

Received:
August 1, 2020

Accepted:
October 13, 2020

Published:
October 31, 2020

Soil-structure interaction applied to anchored retaining wall - geotechnical and structural analysis

Armando Belato Pereira¹ , Thiago Bomjardim Porto² 

¹ Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais, Varginha, Brasil.

² Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais, Curvelo, Brasil.

Email address

armandobelato@cefetmg.com.br (Armando B. Pereira) – Corresponding author.

thiago.porto@cefetmg.br (Thiago B. Porto)

Abstract

The present paper has as its theme the geotechnical and structural analysis of anchored retaining wall into account the soil-structure interaction (SSI) and is based on a real case study. The objective of this study is to evaluate the influence that the consideration of the horizontal reaction coefficient (considering the Winkler hypothesis) on the wall/soil interface has on the requesting efforts, displacements mobilized in the wall and, consequently, on the structural design of the curtain. The analyzes showed that the variations of the horizontal reaction coefficient of the soil imply substantial variations of bending moments (around 30%), bending reinforcement armor (35% approximately) and displacements mobilized in the wall (950% approximately), results of redistribution of internal efforts, since the soil is no longer considered as an unshakable massif - a realistic design situation. Other aspects evaluated were: punching shear at the wall/anchor head interface and progressive collapse. The results obtained in the present work evidenced the importance of each of the analyzes and reinforced the need of the interface between the structural and geotechnical designers in the containment designs, treating the wall/anchor/soil assembly as the only one.

Keywords: Anchored walls, Soil-Structure Interaction, Geotechnical/structural analysis.

1. Introdução

O processo de urbanização e a implantação de obras de infraestrutura diversas (ferrovias, rodovias, pontes, etc.) estão ligados à estabilização de encostas para sua viabilização. Neste contexto a contenção conhecida como cortina atirantada - constituída basicamente por tirantes protendidos que trabalham em conjunto com um paramento de concreto armado – sagra-se como uma técnica aplicada em grande escala no Brasil. Porto (2015) afirma que o interesse de profissionais da Engenharia Geotécnica por esta técnica de contenção justifica-se pela sua praticidade, rapidez de execução, versatilidade e, acima de tudo, segurança (uma vez que garante pequenas deformações), se comparada a outras contenções empregadas para estabilização de cortes em taludes naturais.

Apesar de sua vasta aplicação, as pesquisas e literaturas a respeito são escassas, especialmente no que tange a desenvolvimento de projetos que

contemplem a interação solo-estrutura (solo/cortina). Ao analisar a literatura luso-brasileira, é notório que o conhecimento e o aprimoramento da técnica de cortinas atirantadas advêm principalmente da execução e do acompanhamento das obras realizadas, ou seja, da experiência das empreiteiras, o que pode ser constatado nas publicações de Ferrari (1980), Souza (2001), More (2003), Carvalho (2009), Mendes (2010), Santa (2010), Gurgel (2012), Garzon (2015) e Porto (2015). Neste contexto, alguns conceitos e metodologias de execução estão sendo aprimorados, porém sem uma consistência teórica que permita avanços técnicos de uma forma racional. Em função do grande número de variáveis existentes neste tipo de solução geotécnica para estabilização de taludes, projetistas, executores e pesquisadores divergem quanto à melhor forma de execução e previsão do comportamento de obras realizadas com esta técnica (Porto, 2015).

Szavits-Nossan et al. (2009) e Mendes (2010) ressaltam que com o apoio das modelagens

computacionais (métodos numéricos implementados em sistemas computacionais) é possível o desenvolvimento de projeto de estruturas de contenção com análises mais elaboradas e realistas, contemplando as etapas da obra, o comportamento mecânico tanto do solo quando da estrutura, a interação solo-estrutura e o processo tensão x deformação.

Desta forma, o presente trabalho apresenta uma contribuição ao tema ligado à análise e dimensionamento estrutural de cortinas atirantadas levando-se em consideração a interação solo-estrutura. O objetivo primário deste estudo é avaliar a influência que a consideração do coeficiente de reação horizontal na interface cortina/solo exerce sobre os esforços solicitantes e deslocamentos mobilizados no paramento. Posteriormente será desenvolvido o dimensionamento/detalhamento estrutural da cortina, incluindo as verificações de punção (de suma importância, haja vista a aplicação de protensão nos tirantes) e colapso progressivo (uma vez que o colapso de um tirante pode ocasionar um efeito em cadeia, levando-se a estrutura ao colapso global) na região de ancoragem dos tirantes. Tais efeitos mostraram-se bastante significativos, refletindo nitidamente na quantidade de armadura longitudinal.

Para maior embasamento técnico do trabalho, o mesmo será desenvolvido com base em um estudo de caso de uma estrutura de contenção em cortina atirantada para estabilização de talude ferroviário, totalizando 48,0 m de extensão, 3,0 m de altura, fundação em estaca raiz e duas linhas de tirantes. Para as análises geotécnicas fora utilizado o software *GeoStudio 2018 módulo Slope/W*, voltado à análise de estabilidade global da estrutura de contenção. Para as análises estruturais e dimensionamento foram utilizados os seguintes softwares *Cypecad 2018* e *Uni CALCO* versão 4.0.

2. Referencial teórico

2.1. Cortina atirantada

A cortina atirantada (Figura 1) é uma estrutura de contenção constituída basicamente por tirantes protendidos que trabalham em conjunto com um paramento de concreto armado (cortina). Silva (2016) destaca que os principais elementos construtivos de uma cortina atirantada são: o paramento, cuja função é conter e absorver as solicitações do maciço e o tirante (ou ancoragem), o

qual é o elemento estrutural de transferência de carga.

Conforme Feijó (2007), nas cortinas atirantadas a estabilidade é obtida pelas tensões induzidas no contato solo face, as quais, em última análise, elevam o fator de segurança da superfície potencial de ruptura. Isso é conseguido por meio da protensão de tirantes compostos por um trecho livre, a partir da face externa do talude, e um trecho injetado com calda de cimento (trecho ancorado ou bulbo), após a superfície potencial de ruptura.

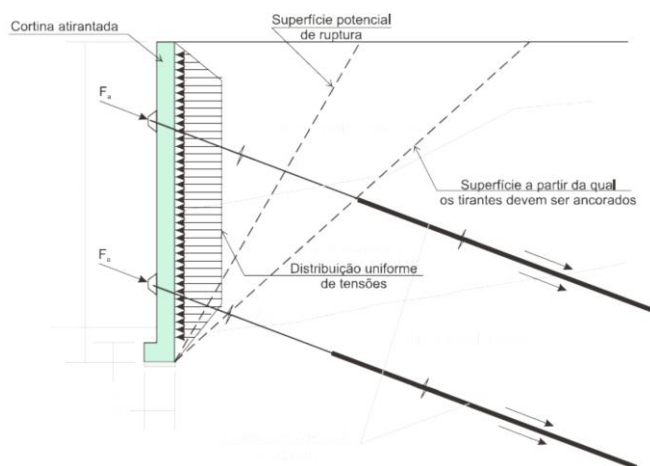
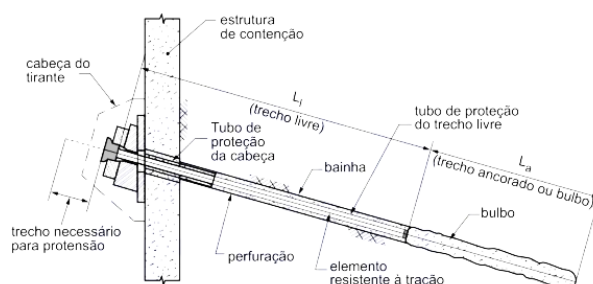


Figura 1 – Representação da seção transversal de uma cortina atirantada (Feijó, 2007).

