 0,628 \times 10,0 \times 550 = 1208,90 \text{ kN}$$

Verificação do fator de segurança entre a força máxima resistente e a carga de trabalho do tirante

$$FS = \frac{T_{\max}}{F_4} = \frac{1208,90}{896,94} = 1,3$$

MÉTODO DE BUSTAMANTE E DOIX (1985)

Solos argilosos

$$T_1 = \pi \cdot D_e \cdot L_s \cdot q_s$$

$$D_e = \beta \cdot D_p$$

$$\beta = 1,2 \text{ (Tabela 4.2)}$$

$$D_p = 0,15 \text{ m}$$

$$D_e = 1,2 \times 0,15 = 0,18 \text{ m}$$

Para o diâmetro de perfuração de $D_p = 0,20 \text{ m}$

$$D_e = 1,2 \times 0,20 = 0,24 \text{ m}$$

A Tabela 5.35 apresenta os dados referentes à correlação entre os valores do SPT no Brasil e os obtidos nos Estados Unidos.

Tabela 5.35 – Correlações entre os valores do SPT no Brasil e nos Estados Unidos.

Correlações entre os valores do SPT				
	1ª Fileira	2ª Fileira	3ª Fileira	4ª Fileira
N_{BR}	18	30	39	55
$N_{USA} = 1,17N_{BR}$	21	35	45	64
q_s	$q_s = 0,10 \text{ MPa}$	$q_s = 0,13 \text{ MPa}$	$q_s = 0,16 \text{ MPa}$	$q_s = 0,19 \text{ MPa}$

O valor da tensão q_s foi obtido do gráfico na Figura 4.2.

1ª Fileira de tirantes

Tensão máxima de tração da ancoragem

$$T_{máx_1} = \pi \cdot D_e L_s q_s = \pi \times 0,18 \times 8,0 \times 100 = 45240 \text{ kN}$$

Verificação do fator de segurança entre a força máxima resistente e a carga de trabalho do tirante

$$FS = \frac{T_{máx_1}}{F_1} = \frac{452,40}{119,50} = 3,79$$

2ª Fileira de tirantes

Tensão máxima de tração da ancoragem

$$T_{máx_2} = \pi D_e L_s q_s = \pi \times 0,24 \times 10,0 \times 130 = 98018 \text{ kN}$$

Verificação do fator de segurança entre a força máxima resistente e a carga de trabalho do tirante

$$FS = \frac{T_{máx_2}}{F_2} = \frac{980,18}{454,36} = 2,16$$

3ª Fileira de tirantes

Tensão máxima de tração da ancoragem

$$T_{máx_3} = \pi \cdot D_e L_s q_s = \pi \times 0,24 \times 10,0 \times 160 = 120637 \text{ kN}$$

Verificação do fator de segurança entre a força máxima resistente e a carga de trabalho do tirante

$$FS = \frac{T_{máx_3}}{F_3} = \frac{1206,37}{749,42} = 1,61$$

4ª Fileira de tirantes

Tensão máxima de tração da ancoragem

$$T_{máx_4} = \pi \cdot D_e L_s q_s = \pi \times 0,24 \times 10,0 \times 190 = 143257 \text{ kN}$$

Verificação do fator de segurança entre a força máxima resistente e a carga de trabalho do tirante

$$FS = \frac{T_{m\acute{a}x_4}}{F_4} = \frac{1432,57}{896,94} = 1,60$$

MÉTODO DE BUDHU (2013)

Seguindo o mesmo procedimento adotado no caso dos solos granulares serão usadas às forças calculadas para os tirantes FT , a taxa de transferência CTU apresentada na Tabela 3.34, e o comprimento do bulbo de ancoragem já adotado nos cálculos anteriores, tem-se assim o fator de segurança.

1ª Fileira de tirantes

O bulbo da primeira fileira mede 8,0 m, a taxa de transferência CTU será de 30 kN/m e a força no tirante 119,50 kN, assim

$$FS = \frac{[L_{m\acute{a}x} \times CTU]}{FT}$$

$$FS = \frac{[8 \times 30]}{119,50} = 2,0$$

$$FT = 239,0 \text{ kN}$$

2ª Fileira de tirantes

O bulbo da segunda fileira mede 10,0 m, a taxa de transferência CTU será de 60 kN/m e a força no tirante 454,36 kN, donde

$$FS = \frac{[L_{m\acute{a}x} \times CTU]}{FT}$$

$$FS = \frac{[10 \times 60]}{454,36} = 1,32$$

$$FT = 599,76 \text{ kN}$$

3ª Fileira de tirantes

O bulbo da terceira fileira mede 10,0 m, a taxa de transferência CTU será de 60 kN/m e a força no tirante 749,42 kN, então

$$FS = \frac{[L_{máx} \times CTU]}{FT}$$

$$FS = \frac{[10 \times 60]}{749,42} = 0,80$$

$$FT = 480,0 \text{ kN}$$

4ª Fileira de tirantes

O bulbo da quarta fileira mede 10,0 m, a taxa de transferência CTU será de 60 kN/m e a força no tirante 896,94 kN, logo:

$$FS = \frac{[L_{máx} \times CTU]}{FT}$$

$$FS = \frac{[10 \times 60]}{896,94} = 0,67$$

$$FT = 402,0 \text{ kN}$$

Os fatores de segurança obtidos pelo método BUDHU (2013), para a terceira e quarta fileiras não atendem ao fator de segurança mínimo de 1,5.

A Tabela 5.36 apresenta um resumo das forças máximas encontradas o pelo método BUDHU (2013).

Tabela 5.36 – Resumo das forças máximas pelo método BUDHU (2013).

Resumo das forças máximas	
Tirantes	Forças Máximas (kN)
T ₁	244,59
T ₂	594,13
T ₃	480,00
T ₄	402,00

A seguir os mesmos dados utilizados para os cálculos anteriores serão utilizados na modelagem com o Plaxis.

MÉTODO PLAXIS (2002)

Modelagem (“INPUT”).

As características adotadas para os tirantes, tais como comprimento do trecho livre, profundidade do centro do bulbo de ancoragem, comprimento do bulbo de ancoragem e o diâmetro do bulbo são as apresentadas na Tabela 5.37.

Tabela 5.37 – Características dos tirantes.

Características geométricas dos tirantes				
	1ª Linha	2ª Linha	3ª Linha	4ª Linha
Comp.Livre (m)	$L_1 = 11,5$	$L_2 = 10,0$	$L_3 = 8,2$	$L_4 = 5,7$
Profundidade (m)	$H_1 = 5,1$	$H_2 = 7,7$	$H_3 = 9,5$	$H_4 = 11,5$
Diâmetro (m)	$\phi = 0,15$	$\phi = 0,20$	$\phi = 0,20$	$\phi = 0,20$
Comp.Bulbo (m)	$L_b = 8,0$	$L_b = 10,0$	$L_b = 10,0$	$L_b = 10,0$

Para modelagem desse problema pelo Plaxis os dados característicos do solo são mostrados na tabela Tabelas 5.38.

