Revista Multidisciplinar do Nordeste Mineiro, v.1, 2019/01
ISSN 2178-6925

UTILIZAÇÃO DO MÉTODO DE PORTO (2015) NO PROJETO DE ANCORAGENS DE REFORÇO DE CORTINA ATIRANTADA EM BELO HORIZONTE - MG

USE OF THE PORTO METHOD (2015) IN THE PROJECT OF REFORCEMENT ANCHORS IN BELO HORIZONTE - MG

Pedro Victor Garcia de Oliveira
Mestrando em Engenharia Geotécnica da Universidade Federal de Ouro Preto
E-mail: pvgoliveira@gmail.com

Fernanda Ferreira Tolentino
Mestranda em Engenharia Geotécnica da Universidade Federal de Ouro Preto
E-mail:fernandaftolentino@gmail.com

Augusto Romanini
Mestrando em Engenharia Geotécnica da Universidade Federal de Ouro Preto
E-mail: augusto.romanini@gmail.com

Thiago Bomjardin Porto
Professor Titular, Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais
E-mail: Thiago.porto@cefetmg.br

Resumo

Estruturas podem apresentar diversas patologias no decorrer da execução de projeto e/ou durante seu período de trabalho. Contudo, essa condição pode ser resolvida a partir de reforços. Este trabalho apresenta o reforço de uma estrutura de contenção que faz parte da BR 356 Km 2,5 na cidade de Belo Horizonte – Minas Gerais que sofreu uma grave patologia: deslocou-se em 10 cm gerando trincas e fissuras na pavimentação da Av. Nossa Senhora do Carmo, onde está localizada. A região é composta por um perfil geológico-geotécnico de baixa complexidade: camada de silte-arenoso (proveniente de filito presente na região) sobreposta por aterro controlado, de composição siltosa. A metodologia do cálculo de reforço proposta abrange o método apresentado por Porto (2015) utilizando cálculos usuais e considerando o SPT no centro do bulbo. Avaliou-se a utilização do SPT médio, mas este não confere o melhor resultado para a estrutura.
Palavras-chave: Bulbo, Cortina Atirantada, Reforço.

Abstract

Structures may present several pathologies during the execution of the project and/or during their working period. However, this condition can be solved from reinforcements. This work presents the reinforcement of a containment structure that is part of the BR 356 Km 2,5 in the city of Belo Horizonte - Minas Gerais, which

suffered a serious pathology: displaced in 10 cm generating cracks and fissures in the paving of Av. Nossa Senhora do Carmo, where it islocated. The region is composed by a geological-geotechnical profile of low complexity: layer of silt-sandy (coming from phyllite present in the region) superposed by controlled landfill of silt composition. The proposed reinforcement calculation methodology covers the method presented by Porto (2015) using usual calculations and considering SPT at the center of the bulb. The use of the mean SPT was evaluated, but this does not give the best result for the structure.

Keywords: Bulb, Cable-stayed curtain, Reinforcement.

1. Introdução

O crescimento urbano acelerado dos municípios brasileiros, na atualidade, vêm contribuindo em uma mudança de perspectiva em termos de parâmetros construtivos: as obras de engenharia que, historicamente, eram executadas em áreas nobres (solos homogêneos, resistentes, pouco deformáveis/erodíveis, além de ausência de agua) agora localizam-se em terrenos menos privilegiados, uma vez que restrições ambientais, prazos exíguos e outros fatores determinantes culminam na restrição da escolha de um local adequado para a implantação de um projeto.

Com as opções reduzidas, a engenharia tem de trabalhar com situações adversas e inovar, utilizando ferramentas geotécnicas para a viabilização da obra. Essas ferramentas variam, mas usualmente tratam-se de travamentos e reforços, que auxiliam na implantação de soluções arrojadas nas áreas de fundações e contenções.

Segundo Alipour et al. (2019), o desempenho dessas ferramentas é extremamente complexo, já que seus comportamentos reais freqüentemente diferem daqueles previstos nas fases iniciais do projeto. Esta inconsistência é devida ao fato de que muitas incertezas estão envolvidas nos aspectos geológicos da região, característicasgeomecânicas do maciço terroso e estresses iniciais agindo sobre eles.

Dessa forma, a busca por métodos que consigam se inserir ao ambiente sem necessidade de grandes transformações no meio tem sido elegida por se tratarem de obras que se encaixam na dinâmica urbana dos municípios. Além disso, pesquisas a respeito dos comportamentos geomecânicos dessas soluções de engenharia tem encontrado interesse público pois apresentam-se como alternativas

para viabilizar projetos No caso das obras de contenção, a opção da cortina atirantada é, por vezes, elegida por se tratar de um método que proporciona resistência a elevados carregamentos, com pequena deslocabilidade e altos fatores de segurança, Vasconcelos (2016).

Apesar de se tratar de uma prática amplamente utilizada no Brasil, ainda há poucos estudos que detalham as metodologias executivas desse tipo de estrutura. O conhecimento prático da realização das cortinas atirantadas restringe-se, em suma, às empresas executoras. Dessa forma, faz-se necessária a elaboração de estudos e aprofundamento de interação da comunidade científica nesse tópico a fim de aliar conhecimento técnico e prático.

Em termos de mecanismo o projeto de uma ancoragem em solo prevê, fundamentalmente, transferência da carga suportada pelo tirante para o maciço terroso. Essa transferência só é possível devido às interações no sistema solo-bulbo que aumentam as tensões normais efetivas do solo e, por conseguinte, à sua resistência ao cisalhamento. A resistência ao cisalhamento (qs) desenvolvida na interface solo-tirante pode ser estimada a partir de observações experimentais da área do solo com características geomecânicas semelhantes, Vasconcelos *et al* (2018).

Os acréscimos de tensão normal e resistência ao cisalhamento favorecem a estabilidade da estrutura, traduzidas por fatores de segurança elevados em relação à condição não atirantada. A estabilidade de uma cortina atirantada é estudada em seu estado limite último (ELU).

A capacidade de carga específica é a responsável pela transferência de carga e estabilização do movimento da cortina atirantada. A resistência ao cisalhamento do sistema solo-bulbo é obtida dividindo-se a capacidade de carga pelo perímetro médio do bulbo de tensões.

