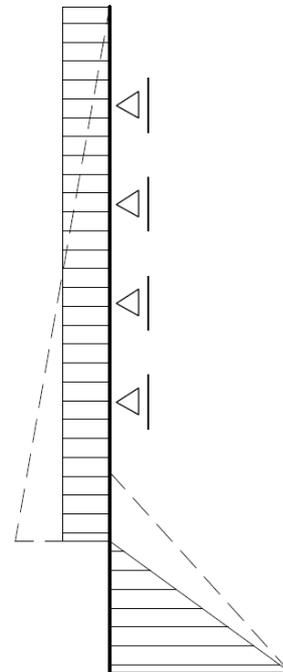




ESCOLA POLITÉCNICA DA UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica

CONTENÇÕES

PARTE 2



SUMÁRIO

1. **Introdução**
2. **Profundidade da contenção em relação à cota de escavação**
3. **Carregamentos a serem considerados**
4. **Limitações do modelo de viga apresentado**
5. **Exemplos de cálculo**
6. **Montagem dos diagramas de empuxos em estruturas de escavações escoradas para casos de solos estratificados**
7. **Considerações adicionais para contenções atirantadas**

Bibliografia

Anexos

1. Introdução

Neste trabalho apresentam-se alguns exemplos de análise estrutural de contenções de escavações. O objetivo é servir como texto base para os alunos da disciplina PEF 3405, oferecida pelo Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica da EPUSP.

Trata-se apenas de tópicos relacionados à análise com modelos de vigas, procurando-se resumir os conceitos úteis, sobretudo relacionados a carregamentos e vinculação da estrutura com o solo.

Atualmente, a maneira mais completa de se efetuar a análise de estruturas de contenção de escavações é com uso de modelo que considere o maciço como meio contínuo, o que é possível com uso de programas baseados no Método dos Elementos Finitos (MEF), entre outros.

No entanto, em se tratando de projeto de engenharia, um fato deve ser considerado. Um projeto envolve etapas que vão desde a concepção até o detalhamento da estrutura. Nessas diversas etapas, os modelos de análise estrutural são elaborados em grau de representatividade e, conseqüentemente, dificuldade crescente. Isso é algo natural, pois a estrutura ainda está sendo criada.

Em etapas preliminares do projeto, dá-se preferência a modelos mais simples, dependentes de menos parâmetros geomecânicos, haja vista que os mesmos permitem avaliação mais rápida de alterações na concepção original. Essas alterações são mais frequentes no início do projeto, quando as definições ainda estão sendo feitas e há estudo de alternativas.

Assim, por exemplo, durante o projeto de uma contenção, pode-se querer avaliar, numa fase preliminar, o efeito da variação da cota em que será instalada uma estronca, ou um tirante. Pode haver algumas posições possíveis que serão estudadas para uma tomada de decisão. Caso se faça isso com uso de um modelo complexo, muitos dados de entrada serão necessários para seu processamento o que poderá acarretar um gasto de tempo precioso nessa fase quando ainda estão sendo definidos, por exemplo, métodos construtivos.

Dessa forma, um modelo simples, tal como os que consideram a estrutura de contenção como uma viga, é desejável para análises em fases preliminares do projeto. Essas fases preliminares, por sua vez, irão ter forte influência sobre o resultado final.

2. Profundidade da contenção em relação à cota de escavação

De acordo com a profundidade da estrutura de contenção em relação à cota de escavação, podem-se criar algumas situações:

- A contenção não penetra no solo abaixo da cota de escavação, o que ocorre em casos de:
 - Valas escoradas ou atirantadas de pequeno porte;
 - Solo grampeado;
 - Cortinas atirantadas;
- A contenção penetra no solo (de forma contínua ou descontínua) abaixo da cota de escavação:

No segundo caso, a penetração, que é denominada **ficha** (ficha é como se denomina a profundidade da penetração da contenção abaixo da cota de escavação), pode ser apenas a suficiente para fornecer empuxo passivo do lado escavado. Sendo maior, poderia fornecer também empuxo passivo do lado oposto – denominado contra empuxo.

Nesses casos, a vinculação da estrutura de contenção com o solo abaixo da cota de escavação deve ser discutida previamente, podendo configurar: apoio simples ou engastamento. É importante também discutir a cota na qual o vínculo é localizada para fins de análise.

Para proporcionar engastamento perfeito, a ficha deve ser suficiente para mobilizar totalmente o contra empuxo, criando dessa forma um binário abaixo da cota de escavação. Digamos que nessa situação, a ficha terá profundidade " f_1 ".

Há um valor mínimo de ficha que permite a mobilização do empuxo passivo suficiente para equilibrar o carregamento, em conjunto com as forças nos apoios superiores. Digamos que, nessa situação, a ficha terá profundidade " f_o ".

Dessa forma, há dois tipos de vínculos: apoio fixo ou engaste perfeito (Figura 1).

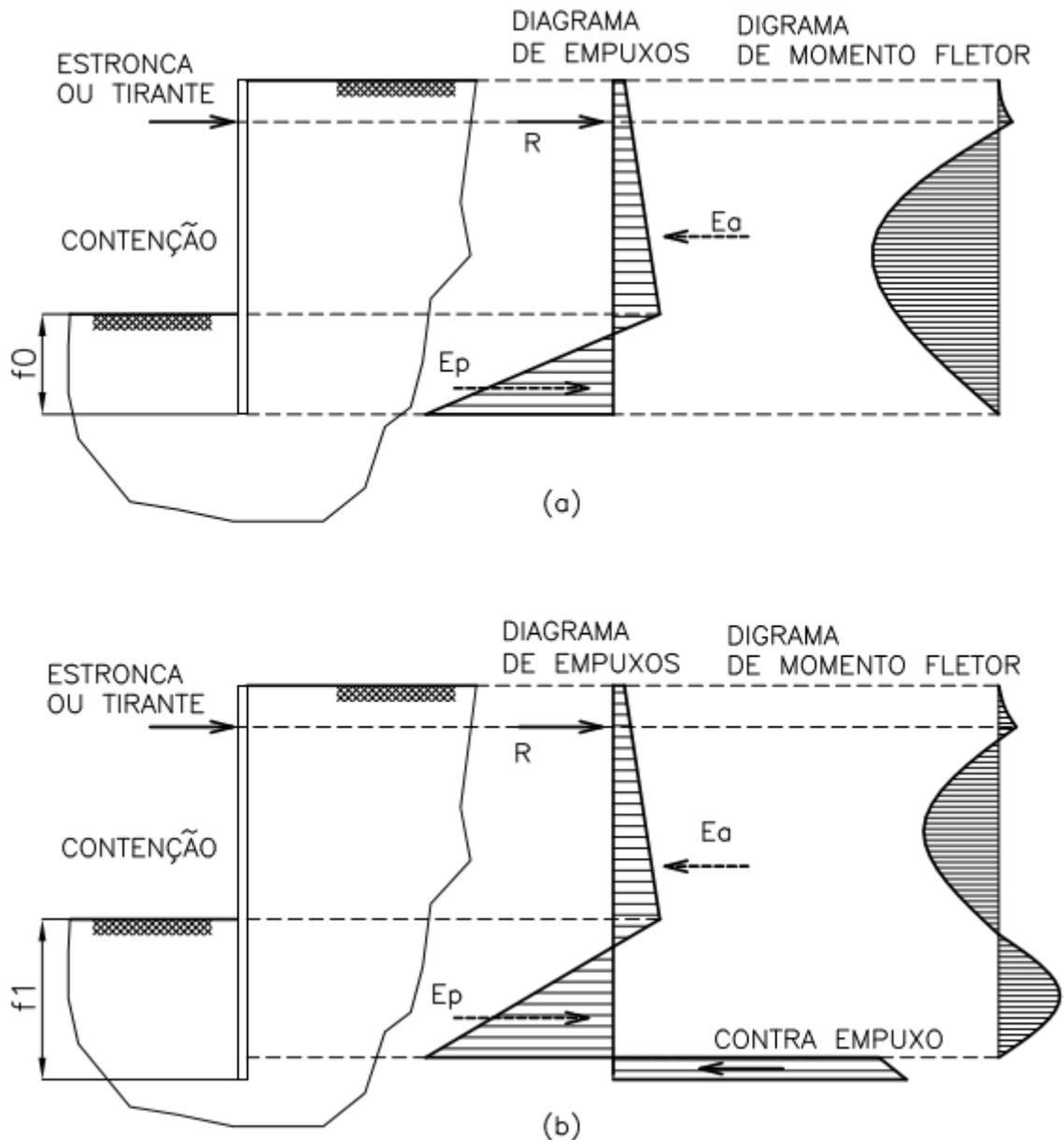


Figura 1 – Diagramas de tensões e de momentos fletores para duas vinculações com o solo abaixo da escavação, idealizadas de acordo com a ficha: (a) apoio simples: $f = f_0$; (b) engaste perfeito: $f = f_1$.