Segundo a ABNT NBR 5629:2006, tirantes (ancoragens) injetados são estruturas cujos componentes principais são elementos resistentes à tração, que são introduzidos no terreno por perfuração, formando um bulbo de ancoragem que é ligado à cortina através de elemento resistente à tração e da cabeça do tirante. A Figura (2) apresenta os componentes de uma ancoragem injetada em solo.



Legenda

L_1 comprimento do trecho livre ou comprimento livre

L_2 comprimento do trecho ancorado ou comprimento ancorado ou do bulbo

Figura 2 – Representação esquemática dos elementos básicos de um tirante (ABNT, 2018).

A cabeça do tirante é responsável por transferir a carga do tirante à cortina e é formada

basicamente por: placas de apoio, cunha de grau e bloco de ancoragem. A estrutura de contenção corresponde ao paramento, cortina ou parede de concreto armado na qual o tirante será ancorado, com espessuras tradicionais entre 20 e 40 cm (Silva, 2016). O furo no terreno permite a confecção do bulbo e possui diâmetro de 10 a 15 cm, porém, devido a questões executivas, o diâmetro pode variar até mais de duas vezes a dimensão originalmente prevista (Porto, 2015). A bainha corresponde a um tubo, não degradável, de isolamento de contato com o terreno para a proteção dos elementos de tração (Solotrat, 2018). Conforme Silva (2016), o bulbo ou trecho ancorado corresponde ao comprimento da armadura do tirante envolto pela calda cimento injetada, cuja função é transmitir ao solo os esforços resistidos/transmitidos pelo trecho livre. Por sua vez, o trecho livre corresponde ao comprimento do tirante compreendido entre a cabeça e o trecho de ancoragem do tirante e representa a parte de armadura que se encontra livre para se deformar elasticamente na fase de protensão (Silva, 2016).

2.2. A interação solo-estrutura no contexto da Geotecnia de contenções

Conforme Colares (2007), o termo interação solo-estrutura compreende um vasto campo de estudo e pode incluir todos os tipos de estruturas e o solo sobre o qual são construídas, englobando prédios, pontes, silos, estruturas de contenção, etc. O processo de interação solo-estrutura (ISE) avalia a influência recíproca entre o elemento estrutural (no caso de cortinas atirantadas, a cortina) e o solo, iniciando-se na fase construtiva e seguindo-se até um estado de equilíbrio (tensões e deformações compatibilizadas).

Na maioria dos casos de projetos de estruturas de contenção não há uma interface entre o projetista estrutural e o projetista geotécnico, o que acaba por dividir a estrutura, no caso de cortinas atirantadas, em paramento (cortina) e tirantes/solo, não tratando estes elementos como um mecanismo conjunto. Desta forma o projetista estrutural dimensiona e detalha a cortina considerando-a apoiada em uma base teoricamente indeslocável e o projetista geotécnico trata somente da interface tirante/solo e da estabilidade global da estrutura de contenção. Ou seja, a ISE é negligenciada em muitos projetos de contenção em cortina atirantada o que torna a análise estrutural menos realista, não

compatibilizando deslocamentos com as solicitações induzidas.

A complexidade inerente ao comportamento real dos solos tem levado ao desenvolvimento de inúmeros modelos de previsão, especialmente para a análise de interação solo-estrutura. A resposta de cada modelo de comportamento é avaliada pela superfície deformada, quando da aplicação de um sistema de forças externas (Antoniazzi, 2011). Segundo Siqueira (2019), dentre os modelos clássicos para se considerar a ISE nos projetos geotécnicos, os mais utilizados atualmente (corriqueiramente) são aqueles em que a deformabilidade do solo pode ser representada por meio de molas elásticas na interface estrutura-solo.

Um dos modelos mais aceitos é o modelo elástico de Winkler que admite que um deslocamento qualquer gerado na superfície da massa de solo é diretamente proporcional ao carregamento aplicado nesta superfície, sendo relacionados (deslocamento e carregamento) por uma constante conhecida como módulo de reação do solo (k). Segundo Colares (2007), fisicamente, o modelo de Winkler consiste em um sistema independente de molas com constante k .

Algumas literaturas, como Moraes (1981), apresentam valores do coeficiente de reação vertical (k_v) do solo tabelados (Tabela 1) que acabam por prestar-se como parâmetros de projeto dada a dificuldade de realização de ensaios para a determinação deste parâmetro.

Tabela 1 – Valores de k_v (Moraes, 1981).

Tipo de Solo	k_v (kgf/cm ³)
Turfa leve – solo pantanoso	0,5 a 1,0
Turfa pesada – solo pantanoso	1,0 a 1,5
Areia fina de praia	1,0 a 1,5
Aterro de silte, areia e cascalho	1,0 a 2,0
Argila molhada	2,0 a 3,0
Argila úmida	4,0 a 5,0
Argila seca	6,0 a 8,0
Argila seca endurecida	10,0
Silte compactado com areia e pedra	8,0 a 10,0
Silte compactado com areia e muita pedra	10,0 a 12,0
Cascalho miúdo com areia fina	8,0 a 12,0
Cascalho médio com areia fina	10,0 a 12,0
Cascalho grosso com areia grossa	12,0 a 15,0
Cascalho grosso com pouca areia	15,0 a 20,0
Cascalho grosso com pouca areia compactada	20,0 a 25,0

A consideração da interação solo-estrutura permite ao projetista estimar os efeitos da redistribuição de esforços na estrutura (devido aos deslocamentos), assim como a forma e a intensidade dos deslocamentos, contribuindo para a

consolidação de projetos mais eficientes, confiáveis e realistas.

2.3 - Verificação de cortinas à punção

2.3.1 – Definições

O fenômeno conhecido como punção exprime um modo de ruptura que pode ocorrer na região da interface de lajes apoiadas diretamente em pilares. Na ausência de especificações para análise de punção em cortinas atirantadas, tal fenômeno é avaliado conforme as diretrizes da ABNT NBR 6118:2014.

O dimensionamento estrutural da cortina é muito importante, por razões óbvias, porém, destaca-se a necessidade da análise de punção na interfase cortina/cabeça do tirante devido à aplicação de elevadas cargas nos tirantes, muitas vezes negligenciada. A Figura (3) ilustra a ruptura de uma cortina atirantada devido a falhas no dimensionamento estrutural, especialmente no que tange ao efeito de punção do paramento.



Figura 3 – Colapso estrutural de cortina atirantada (Porto, 2017).

A ABNT NBR 6118:2014 em seu item 19.5 apresenta o processo de dimensionamento de lajes à punção. As análises de punção são feitas com base nas verificações de cisalhamento para as superfícies críticas (C, C' e C''), sendo que, na primeira superfície crítica (contorno C) da carga concentrada, deve-se verificar indiretamente a tensão de compressão diagonal do concreto, a partir da tensão de cisalhamento mobilizada, pois pode ocorrer ruptura por compressão da diagonal do concreto (Figura 4). Na segunda superfície crítica (contorno C') afastada $2d$ (duas vezes a altura útil da laje) da carga concentrada deve-se verificar a capacidade da ligação à punção, pois pode ocorrer ruptura por tração diagonal (Figura 4). Já a verificação da terceira superfície crítica (contorno C'') deve ser realizada apenas em casos onde haja necessidade da colocação de armaduras transversais, onde também pode ocorrer ruptura por tração diagonal (Figura 4).