Tabela 5.38 – Parâmetros geotécnicos.

	camadas do solo	condições	γ kN/m ³	γ_{sat} kN/m ³	K_x m/dia	K_y m/dia	ν	E kN/m ²	C' kN/m ²	ϕ (°)	R_{inter}
1	Argila rija	não drenado	19	20	0,273	0,273	0,45	30000	150	0	0,65
2	Argila dura	não drenado	21	22	0,273	0,273	0,45	35000	150	0	0,65

São apresentadas na Tabela 5.39 as características da cortina com tirantes como a altura, a rigidez axial, a rigidez a flexão, coeficiente de Poisson e o peso próprio utilizado pelo programa.

Tabela 5.39 – Parâmetros da cortina.

h	EA	EI	W	V
(m)	$\times 10^7$ (kN/m)	$\times 10^5$ (kNm ² /m)	(kNm/m)	
0,70	1,43	4,51	17,5	0,2

Na Tabela 5.40 são apresentadas as características relativas aos tirantes como carga de trabalho, rigidez axial e a rigidez axial distribuída pelo comprimento da área de influência do tirante.

As características dos tirantes metálicos são apresentadas nos Anexos.

Tabela 5.40 – Parâmetros dos tirantes.

	Carga de trabalho	EA	$\frac{EA}{m}$
TIRANTES	(kN)	(kN)	(L=2,00 m)
1	350	7854,36	3927,18
2	520	11771,6	5885,8
3	690	15708,7	7854,4
4	870	19626,0	9812,98

A Figura 5.3 ilustra o modelo em estudo das camadas do solo e a posição dos bulbos de ancoragem, e a Tabela 5.41 fornece a profundidade do centro do bulbo.

Tabela 5.41 – Profundidade no centro dos tirantes.

Profundidade no centro do bulbo de ancoragem (m)			
H_1	H_2	H_3	H_4
6,0	8,0	10	11,9

- Módulo de cálculo

A carga de protensão aplicada como dado de entrada na rotina “*Calculation*” do programa para o trecho “node-to-node anchor” é apresentada na Tabela 5.42.

Tabela 5.42 – Cargas de protensão na rotina “*Calculation*”.

Modelo Plaxis		
	Carga de trabalho	Carga de Protensão
TIRANTES	(kN)	(kN/m)
1	690	160
2	690	140
3	870	100
4	870	160

A força de protensão usada é encontrada no final de cada fase de construção e se torna uma força a ser ancorada. Nas sucessivas fases a força é considerada apenas como força de ancoragem, podendo ser aumentada ou diminuída, dependendo do desenvolvimento das tensões e forças no entorno do bulbo.

Na Figura 5.18 são mostradas as tensões efetivas calculadas pelo programa para a última fase da escavação.

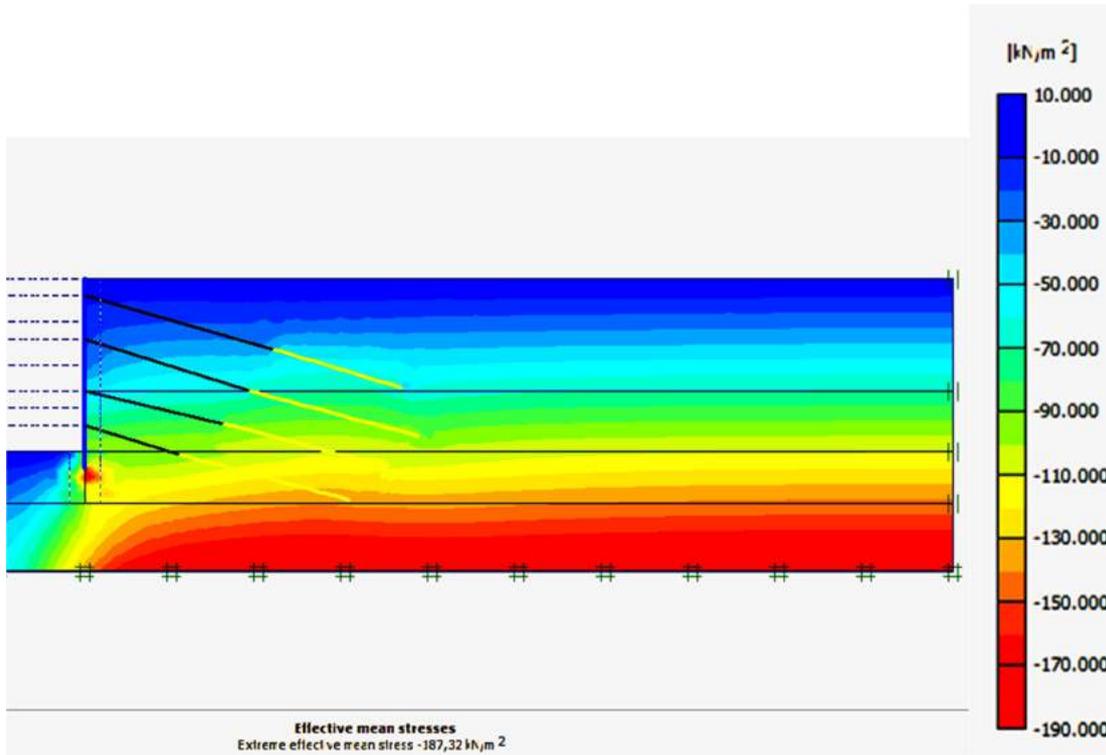


Figura 5.18 – Tensão efetiva na última fase de escavação.

As forças atuantes no bulbo de ancoragem da primeira fileira de tirantes são apresentadas na Figura 5.19 e na Tabela 5.43.

Tabela 5.43 – Forças atuantes no bulbo de ancoragem na primeira fileira.

Geogrid	Element	Node	X [m]	Y [m]	N_x [kN/m]
1	1 geogrid	1701	30,900	12,900	119,538
		1705	31,508	12,717	117,502
		1706	32,117	12,533	108,922
		1707	32,725	12,350	99,495
		1795	33,333	12,167	94,919
	2 geogrid	1795	33,333	12,167	93,000
		1799	33,942	11,983	88,689
		1800	34,550	11,800	83,913
		1801	35,158	11,617	78,653
		1901	35,767	11,433	72,888
	3 geogrid	1901	35,767	11,433	74,553
		1904	36,375	11,250	65,187
		1903	36,983	11,067	53,537
		1902	37,592	10,883	45,660
		1973	38,200	10,700	47,614

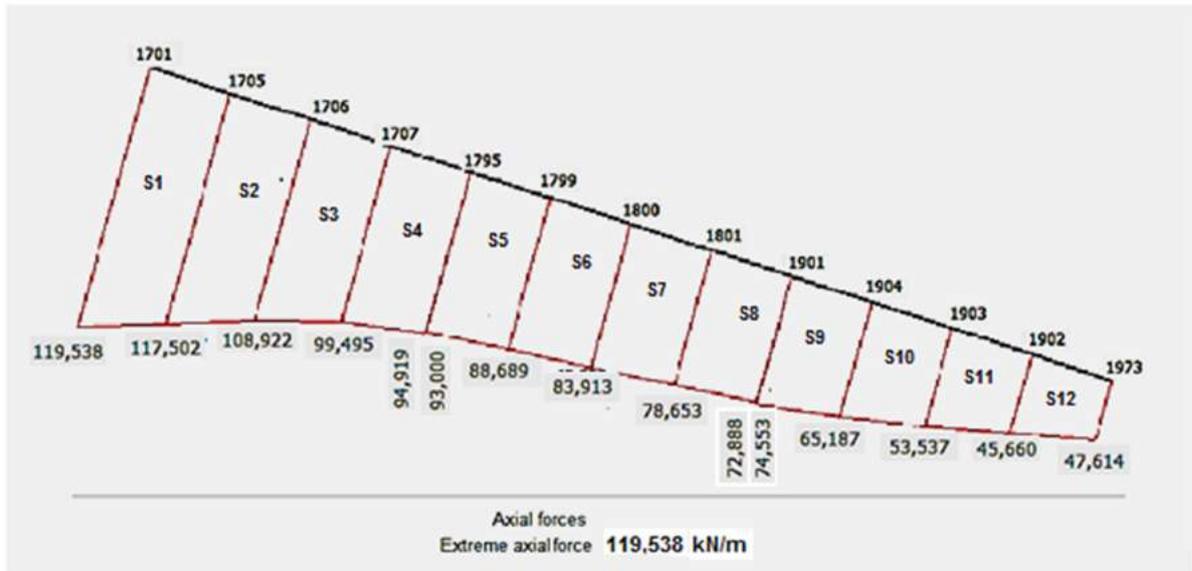


Figura 5.19 – Força atuante na primeira fileira de tirantes.