Sendo assim, pode-se supor que quanto maior a capacidade de carga de determinado solo, melhor tende a ser o desempenho de ancoragens utilizadas no maciço como mostrado na Fig. 1

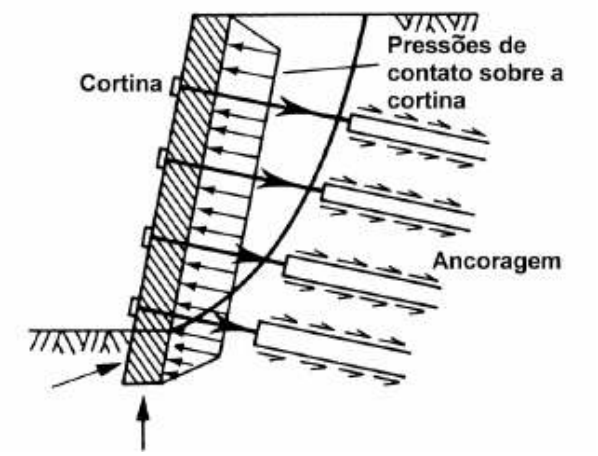

Fig. 1 - Mecanismo de transferência de carga em ancoragens (Juran& Elias, 1991)

De acordo com Porto (2015) os valores de capacidade de carga e resistência cisalhante podem ser obtidos por diversas formulações de origem teórica e empírica. Todas as formulações baseiam-se em variáveis que se relacionam à capacidade do maciço terroso de transmitir carga.

Percebe-se que diversas variáveis são responsáveis pelos mecanismos de transferência de carga bulbo-solo, sendo os mais pronunciáveis: tipo de solo, dimensões do trecho ancorado, nível de tensão vertical de confinamento e intensidade da força aplicada., Porto (2015).

A curva A apresentada na Fig. 2 é oriunda de ancoragens realizadas em terreno onde o valor máximo de resistência lateral é mobilizado por deformações reduzidas representando, portanto, solos com índice SPT elevado. Além disso, a resistência permanece constante, de forma que a resistência de pico e residual são muito próximas. A curva B representa ancoragens executadas em terrenos onde o valor máximo de resistência lateral também não necessita grandes deformações para mobilizar a resistência lateral. Contudo, nesse caso, os valores de tensão residual e de pico variam substancialmente.

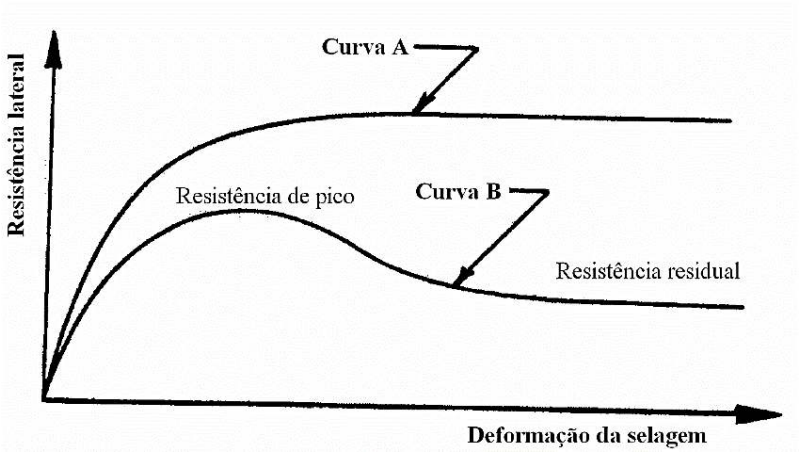

Fig. 2 - Resistência lateral x deformação para ancoragens protendidas (adaptado de Carvalho, 2009)

No meio técnico-científico, o comportamento das ancoragens e sua relação com o Nspt varia: Lambe & Whitman (1979) relatam que quanto menor a tensão confinante durante o carregamento e maior a compacidade ou consistência de um determinado solo, a resistência de pico desse solo tende a ser mais elevada o que acarreta significativa diferença entre os valores de resistência residual e de pico. Souza (2001) destaca a importância da pressão de injeção no comportamento das tensões na interface bulbo-solo: para ancoragens reinjetáveis realizadas sob alta pressão, essa tensão se mantém relativamente constante após atingir seu valor limite, para quaisquer tipos de solo. Já as ancoragens reinjetáveis ou injetadas com baixa pressão que estejam ancoradas em terrenos competentes (Nspt elevados), tem o comportamento de resistência de pico elevado, de forma que é provável que essas ancoragens apresentem variações entre resistência residual e de pico.

De acordo com Porto (2015) existe uma tendência de aumento da resistência cisalhante à medida que a resistência do solo aumenta. Aliada à essa premissa, defende em seus trabalhos que para solos analisados com Nspt variando entre 25 e 29 e 45 e 40, a resistência ao cisalhamento apresenta valores menores que aqueles observados para faixas de valores menores.

Não há consenso na sociedade técnico-cientifica quanto à relação entre capacidade de carga e resistência ao cisalhamento de ancoragens e valores de Nspt do solo. Esse artigo pretende evidenciar a influência do Nspt nos valores de capacidade de carga específica e na resistência ao cisalhamento da ancoragem utilizando-se o método de Porto para cálculo das ancoragens. Ressalta-se que o

cálculo original realizado para reforço dos tirantes utilizou método diferente daquele elegido para esse trabalho.

O estudo será realizado a partir de um projeto de cortina atirantada, executada em Belo Horizonte (MG). A estrutura tem altura de 11,00 m e comprimento de 160,00 m, dispostos em 16 módulos com comprimento de 10,00 m. Através das sondagens SPT realizadas durante o projeto pretende-se realizar o dimensionamento dos tirantes para valores de índice Nspt distintos (Nspt na região do bulbo) de forma a avaliar a variação da capacidade de carga desses elementos a partir da variação desse índice. Utilizou-se, em primeiro momento, o Nspt médio para cálculo, porém, após avaliação, observou-se que o cálculo utilizando-se o índice de cada bulbo seria mais interessante para esse dimensionamento. Essa questão será abordada no item 3.1.

2.Apresentação do caso

O estudo da influência do Nspt na capacidade de carga específica e na resistência ao cisalhamento da ancoragem será realizado utilizando-se o método de Porto (2015).