Na estrutura engastada é de se esperar que os valores de esforços e deslocamentos sejam menores que os da estrutura com ficha mínima.

Caso a ficha seja intermediária entre “ f_0 ” e “ f_1 ” pode-se dizer que se tem engaste elástico.

As profundidades “ f_0 ” e “ f_1 ” são definidas por iteração. No início de um projeto é interessante que seja feita uma estimativa desses dois valores. Para a estrutura em balanço, pode-se usar a **Equação 1**. Estruturas com vários níveis

de apoios (estroncas ou tirantes) são hiperestáticas, devendo ser resolvidas por tentativas. Os exemplos de cálculo apresentam essa estimativa.

Para as contenções em balanço, naturalmente deve-se sempre adotar a vinculação correspondente ao engaste perfeito. Para as estruturas com apoios na parte superior o vínculo inferior não precisa ser um engaste.

Porém, é importante observar que, como há interação entre a estrutura e o maciço, a formação de um engaste perfeito ou mesmo elástico na base depende da relação entre rigidezes do maciço e da estrutura. Ou seja, não é uma mera questão geométrica relacionada ao comprimento da ficha, como as definições acima podem fazer supor.

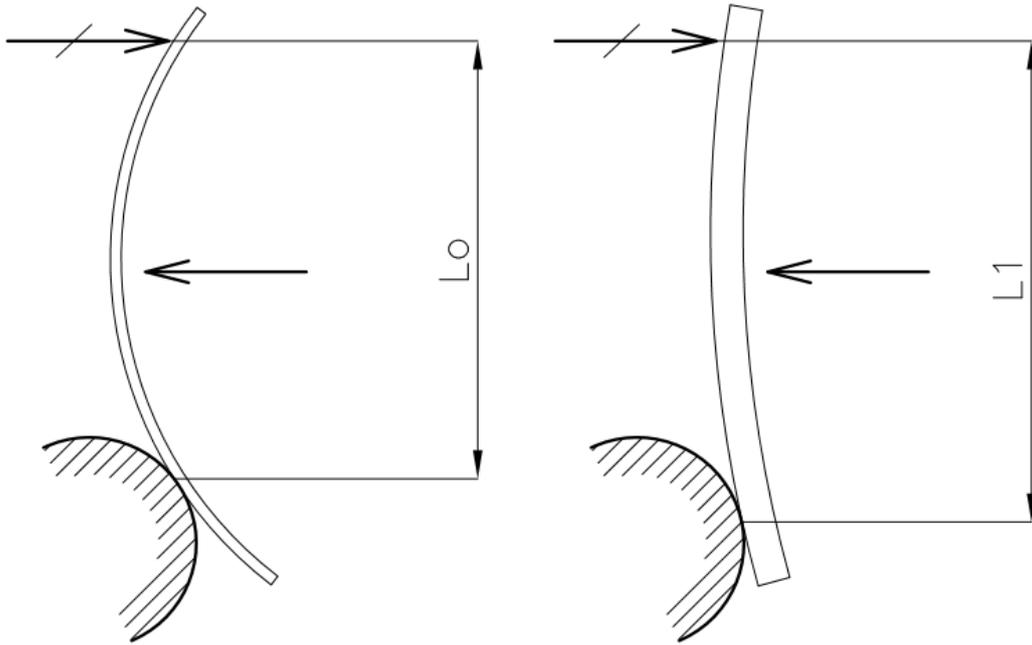
De forma geral, sendo a estrutura muito mais rígida que o solo, é mais comum verificar-se a formação de apoio simples nas estruturas escoradas usuais formadas por paredes diafragma, estações ou estacas prancha. Apenas em situações de vãos muito grandes e de estrutura de contenção muito flexível é que consegue alcançar as condições de obter um engaste perfeito ou mesmo um engaste elástico [2].

Uma analogia interessante sobre essa questão é apresentada em [3] e reproduzida abaixo na Figura 2. A analogia consiste em imaginar o apoio inferior, fornecido pelo solo, como sendo um cilindro rígido.

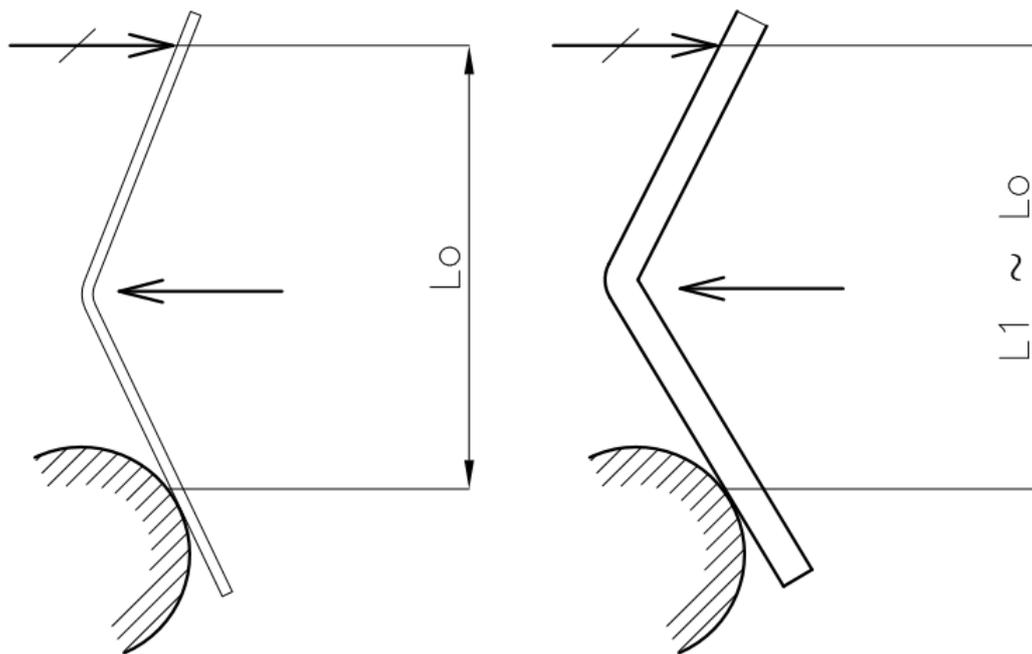
Considera-se a situação de duas vigas de igual resistência, porém com rigidezes diferentes, submetidas a um mesmo carregamento. O apoio superior é pontual enquanto o inferior é um cilindro, sendo ambos supostos indeformáveis.

Observa-se que, para as condições em serviço, a viga flexível “busca apoio” em um ponto acima do centro do cilindro, devido à sua deformação. A viga rígida, por sua vez, encontra apoio em um ponto muito próximo do centro do cilindro. Dessa forma, os vãos L_0 e L_1 , são diferentes.

Por outro lado, a comparação no Estado Limite Último indica que as vigas teriam mesmo vão. Isso porque, ao se atingir o momento de colapso, as rigidezes das vigas se igualam – lembrar que ambas têm a mesma resistência, apenas as rigidezes são diferentes.



(a)



(b)

Figura 2 – Analogia de Rowe [3]: (a) situação em serviço; (b) ELU.

3. Carregamentos a serem considerados

Os carregamentos considerados em situações normais são:

- Empuxos de terra;
- Empuxos de água;
- Empuxos decorrentes de sobrecargas próximas à escavação;

3.1. Empuxos de terra

Para as contenções em balanço, é usual que se adote o diagrama linear de tensões de contato, sejam elas ativas ou passivas.

A Figura 3 apresenta as considerações usualmente feitas para as contenções em balanço, de acordo com [2]. Inicialmente, apresenta-se um esboço da deformada da estrutura considerando sua interação com o maciço. Com base no esboço da deformada, pode-se obter um diagrama de corpo livre da estrutura com as tensões de contato representando a interação com o maciço.

As hipóteses de Blum [2] são normalmente utilizadas para se obter o esquema estático apresentado ao final da Figura .