A Tabela 5.44 fornece o cálculo do valor da força de ancoragem para a primeira fileira de bulbos de ancoragem.

Tabela 5.44 – Cálculo das forças atuantes no bulbo de ancoragem na primeira fileira.

BULBO 1									
PONTOS	nº	X	ΔX	Y	ΔY	L(m)	Nx(kN/m)	ÁREAS	F(kN)
P1	1701	30,900		12,9			119,538		
P2	1705	31,508	0,608	12,717	0,183	0,635	117,502	S1	75,253
P3	1706	32,117	0,609	12,533	0,184	0,636	108,922	S2	72,024
P4	1707	32,725	0,608	12,35	0,183	0,635	99,495	S3	66,166
P5	1795	33,333	0,608	12,167	0,183	0,635	94,919	S4	61,721
P5A	1795	33,333	0,608	12,167	0,183	0,635	93	S5	57,794
P6	1799	33,942	0,609	11,983	0,184	0,636	88,689	S6	54,796
P7	1800	34,550	0,608	11,8	0,183	0,635	83,913	S7	51,610
P8	1801	35,158	0,608	11,617	0,183	0,635	78,653	S8	48,204
P9	1901	35,767	0,609	11,433	0,184	0,636	72,888		
P10	1901	35,767	0,609	11,433	0,184	0,636	74,553	S9	44,363
P11	1904	36,375	0,608	11,25	0,183	0,635	65,187	S10	37,692
P13	1903	36,983	0,608	11,067	0,183	0,635	53,537	S11	31,554
P14	1902	37,592	0,609	10,883	0,184	0,636	45,66	S12	29,612
P15	1973	38,200	0,608	10,7	0,183	0,635	47,614		
SOMA									630,791

As forças atuantes nos bulbos de ancoragem na segunda fileira de tirantes são fornecidas na Tabela 5.45 e na Figura 5.20.

Tabela 5.45 – Forças atuantes no bulbo de ancoragem na segunda fileira.

Geogrid	Element	Node	X [m]	Y [m]	N _x [kN/m]
1	1 geogrid	1579	29,500	10,500	103,441
		1583	30,106	10,338	99,306
		1584	30,712	10,175	90,184
		1585	31,319	10,012	81,399
		1685	31,925	9,850	78,274
	2 geogrid	1685	31,925	9,850	76,755
		1688	32,531	9,688	73,149
		1687	33,138	9,525	69,928
		1686	33,744	9,363	66,985
		1779	34,350	9,200	64,215
	3 geogrid	1779	34,350	9,200	64,084
		1783	34,956	9,037	60,986
		1784	35,563	8,875	57,427
		1785	36,169	8,713	53,423
	4 geogrid	1863	36,775	8,550	48,988
		1863	36,775	8,550	48,314
		1869	37,381	8,387	43,014
		1868	37,987	8,225	35,433
		1867	38,594	8,063	28,866
			1953	39,200	7,900

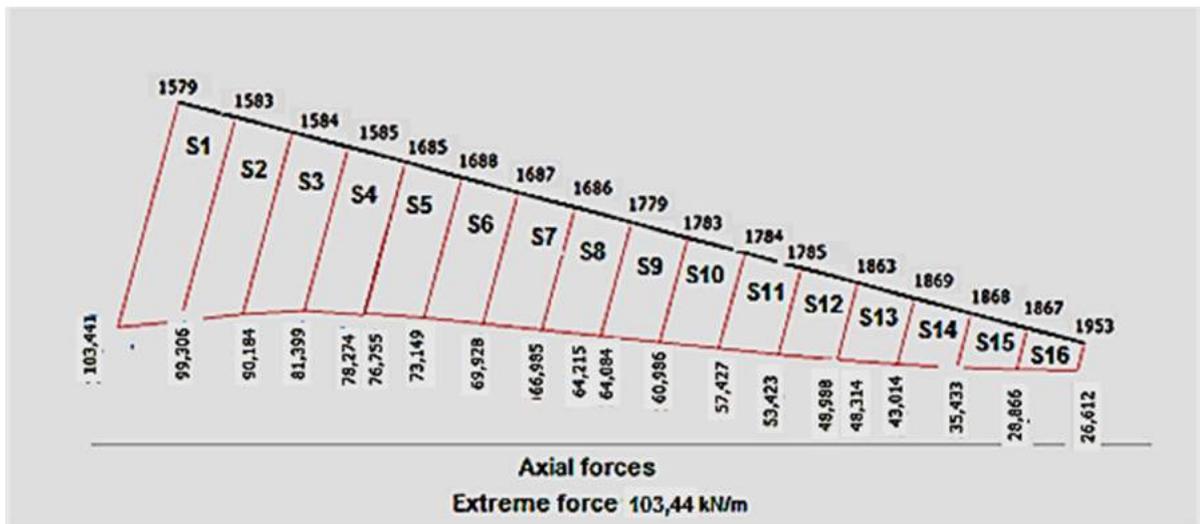


Figura 5.20 – Forças atuantes na segunda fileira de tirantes.

A Tabela 5.46 fornece o cálculo do valor da força de ancoragem para a segunda fileira de bulbos de ancoragem.

Tabela 5.46 – Cálculo das forças atuantes no bulbo de ancoragem na segunda fileira.