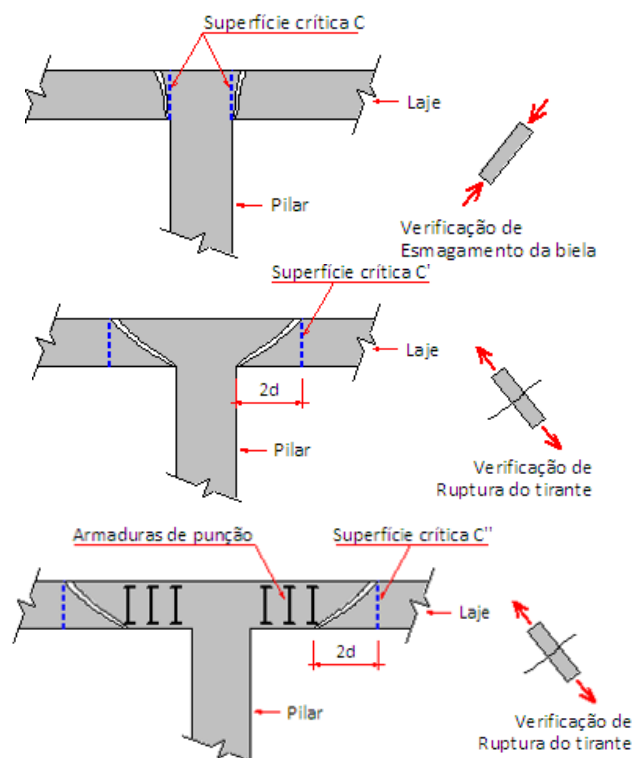


Figura 4 – Superfícies críticas no contorno C, C' e C'', respectivamente (Parisenti, 2011).

A armadura mais recomendada para resistir à punção são as constituídas por conectores (studs), podendo-se utilizar também estribos verticais, desde que não possua diâmetro superior a relação $h/20$ da laje e haja contato mecânico das barras longitudinais com os cantos dos estribos (ABNT NBR 6118:2014).

2.3.2 - Definição da tensão solicitante nas superfícies críticas C e C' para pilar interno

A tensão solicitante nas superfícies C e C' para pilar interno com carregamento simétrico pode ser verificado através da equação 1.

$$\tau_{sd} = \frac{F_{sd}}{u \cdot d} \quad (1)$$

Em que:

d : altura útil da laje ao longo do contorno crítico C', externo ao contorno, C da área de aplicação da força e deste distante $2 \cdot d$ no plano da laje;

$$d = \frac{d_x + d_y}{2} \quad (2)$$

d_x e d_y : alturas úteis nas duas direções ortogonais;

u : perímetro do contorno crítico C';

$u \cdot d$: área da superfície crítica;

F_{sd} : força ou reação concentrada de cálculo.

2.3.3 - Definição da tensão resistente nas superfícies críticas C, C' e C''

2.3.3.1 - Verificação da tensão resistente de compressão diagonal do concreto na superfície crítica C

Conforme a ABNT NBR 6118:2014, essa verificação deve ser feita no contorno C, em lajes submetidas a punção, com ou sem armadura. Deve-se ter:

$$\tau_{sd} \leq \tau_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_v \cdot f_{cd} \quad (3)$$

Onde:

$$\alpha_v = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad (4)$$

com f_{ck} em MPa.

τ_{sd} : calculado conforme a equação 2, com u_0 (perímetro do contorno C) em lugar de u .

f_{cd} : resistência de cálculo à compressão do concreto;

f_{ck} : resistência característica à compressão do concreto.

2.3.3.2 - Tensão resistente na superfície crítica C' em elementos estruturais ou trechos sem armadura de punção

A verificação de tensões na superfície crítica C' deve ser efetuada com base na equação 5:

$$\tau_{sd} \leq \tau_{Rd1} = 0,13 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{20}{d}}\right) \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{1/3} + 0,10 \cdot \sigma_{cp} \quad (5)$$

Sendo:

$$\rho = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y} \quad (6)$$

d : é a altura útil da laje ao longo do contorno crítico C' da área de aplicação da força, em centímetros (obtido conforme equação 2);

ρ : é a taxa geométrica de armadura de flexão aderente (armadura não aderente deve ser desprezada);

ρ_x e ρ_y : são as taxas de armadura nas duas direções ortogonais;

σ_{cp} : tensão inicial no concreto ao nível do baricentro da armadura de protensão, devida à protensão simultânea de n cabos (para laje não protendida, como no presente trabalho, $\sigma_{cp} = 0$).

2.3.3.3 - Tensão resistente na superfície crítica C' em elementos estruturais ou trechos com armadura de punção

A verificação de tensões na superfície crítica C' deve ser efetuada conforme a equação 7:

$$\tau_{sd} \leq \tau_{Rd3} = 0,10 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{20}{d}}\right) \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{1/3} + 0,10 \cdot \sigma_{cp} + 1,5 \cdot \frac{d}{s_r} \cdot \frac{A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot \sin \alpha}{u \cdot d} \quad (7)$$

Onde:

s_r : é o espaçamento radial entre linhas de armadura de punção, não maior do que $0,75d$;

A_{sw} : é a área da armadura de punção em um contorno completo paralelo a C';

α : é o ângulo de inclinação entre o eixo da armadura de punção e o plano da laje;

u : é o perímetro crítico ou perímetro crítico reduzido no caso de pilares de borda ou canto;

f_{ywd} : é a resistência de cálculo da armadura de punção. A resistência dos estribos pode ser considerada com os seguintes valores máximos, sendo permitida interpolação linear:

- 250 MPa, para lajes com espessura até 15 cm;

- 435 MPa (f_{ywd}), para lajes com espessura maior que 35 cm.

2.3.4 - Definição da superfície crítica C''

Quando for necessário utilizar armadura transversal (armadura de punção), ela deve ser estendida em contornos paralelos a C' até que, em um contorno C'' afastado 2d do último contorno de armadura (ver Figura 5), não seja mais necessária armadura, isto é, $\tau_{Sd} \leq \tau_{Rd1}$.

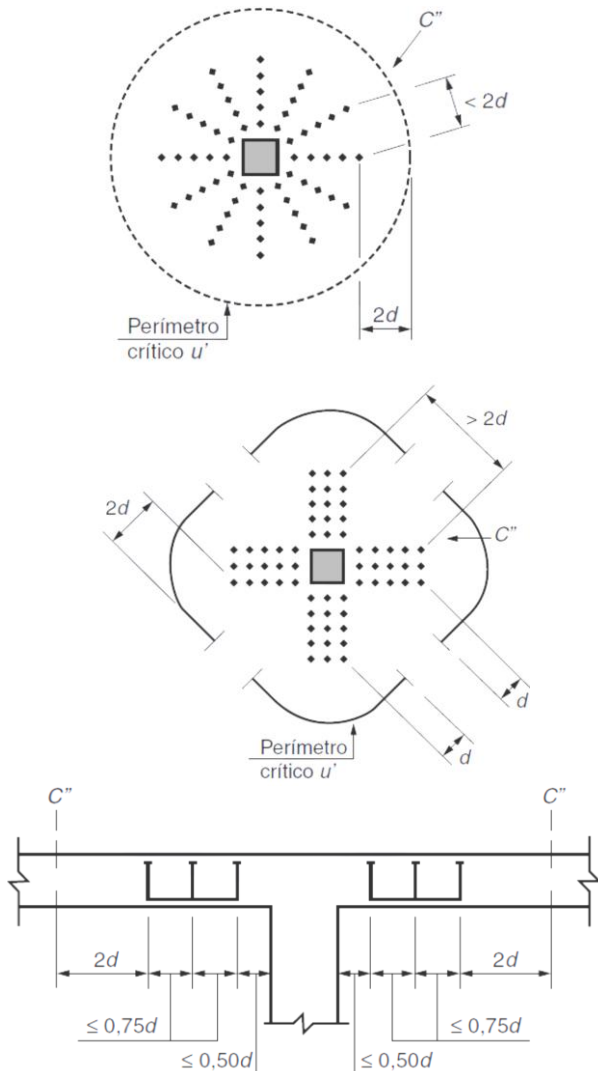


Figura 5 – Disposição da armadura de punção em planta e corte e contorno da superfície crítica C'' (ABNT NBR 6118:2014).