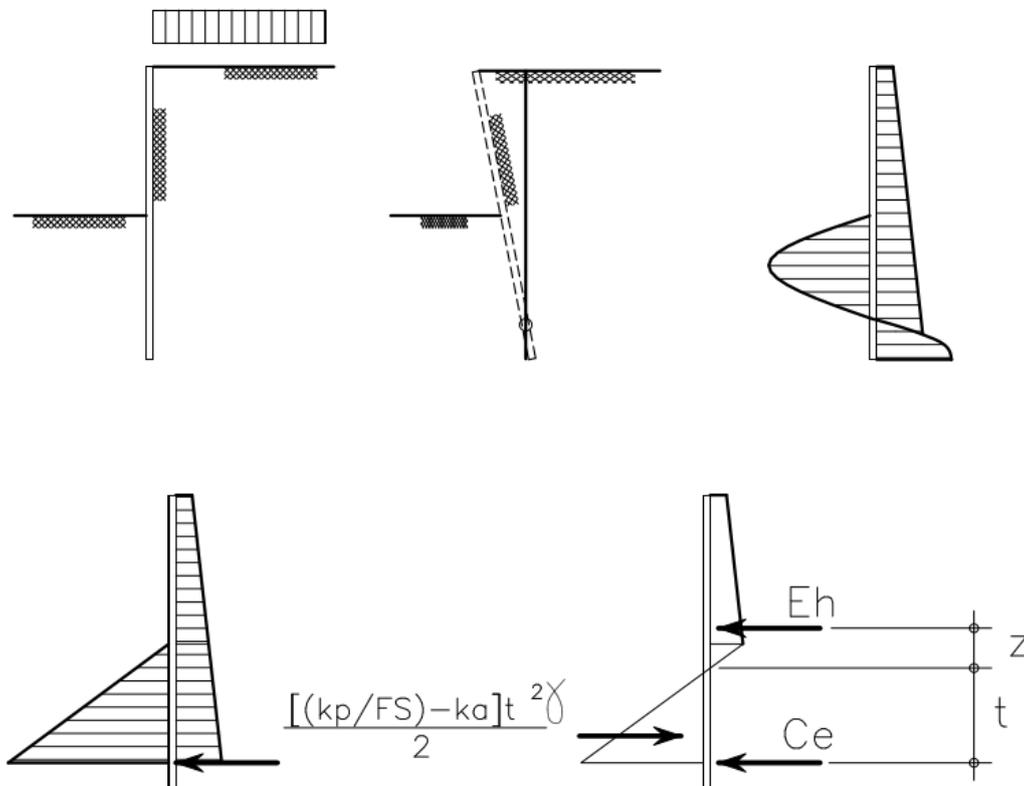


Figura 3 – Definições para o Método de Blum [2].

Com base na mesma figura, pode-se escrever (Equação 1):

$$E_h \times (z + t) - \frac{1}{6} \times \gamma \left[\left(\frac{K_{ph}}{FS} \right) - K_{ah} \right] \times t^3 = 0$$

Equação 1

Onde:

- γ = peso específico do solo, conforme a situação;
- K_{ph} = coeficiente de empuxo passivo;
- K_{ah} = coeficiente de empuxo ativo;
- F.S. = fator de segurança;
- C_e = Contra empuxo;
- As demais dimensões conforme a figura;

A equação acima pode ser resolvida para determinar o valor adequado de “t”. O acréscimo (Δt) abaixo do ponto de rotação é usualmente adotado com valor de 20% de “t”. Esse valor deve ser suficiente para mobilizar o contra empuxo (C_e). Usualmente, salvo casos de pressão de água relevantes, adota-se $\Delta t = 0,2t$ sem verificação adicional. Caso exista pressão de água relevante, é interessante escolher um valor maior [2].

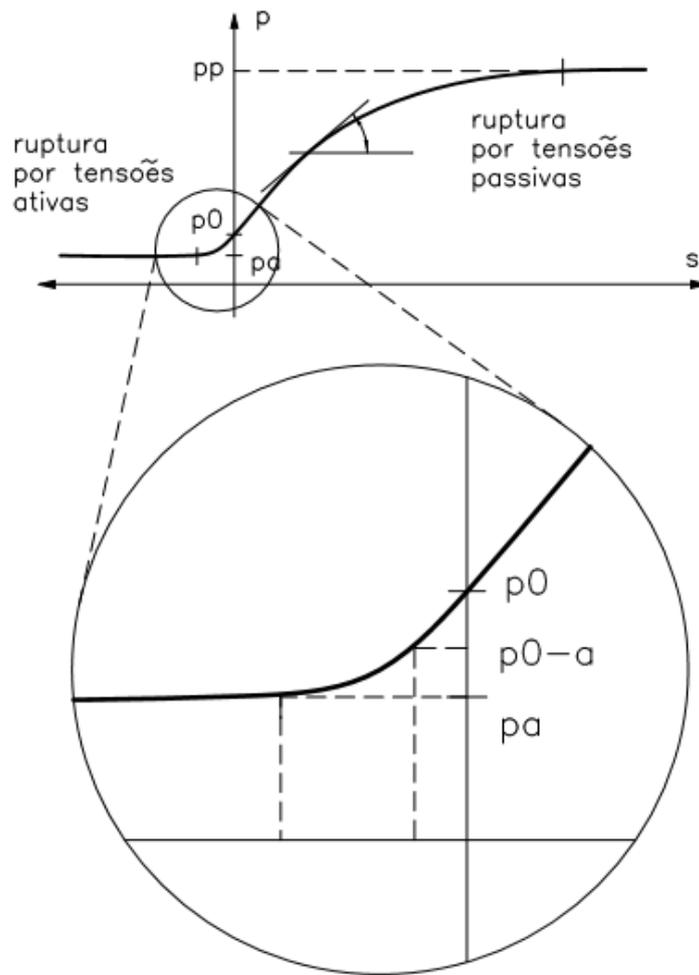
Para as tensões ativas, a distribuição linear das tensões é compatível com a situação de rotação em torno da base.

Por outro lado, quando se tem uma restrição ao deslocamento da estrutura próximo ao topo e caso o solo apresente resistência razoável a forma do diagrama pode se afastar da distribuição triangular. Diz-se que ocorre redistribuição das tensões ativas.

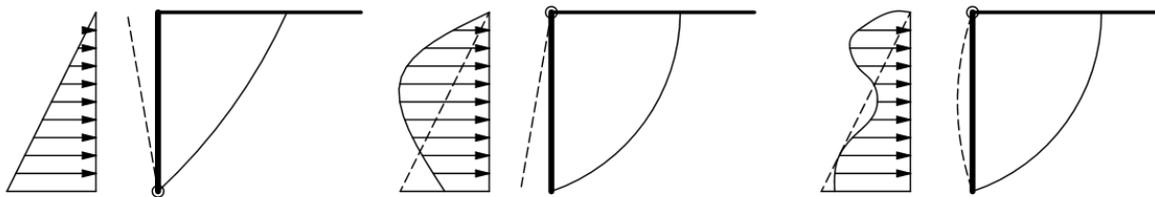
A Figura 44 ilustra a redistribuição das tensões ativas, com base na relação entre tensões e o sentido do deslocamento da contenção. Inicialmente, na referida figura, apresenta-se a relação entre os deslocamentos e as tensões que caracterizam os três estados: repouso (0), ativo (a) e passivo (p). Essa relação está apresentada de forma qualitativa.

Com base nessa relação, podem-se analisar as prováveis formas de diagramas de tensões, de acordo com o movimento da estrutura de contenção, tais como, por exemplo:

- Rotação da parede em torno de um ponto no topo: compatível com distribuição triangular;
- Rotação da parede em torno de um ponto na base: elevação da resultante e alteração no diagrama de tensões para compatibilizar deslocamentos;
- Flexão da parede, com o topo e a base fixos;



(a)



(b)

Figura 4 – Ilustração do efeito da redistribuição das tensões ativas.

As condições usualmente aceitas ([1], [2]) para que ocorra a redistribuição das tensões ativas a serem consideradas no modelo de viga são:

- Os apoios fornecidos por estroncas e tirantes devem ser rígidos;
- O solo deve ser constituído por areia medianamente compacta a compacta ou solo coesivo de consistência rija a dura;

Caso essas condições não se apresentem, é mais provável que a resultante das tensões se situe mais abaixo e a redistribuição das tensões ativas seja menos pronunciada [2].