BULBO 2									
PONTOS	nº	X	ΔX	Y	ΔY	L(m)	Nx(kN/m)	ÁREAS	F(kN)
P1	1579	29,5		10,5			103,441		
P2	1583	30,106	0,606	10,338	0,162	0,627	99,306	S1	63,590
P3	1584	30,712	0,606	10,175	0,163	0,628	90,184	S2	59,456
P4	1585	31,319	0,607	10,012	0,163	0,629	81,399	S3	53,920
P5	1685	31,925	0,606	9,85	0,162	0,627	78,274	S4	50,080
P6	1685	31,925	0,606	9,85	0,162	0,627	76,755	S5	47,016
P7	1688	32,531	0,606	9,688	0,162	0,627	73,149	S6	44,962
P8	1687	33,138	0,607	9,525	0,163	0,629	69,928	S7	42,941
P9	1686	33,744	0,606	9,363	0,162	0,627	66,985	S8	41,167
P10	1779	34,35	0,606	9,2	0,163	0,628	64,215		
P11	1779	34,35	0,606	9,2	0,163	0,628	64,084	S9	39,243
P12	1783	34,956	0,606	9,037	0,163	0,628	60,986	S10	37,196
P13	1784	35,563	0,607	8,875	0,162	0,628	57,427	S11	34,767
P14	1785	36,169	0,606	8,713	0,162	0,627	53,423	S12	32,133
P15	1863	36,775	0,606	8,55	0,163	0,628	48,988		
P16	1863	36,775	0,606	8,55	0,163	0,628	48,314	S13	30,530
P17	1869	37,381	0,606	8,387	0,163	0,628	43,014	S14	28,656
P18	1868	37,987	0,606	8,225	0,162	0,627	35,433	S15	20,198
P19	1867	38,594	0,607	8,063	0,162	0,628	28,866	S16	17,407
P20	1953	39,2	0,606	7,9	0,163	0,628	26,612		
SOMA									643,263

As forças atuantes nos bulbos de ancoragem na terceira fileira de tirantes são fornecidas na Tabela 5.47 e na Figura 5.21.

Tabela 5.47 – Forças atuantes no bulbo de ancoragem na terceira fileira.

Geogrid	Element	Node	X [m]	Y [m]	N_x [kN/m]
1	1 geogrid	1408	28,000	8,600	36,085
		1407	28,499	8,467	66,924
		1406	28,999	8,333	70,930
		1405	29,498	8,200	63,589
		1485	29,998	8,067	60,387
	2 geogrid	1485	29,998	8,067	62,532
		1491	30,497	7,933	61,292
		1490	30,997	7,800	60,388
		1489	31,496	7,667	59,699
		1495	31,995	7,533	59,101
	3 geogrid	1495	31,995	7,533	59,072
		1501	32,495	7,400	58,426
		1500	32,994	7,267	57,669
		1499	33,494	7,133	56,714
		1629	33,993	7,000	55,475
	4 geogrid	1629	33,993	7,000	55,858
		1623	34,870	6,800	52,541
		1624	35,747	6,600	46,114
		1625	36,623	6,400	38,756
		1753	37,500	6,200	32,648

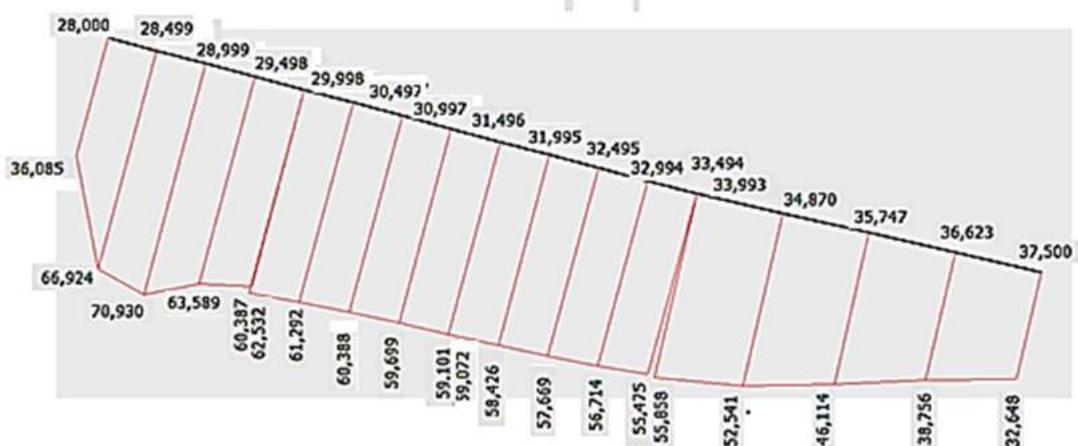


Figura 5.21 – Forças atuantes na terceira fileira de tirantes.

A Tabela 5.48 fornece o cálculo do valor da força de ancoragem para a terceira fileira de bulbos de ancoragem.

Tabela 5.48 – Cálculo das forças atuantes no bulbo de ancoragem na terceira fileira.

Bulbo3									
PONTOS	nº	X	ΔX	Y	ΔY	L(m)	Nx(kN/m)	ÁREAS	F(kN)
P1	1408	28		8,6			36,085		
P2	1407	28,499	0,499	8,467	0,133	0,516	66,924	S1	26,598
P3	1406	28,999	0,5	8,333	0,134	0,518	70,93	S2	35,680
P4	1405	29,498	0,499	8,2	0,133	0,516	63,589	S3	34,734
P5	1485	29,998	0,5	8,067	0,133	0,517	60,387	S4	32,072
P6	1485	29,998	0,5	8,067	0,133	0,517	62,532	S5	31,989
P7	1491	30,497	0,499	7,933	0,134	0,517	61,292	S6	31,478
P8	1490	30,997	0,5	7,8	0,133	0,517	60,388	S7	31,008
P9	1489	31,496	0,499	7,667	0,133	0,516	59,699	S8	30,691
P10	1495	31,995	0,499	7,533	0,134	0,517	59,101		
P11	1495	31,995	0,499	7,533	0,134	0,517	59,072	S9	30,396
P12	1501	32,495	0,5	7,4	0,133	0,517	58,426	S10	29,977
P13	1500	32,994	0,499	7,267	0,133	0,516	57,669	S11	29,605
P14	1499	33,494	0,5	7,133	0,134	0,518	56,714	S12	175,678
P15	1629	36,623	3,129	7	0,133	3,132	55,475		
P16	1629	33,993	3,129	7	0,133	3,132	55,858	S13	48,753
P17	1623	34,87	0,877	6,8	0,2	0,900	52,541	S14	44,371
P18	1624	35,747	0,877	6,6	0,2	0,900	46,114	S15	38,130
P19	1625	36,623	0,876	6,4	0,2	0,899	38,756	S16	32,115
P20	1753	37,5	0,877	6,2	0,2	0,900	32,648		
SOMA									683,273

As forças atuantes nos bulbos de ancoragem na quarta fileira de tirantes são fornecidas na Tabela 5.49 e na Figura 5.22.

Tabela 5.49 – Forças atuantes no bulbo de ancoragem na quarta fileira.

Geogrid	Element	Node	X [m]	Y [m]	N_x [kN/m]
1	1 geogrid	1361	25,500	6,800	138,177
		1362	26,106	6,638	133,356
		1363	26,712	6,475	121,334
		1364	27,319	6,313	108,552
		1543	27,925	6,150	101,452
	2 geogrid	1543	27,925	6,150	100,281
		1546	28,531	5,987	92,315
		1545	29,137	5,825	85,149
		1544	29,744	5,662	78,572
	3 geogrid	1563	30,350	5,500	72,374
		1569	30,956	5,338	66,309
		1568	31,563	5,175	60,313
		1567	32,169	5,013	54,316
		1601	32,775	4,850	48,268
	4 geogrid	1601	32,775	4,850	48,323
		1604	33,381	4,688	41,954
		1603	33,987	4,525	34,022
		1602	34,594	4,362	26,244
		1727	35,200	4,200	20,338