2.4 - Armadura contra colapso progressivo

Laranjeiras (2011) apresenta que o termo “colapso progressivo” é usado para identificar a propagação de uma ruptura inicial, localizada, de modo semelhante a uma reação em cadeia que conduz à ruptura parcial ou total de uma estrutura. A característica básica do colapso progressivo é a de que o estado final da ruptura é desproporcionalmente maior do que a ruptura que deu início ao colapso. Portanto, o “colapso

progressivo” é um tipo de ruptura incremental, no qual o dano total é desproporcional à causa inicial.

Segundo o item 19.5.4 da ABNT NBR 6118:2014, para garantir a ductilidade local e a consequente proteção contra o colapso progressivo, a armadura de flexão inferior que atravessa o contorno C deve estar suficientemente ancorada além do contorno C' ou C'', conforme a Figura (6), e deve ser tal que:

$$f_{yd} \cdot A_{s,ccp} \geq 1,5 \cdot F_{Sd} \quad (8)$$

Onde:

$A_{s,ccp}$: é o somatório de todas as áreas das barras inferiores que cruzam cada uma das faces do pilar;
 f_{yd} : resistência de cálculo do escoamento do aço;
 F_{Sd} : pode ser calculado com γ_f igual a 1,2.

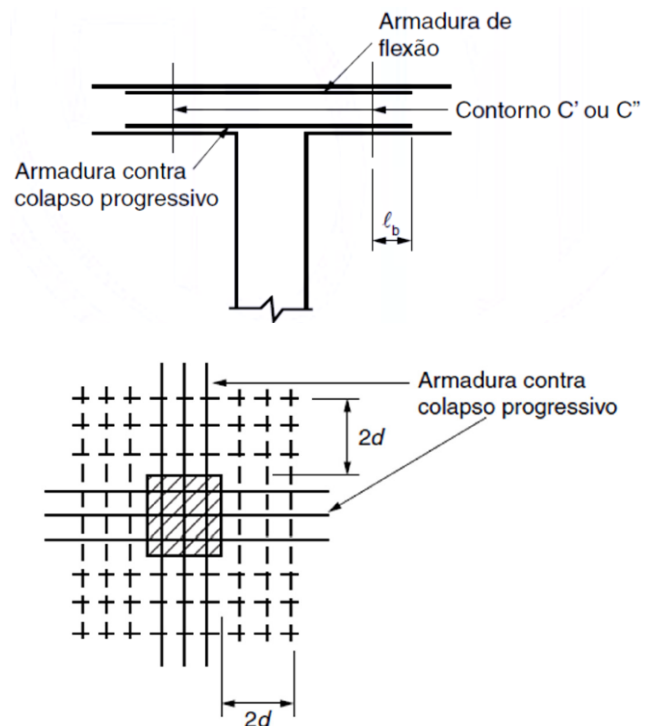


Figura 6 – Armadura contra colapso progressivo (ABNT NBR 6118:2014).

3 - Materiais e métodos

O presente trabalho apoiou-se em um estudo de caso (descrito na seção subsequente) de uma estrutura de contenção em cortina atirantada real. Para as análises geotécnicas fora utilizado o software *GeoStudio 2018 módulo Slope/W*, voltado à análise de estabilidade global da estrutura de contenção. Para as análises estruturais e dimensionamento foram utilizados os seguintes softwares: *Cypcad 2018*, baseado na metodologia de elementos finitos para a discretização da

estrutura e amplamente utilizado para o desenvolvimento de análise/projetos estruturais e o software *Uni CALCO* versão 4.0 que auxilia na parte de dimensionamento estrutural (cálculo de área de aço, verificação de ELS, etc.).

3.1 - Descrição geral do estudo de caso

O estudo de caso apresenta uma estrutura de contenção em cortina atirantada para estabilização de talude ferroviário, totalizando 48,0 m de extensão (separada em 4 módulos de 12,0 m cada) e 3,0 m de altura; fundação em estaca raiz com 6,0 m de comprimento e diâmetro de 15 cm; duas linhas de tirantes: a linha superior com 13,0 m de trecho livre e 4,0 m de trecho ancorado (bulbo) e a linha inferior com 10,0 m de trecho livre e 4,0 m de trecho ancorado (bulbo). A Figura (7) representa uma seção longitudinal da cortina atirantada.

Para o desenvolvimento dos estudos que serão apresentados fora adotada a seção geológico-geotécnica (com caracterização do material, resultados das sondagens SPT em determinado trecho representativo e indicação da concepção da cortina atirantada) de forma simplificada na Figura (8). A Figura (9) indica a seção transversal com as regiões de corte e aterro (hachuradas).

Conforme é possível observar na Figura (8), o trecho livre do tirante transpõe essencialmente camadas de silte arenoso com compacidade de fofo a médio proveniente de aterro, silte argiloso arenoso de consistência mole, areia argilosa com compacidade média e alteração de rocha, já o bulbo será ancorado em areia compacta a muito compacta com presença de alteração de rocha.

O projeto, de maneira geral teve a seguinte ordem para o seu desenvolvimento:

- Determinação da superfície mais profunda com $FS \leq 1,5$, conforme preconizado na ABNT NBR 5629/2006, para a determinação do comprimento mínimo dos tirantes;
- Determinação da carga, tipo, espaçamento e comprimento dos tirantes;
- Análises de estabilidade da contenção, já com a implantação da carga dos tirantes nas análises, sendo considerado aceitável somente àqueles casos onde $FS \geq 1,5$;
- Análise estrutural da cortina levando-se em consideração a interação solo-estrutura;
- Dimensionamento estrutural do paramento de face (cortina) em concreto armado, contemplando análise de puncionamento e colapso progressivo.

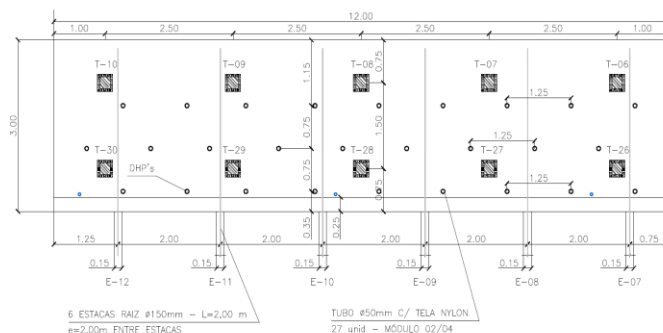


Figura 7 – Seção longitudinal da cortina atirantada (MRS Logística S.A.).

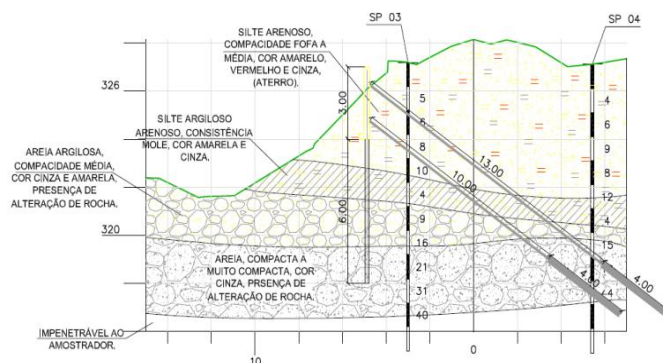


Figura 8 – Seção geológico-geotécnica (MRS Logística S.A.).