Parece razoável admitir a redistribuição até a profundidade na qual as tensões se anulam, considerando para isso a diferença entre as tensões passivas, reduzidas por fator de segurança (FS), e as tensões ativas. Os exemplos esclarecerão.

Quanto às tensões passivas é mais usual adotar-se distribuição triangular. Nos casos de ficha descontínua, algumas considerações adicionais são necessárias.

3.2. Empuxos de água e de sobrecargas

Não se considera redistribuição nos empuxos decorrentes de sobrecarga ou de água. Os exemplos esclarecerão.

3.3. Detalhes específicos das contenções descontínuas

No caso de contenções com “perfil e pranchada”, abaixo da cota de escavação a estrutura é descontínua. Dessa forma, é necessário fazer alguma consideração sobre o modelo nessa região.

De maneira simplificada, é comum admitir-se o procedimento descrito em [4], que consiste em “multiplicar o empuxo passivo (total, ou seja, eE_{ph}), na região da ficha, pela relação $3b/e$ e fazer o cálculo como se fosse cortina contínua.”. No caso, “b” é o valor da largura do perfil e “e” o espaçamento entre perfis.

A referência [2] traz mais detalhes sobre o assunto. No exemplo 5.2.a esse problema é tratado de forma mais detalhada.

Acima da cota de escavação, o solo entre os perfis deverá “arquear” para se apoiar nos perfis. A pranchada complementa o sistema entre perfis, além de evitar fuga de material e erosão, devendo ser firmemente fixada, o que é possível com uso de cunhas (Figura 5).

Abaixo da cota de escavação há os seguintes pontos que suscitam dúvidas:

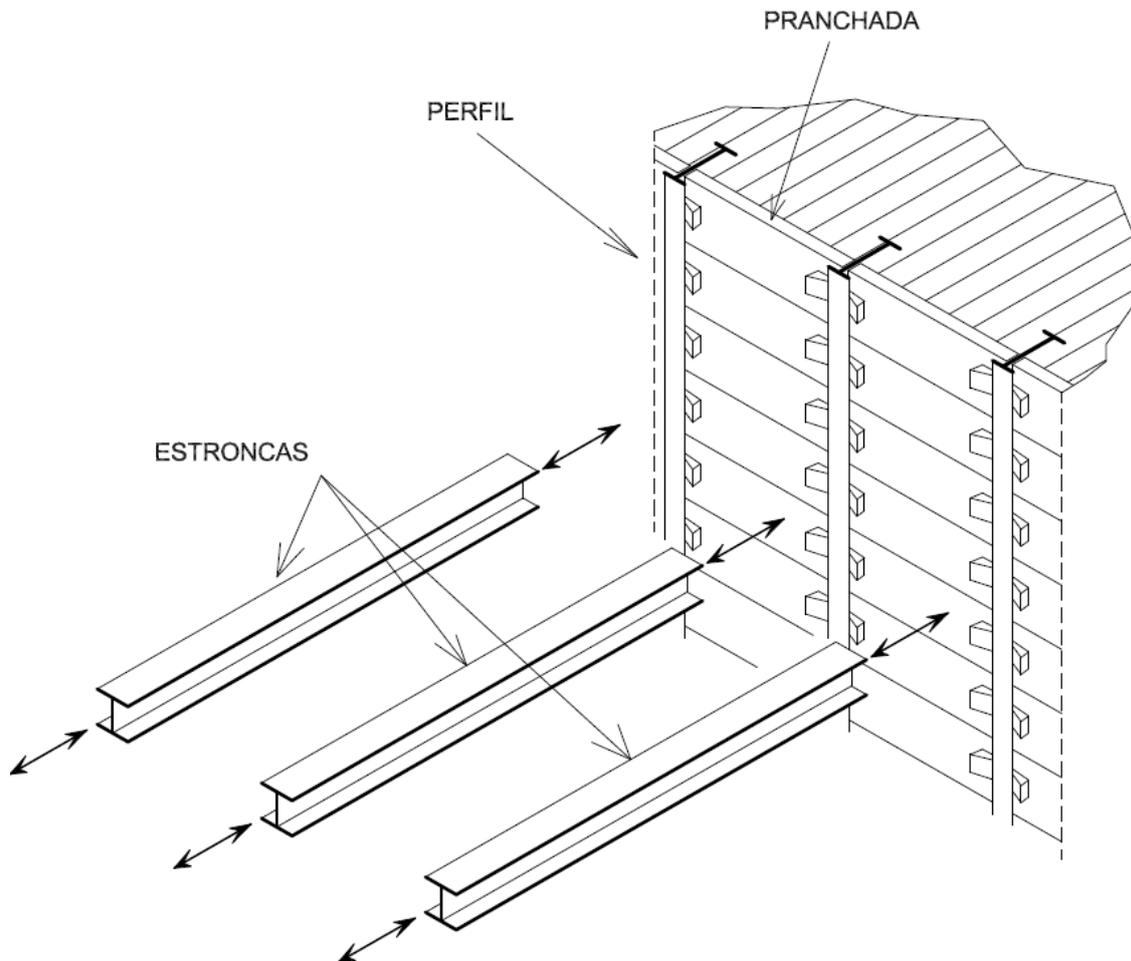
- O empuxo ativo atua sobre o perfil?
- Como quantificar o empuxo passivo?

Quanto à primeira dúvida, imaginando que o perfil irá se deslocar devido ao efeito do empuxo ativo acima da cota de escavação, pode-se supor que o solo irá arquear entre os perfis (Figura). Ou seja, por trás dos perfis o solo será aliviado e o solo entre perfis não se deslocará, segundo essa hipótese. Daí, o arco se formará entre perfis. Isso indicaria que o empuxo ativo não solicita o perfil abaixo da cota de escavação.

Quanto à segunda questão, na Figura ilustra-se que as tensões passivas na frente do perfil irão se distribuir de forma tridimensional – os círculos indicados representam “bulbos” de tensões horizontais.

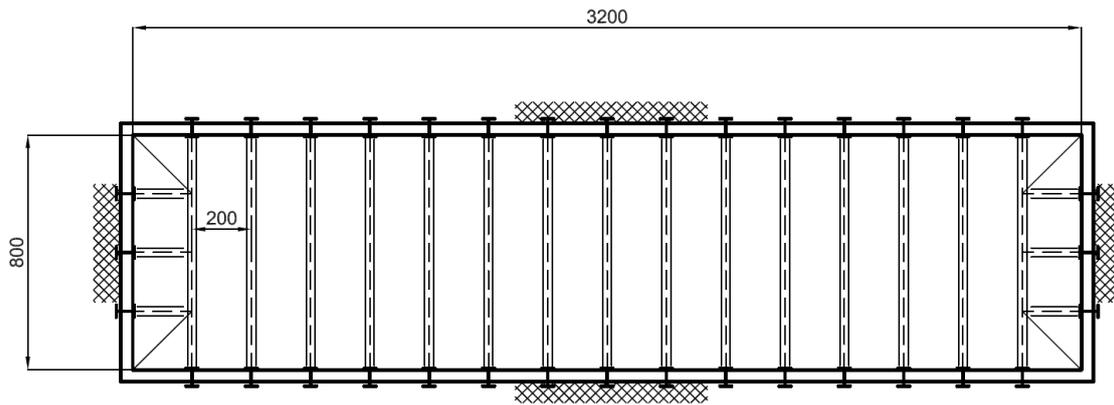
Dessa forma, pode-se concluir, com base nessas ideias simples que:

- Pode-se considerar o empuxo ativo apenas até a cota de escavação atuando sobre o perfil;
- O empuxo passivo na frente do perfil deverá ser determinado considerando efeito tridimensional;
- O empuxo ativo abaixo da cota de escavação atuará no solo e não no perfil;
- Tudo isso considerando que a resistência ao cisalhamento do solo é tal que permita o arqueamento – ou seja, essas hipóteses seriam razoáveis para solos coesivos de consistência rija e areias médias a muito compactas;