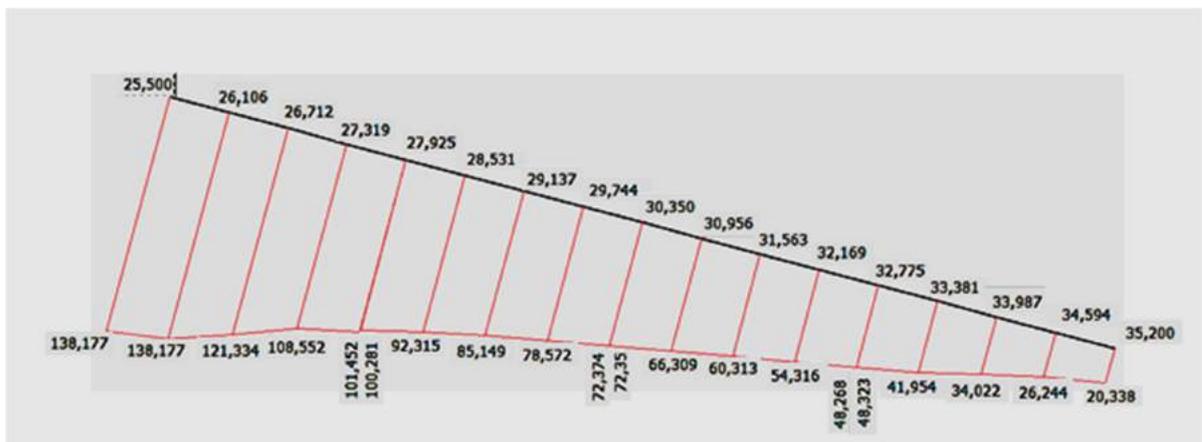


Figura 5.22 – Forças atuantes na quarta fileira de tirantes.

A Tabela 5.50 fornece o cálculo do valor da força de ancoragem para a quarta fileira de bulbos de ancoragem.

Tabela 5.50 – Cálculo das forças atuantes no bulbo de ancoragem na quarta fileira.

BULBO 4									
PONTOS	nº	X	ΔX	Y	ΔY	L(m)	Nx(kN/m)	ÁREAS	F(kN)
P1	1361	25,5		6,8			138,177		
P2	1362	26,106	0,606	6,638	0,162	0,627	133,356	S1	85,164
P3	1363	26,712	0,606	6,475	0,163	0,628	121,334	S2	79,914
P4	1364	27,319	0,607	6,313	0,162	0,628	108,552	S3	72,212
P5	1543	27,925	0,606	6,15	0,163	0,628	101,452	S4	65,893
P6	1543	27,925	0,606	6,15	0,163	0,628	100,281	S5	60,431
P7	1546	28,531	0,606	5,987	0,163	0,628	92,315	S6	55,660
P8	1545	29,137	0,606	5,825	0,162	0,627	85,149	S7	51,450
P9	1544	29,744	0,607	5,662	0,163	0,629	78,572	S8	47,343
P10	1563	30,35	0,606	5,5	0,162	0,627	72,374		
P11	1563	30,35	0,606	5,5	0,162	0,627	72,352	S9	43,490
P12	1569	30,956	0,606	5,338	0,162	0,627	66,309	S10	39,791
P13	1568	31,563	0,607	5,175	0,163	0,629	60,313	S11	35,952
P14	1567	32,169	0,606	5,013	0,162	0,627	54,316	S12	32,188
P15	1601	32,775	0,606	4,85	0,163	0,628	48,268		
P16	1601	32,775	0,606	4,85	0,163	0,628	48,323	S13	28,314
P17	1604	33,381	0,606	4,688	0,162	0,627	41,954	S14	23,839
P18	1603	33,987	0,606	4,525	0,163	0,628	34,022	S15	18,939
P19	1602	34,594	0,607	4,362	0,163	0,629	26,244	S16	14,610
P20	1727	35,2	0,606	4,2	0,162	0,627	20,338		
SOMA									755,189

O resumo dos resultados encontrados pelo programa é apresentado na Tabela 5.51.

Tabela 5.51 – Força máxima nos tirantes.

FORÇA MÁXIMA NOS TIRANTES	
TIRANTES	(kN)
1	630,26
2	643,26
3	683,27
4	755,19

A comparação entre os resultados obtidos é mostrada na Tabela 5.52.

Tabela 5.52 – Média, desvio padrão e coeficiente de variância.

	PLAXIS (kN)	BUDHU (kN)	BUSTAMANTE e DOIX (kN)	Média(kN)	DP	COV(%)
T1	630,79	239,00	452,40	440,73	196,16	44,51
T2	643,26	599,76	980,18	741,07	208,22	28,10
T3	683,273	480,00	1206,37	789,88	374,74	47,44
T4	755,19	402,00	1432,57	863,25	523,71	60,67

A Figura 5.23 mostra as forças de tração máximas calculadas pelos métodos citados.

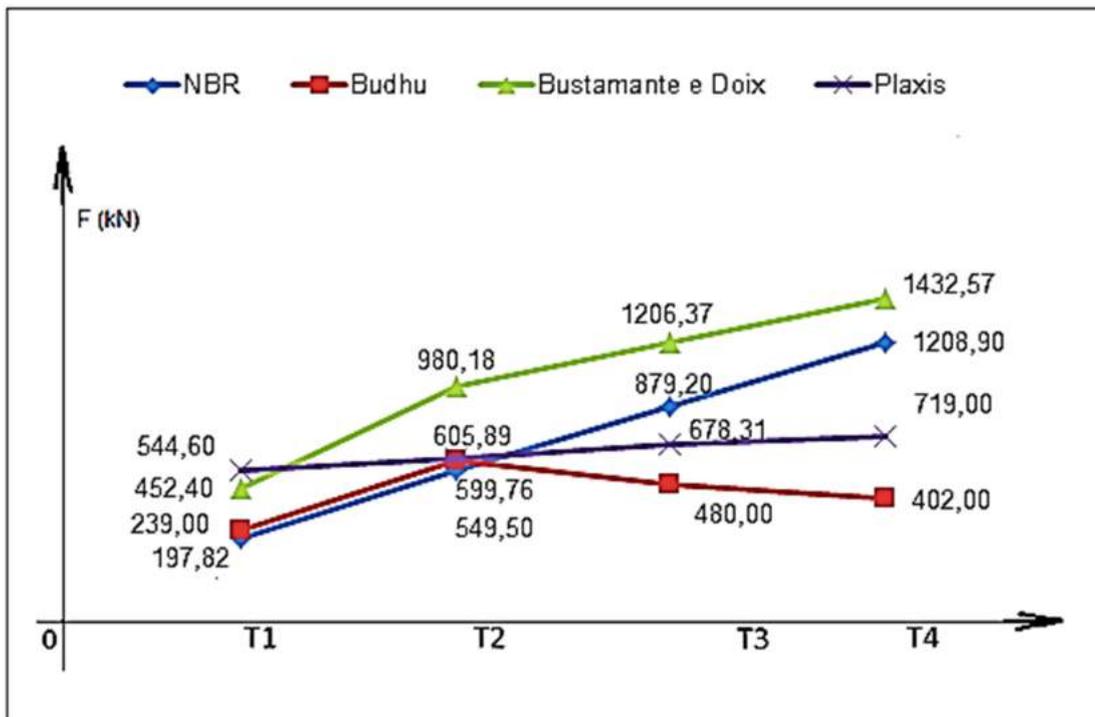


Figura 5.23 – Forças máximas nos tirantes para os modelos analisados.

A Tabela 5.53 e a Figura 5.24 mostram a razão entre os valores encontrados e os obtidos com a aplicação da NBR 5629:2006.