O estudo será baseado no dimensionamento das ancoragens executadas em uma cortina atirantada na Avenida Nossa Senhora do Carmo (BR 356, km 2,5), Fig. 3, em Belo Horizonte. Ressalta-se que, para o caso real do dimensionamento desse reforço, foi utilizado método alternativo de cálculo.

A obra em discussão foi realizada após surgimento de diversas patologias na pavimentação da avenida: trincas e afundamentos na pista levaram ao diagnóstico de que a estrutura havia sofrido um deslocamento de 0,10 m em relação à sua posição original. O deslocamento da cortina pode associar-se a fatores tais como perda de protensão do aço e corrosão da cabeça de ancoragem ou, ainda, ter tido contribuição de um vazamento de tubulação subterrânea da COPASA (Companhia de Saneamento de Minas Gerais).

A partir dessa condição foi realizada interdição parcial da via onde está locada e a desabrigação de uma comunidade de pessoas que moravam abaixo da obra. O reforço foi realizado pela empresa Criar Engenharia S. A. em um período de 150 dias e teve como produtos uma estrutura atirantada reforçada e um túnel bala para devida drenagem subterrânea, Fig. 5.



Fig. 3 - Localização da cortina atiranda (*Google Earth*, 2019)



Fig. 4 - Reforços emergenciais sendo realizados na cortina atirantada (*website* Jornal Otempo, 2014)



Fig. 5 - Esquema executiva da obra em escavação do Túnel Bala (a) e detalhe da execução de um túnel bala e vista interna do mesmo (b) (*website* Lan Geotecnia e Fundação)

Para o estudo considerou-se as seguintes características da estrutura: extensão de 160,00 m e altura de 11,00 m, segmentada em módulos de 10,00 m. O cálculo será realizado por módulo, Fig. 6. A seção de estudo foi compilada a partir de 3 investigações tipo SPT, com profundidades variáveis (SPT 01 – 10,00 m e SPT 02 e 03 – 20,00 m).

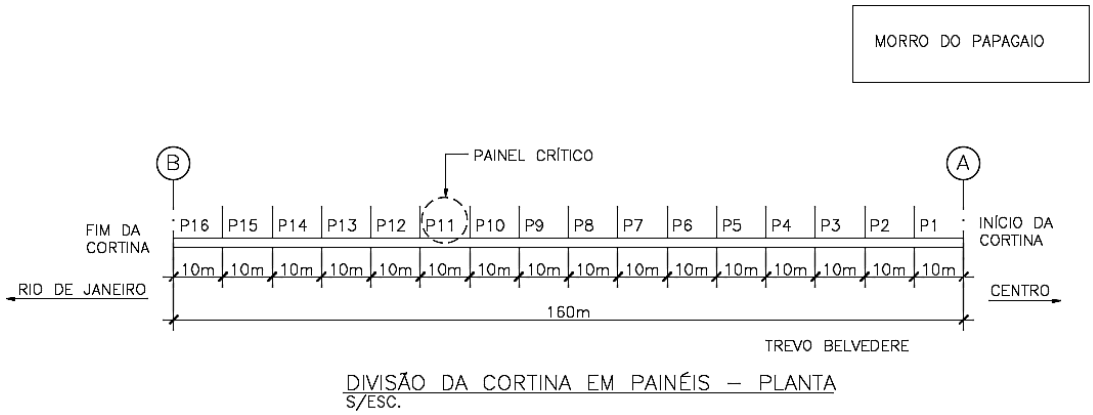

Fig. 6 – Esquema ilustrativo da divisão dos módulos da cortina atirantada (adaptado de Criar Engenharia S.A, 2018)

A interpretação geológica foi realizada a partir dessas sondagens. A região é composta por solo silto-arenoso variegado, oriundo de arcabouço geológico composto por filitos, sobreposto por camada de aterro controlado, de composição siltosa. A compacidade varia entre pouco compacto a compacto. Não é observado nível freático na região. Os tirantes deverão ser instalados na camada de silte-arenoso.

As especificações de projeto, Tabela 1, representação gráfica da estrutura, Fig. 7, e seção geológico-geotécnica simplificada, Fig. 8, seguem abaixo.

Tabela 1 - Especificações de projeto

Especificações de Projeto	
Comprimento (m)	160,00
Altura (m)	10,00
Tirantes (unidades)	308
Comprimento do Tirante (m)	30,00 a 32,00
Bitola do Tirante (mm)	32