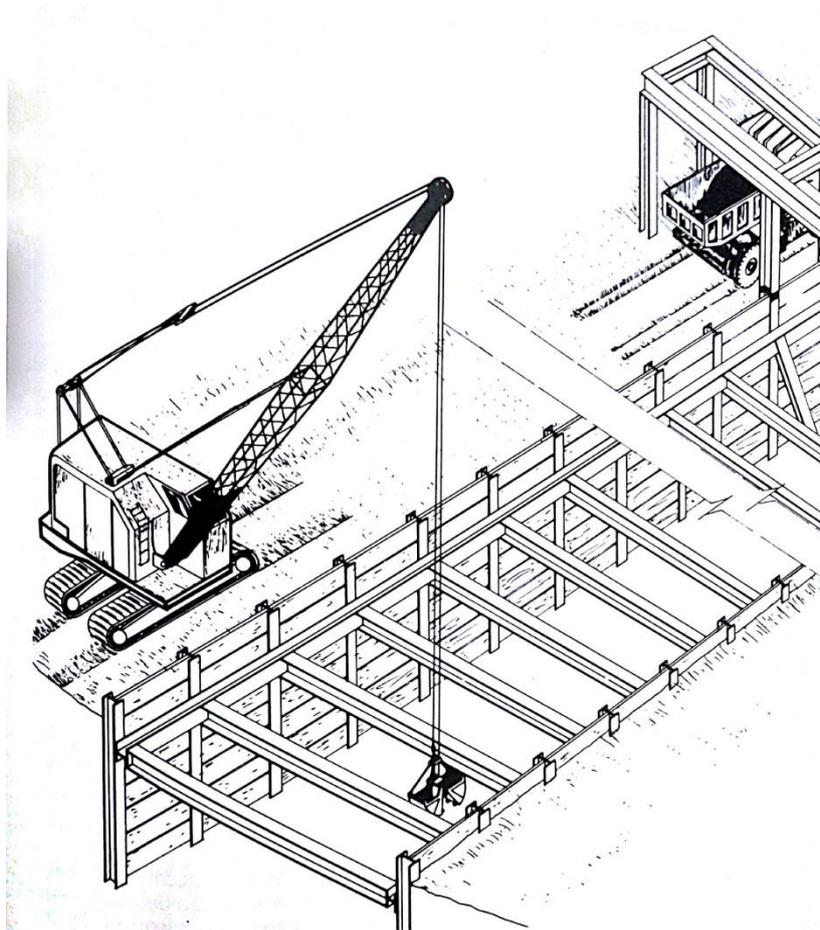
ISOMÉTRICA ESQUEMÁTICA

(a)



PLANTA

(b)



MÉTODO DE ESCAVAÇÃO POSSÍVEL COM USO DE “CLAM-SHELL” [7]

(c)

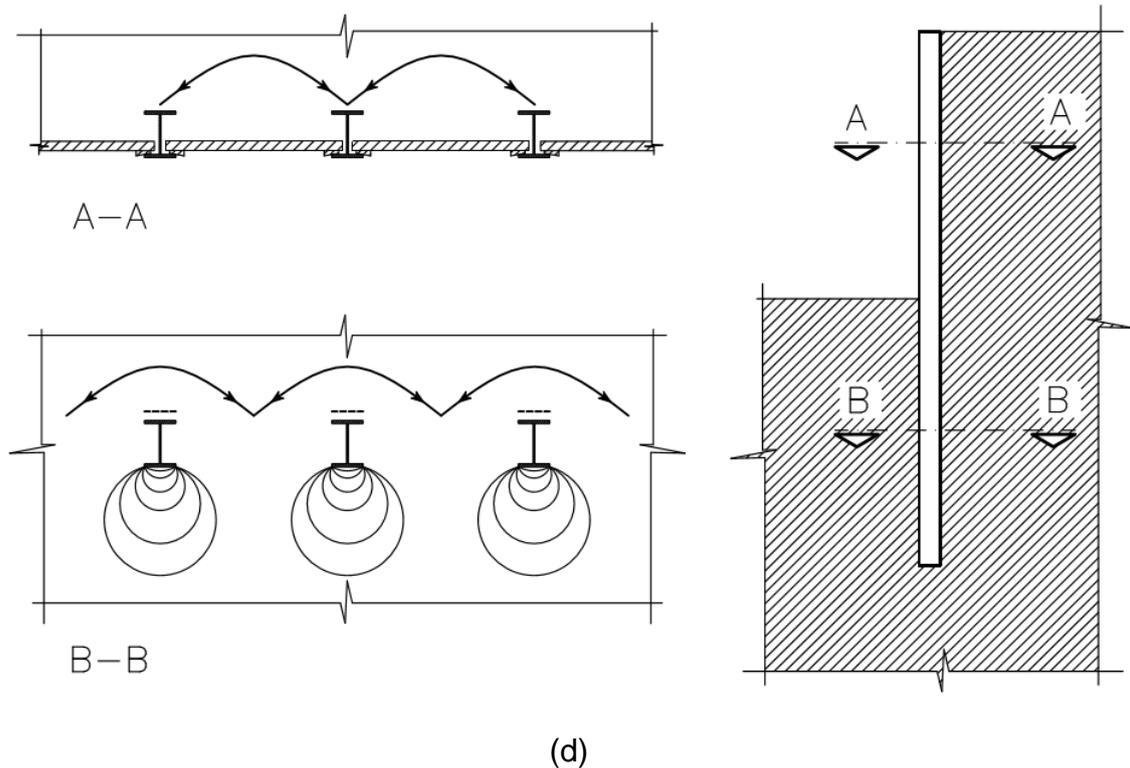


Figura 5 – (a), (b), (c) Detalhes de uma contenção descontínua; (d) Ilustração dos efeitos de arqueamento acima e abaixo da cota de escavação e do efeito tridimensional na frente dos perfis abaixo da cota de escavação em uma contenção descontínua [2].

Dessa forma, deve-se verificar o equilíbrio levando em conta que o empuxo passivo disponível deverá equilibrar, com fator de segurança adequado, as duas parcelas necessárias conforme o modelo acima, quais sejam:

- Parcela do empuxo passivo que atua na frente do perfil;
- Parcela do empuxo passivo que equilibra o ativo abaixo da cota de escavação;

Para determinar o empuxo passivo horizontal ($E_{ph,3D}$) na frente do perfil, com efeito tridimensional, faz-se uso da Equação 2 [2]:

$$E_{ph,3D} = \frac{1}{2} \times \gamma \times \omega_R \times t^2 + 2 \times c \times \omega_k \times t^2$$

Equação 2

Os coeficientes w_R e w_k são apresentados na bibliografia indicada.

Caso o espaçamento (s) entre perfis seja muito pequeno, o problema pode ser tratado como problema plano – sem efeito tridimensional. Nessa situação o empuxo passivo pode ser calculado pela Equação 3 [2]:

$$E_{ph,plano} = \frac{1}{2} \times \omega_{ph} \times \gamma \times t^2 \times s$$

Equação 3

Onde:

$$\omega_{ph} = \frac{b}{s} \times K_{ph(\delta \neq 0)} + \frac{s-b}{s} \times K_{ph(\delta=0)} + \frac{4 \times c}{\gamma \times t} \times \sqrt{K_{ph(\delta \neq 0)}}$$

Equação 4

Sendo:

- s = espaçamento entre perfis;
- b = largura do perfil;
- t = profundidade do perfil abaixo do ponto de tensão nula;
- δ = ângulo de atrito entre o solo e o perfil;
- K_{ph} = coeficiente de empuxo ativo (Anexo D.4);
- c = coesão do solo (kPa);
- γ = peso específico do solo (kN/m³);

Observar que a Equação 4 simula o problema como uma parede contínua fictícia, composta por trechos com perfil (largura **b**) e sem perfil (largura **s – b**). Dessa forma, faz-se uma “média ponderada” entre os valores de resistência nesses dois trechos. Nos trechos com perfil δ é uma fração de Φ , logo $\delta \neq \Phi$ – considerando atrito entre solo e perfil. Nos trechos sem perfil, considera-se $\delta = \Phi$.

Por fim, deve-se verificar se o empuxo passivo disponível, minorado pelo fator de segurança (E_{ph}/FS), é suficiente para equilibrar as ações. Isso é feito pela expressão:

$$\frac{E_{ph}}{FS} = \Delta E_{ah} + R$$

Equação 5

Onde:

- ΔE_{ah} = parcela do empuxo ativo abaixo da cota de escavação;
- R = reação no solo decorrente do empuxo ativo aplicado na estrutura acima da cota de escavação, limitada a $E_{ph,3D}$;

Em geral, adotam-se valores entre 1,5 e 2,0 para os fatores de segurança (FS). É oportuno lembrar que o fator de segurança busca também a limitação dos valores de deslocamentos, buscando não só garantir, indiretamente, ELS, como também proporcionar compatibilização de deslocamentos entre maciço e estrutura. Por isso, em caso de solos de baixa resistência, devem ser empregados fatores de segurança mais elevados. Bem como no caso de haver edificações próximas que demandam mais atenção com os efeitos decorrentes de deformações do maciço.