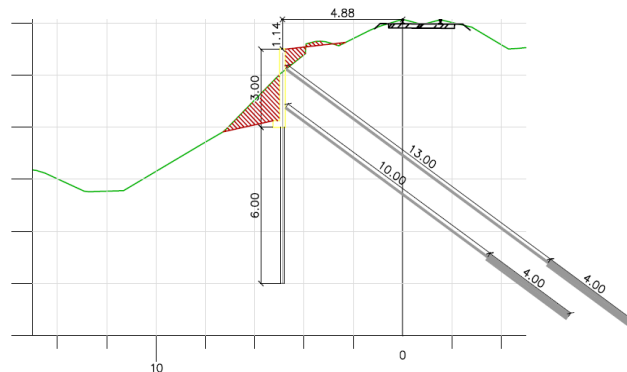


Figura 9 – Seção transversal com indicação das regiões de corte e aterro (hachuradas) (MRS Logística S.A.).

4 – Resultados e discussões

Na presente seção apresenta-se os estudos desenvolvidos com base no estudo de caso proposto. Inicialmente serão apresentados os resultados dos estudos de estabilidade global do talude antes e depois da execução da contenção e, posteriormente, os resultados das análises estruturais e detalhamento da cortina atirantada.

4.1 - Análise de estabilidade global

As análises de estabilidade foram desenvolvidas utilizando-se o programa SLOPE/W adotando-se o método de Morgenstern & Price, módulo este componente do pacote *GeoStudio 2018* desenvolvido pela GeoSlope International Ltda.

Os parâmetros efetivos de resistência adotados (baseados em correlações empíricas e valores de literatura técnica) para este estudo estão apresentados na Tabela (2), a seguir. Ressalta-se que na região corresponde à ferrovia considerou-se uma elevada sobrecarga da ordem 5 tf/m².

Tabela 2 – Parâmetros geotécnicos efetivos adotados.

Material	N _{SPT}	γ (kN/m ³)	c (kPa)	φ (°)
Silte arenoso com compactidade de fofo a médio proveniente de aterro	7	18	5	25
Silte argiloso arenoso de consistência mole	4	18	5	20
Areia argilosa com compactidade média e alteração de rocha	13	19	8	30
Areia compacta a muito compacta com presença de alteração de rocha	30	20	10	32
Material impenetrável - rocha alterada	50	20	20	35

Onde:

N_{SPT}: corresponde ao resultado médio do ensaio à percussão (SPT) para cada camada de solo;

γ: peso específico do material;

c: coesão;

φ: ângulo de atrito.

Como resultado da análise de estabilidade global do talude natural (Figura 10) obteve-se fator de segurança global de aproximadamente 1,166, pode-se concluir que a estrutura/talude está próxima ao limiar de ruptura, não respeitando a premissa do fator de segurança ≥ 1,5 (NBR 11682/2009) carecendo de uma proposta de contenção.

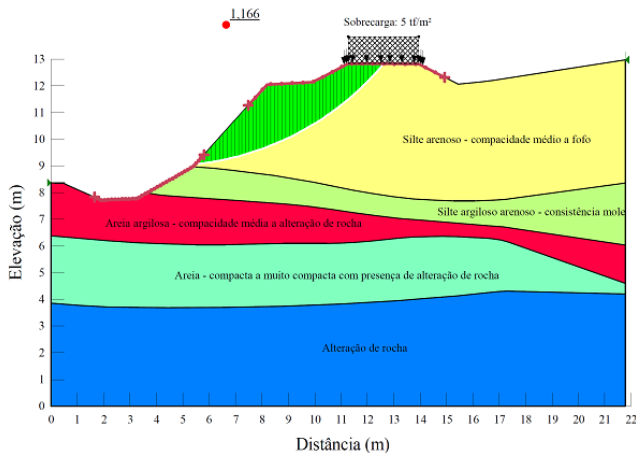


Figura 10 – Resultado da análise de estabilidade do talude via equilíbrio limite pelo método de Morgenstern & Price.

Para a proposta de contenção utilizou-se tirantes DYWIDAG DW 32 mm, com carga de escoamento de 76 tf, conforme Dywidag (2018). A carga de trabalho prevista para os tirantes foi de 35 tf, porém, conforme o item 5.7.2.2.1 da ABNT NBR 5629:2006, no ensaio de qualificação os tirantes permanentes sofrerão estágios de carregamento até 1,75 F_t (carga de trabalho) e, a nível de projeto, considera-se 90% da carga de escoamento do aço, então o projeto deve prever o seguinte carregamento para os tirantes:

$$F = \frac{1,75 \cdot F_t}{0,9} \quad (9)$$

Desta forma, aplicando a equação anterior ao problema, encontraremos uma carga de projeto de 68 tf, justificando a utilização do tirante DW 32 mm. O trecho livre do tirante será confeccionado com 10 cm de diâmetro e o bulbo (trecho ancorado) com 15 cm de diâmetro, com injeção de calda de cimento com f_{ck} de 25 MPa. A cortina foi prevista com 25 cm de espessura e f_{ck} de 25 MPa. A Figura (11) apresenta o resultado da análise de estabilidade global do talude considerando a descrita contenção (FS = 1,952) e atesta a exigência do item 4.5.3 da ABNT NBR 5629:2006 que diz que com a introdução das forças dos tirantes, nenhuma superfície de escorregamento pode apresentar um fator de segurança menor que 1,5.

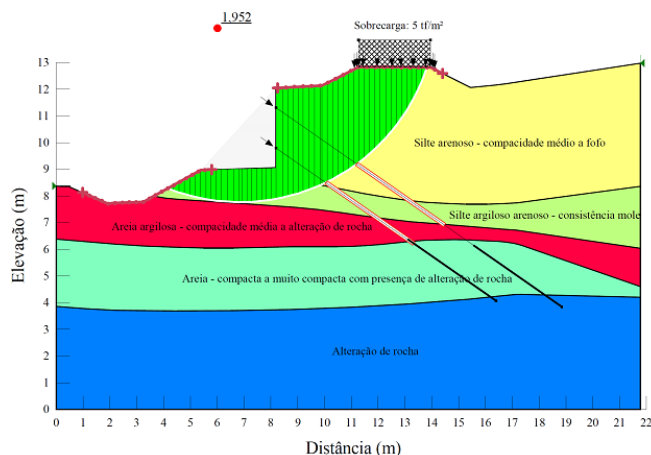


Figura 11 – Análise de estabilidade global do talude considerando a cortina atirantada.

4.2 - Análise estrutural da cortina via Cypecad 2018

Para uma melhor análise do comportamento estrutural da cortina, a mesma fora no software Cypecad 2018. Os resultados obtidos serão

apresentados e discutidos a seguir. Será considerado o princípio da interação solo-estrutura baseado na utilização de um coeficiente de reação horizontal do solo (hipótese de Winkler), ou seja, considerando-se a cortina apoiada em um conjunto de “molas” para simular o efeito do solo, conforme a Figura (12).

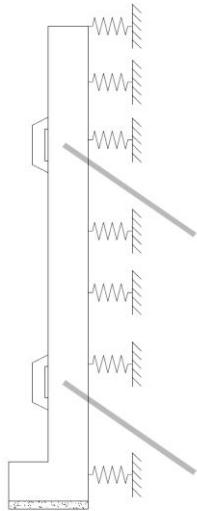


Figura 12 – Consideração de “molas” para representar a interface cortina/solo.

O coeficiente de reação vertical (k_v) foi obtido por meio da literatura técnica disponível, face à grande dificuldade de obtê-lo por ensaios mais precisos em laboratório e/ou prova de carga em placa. Berberian (2017) apresenta uma série de tabelas indicativas do coeficiente de reação vertical, correlacionando a classificação do material e o índice N_{SPT} do mesmo. Para siltes com N_{SPT} por volta de 9 é indicado um valor de k_v correspondente a 24.000 kN/m³, valor este aplicado no presente trabalho. Como trata-se de um paramento vertical em contato com o solo, necessitamos na realidade do coeficiente de reação horizontal deste. Com relação ao coeficiente de reação horizontal (k_h), recomenda-se utilizar este parâmetro como sendo 20% do coeficiente vertical (PFEIL, 1990).