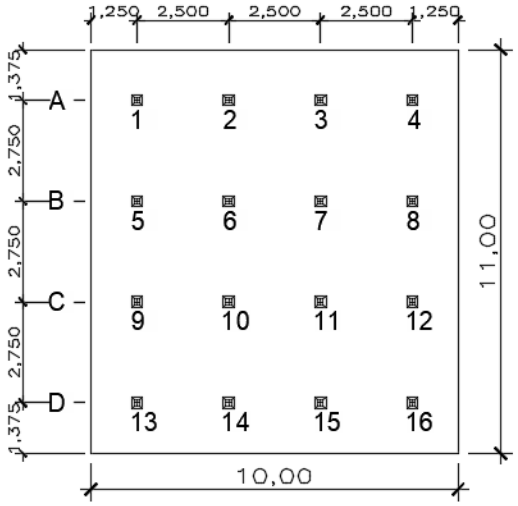

Fig. 7 - Representação Gráfica da cortina atirantada

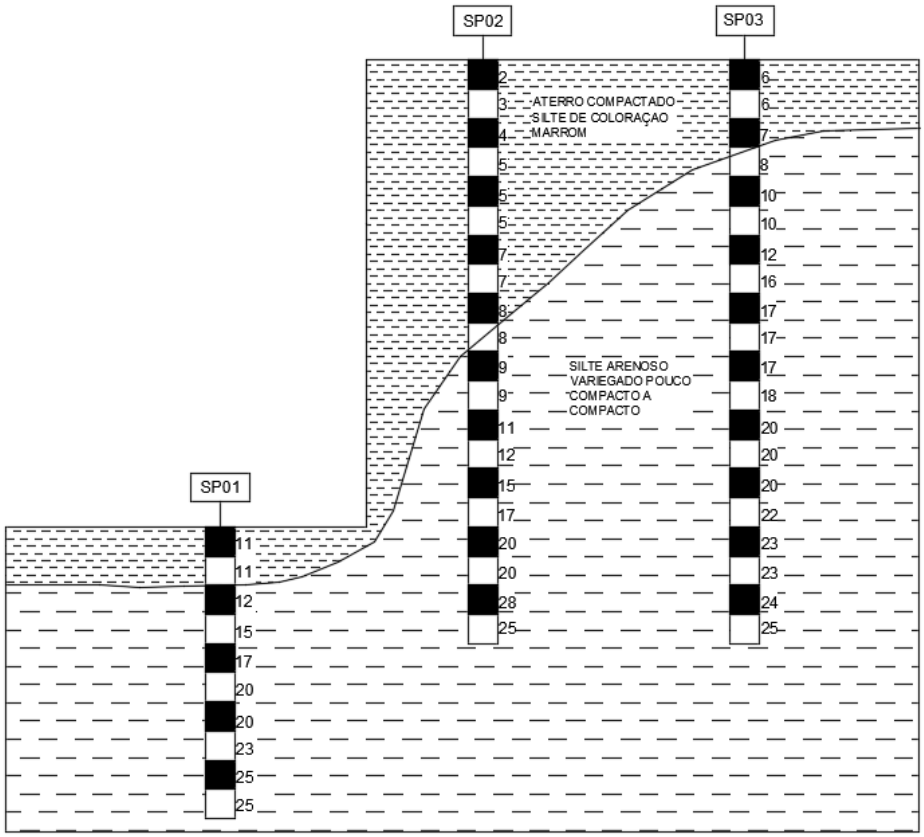

Fig. 8- Seção geológico-geotécnica simplificada

3 Dimensionamento da cortina atirantada

O cálculo do empuxo segue a teoria de Rankine e os parâmetros sugeridos em Porto & Ferreira (2015) que assume atrito inexistente; solo não coesivo; aterro na horizontal; paramento do muro na vertical e muro com estrutura flexível.

O dimensionamento do bulbo de ancoragem segue a metodologia de Porto (2015). O método determina que a execução de tirantes ancorados no terreno, o comprimento e a seção transversal do bulbo de ancoragem devem ser determinados através de ensaios segundo normatização NBR 5629/2018. Contudo, na condição de não haverem ensaios disponíveis, a normativa mostra metodologia alternativa que oferece uma estimativa da resistência a tração (T) a partir da correlação entre a capacidade de carga de ancoragem e tipo de solo.

Para calcular o empuxo atuante inerente a sobrecarga, foi considerado o carregamento retangular representado na Fig. 9, e adotada sobrecarga de 20 kN/m². Para o calculo do empuxo total no paramento utilizou-se a equação (1).

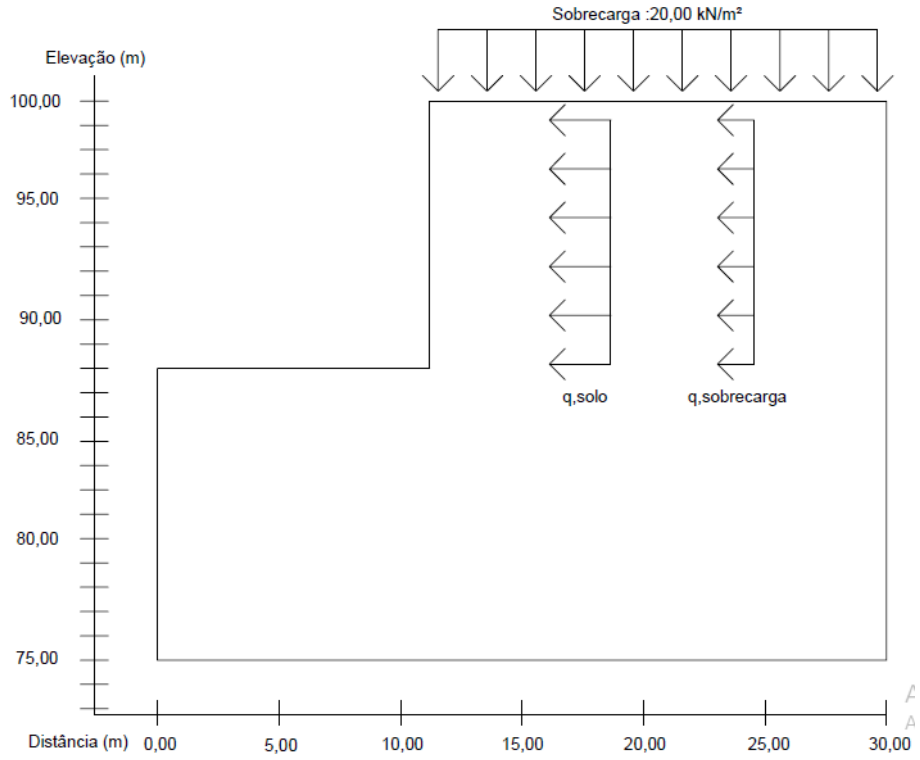

Fig. 9 - Representação dos empuxos atuantes e respectiva sobrecarga de projeto

$$E_{total} = q_{solo} \cdot H \cdot L + q_{sobrecarga} \cdot H \cdot L \quad (1)$$

q_{solo} –carga gerada pelo solo para o cálculo do empuxo (N);

$q_{sobrecarga}$ – carga gerada pela sobrecarga, atuante na estrutura, para cálculo do empuxo (N);

E_{total} –empuxo do solo (N/m²);

H e L – parâmetros geométricos, diretamente ligados a altura e largura da placa (m).

Para deterrminaçao do empuxo assumido por cada tirante assumindo a distribuição de igual das cargas utiliza-se a equação (2).

$$F_x = \frac{E_{total}}{nº\ detirantes} \quad (2)$$

$F_{,x}$ – carga de empuxo em um tirante na horizontal (força de trabalho na direção x,) (N);

E_{total} –empuxo do solo, divido pelo número de tirnates da paramento (N).

A carga de trabalho é dividida em duas componentes, uma horizontal e outra vertical. A carga horizontal, Fig. 10,é decomposta e utilizada para o cálculo do dimensionamento do tirante. A carga vertical é transmitida para fundação. Essa decomposição é feita a em função do angulo (α) de inclinação do tirante instalado e

situado entra 10º e 30º. A componente horizontal fornece a força de trabalho do tirante FT, utilizada para a escolha do tirante. A parcela de força vertical, Fy é utilizada para o dimensionamento das estruturas de fundação.