De maneira genérica, fatores de segurança de 1,5 podem ser empregados em contenções contínuas enquanto valores mais próximos de 2,0 são mais adequados para contenções descontínuas. Casos de solos menos resistentes requerem atenção na definição do valor de FS para que seja a mesma seja satisfatória.

Uma observação da referência [2] recomenda o uso de metade do valor da coesão (c) ao se aplicar a Equação 2. Isso por que, de acordo com a citada referência, a expressão foi obtida por análise de solos granulares com “coesão decorrente de capilaridade”, enquanto que, no caso de solos coesivos, as investigações mostraram que seria mais adequado trabalhar com 50% do valor de coesão para obter valores realísticos.

4. Limitações do modelo de vigas apresentado

O modelo de viga apresentado é baseado em simplificações em relação ao problema real que, naturalmente, trarão como consequência uma perda de precisão nos valores dos resultados procurados.

Além disso, alguns aspectos foram abstraídos da verificação, tais como as forças verticais, por exemplo.

Um primeiro aspecto a considerar é o fato de que o modelo apresentado faz análise da estrutura na sua situação final, ou seja, trata-se de um modelo que pode ser denominado **não evolutivo**.

Na realidade, as tensões no maciço e na estrutura serão influenciadas pela sequência executiva. O modelo apresentado simula uma determinada etapa da escavação, porém eventos anteriores e posteriores àquela etapa irão interferir no comportamento e **não** estão sendo considerados.

Isso não é problema em uma contenção em balanço, porém é um problema numa contenção escorada (ou atirantada), pois nessa última, o sistema estrutural vai se alterando de forma muito significativa com a escavação.

Alternativa a essa limitação é a consideração de um modelo que faça, por exemplo, uma previsão dos deslocamentos que irão ocorrer no nível do próximo apoio – estronca ou tirante – e os considerem como deformação imposta na próxima fase de escavação.

Por outro lado, “acomodações” da estrutura podem amenizar os erros decorrentes do cálculo **não evolutivo**. Essas acomodações da estrutura podem ocorrer devido à redução de rigidez das seções nos pontos de momentos fletores extremos, causada por:

- Plastificação parcial ou completa da seção, no caso de estruturas de aço;
- Fissuração da seção, no caso de estrutura de concreto armado;

No caso de estruturas permanentes de concreto, as fissuras devem ser controladas, tendo em vista a durabilidade da construção.

Em ambos os casos, estruturas de aço ou de concreto, a acomodação plástica deve ser controlada. Nas estruturas de aço o limite é relacionado à possibilidade de flambagem local em seções esbeltas. Nas estruturas de concreto, a capacidade de rotação plástica deve ser limitada de acordo com a profundidade da linha neutra na seção transversal.

Outra limitação do modelo de viga considerado é que não estão sendo feitas verificações nas tensões no interior do maciço. Consequências imediatas desse fato:

- Não está sendo verificada a ruptura do fundo da escavação, o que deve ser feito como verificação adicional;
- Não está sendo verificada a ruptura geral, o que deve ser feito como verificação adicional;

Quanto à ruptura de fundo, alguns comentários podem ser feitos, tomando-se como referência a Figura 66, tomando-se por base a referência [2]:

A profundidade de escavação limite (H_{lim}) pode ser estimada por:

$$H_{ult} = f_H \times \frac{c'}{\gamma} \times \frac{\gamma'}{\gamma}$$

Equação 6

O fator de segurança é dado pela expressão abaixo, devendo ser de no mínimo 1,5.

$$FS_{rf} = \frac{H_{ult}}{H}$$

Equação 7

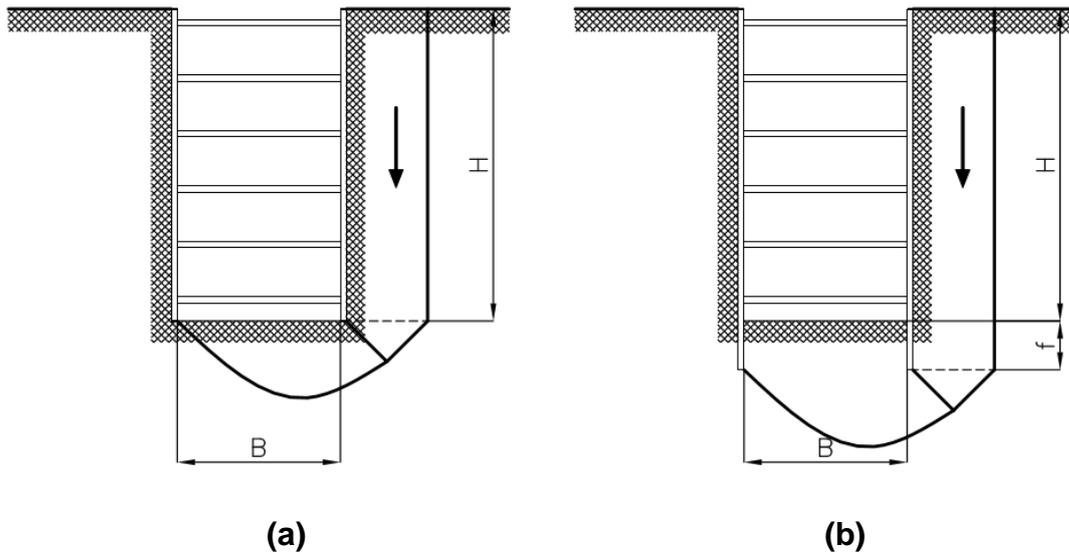


Figura 6 – Figura auxiliar para explicar a ruptura de fundo [2]: (a) definições para uso da Tabela 1; (b) penetração da contenção abaixo da escavação para criar sobrecarga $f_{xy'}$ e melhorar FS;

Os coeficientes f_H podem ser retirados da Tabela 1,

| Φ | $B \leq 0,3H$ | $B > 0,3H$ |
|--------|---------------|------------|
| 0 | 8,3 | 5 |
| 2,5 | 10,1 | 5,7 |
| 5 | 12,4 | 6,5 |
| 7,5 | 17,3 | 11,2 |
| 10 | 26,2 | 17,3 |
| 12,5 | 41 | 23,8 |
| 15 | 79,8 | 36,4 |
| 17,5 | 900 | 68,6 |
| 20 | | 339 |

Tabela 1 – Valores do fator de segurança contra ruptura de fundo (f_{rf}).

No caso de solos granulares e escavação abaixo do NA, há de se verificar ainda o risco de liquefação do solo na base da escavação.

Por fim, deve ser feita ainda a verificação da estrutura frente às ações verticais, tais como:

- Componentes verticais dos empuxos de terra;
- Componentes verticais de forças nos tirantes (ver exemplo sobre construção atirantada);
- Peso-próprio da parede;
- Cargas eventualmente aplicadas na estrutura de contenção;

Essa verificação também deve ser feita de forma adicional.

Deve-se garantir fator de segurança (FS_v) adequado frente às ações verticais

Para isso, deve-se atender à Equação 8:

$$\frac{E_{pv}}{FS_v} \geq E_{av} + G + C_{ev} + (F + P_v)$$

Equação 8

Onde:

- E_{pv} = resistência da contenção às forças verticais;
- E_{av} = componente vertical do empuxo;
- C_{ev} = componente vertical do contra empuxo;
- G = peso-próprio da estrutura de contenção;
- F, P_v = forças verticais adicionais decorrentes, por exemplo, da protensão de tirantes inclinados (P_v);

A

Figura 7 ilustra a verificação.

Para complementar a análise da estrutura, deve-se atentar para a verificação dos elementos de apoio, tais como tirantes e estroncas, e suas ligações com a estrutura.