Tabela 5.53 – Razão entre valores encontrados e a NBR 5629:2006.

	BUSTAMANTE E DOIX	BUDHU	PLAXIS
T1	2,29	1,21	2,75
T2	1,78	1,09	1,10
T3	1,37	0,55	0,77
T4	1,18	0,33	0,60

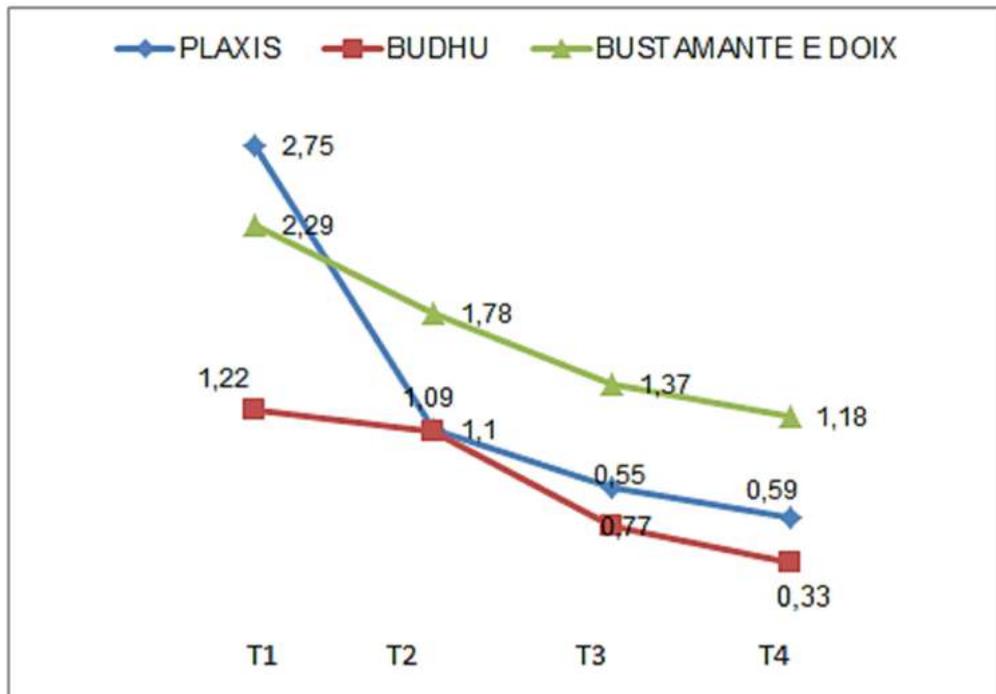


Figura 5.24 – Razão entre os valores encontrados e os obtidos com a aplicação da NBR 5629:2006.

5.3ANÁLISE DOS RESULTADOS

O estudo sobre a ancoragem de taludes em solos apresenta uma grande variação de fatores que influenciam os resultados obtidos, desde a composição do solo até a presença ou não de nível de água. No caso dos solos argilosos ainda há a questão de serem adensados normalmente ou pré-adensados.

Solos Arenosos

A análise dos resultados encontrados para cada fileira de tirantes na cortina foi efetuada primeiro para o caso dos solos arenosos.

Na primeira fileira os métodos usados apresentaram um coeficiente de variação de 36,68%. Os valores encontrados para a força máxima de ancoragem que pode ser aplicada ao tirante pelos métodos COSTA NUNES (1987) apresentou a menor capacidade de carga. Quando analisados com relação às forças atuantes no talude todos os métodos atenderam a um fator de segurança de 1,5, exceto o método COSTA NUNES (1987). Contudo, apenas o Plaxis atendeu ao valor obtido pelo método sugerido na NBR 5629:2006.

As forças nos tirantes da segunda fileira apresenta um coeficiente de variação de 55,47%, sendo que BUSTAMANTE e DOIX (1985) e o método de

COSTA NUNES (1987) forneceram os menores valores para a força máxima de ancoragem que pode ser aplicada, porém, como no caso anterior numa análise com as forças atuantes no talude esses métodos atendem ao fator de segurança mínimo de 1,5. Contudo, apenas o método de COSTA NUNES (1987) e BUSTAMANTE e DOIX (1985) atendem à NBR 5629:2006.

Na terceira fileira as forças nos tirantes têm coeficiente de variação de 48,13%. Os métodos de BUSTAMANTE e DOIX (1985) e COSTA NUNES (1987) forneceram valores para a força de ancoragem máximas bem próximos, sendo que esses não atendem à norma brasileira. O método de BUDHU (2013) e PLAXIS (2002) atendem à NBR 5629:2006.

Na quarta fileira as forças nos tirantes têm coeficiente de variação de 38,24%. Os métodos de PLAXIS (2002) e BUDHU (2013) forneceram valores que atendem à NBR 5629:2006.

Solos Argilosos

No caso dos solos argilosos o resultado da primeira de tirantes apresentou coeficiente de variação de 44,51%, todos os métodos atendem à NBR 5629:2006.

Na segunda fileira os comprimentos e os diâmetros dos bulbos de ancoragem são maiores do que os da primeira fileira, o coeficiente de variação é de 28,10% e todos os métodos atendem à NBR 5629:2006.

A terceira e a quarta fileira apresentam coeficientes de variação 47,44% e 60,67%, respectivamente. Apenas o método de BUSTANTE e DOIX (1985) atende à NBR 5629:2006.

6 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Este estudo adota parâmetros que visaram simplificar a análise dos métodos envolvidos. Cada um dos métodos apresentaram fatores de segurança que são superiores a 1,5, o que leva à utilização de um ou de outro método em função da necessidade de se adotar fatores de segurança maiores devido às construções no entorno da contenção, o risco de perda de vidas envolvido e o tempo de utilização da construção.

Embora os valores obtidos pelo método PLAXIS (2002) atendam ao valor sugerido de 1,5 como fator de segurança em relação às forças atuantes, esses valores não atendem aos prescritos pela NBR 5629:2006. Contudo, novas tentativas podem ser efetuadas até a obtenção do coeficiente de segurança desejado.

O método de BUSTAMANTE e DOIX (1985) para o caso das argilas em estudo atendeu aos valores sugeridos pela NBR 5629:2006, porém, um exame criterioso incluindo argilas com outras características geotécnicas pode ser efetuado para a obtenção de dados que comprovem ou não que os resultados obtidos por esse método atendam em todas as situações à NBR 5629:2006.

O método de BUDHU (2013) aplicado a solos arenosos atendeu a NBR 5629:2006, mas como no caso das argilas é necessário efetuar outras verificações com o objetivo de se comprovar se essa situação se repete em outros casos.

Uma sugestão para trabalhos futuros seria a instrumentação de tirantes em solos arenoso e argiloso para comparação com os resultados teóricos.

7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS E SÍTIOS DA INTERNET

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6118: Projeto de Estrutura de Concreto – Procedimento, Rio de Janeiro, 2007.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6122: Projeto e Execução de Fundações, Rio de Janeiro, 2010

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR: 5629 – Execução de Tirantes Ancorados em Terreno, 2006.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE – ACI. Building code requirements for structural concrete (ACI 318-11), 2011.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE – ACI. Design of Slabs on Grade (ACI 360R-92), 1997.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE – ACI. Suggested Analysis Design Procedures for Combined Footings and Mats (ACI 336.2R-88), 1988.