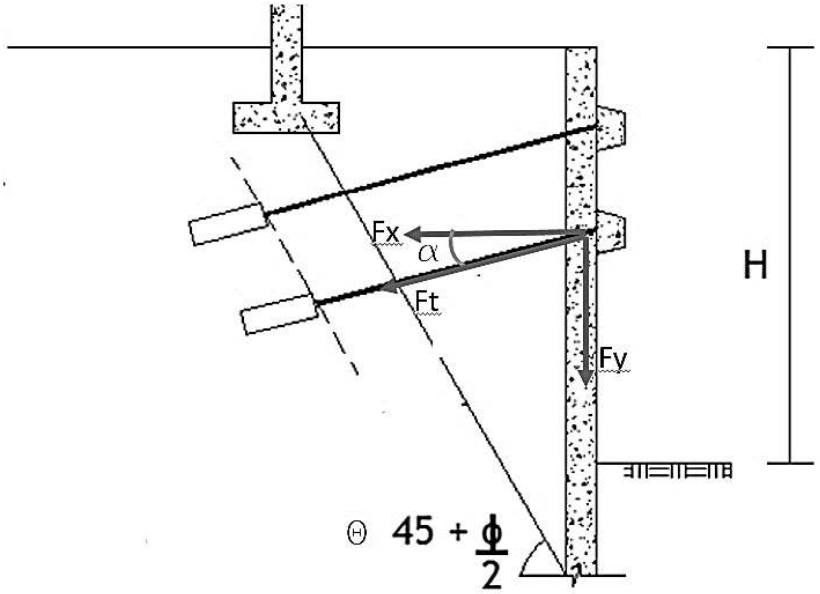

Fig 10 - Esquema de forças atuantes (adaptado de Porto, 2015)

A posição da linha de ancoragem do tirante é determinada a partir do angulo de instalação dos tirantes. A partir desse posicionamento, cria-se uma cunha de ruptura tendo como base a equação (3). Com os parâmetros de 1,50 m ou 15% da altura da cortina, determina-se a linha de ancoragem.

$$\theta_{critico} = \left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \quad (3)$$

$\theta critico-$ ângulo da cunha crítica de ruptura a partir da qual é definido o plano de ancoragem (º);

$\phi-$ ângulo de atrito interno (º).

O plano de ancoragem é obtido a partir dos estudos de Porto (2015) , utilizando a equação (4).

$$La_{minimo} = \frac{FS \cdot F_T}{\pi \cdot D_s \cdot q_s} \quad (4)$$

La_{minimo} – comprimento mínimo de ancoragem necessário (m),

FS – fator de segurança conforme a utilização do tirante (1,75 para tirantes permanentes e 1,50 para tirantes provisórios conforme a ABNT 5629:2018);

D_s – diâmetro médio do buldo (m);

q_s – aderência na ruptura (kN/m²).

A Tabela 2 mostra valores de referência de qs a partir das caracteristicas do solo.

Tabela 2 - Proposta de estimativa inicial do valor de qs para silte arenoso da região de Belo Horizonte.

SPT	q_s (kN/m²)
5 – 9	75
10 - 14	85
15 - 19	95
20 – 24	105
25 – 29	115
30 – 34	125
35 – 40	135

Como não foram realizados ensaios de laboratório, para a obtenção dos parâmetros geotécnicos, tais como peso específico, ângulo de atrito e coesão, utilizaram -se os valores correlações usuais definidas através do SPT, como exposto na Tabela 3.

Tabela 3 – Peso específico em função do índice SPT

Tipo de solo	SPT	Peso especifico (kN/m3)
Solos Arenosos	5 - 8	18,0
	9 - 18	19,0
	19 - 41	20,0
	≥ 41	21,0

3.1 Dimensionamento da fundação

A equação de Décourt – Quaresma (1978) foi utilizada para dimensionamento da estrutura de fundação. Elegeu-se o SPT – 01 como base para os cálculos e optou-se por dimensionar estaca tipo “raiz”. Para o dimensionamento da carga de ponta da estaca foi adotada a equação (5).

$$Qp = Ap \cdot C \cdot Np \cdot \alpha \qquad (5)$$

Qp – resistência de ponta;

AP – área da ponta da estaca (m);

C – fator característico do solo, que para siltes arenosos é 250 kPa;

NP – média do valor de SPT na região da ponta, (somando-se ponta, o inferior e superior);

α−coeficiente de correção da resistência de ponta em função da estaca (nesse caso, 0,60).

Para obtenção da resistência devido ao atrito lateral da estaca utilizou-se a equação (6).

$$Ql=As\cdot rl\cdot\beta \quad (6)$$

rl−parcela devido ao atrito lateral, soma do número de SPT (Nl), dado por 10·(Nl3+1);

As−área lateral na extensão da estaca (m);

β− coeficiente de atrito lateral em função do tipo de estaca, sendo para esta situação 1,50.

As cargas de ponta e lateral devem ser somadas e ajustadas em função a dois fatores de segurança conforme a equação (7).

$Q=Ql/1,3+Qp/4$

3.2 Dimensionamento estrutural

Como método para dimensionar a parede utilizou-se o método dos quinhões de carga considerando duas vigas uma viga em cada direção. Os materiais adotados para dimensionamento foram aço CA – 50 e concreto com fck de 35 Mpa.

A carga referente ao empuxo do solo e a sobrecarga calculada são adicionadas e aplicadas em função da largura da placa. Essas forças são distribuídas no decorrer do comprimento da estrutura. Obtém-se os momentos fletores solicitantes a partir da ferramenta computacional FTOOL. No caso em estudo, adotou-se a espessura da parede de 0,20 m e cobrimento da armadura de 0,05m.

A equação (8) foi utilizada para obtenção da resistência final de cálculo de concreto.

$$fc=0,85\cdot fck\gamma c \quad (8)$$

fc− resistência final de cálculo de concreto, 0,85 é coeficiente de Rüsch;

fck−resistência característica à compressão do concreto;

γc −coeficiente de ponderação da resistência do concreto, neste caso adotou-se 1,40.

Para os cálculos de área de aço necessária pelo esforço de flexão utilizou-se o software mobile C.A. Flexão, disponível na APPStore e PlayStore para download.