De forma a avaliar os esforços máximos solicitantes na cortina e a analisar a influência do coeficiente de reação horizontal no dimensionamento do paramento, serão estudadas as seguintes variações para o k_h : $k_h = 0,1 k_v$ (2.400 kN/m³); $k_h = 0,2 k_v$ (4.800 kN/m³); $k_h = 0,4 k_v$ (9.600 kN/m³); $k_h = 0,6 k_v$ (14.400 kN/m³); $k_h = 0,8 k_v$ (19.200 kN/m³) e $k_h = k_v$ (24.000 kN/m³). Quanto ao paramento, foram avaliadas cinco seções transversais/longitudinais de análise (S1, S2, S3, S4 e S5), indicadas na Figura (13).

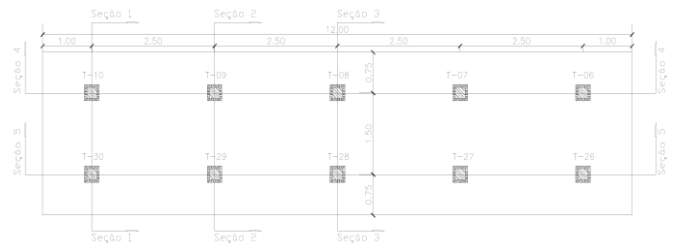


Figura 13 – Seções de análise da cortina atirantada (MRS Logística S.A., adaptada).

No software *Cypecad 2018* a cortina foi lançada como sendo uma laje diretamente apoiada no solo (simulando a interação solo-estrutura) e o efeito dos tirantes simulado como sendo pilares com a respectiva carga de protensão. A Figura (14) ilustra a modelagem e a representação gráfica da malha deformada.

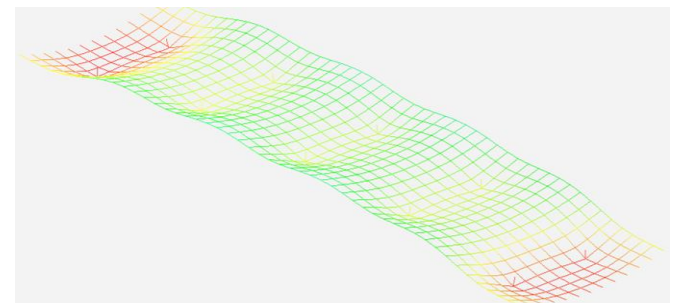
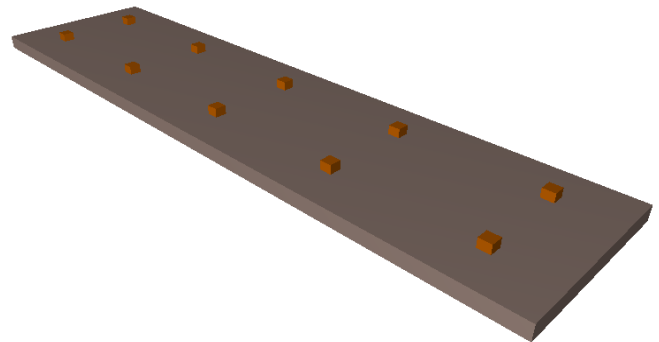


Figura 14 – Modelagem da cortina e representação gráfica da malha deformada no software *Cypecad 2018*.

Os resultados obtidos são apresentados na Tabela (3), a seguir.

Tabela 3 – Resultados da análise estrutural realizada no software *Cypecad 2018*.

Coeficiente de reação horizontal (k_h)	Valor	Momento fletor máximo					Deslocamento máximo da cortina
		kN.m/m					
Hipótese	kN/m ³	S1	S2	S3	S4	S5	mm
$k_h = k_v$	24.000	85,8	75,1	80,1	72,0	71,5	7,61
$k_h = 0,8 k_v$	19.200	85,7	74,4	79,9	72,5	72,0	9,37
$k_h = 0,6 k_v$	14.400	85,6	73,3	79,4	73,0	72,5	12,41
$k_h = 0,4 k_v$	9.600	85,3	71,2	77,7	73,5	73,1	18,48
$k_h = 0,2 k_v$	4.800	84,5	65,9	71,8	74,1	73,7	36,43
$k_h = 0,1 k_v$	2.400	83,5	57,9	61,2	74,4	74,1	71,55

O Tabela (3) evidencia substanciais variações nos resultados de momentos fletores para uma mesma seção (da ordem de 30%) e variações da ordem de 9,5 vezes o maior deslocamento da situação de $k_h = k_v$ para a situação de $k_h = 0,1 k_v$. A título de comparação, utilizando o software *Uni CALCO* versão 4.0 foi calculada a área de aço para os momentos fletores obtidos nas diversas hipóteses para a seção S3, conforme o Tabela (4).

Tabela 4 – Área de aço para as hipóteses da seção S3.

k_h		Momento fletor máximo	Área de aço
Hipótese	Valor	kN.m/m	
		S3	cm ² /m
$k_h = k_v$	24.000	80,10	14,38
$k_h = 0,8 k_v$	19.200	79,90	14,34
$k_h = 0,6 k_v$	14.400	79,40	14,23
$k_h = 0,4 k_v$	9.600	77,70	13,89
$k_h = 0,2 k_v$	4.800	71,80	12,72
$k_h = 0,1 k_v$	2.400	61,20	10,67

Observa-se que a variação da área de aço foi de aproximadamente 35% da situação $k_h = k_v$ para a situação de $k_h = 0,1 k_v$.

4.3 - Dimensionamento e detalhamento do paramento (cortina)

Uma vez realizada a análise estrutural descrita no tópico anterior, será apresentado o dimensionamento e detalhamento à flexão da cortina atirantada. Graças às variações do coeficiente de reação horizontal do solo foi possível estabelecer um panorama de esforços, destes trabalharemos com os valores máximos: para seção transversal (corte vertical) consideraremos 85,80 kN.m/m ($A_s = 15,54 \text{ cm}^2$) e para a seção longitudinal (corte horizontal) consideraremos 74,40 kN.m/m ($A_s = 13,23 \text{ cm}^2$). A Figura (15) apresenta a interface do programa *Uni CALCO* versão 4.0 utilizado para o cálculo das áreas de aço requeridas.

Adotando barras de 12,5 mm de diâmetro teremos: $\phi 12,5 \text{ c/ } 8 \text{ cm}$ na direção vertical e $\phi 12,5 \text{ c/ } 9 \text{ cm}$, na face em contato com o solo.

Conforme observado nas análises estruturais, não há momento solicitante na face externa, portanto, trabalharemos com a armadura mínima de flexão, conforme estipulado na tabela 17.3 da ABNT NBR 6118/2014, 0,15% da área de concreto da seção transversal, ou seja, $3,75 \text{ cm}^2/\text{m}$ ($\phi 8,0 \text{ mm}$

c/ 13cm). A Figura (16), representa o detalhamento da seção transversal da cortina.

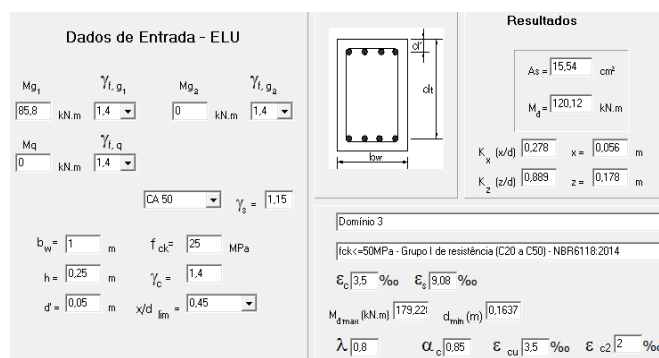


Figura 15 – Cálculo da área de aço para a seção transversal e longitudinal da cortina utilizando o software *Uni CALCO* versão 4.0.