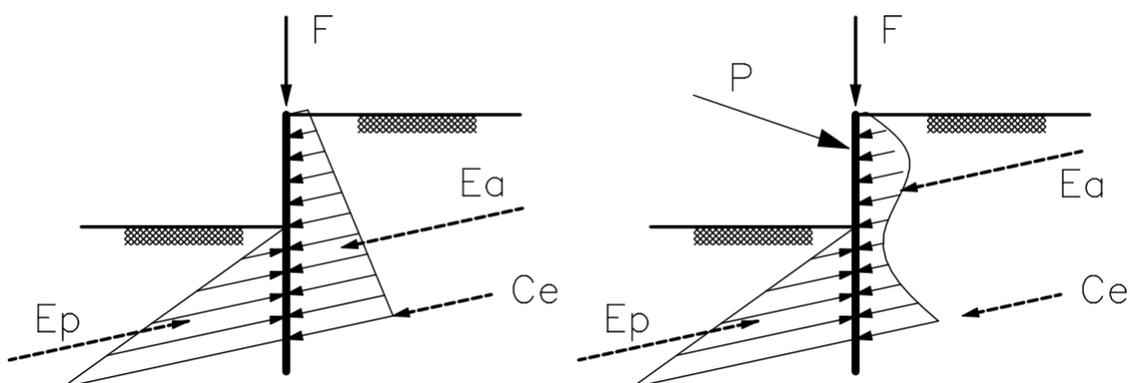
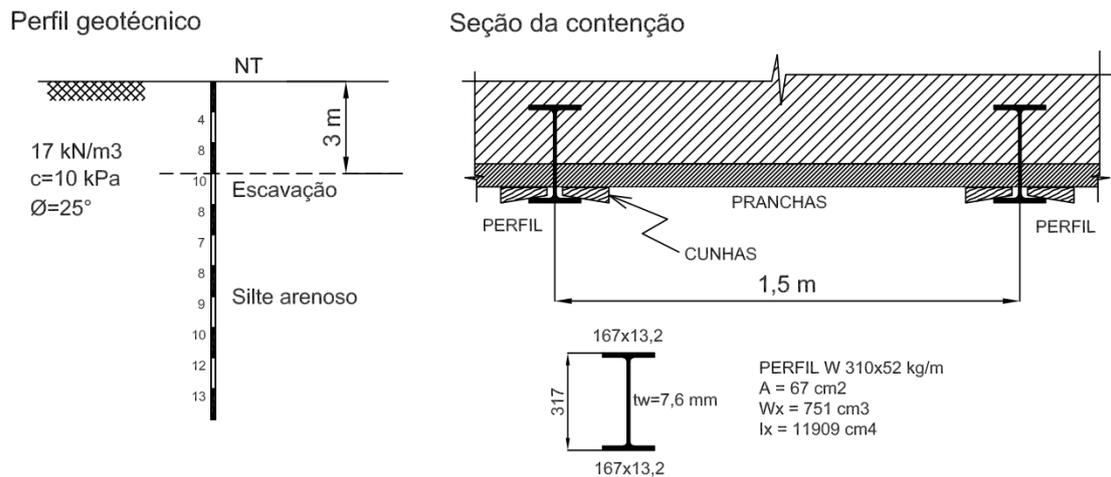


Figura 7 – Equilíbrio de forças verticais [2].

5. Exemplos de cálculo

5.1. Contenção descontínua em balanço

Analisar uma contenção para escavação retangular com profundidade de 3,0 m, destinada à execução de uma fundação. A contenção será feita com perfis de aço e pranchas de concreto, conforme indicam as figuras abaixo.



Detalhes da contenção

Solução

Para a análise da contenção em questão foi adotado o Método de Blum.

Diagramas de empuxo

- k_a (Rankine)

$$k_a = \frac{1 - \sin \theta}{1 + \sin \theta} = \frac{1 - \sin 25^\circ}{1 + \sin 25^\circ} = 0,405$$

- k_p (Caquot-Kérisel): com $\delta = 15^\circ$ $k_p = 3,23$

Tensões Ativas (σ_a) no perfil (usando como RN a cota do terreno)

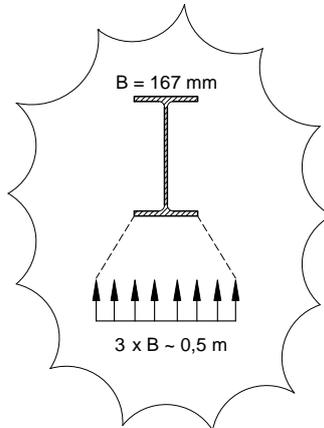
$$\sigma_a = (k_a \cdot \gamma \cdot z_A - 2 \cdot c \cdot \sqrt{k_a}) \cdot 1,5m$$

- $\sigma_{a,z=0} = (0,405 \cdot 17 \cdot 0 - 2 \cdot 10 \cdot \sqrt{0,405}) \cdot 1,5m = -19,1 \text{ kPa}$
- $\sigma_{a,z=3} = (0,405 \cdot 17 \cdot 3 - 2 \cdot 10 \cdot \sqrt{0,405}) \cdot 1,5m = 12,0 \text{ kPa}$
- $\sigma_{a,z0} = 0 \therefore (0,405 \cdot 17 \cdot z_0 - 2 \cdot 10 \cdot \sqrt{0,405}) \cdot 1,5m = 0$

$$z_0 = 1,85 \text{ m}$$

Tensões Passivas

Consideração abaixo da escavação



Observando o proposto na figura acima, calculou-se:

$$\sigma_p = \left(k_p \cdot \gamma \cdot z_p + 2 \cdot c \cdot \sqrt{k_p} \right) \cdot 0,5 \text{ m}$$

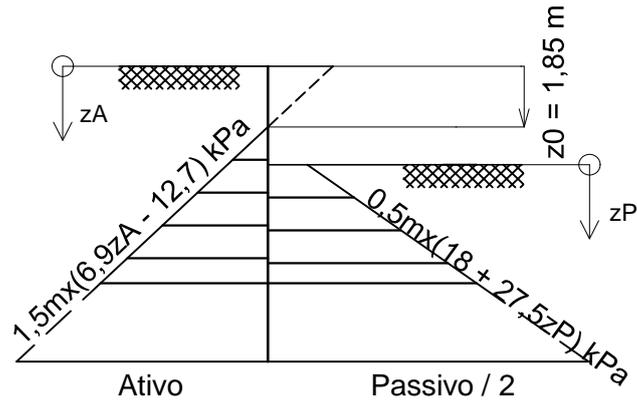
- $\sigma_{p,0} = (3,23 \cdot 17 \cdot 0 + 2 \cdot 10 \cdot \sqrt{3,23}) \cdot 0,5 \text{ m} = 18,0 \text{ kPa} \cdot \text{m}$
- $\sigma_{p,z} = (3,23 \cdot 17 \cdot z_p + 2 \cdot 10 \cdot \sqrt{3,23}) \cdot 0,5 \text{ m}$

$$\sigma_{p,z} \approx (55 \cdot z_p + 36) \cdot 0,5 \text{ kPa} \cdot \text{m}$$

As tensões passivas devem ser divididas pelo fator de segurança, que será considerado igual a 2,0 no exemplo em questão. Assim:

- $\sigma_{p,0} = 9,0 \text{ kPa} \cdot \text{m}$
- $\sigma_{p,z_p} = (27,5 \cdot z_p + 18) \cdot 0,5 \text{ kPa} \cdot \text{m}$

Diagrama de empuxos finais para análise



Determinação da ficha

Profundidade onde as tensões se anulam (u)

$$\sigma_p - \sigma_a = 0$$

$$(27,5 \cdot z_p + 18) \cdot 0,5 - 1,5 \cdot (6,9 \cdot z_A - 12,7) = 0$$

$$13,75 \cdot z_p + 28,05 - 10,35 \cdot z_A$$

Sabendo que:

$$z_A = z_p + 3$$

Calcula-se:

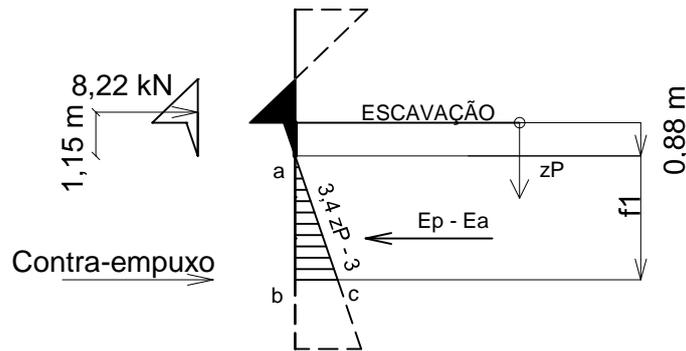
$$13,75 \cdot z_p + 28,05 - 10,35 \cdot (z_p + 3) = 0$$

$$3,4 \cdot z_p - 3 = 0$$

$$z_p = 0,88 \text{ m}$$

Empuxo

- $E_{a(0-1,85)} = 0$ (desconsiderado)
- $E_{a(1,85-3)} = 12 \text{ m} \cdot \text{kPa} \cdot \frac{1,15 \text{ m}}{2} = 6,9 \text{ kN}$
- $E_{a(3-3,88)} = 3 \text{ m} \cdot \text{kPa} \cdot \frac{0,88 \text{ m}}{2} = 1,32 \text{ kN}$
- $E_{a,T} = 8,22 \text{ kN}$