BEJINHA, Ana Margarida Duarte. Estruturas de Contenção Ancoradas Sujeitas a Ação Sísmica – Análise de Comportamento. Instituto Superior Técnico – Universidade Técnica de Lisboa, 2009.

BOWLES, J. E. Foundation Analysis and Design. 5th ed. Singapore: McGraw-Hill, 1997

BUDHU, MUNI. Fundações e Estruturas de Contenção – 1 edição-RJ:LTC, 2013.

CARVALHO, R. C.; PINHEIRO, L. M. Cálculo de Estruturas Usuais de Concreto Armado. 1 ed. São Paulo: PINI, 2009.

DAS, BRAJA M. Fundamentos de Engenharia Geotécnica – Tradução da sétima edição americana; revisão técnica Leonardo R. Miranda – São Paulo ; Cengage Learning, 2013.

EAB – Recommendation on Excavations – 3rd edition Translation of the 5th German Edition, 2014.

FIANMONCINI, Charles Marcondes – Estabilização de Taludes Através da Técnica de Cortina Atirantada – Estudo de Caso – UNESC – Universidade do Extremo Sul Catarinense – Dezembro, 2009.

GEO RIO, Manual – 2000.

GERSCOVICH, D. M. S. Estabilidade de Taludes. Oficina de Textos, 2012.

MENDES, Fernando Borges. Uso de Ferramenta Computacional na Avaliação e Dimensionamento de Cortina Atirantada. UFOP – Escola de Minas, 2010.

MORE, Javier Zenóbio Pérez. Análise Numérica do Comportamento de Cortina Atirantada em Solos, 2003.

SANTA, V. B. B. Controlo de Qualidade de Ancoragens Ativas e Passivas. Instituto Superior Técnico – Universidade de Lisboa, 2010.

VELLOSO, Dirceu de Alencar; LOPES, Francisco Rezende. Fundações. Oficina de Textos, 2004.

MARAGON, M. – Mecânica dos Solos II – UFJF – Internet, 06/9/2014(13:43 hs). www.ufjf.br/nugeo/files/.../GF03-Parâmetros-dos-solos-para-calculo-de-fundações

www.ufjf.br/nugeo/files/.../GF02-Investigação-Geotécnica-de-Campo

REIS, Jeselay Hemetério Cordeiro dos – Modelo de atrito estático em interfaces de contato entre concreto e areia – Universidade de São Carlos, 2006 – Internet, 22/12/2014 (8:52 hs). www.teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18132/tde-17072006-111343

ANEXOS

Características do aço:

Tabela A.1 – Características das cordoalhas e fios (MORE, 2003).

Tabela 2.2 – Características principais das cordoalhas e fios (Sondasa, 2001)

TIPO	ARMAÇÃO	CATEGORIA	TENSÃO DE ESCOAMENTO DO AÇO f_y	MÓDULO DE ELASTICIDADE E_s	AÇO				TIRANTE		
					SEÇÃO A_s	FORÇA		CARGA MÁXIMA DE ENSAIO	PESO DO AÇO	CARGA DE TRABALHO	
						F_e	F_r			PROVISÓRIO	PERMANENTE
	mm		MPa	GPa	mm ²	kN		kN/m	kN		
BARRA	1 ϕ 22	CA - 50	500	205	285	140	160	130	2,98	80	70
	1 ϕ 25				387	190	210	190	3,85	120	110
	1 ϕ 32	GEWI	500	205	804	400	440	350	6,31	240	200
		DTWIDAG	850	804	680	840	600	600	6,31	410	350
FIOS	4 ϕ 8	CP	1350	210	201	270	300	250	1,08	160	140
	6 ϕ 8				302	410	450	370	2,37	240	210
	8 ϕ 8	402			540	600	490	3,16	330	280	
	10 ϕ 8	503			680	760	610	3,95	410	350	
	12 ϕ 8	604			820	910	730	4,74	490	420	
CORDOALHAS	4 ϕ 12,7	CP	1710	19,5	395	680	750	610	3,1	400	350
	6 ϕ 12,7				592	1010	1130	910	4,65	610	520
	8 ϕ 12,7	790			1350	1500	1220	6,2	810	690	
	10 ϕ 12,7	987			1690	1880	1520	7,75	1010	870	
	12 ϕ 12,7	1184			2030	2250	1820	9,3	1210	1040	

- cálculo da rigidez axial EA e da rigidez a flexão EI da cortina de concreto.

peso da cortina

$$\omega = bh \gamma = 0,70 \times 1,00 \times 25 = 17,5 \text{ kN/m}$$

Tirante adotado

1ª e 2ª Fileiras – 4 ϕ 12,7 CP 190 RB3ª Fileiras – 6 ϕ 12,7 CP 190 RB4ª Fileiras – 8 ϕ 12,7 CP 190 RB

MÓDULO DE ELASTICIDADE DO AÇO			
Carga de trabalho 350 kN			Carga de trabalho 520 kN
$A =$	395 mm^2	4 ϕ 12,7mm	$A =$ 592 mm^2 6 ϕ 12,7mm
$E =$	19,5 kN/mm^2		$E =$ 19,5 kN/mm^2
$EA =$	7854,36 kN		$EA =$ 11771,6 kN
$\ell =$	2 m		$\ell =$ 2 m
EA/m	3927,18		EA/m 5885,8
Carga de trabalho 690 kN			Carga de trabalho 870 kN
$A =$	790 mm^2	8 ϕ 12,7mm	$A =$ 987 mm^2 10 ϕ 12,7mm
$E =$	19,5 kN/mm^2		$E =$ 19,5 kN/mm^2
$EA =$	15708,72 kN		$EA =$ 19626 kN
$\ell =$	2 m		$\ell =$ 2 m
EA/m	7854,36		EA/m 9812,98

Tabela A.2 – Características dos tirantes.

Tirantes		
Carga de trabalho (kN)	$EA(kN)$	$\frac{EA}{m}$ ($l = 2,00 m$)
350	7856,5	3928,30

520	11771,6	5885,80
690	15708,7	7854,40
870	19626	9812,98

Coefficiente de empuxo em repouso K_0 (JACKY 1944 *apud* DAS 2011)

$$K_0 = 1 - \operatorname{sen} \phi'$$

1ª Camada

$$K_0 = 1 - \operatorname{sen} 35^\circ = 1 - 0,574 = 0,426$$

2ª Camada

$$K_0 = 1 - \operatorname{sen} 37^\circ = 0,398$$

Estimativa do coeficiente do empuxo em repouso para solos normalmente adensados e finos (MASSARSCH, 1979 *apud* DAS, 2011).

$$K_0 = 0,44 + \left[\frac{IP (\%)}{100} \right]$$

A estimativa do índice de plasticidade BURMISTER (1949) *apud* DAS (2011) é apresentada na Tabela 10.3.

Tabela A.3 – Índice de Plasticidade.

IP	Descrição
0	Não plástico
1 – 5	Ligeiramente plástico
5 – 10	Plasticidade baixa

10 – 20	Plasticidade média
20 – 40	Plasticidade alta
> 40	Plasticidade muito alta

$$K_0 = 0,44 + 0,42 \left[\frac{IP (\%) }{100} \right] = 0,44 + 0,42 \left[\frac{13}{100} \right] = 0,495$$

Permeabilidade – condutividade hidráulica:

A condutividade hidráulica dos solos não saturados é menor e aumenta rapidamente com o grau de saturação (Tabela A.4) DAS (2011).