4 Resultados

4.1 Dimensionamento dos tirantes

Serão apresentados neste sub-item os resultados do dimensionamento dos tirantes. Como não foram realizados ensaios de laboratório, para a obtenção dos parâmetros geotécnicos (peso específico, ângulo de atrito e coesão), utilizou -se os usuais que trazem relações entre os índices geotécnicos e o SPT do solo, Tabela 3.

Para dimensionamento inicial do tirante adotou-se valor do SPT médio. A partir desse valor foram realizadas as correlações necessárias para obtenção dos demais valores de parâmetros geotécnicos. Considou-se a coesão igual a zero.

Considerando o valor de qs = 95 kPa proposto por Vasconcelos (2016) para este indice de SPT, obteve-se o valor do comprimento de ancoragem de 8,86 m, sendo adotado o valor de 9,00 m. Definido o comprimento do bulbo de ancoragem, realizou-se a determinação do trecho livre de forma gráfica. A Fig. 11 apresenta a primeira tentativa de posicionamento dos tirantes com base na linha de ancoragem. Caso esta configuração fosse adotada as duas ultimas linhas de tirantes (C e D) possuem comprimento livre inferior a 5,00 m o que não é recomendado, sendo assim, procedeu-se o reajuste. Outro motivo foi que todos os tirantes tinham parte de sua ancoragem no trecho de aterro compactado, e, portanto, optou-se por realizar a instalação no silte arenoso.

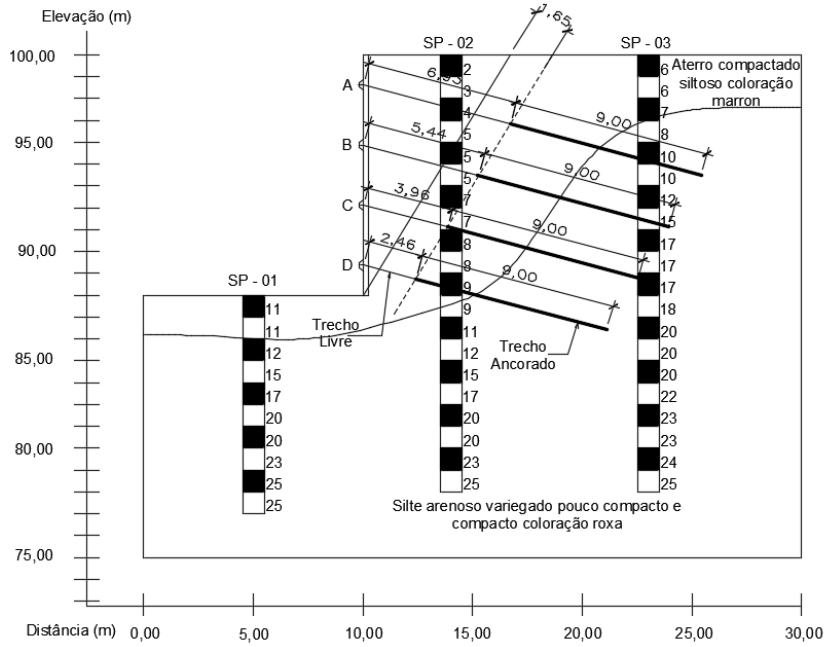

Fig. 11 - Configuração gráfica inical do trecho livre do tirante

A Tabela 4 apresenta os resultados do reajuste, obtidos para o dimensionamento da cortina adotando o SPT no centro do bulbo, para cada tirante. Esses resultados apresentados foram obtidos com base na configuração inicial do projeto como mostra a Fig. 11.

Tabela 4 – Resultado do dimensionamento geotécnico

Parâmetros	Valores				
	Tirante A	Tirante B	Tirante C	Tirante D	Unidade
SPT de referencia	10	15	17	20	golpes
Peso especifico do Solo	19	19	19	20	kN/m³
Coesão	0	0	0	0	kN/m²
Ângulo de atrito de dimensionamento	29	32	33	35	º
Coeficiente de Empuxo ativo	0,347	0,307	0,294	0,271	-
Empuxo devido ao solo	47,14	41,71	39,94	38,75	kN/m²
Empuxo devido à sobrecarga	8,74	6,14	39,94	38,75	kN/m²
Empuxo total no paramento	6146,8	5263,6	5040,2	4858,7	kN
Ângulo de instalação do tirante	15	15	15	15	º
Carga Horizontal por tirante	384,16	328,94	315,01	303,67	kN
Carga Vertical por Tirante	102,94	88,14	84,41	81,37	kN
Carga de Trabalho do Tirante	397,73	340,54	326,12	314,38	kN
Diâmetro do bulbo	0,15	0,15	0,15	0,15	m

Resistência ao cisalhamento	85	95	95	105	kN/m²
Comprimento mínimo de ancoragem	17,38	13,32	12,75	11,12	m
Comprimento mínimo de ancoragem Corrigido	18	14	13	12	m

A Fig. 12 apresenta o reajuste do comprimento livre e do trecho ancorado para instalação no material siltoso e atendimento ao comprimento mínimo de 5,00 m. Optou-se por manter o trecho livre do tirante com medidas pré-fixadas (11,00 m) e os comprimentos de ancoragem variáveis.