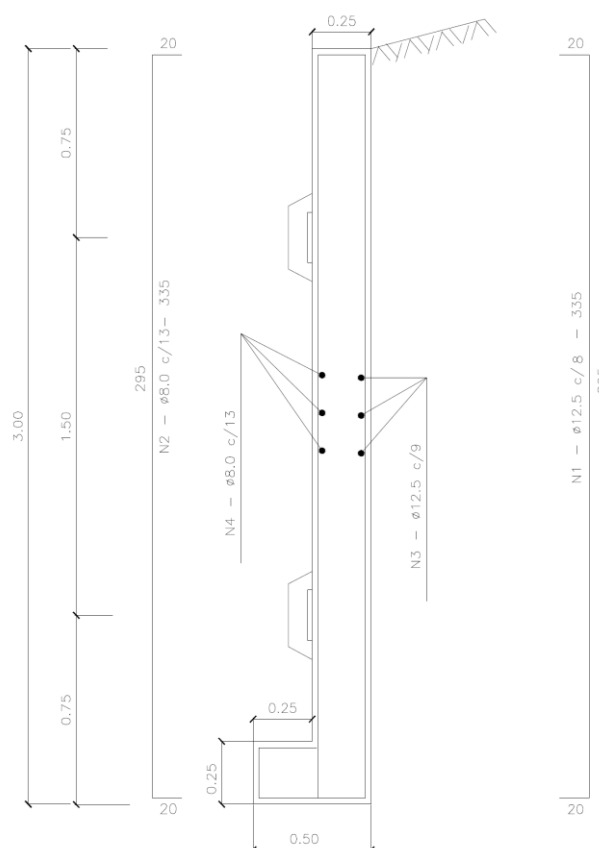


Figura 16 – Detalhamento da seção transversal da cortina atirantada (MRS Logística S.A., adaptada).

4.4 - Análise do efeito de punção na cortina

Na ausência de literatura técnica específica a respeito do fenômeno de punção em cortinas atirantadas, tal fenômeno é avaliado conforme o disposto na ABNT NBR 6118:2014, item 19.5, brevemente apresentado no tópico 2.3 do presente trabalho.

Por questões didáticas, a memória de cálculo fora consolidada no Tabela (5), a seguir.

Para melhor entendimento do Tabela (5), temos as seguintes observações:

- Para uma carga de trabalho de 35,0 tf (350,00 kN), a placa de ancoragem utilizada é de 200 x 200 x 38 mm;
- Como em um primeiro momento (considerando $f_{ck} = 25,0$ MPa), τ_{Rd2} é menor que τ_{sd} , aumentou-se o f_{ck} do concreto para 30,0 MPa de maneira a se evitar o problema de ruptura do concreto à compressão no contorno C. Na segunda situação, como τ_{Rd2} é maior que τ_{sd} , não haverá ruptura do concreto à compressão no contorno C;
- Como $\tau_{sd} > \tau_{Rd1}$, há possibilidade de punção no contorno C', sendo necessário utilizar armadura transversal para combatê-la;
- A proposta final de armadura punção final será composta de 4 linhas com 5 conectores ($\phi = 10,0$ mm) cada, distantes de 7,5 cm, de forma a respeitar a distância inicial à placa de 0,5.d.

A Figura (17) apresenta o detalhamento da armadura de punção.

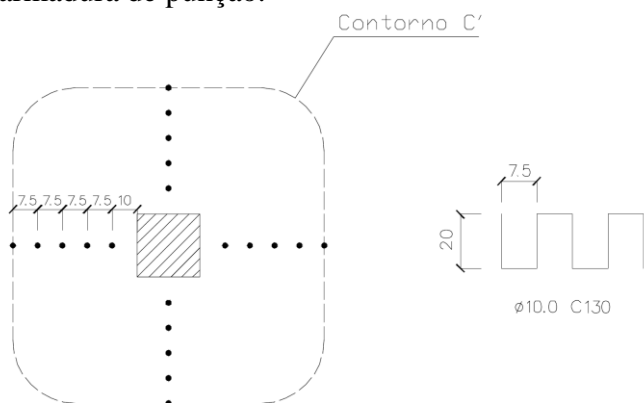


Figura 17 – Detalhamento da armadura de punção.

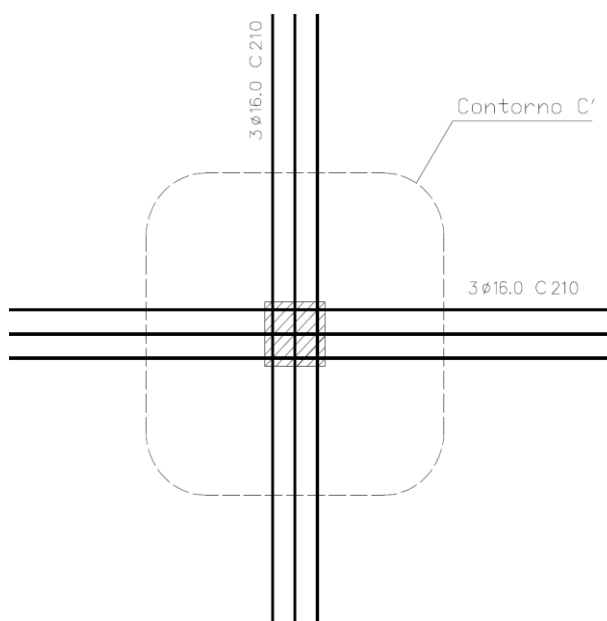


Figura 18 – Detalhamento em planta da armadura de combate ao colapso progressivo.

Tabela 5 – Memória de cálculo de verificação de punção na cortina atirantada.

Parâmetro calculado	Símbolo (unidade)	Observação	Valor calculado
Cálculo da força concentrada			
Carga de protensão	F (kN)	equação (9)	680,55
Componente horizontal da carga de protensão	F_h (kN)	-	557,48
Cálculo dos perímetros críticos C, C' e C''			
Perímetro do contorno crítico C	u_0 (m)	tópico 2.3.1	0,80
Perímetro do contorno crítico C'	u (m)	tópico 2.3.1	3,66
Perímetro do contorno crítico C''	u' (m)	tópico 2.3.1	6,56
Tensões de cisalhamento solicitantes de cálculo			
Tensão de cisalhamento solicitante de cálculo no contorno C	τ_{sd} (MPa)	equação (1)	4,88
Tensão de cisalhamento solicitante de cálculo no contorno C'	τ'_{sd} (MPa)	equação (1)	1,07
Tensão de cisalhamento solicitante de cálculo no contorno C''	τ''_{sd} (MPa)	equação (1)	0,59
Definição da tensão resistente nas superfícies críticas C, C' e C''			
Tensão de cisalhamento resistente de cálculo-limite para verificação da compressão diagonal do concreto na ligação laje - pilar, para $f_{ck} = 25$ MPa	τ_{Rd2} (MPa)	equação (3)	4,34
Tensão de cisalhamento resistente de cálculo-limite para verificação da compressão diagonal do concreto na ligação laje - pilar, para $f_{ck} = 30$ MPa	τ_{Rd2} (MPa)	equação (3)	5,09
Tensão de cisalhamento resistente de cálculo-limite, para que uma laje possa prescindir de armadura transversal para resistir à força cortante, para $f_{ck} = 30$ MPa	τ_{Rd1} (MPa)	equação (5)	0,695
Tensão de cisalhamento resistente de cálculo, para $f_{ck} = 30$ MPa	τ_{Rd3} (MPa)	equação (7)	1,10
Definição da armadura de punção			
Área da armadura de punção em um contorno completo paralelo a C'	A_{sw} (cm ²)	equação (7)	3,82
Número de linhas de armaduras de punção	(unidade)	arbitrário	4
Espaçamento radial entre linhas de armadura de punção, não maior do que 0,75d	s_r (cm)	arbitrário	7,5
Número de conectores por linha de armadura de punção	(unidade)	-	5
Vergalhão utilizado	mm	-	10,0