Tabela A.4 – Coeficiente de condutividade hidráulica.

Tipo de solo	$K \left(\frac{cm}{s} \right)$
Pedregulho limpo	100 – 1,0
Areia grossa	1,0 – 0,01
Areia fina	0,01 – 0,001
Argila siltosa	0,001 – 0,00001
Argila	< 0,00001

$$\text{Areia } K \left(\frac{m}{dia} \right) = 0,0001 \times 86400 = 8,84 \left(\frac{m}{dia} \right)$$

$$\text{Argila } K \left(\frac{m}{dia} \right) = 0,000003162 \times 86400 = 0,273 \left(\frac{m}{dia} \right)$$

Foram adotados os parâmetros de resistência e deformabilidade fornecidos na Tabela A.5.

Tabela A.5 – Tabela de avaliação dos parâmetros de resistência e deformabilidade em função do SPT MARAGON(2014).

(correlações empíricas – uso limitado a estudos preliminares).

Areias e Solos Arenosos					
Compacidade	γ (t/m³)	C (t/m²)	ϕ °	E (t/m²)	v
Fofa	1,6	0	25 - 30	100 - 500	0,3 a 0,4
Pouco Compacta	1,8	0	30 - 35	500 - 1400	
Medianamente Compacta	1,9	0	35 - 40	1400 - 4000	
Compacta	2,0	0	40 - 45	4000 - 7000	
Muito Compacta	> 2,0	0	> 45	> 7000	
Argilas e Solos Argilosos					
Consistência	γ (t/m³)	C (t/m²)	ϕ °	E' (t/m²)	v
Muito Mole	1,3	0 - 1,2	0	30 - 120	0,4 a 0,5
Mole	1,5	1,2 - 2,5	0	120 - 280	
Média	1,7	2,5 - 5,0	0	280 - 500	
Rija	1,9	5,0 - 15,0	0	500 - 1500	
Dura	> 2,0	> 15,0	0	> 1500	

Valores UFMG fls. 47

Obs.: Para solos argilosos normalmente adensados

$$C_c = 0,009 (LL - 10\%)$$

Sendo: γ = Peso Específico Natural do Solo
 ϕ = Ângulo de Atrito Interno
 C = Coesão
 E = Módulo de Elasticidade (Não Drenado)
 E' = Módulo de Elasticidade (Drenado)
 v = Módulo de Poisson

Tabela A.6 – Dados para solos arenosos no Plaxis.

Parâmetros	Unid.	Areia 1	Areia 2	Areia 3	Areia 4	Unid.
Material						
Tipo		Drenado	Drenado	Drenado	Drenado	
P. não saturado		17	18	18	18	kN/m^3
P. saturado		18	19	19	19	kN/m^3
	Teste triaxial					
Secante padrão	E_{50}^{ref}	$3,0 \times 10^4$	$3,0 \times 10^4$	$3,0 \times 10^4$	$3,0 \times 10^4$	kN/m^2
Tangente primária para carregamento oedométrico	E_{oed}^{ref}	$3,0 \times 10^4$	$3,0 \times 10^4$	$3,0 \times 10^4$	$3,0 \times 10^4$	kN/m^2
Modulo de carregamento e descarregamento	E_{ur}^{ref}	$9,0 \times 10^4$	$9,0 \times 10^4$	$9,0 \times 10^4$	$9,0 \times 10^4$	kN/m^2
nível de tensão dependente da rigidez	m	0,5	0,5	0,5	0,5	–
Coesão	c'	5	5	5	5	kN/m^2
ângulo de atrito	ϕ'	35	37	37	37	$^\circ$
ângulo de dilactância	ψ	4,0	4,0	4,0	4,0	$^\circ$
Poisson	ν	0,2	0,2	0,2	0,2	–

Tabela A.6 (continuação).

	Solo					Unid.
silte	–	5	5	5	5	%
areia	–	80	82	85	90	%
argila	–	15	13	10	5	%
Permeabilidade horizontal K_x		8,64	8,64	8,64	8,64	m/dia
Permeabilidade vertical K_y		8,64	8,64	8,64	8,64	m/dia
Interfaces	Interfaces					
Esforços		Manual	Manual	Manual	Manual	–
Redutor do fator	R_{inter}	0,65	0,65	0,65	0,65	–
Considerar vão fechado		yes	yes	yes	yes	–
	Condições iniciais					
Determinação do K_0		automática	automática	automática	automática	–
Fator sobreadensamento	OCR	1,0	1,0	1,0	1,0	–
Pressão de pre adensamento	POP	0	0	0	0	kN/m^2

A dilactância é um fenômeno que ocorre principalmente nas areias, onde a resistência ao cisalhamento é influenciada pelo deslizamento e pelo

rolamento entre os grãos. A ocorrência de deslizamento e de rolamento é influenciada pela rugosidade superficial e pela forma das partículas.

Outro fator importante é a compactação da areia ou o entrosamento entre os grãos, de forma que, quanto maior a compactação maior será o aumento de volume maior será a dilactância (REIS, 2006).

Tabela A.7 – Dados para solos argilosos no Plaxis.

Parâmetros	Unid.	Argila 1	Argila 2	Argila 3	Argila 4	Unid
Material						
Tipo		Drenado	Drenado	Drenado	Drenado	
P. não saturado		18	18	18	20	kN/m^3
P. saturado		19	19	19	21	kN/m^3
Teste triaxial						
Secante padrão	E_{50}^{ref}	$3,0 \times 10^4$	$3,0 \times 10^4$	$3,0 \times 10^4$	$3,0 \times 10^4$	kN/m^2
Tangente primária para carregamento oedométrico	E_{oed}^{ref}	$3,0 \times 10^4$	$3,0 \times 10^4$	$3,0 \times 10^4$	$3,0 \times 10^4$	kN/m^2
Modulo de carregamento e descarregamento	E_{ur}^{ref}	$9,0 \times 10^4$	$9,0 \times 10^4$	$9,0 \times 10^4$	$9,0 \times 10^4$	kN/m^2
nível de tensão dependente da rigidez	m	0,5	0,5	0,5	0,5	–
Coesão	c'	150	150	150	150	kN/m^2
ângulo de atrito	ϕ'	0	0	0	0	$^\circ$
ângulo de dilactância	ψ	4,0	4,0	4,0	4,0	$^\circ$

Poisson	ν	0,35	0,35	0,35	0,35	–
---------	-------	------	------	------	------	---

Tabela A.7 (continuação).

		Solo				Unid
silte	–	5	5	5	5	%
areia	–	–	–	–	–	%
argila	–	95	95	95	95	%
Permeabilidade horizontal K_x		0,273	0,273	0,273	0,273	m/dia
Permeabilidade vertical K_y		0,273	0,273	0,273	0,273	m/dia
Interfaces		Interfaces				
Esforços		Manual	Manual	Manual	Manual	–
Redutor do fator	R_{inter}	0,65	0,65	0,65	0,65	–
Considerar vão fechado		yes	yes	yes	yes	–
		Condições iniciais				
Determinação do K_0		automática	automática	automática	automática	–
Fator sobreadensamento	OCR	1,0	1,0	1,0	1,0	–
Pressão de pre adensamento	POP	0	0	0	0	kN/m^2