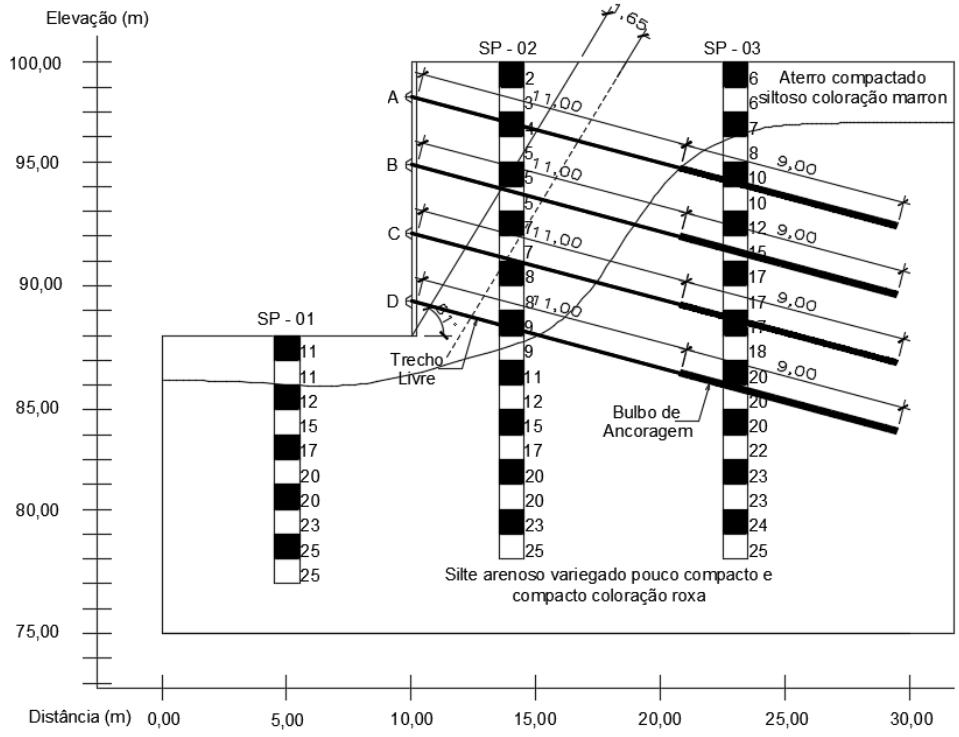

Fig. 12 – Configuração final dos tirantes

Os tirantes escolhidos atendendo as cargas de trabalho foram:

Tirante A: CP-150-RB

Tirante B: DYWID. ST 85/105

Tirante C: SAS 670/800

Tirante D: SAS 500/550

No entanto, entende-se que não é desejável a utilização de tantos tirantes diferentes pois podem facilitar a ocorrência de irregularidades na instalação por falta de

fiscalização. Com isso asolução indicada é adotar o tirante de maior carga de trabalho para todos eles, nesse caso, o CP-150-RB.

4.2 Dimensionamento da fundação

A fundação foi dimensionada levando em consideração os resultados do item 3.1 e a carga Fy (componente vertical) obtida na decomposição de forças foi estipulada calculando a média de cada uma obitida por tirante, sendo assim um Fy=89,215 kN.

O dimensionamento da estrutura resultou em 10 estacas do tipo raiz espaçadas a cada 1,00 m, com comprimento efetivo de 9,00 m. A Tabela 5 apresenta os parâmetros utilizados e os resultados do dimensionamento e a Fig. 13 e Fig. 14 esquematizam a obtenção da carga atuante na fundação juntamente com a representação das estacas espaçadas a cada 1,00 m entre elas.

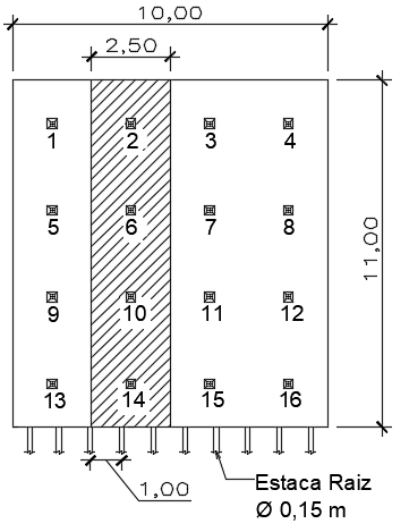

Fig. 13 -Representação para o cálculo da estrutura de fundação

Tabela 5 - Parâmetros para fundação

Parâmetro	Valor	Unidade
Comprimento efetivo	9,00	m
Carga suportada por estaca	48,93	kN
Carga solicitante total (Fy total)	493,46	kN
Número de estacas	10	-
Espaçamento entre estacas	1,00	m

Nspt	16,13	Golpes
Γconcreto	25	kN/m³
Lefetivo	8,00	m
Expessura da parede	0,20	m
Altura da Parede	11,00	m
Número de Tirantes	4	-
Fy	89,215	kN
STP de referência	01	-
Nspt Ponta	22,67	-

4.3 Dimensionamento Estrutural

Para o dimensionamento estrutural da parede foi utilizada a ferramenta FTOOL para obtenção dos momentos fletores. O método elegido foi dos quinhões de carga. Foram idealizadas duas vigas (vertical e horizontal) para obtenção do carregamento nos quinhões. A carga nas vigas foi obtida a partir dos empuxos atuantes no paramento.

Os dois quinhões de carga considerados para obtenção dos carregamentos atuantes para dimensionamento da placa de concreto armado estão representados na Fig. 16.

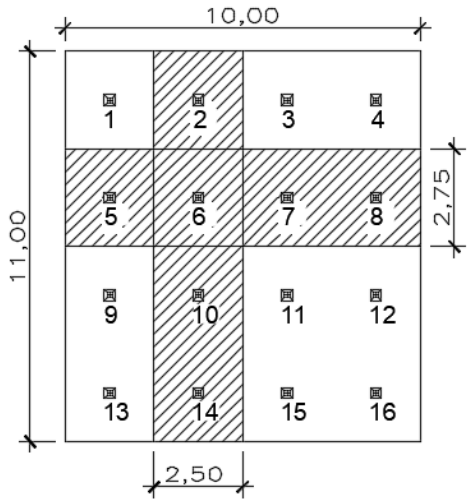

Fig. 16 -Esquema das forças atuantes nos quinhões de carga

Na Tabela 6 estão os parâmetros adotados de carregamentos adotados em suas respectivas direções.

Tabela 6 - Parâmetros geométricos e de carregamento

Parâmetro	Valor	Unidade
L horizontal	10,00	m
Carga Horizontal	132,85	kN/m
L vertical	11,00	m
Carga Vertical	120,78	kN/m

Considerou-se o momento fletor de maior intensidade para cada direção. Os resultados apresentados no 7 e 8 apresentam os dois momentos de maior intensidade e a área de aço calculada utilizando a metodologia proposta.

Tabela 7 - Dimensionamento na direção horizontal

Parâmetro	Valor		Unidade
Momento fletor (+)	41,52		kN/m
Momento fletor (-)	103,79		kN/m
Área de Aço - As (+)	9,53		cm^3/m
Área de Aço - As (-)	26,37		cm^3/m

Tabela 8 - Dimensionamento na direção vertical

Parâmetro	Valor	Unidade
Momento fletor (+)	45,70	kN/m
Momento fletor (-)	114,20	kN/m
Área de Aço - As (+)	10,57	cm^3/m
Área de Aço - As (-)	30,73	cm^3/m

Foi realizada a distribuição de aço em cada direção analisada e momento fletor após o dimensionamento. As barras escolhidas para o dimensionamento foram de 12,50 mm (0,963 kg/m) e 20,00 mm (2,466 kg/m), as quais estão apresentadas abaixo na Tabela 9.