5 - CONSIDERAÇÕES FINAIS

Conforme apresentado anteriormente, o objetivo primário deste estudo fora avaliar a influência que a consideração do coeficiente de reação horizontal (k_h) na interface cortina/solo exerce sobre a análise estrutural do paramento. Neste quesito foi possível identificar notável influência do coeficiente k_h em tal análise uma vez que para o intervalo de valores entre $k_h = k_v = 24.000$ kN/m³ e $k_h = 0,1$ $k_v = 2.400$ kN/m³ os momentos fletores mobilizados no paramento variaram em torno de 30%, os deslocamento máximos na ordem de 9,5 vezes e a área de aço 35%. Tais resultados

evidenciaram ainda como as definições de parâmetros geotécnicos (k_h , por exemplo) têm influência direta na engenharia de estruturas, reforçando a necessidade das análises de interação solo-estrutura e da interface entre os projetistas estrutural e geotécnico nos projetos de contenção em cortina atirantada, tratando o conjunto cortina/tirantes/solo como único, para o desenvolvimento de projetos de contenções mais realistas.

As verificações de punção em cortinas atirantadas se mostram essenciais haja vista a aplicação de protensão nos tirantes que, conforme evidenciado anteriormente, no ensaio de qualificação os tirantes permanentes sofrerão estágios de carregamento até $1,75 F_t$ (carga de trabalho) e, a nível de projeto, considera-se 90% da carga de escoamento do aço, portanto, para uma carga de trabalho de 35 tf a cortina receberá uma carga de protensão da ordem de 68 tf. Para combater o efeito de punção, duas medidas foram adotadas: aumentar o f_{ck} de 25,0 MPa para 30,0 MPa e a adoção de armadura de punção composta de 4 linhas com 5 conectores ($\phi = 10,0$ mm) cada, distantes de 10 cm.

Quanto ao colapso progressivo, tal análise se torna fundamental uma vez que o colapso de um tirante pode ocasionar um efeito em cadeia, levando-se a estrutura da cortina ao colapso global dada a redistribuição de esforços sofrida. Este fenômeno mostrou-se bastante significativos, refletindo em substancial área de aço calculada (23,08 cm², 3 ϕ 16,0 mm/face) visando combatê-lo.

6 – AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à MRS Logística S.A. pelos dados fornecidos para o desenvolvimento do presente trabalho.

7 – REFERÊNCIAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2006. *NBR 5629: Execução de tirantes ancorados no terreno*. Rio de Janeiro.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2014. *NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento*. Rio de Janeiro.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2018. *NBR 5629: Tirantes ancorados no terreno – projeto e execução*. Rio de Janeiro.

Antoniazzi, J.P., 2011. *Interação solo-estrutura de edifícios com fundações superficiais*. Mestrado. Universidade Federal de Santa Maria.

Berberian, D., 2017. *Engenharia de Fundações*. 3rd ed. Brasília: Editora Infraso.

Carvalho, M.A.R., 2009. *Ancoragens pré-esforçadas em obras geotécnicas. Construção, ensaios e análise comportamental*. Doutorado. Universidade do Porto.

Colares, G.M., 2006. *Programa para análise da interação solo-estrutura no projeto de edifícios*. Mestrado. Universidade de São Paulo.

Dutra, V.A.S., 2013. *Projeto de estabilização de taludes e estruturas de contenção englobando dimensionamento geotécnico e estrutural*. Rio de Janeiro: UFRJ.

Dywidag, 2018. *Sistemas de protensão com barras DYWIDAG - aplicações estruturais*. Catálogo.

Feijó, R.L., 2007. *Monitoração de uma escavação experimental grampeada em solo residual gnáissico não saturado*. Doutorado. Universidade Federal do Rio de Janeiro.

Ferrari, A.O., 1980. *Um estudo sobre os resultados dos testes fundamentais para o atirantamento provisório no solo de São Paulo*. Mestrado. Universidade de São Paulo.

Garzon, Y.E.P., 2015. *Retroanálise da cortina instrumentada da ferrovia São Paulo - Santos (FEPASA km 47)*. Mestrado. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

Geoslope International Ltd, 2018. *GeoStudio 2018, módulos computacionais Sigma/W e Slope/W*. [computer program] Geoslope.

Gurgel, J.G.B., 2012. *Modelagem Numérica de Estruturas de Contenção atirantadas em areia*. Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Norte.

Gusmão Filho, J., 2006. *Desempenho de obras geotécnicas*. 1st ed. Recife: Ed. Universitária da UFPE.

Laranjeiras, A.C.R., 2011. *Colapso progressivo dos edifícios - breve introdução*. Available at:

- <<http://www.tqs.com.br/tqs-news/consulta/58-artigos/1009-colapso-progressivo-dos-edificios-breve-introducao>> [Accessed 3 January 2018].
- Mendes F.B.O., 2010. *Uso de ferramenta computacional na avaliação e dimensionamento de cortina atirantada*. Mestrado. Universidade Federal de Ouro Preto.
- Moraes, M.C., 1981. *Estruturas de fundações*. 3rd ed. São Paulo: Editora McGraw-Hill do Brasil Ltda.
- More, J.Z.P., 2003. *Análise Numérica do comportamento de cortinas atirantadas em solos*. Mestrado. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.
- Parisenti, R., 2011. *Dimensionamento de lajes à punção*. Available at: <<http://faq.altoqi.com.br/content/273/666/pt-br/dimensionamento-de-lajes-a-pun%C3%A7%C3%A3o.html>> [Accessed 18 December 2017].
- Pfeil, W., 1990. *Pontes em concreto armado*. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Editora.
- Szavits-Nossan, A., Sokolić, I. and Plepelic, G., 2009. *Design of anchored retaining structures by numerical modelling*. Proceedings of the 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. In: M. Hamza et al. (Eds.) IOS Press. Pp. 1381 – 1384. <https://doi.org/10.3233/978-1-60750-031-5-1381>
- Melo, B.S. et al., 2016. *Cortina atirantada: estudo da interação solo-estrutura*. Graduação. Pontifícia Universidade Católica de Minas Gerais.
- Porto, T.B., 2015. *Ancoragens em solos - Comportamento geotécnico e metodologia via web para previsão e controle*. v.1. Doutorado. Universidade Federal de Ouro Preto.
- Porto, T.B., 2017. *Patologias em contenções e fundações*. Notas de aula, Núcleo de Geotecnia Aplicada, Universidade Federal de Ouro Preto.
- Ribeiro, S.G.S., 2017. *Cortina atirantada – Slope e Sigma*. Notas de aula, Geofast. Belo Horizonte.
- Santa, V.B.B., 2010. *Controlo de Qualidade de Ancoragens Passivas e Activas*. Mestrado. Universidade Técnica de Lisboa.
- Silva, A.P., 2014. *Cortinas atirantadas: verificação da segurança estrutural após o rompimento de tirantes*. Graduação. Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- Siqueira, D.C., 2019. *Avaliação dos efeitos de 2ª ordem em pórticos planos de aço considerando apoios teóricos e interação solo-estrutura*. Mestrado. Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais.
- Solotrat, 2018. *Manual de serviços geotécnicos Solotrat*. 6th ed. São Paulo: Solotrat Engenharia Geotécnica.
- Souza, R.N., 2001. *Ancoragens reinjetáveis e protendidas em solo: previsão de comportamento e controle de execução*. Doutorado. Universidade de São Paulo.