Tabela 9 - Resumo de aço

Posição	Bitola (mm)	Quantidade	Comprimento (m)	Comprimento total (m)	Peso (kg)
N1	12,50	84	9,90	831,60	800,83
N2	12,50	83	10,90	904,70	871,23
N3	20,00	92	9,90	910,80	2246,03
N4	20,00	98	10,90	1602,20	2634,18
TOTAL					6552,27

5 Considerações Finais

Diante das solicitações inerentes o cálculo de reforco para a estrutura de contenção se apresentou de maneira satisfatória. Como pode ser observado,

para cada caso deve-se estudar diversas metodologias de cálculo para que se possa eleger àquela que mais se adequa à stuação em estudo, como o caso do SPT. Utilizou-se, a principio, o SPT médio da sondagem elegida. A partir desse SPT calculou-se determinado comprimento de tirante que não se adequava em todos os requisitos propostos em norma. Portanto, foi realizado o cálculo novamente, utilizando o método de Porto e o valor de SPT no centro do bulbo. Esse resultado apresentou-se mais adequado à situação de estudo, atendendo aos requisitos da obra e orientando na escolha dos tirantes a serem utilizados.

Como se trata de uma obra de grande importancia e impacto social, situada em uma área nobre da região de Belo horizonte – MG, além de apresentar um grande fluxo de veículos diariamente, alguns cálculos foram executados utilizando uma situação crítica e de máximo esforço solicitado, como por exemplo a taxa de aço utilizada para compor a estrutura de conteção. O bulbo de ancoragem foi cálculado para cada um independente como seu respectivo SPT.

6 Agradecimentos

Ao programa de Pós-Graduação do NUGEO - Núcleo de Geotecnia da Escola de Minas - Mestrado Profissional Em Engenharia Geotécnica

7 Referências

ABNT NBR 5629 (2018). **Execução de Tirantes Ancorados no Terreno**. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro, Brasil.

Alipour, A., &Eslami, A. (2019). **Design adaptations in a large and deep urban excavation:** Case study. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, 11(2), 389-399.

Bernardi, M. P. (2015). **Cortina atirantada:** o caso da obra de um subsolo em Florianópolis.

Bustamante, M.; Doix, B. (1985) Une**méthodepourlecalculdestirants et desmicropieuxinjectés.**Bulletin de liaisondeslaboratoiresdesponts et chaussées, n. 140, p. 75-92, 1985.

Carvalho, M. A. R. **Ancoragens pré-esforçadas em obras geotécnicas:** construção, ensaios e análise comportamental. 2009. 542 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Porto, 2009

Correa, B. R. S. (2017). **Comparação entre métodos de análise estrutural de cortinas em concreto armado.**

Costa Nunes, A. J. (1987) **Ground Prestressing** – First Casagrande Lecture. VIII CPAMSEF, Cartagena, Colombia.

Criar Engenharia S.A (2018). **Contenções – Reforço Cortina** – Avenida Nossa Senhora do Carmo. Planta n. 1.

Decourt, L. & Quaresma, A.R. (1978) **Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT**. VI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, ABMS, Rio de Janeiro,

Falconi, F. (2004) **Concurso:** Capacidade Geotécnica de Ancoragens reinjetáveis; IV COBRAE - Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas - Salvador-BA. Ftool. Disponível em: https://www.ftool.com.br/Ftool/ . Acesso em: 07 fev. 2019

Gerscovich, D. Danziger, B.R. **Saramago, R.** (2016). Contenções: teoria e aplicações em obras. Oficina de Textos, São Paulo.

Juran, I., & Elias, V. (1991). **Ground anchors and soil nails in retaining structures**. In Foundation engineering handbook (pp. 868-905). Springer, Boston, MA.

Lambe, W. T., & Whitman, R. V. (1979). **Soil Mechanics, SI Version** (No. BOOK). John Wiley.

More, J. Z. P. (2003). **Análise numérica do comportamento de cortinas atirantadas em solos.** Master'sDissertation - Departamento de Engenharia Civil, Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

Porto, T. B &Ferreira.S.P. (2015). **Resumo de contenções** - Versão 01.10.15, notas de aula.

Porto, T. B. (2015). **Ancoragens em Solos** – Comportamento Geotécnico e Metodologia Via Web para Previsão e Controle, tese (doutorado), Universidade Federal de Ouro Preto (UFOP), Ouro Preto, Minas Gerais.

Porto, T. B., & Gomes, R. C. (2016). **Proposta de uma formulação simplificada para o cálculo de capacidade de carga de ancoragens**. In XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. COBRAMSEG.

Resende, P. T. (2017). **Dimensionamento geotécnico de cortina em estacas**.

Santos, I. G. D. (2017). **Estabilização de taludes em colúvio com o uso de cortinas ancoradas**.

Silva, J.C (1999). **Análise numérica de estruturas grampeadas.** Dissertação apresentada ao Departamento de Engenharia Civil da PUC-Rio. Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

Silveira, J.E.S. (2002). **Curso de Fundações Whittle**, A. J.; Degroot, Don J.; Ladd, C. C. (1994). Model prediction of anisotropic behaviour of Boston Blue Clay. JournalofGeotechnicalEngineering, vol. 120, nº 1, pp. 199-224.

Souza, R. N. **Ancoragens reinjetáveis e protendidas em solo:** previsão de comportamento e controle de execução. 2001. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2001.

Takahashi, T. T. (2017). **Dimensionamento geotécnico e estrutural de cortina atirantada–estudo de caso.**

Vasconcelos, L. A. C. D. (2016). **Estudo da capacidade de carga de ancoragens protendidas e reinjetáveis em maciços geotécnicos.**

Vasconcelos, L. A. C. D., Pereira, J. A., & Porto, T. B. (2018). **Soil shear strength as a function of NSPT via Van der Veen extrapolation.** REM-InternationalEngineeringJournal, 71(4), 513-519.

Xavier, A. M. (2011). **Cálculo e detalhamento de muros de arrimo em concreto armado e fundação superficial.** Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de São Carlos. São Carlos, São Paulo.