Ponto de aplicação

$$6,9 \cdot \left(\frac{1,15}{3} + 0,88 \right) + 1,32 \cdot \frac{2}{3} \cdot 0,88 = 8,22 \cdot x$$

$$x = 1,15 \text{ m}$$

Determinação da ficha (f)

Aplicando-se o Método de Blum:

$$M_T = 8,22 \cdot (1,15 + f_1) = 9,45 + 1,15 \cdot f_1$$

$$M_E = [3,4 \cdot (0,88 + f_1) - 3] \cdot \frac{f_1}{2} \cdot \frac{f_1}{3} = 3,4 \cdot f_1 \cdot \frac{f_1^2}{6} = \frac{3,4}{6} \cdot f_1^3$$

$$M_R = 0 \therefore M_E - M_T = 0$$

$$M_R = \frac{3,4}{6} \cdot f_1^3 - 9,45 + 1,15 \cdot f_1 \therefore f_1 = 4,27 \text{ m}$$

Assim, o comprimento total da ficha, "f", é igual a:

$$f = 0,88 + 1,2 \cdot f_1 = 0,88 + 1,2 \cdot 4,27$$

$$f = 6,0 \text{ m}$$

Diagramas de esforços nos perfis:

ESFORÇO CORTANTE (kN)

MOMENTO FLETOR (kN.m)



Verificação das tensões de flexão no perfil:

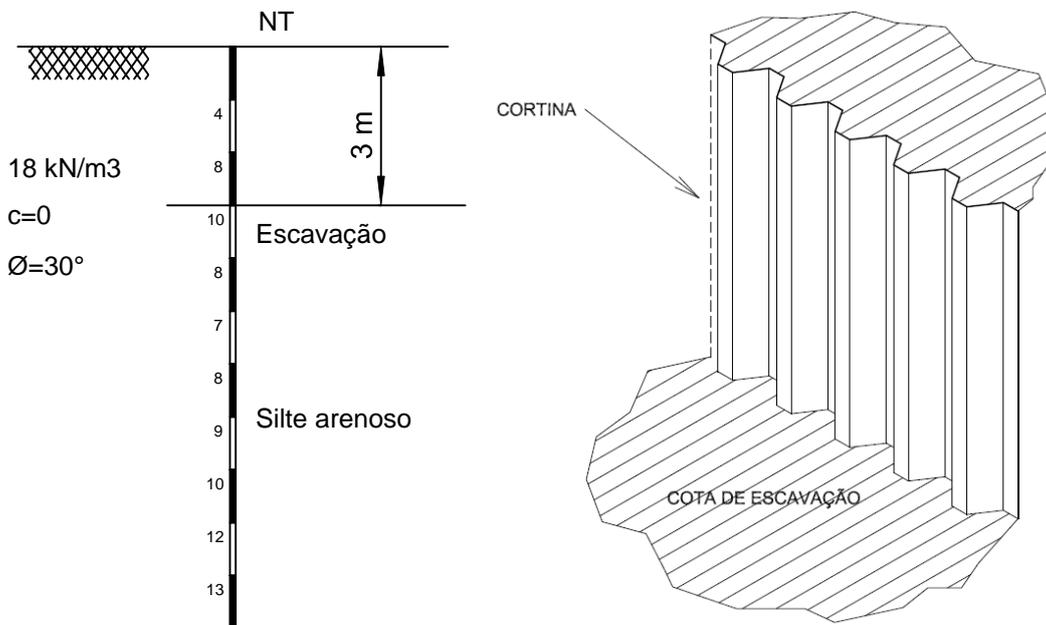
$$Tensão\ máxima = 2160\ kN.cm / 751cm^3 = 2,9\ kN/cm^2$$

5.2. Contenção contínua em balanço

Analisar uma contenção para escavação retangular com profundidade de 3,0 m, destinada à execução de uma fundação. A contenção será feita com estacas-prancha de aço, conforme indicam as figuras abaixo.

Dados:

Perfil geotécnico e esquema da contenção



Seção da estrutura



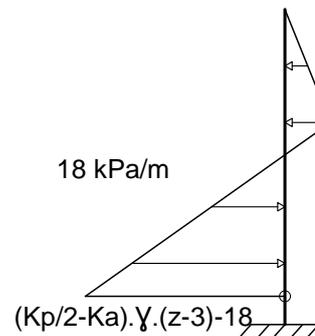
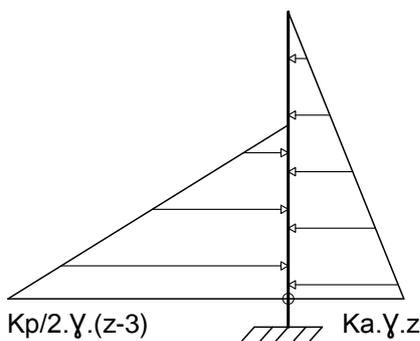
ESTACA-PRANCHA AU 14
 momento de inércia=28680 cm⁴/m
 módulo de flexão=1405 cm³/m
 momento estático=820 cm³/m



Método de Análise

Para a análise da contenção em questão foi adotado o Método de Blum. O empuxo passivo deve ser minorado pelo fator de segurança, admitido com valor $FS = 2,0$ neste exemplo.

TENSÕES HORIZONTAIS



Determinação da Altura “u”

Sabendo que “u” é a profundidade do ponto de tensão nula em relação ao fundo da escavação, foi calculado:

$$\left(\frac{k_p}{2} - k_a\right) * \gamma * (z - 3) - 18 = 0$$

$$\left(\frac{3}{2} - \frac{1}{3}\right) * 18 * (3 + u - 3) - 18 = 0$$

$$\frac{7}{6} * 18 * u = 18$$

$$u = \frac{6}{7} = 0,86$$

Determinação da ficha

$$\sum M_o = 0$$

$$\frac{1}{3} * (3 + f) * \frac{1}{3} * 18 * (3 + f) * \frac{(3 + f)}{2} = \frac{1}{3} * f * \frac{3}{2} * 18 * f * \frac{f}{2}$$

$$\frac{1}{3} * (3 + f)^3 = \frac{3}{2} * f^3$$

$$(3 + f)^3 = \frac{9}{2} * f^3 \therefore \sqrt[3]{(3 + f)^3} = \sqrt[3]{\frac{9}{2} * f^3}$$

$$3 + f = 1,65 * f$$

$$f = 4,61 \text{ m}$$

Deve-se adicionar 20% de $(f - u)$ para a determinação da ficha total, f :

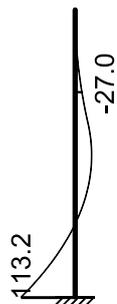
$$f_T = f + 0,20 * (f - u)$$

$$f_T = 4,61 + 0,20 * (4,61 - 0,86)$$

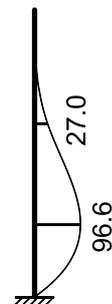
$$f_T = 5,36 \text{ m}$$

Diagrama de Esforços

ESFORÇO CORTANTE (kN)



MOMENTO FLETOR (kN.m)

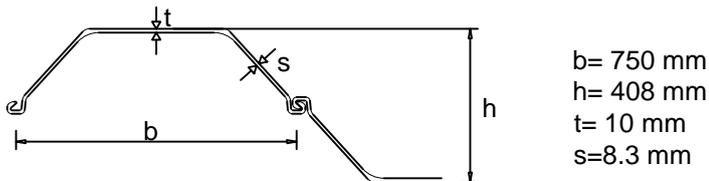
**Escolha do Perfil de Estaca-Prancha**

Pelo catálogo da Arcelor Mittal, admitindo aço S240 GP:

$$W = \frac{\text{momento máximo}}{f_y / \gamma_{a1}} = \frac{9660 \text{ kNcm/m}}{24 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} * \frac{1}{1,1}}$$

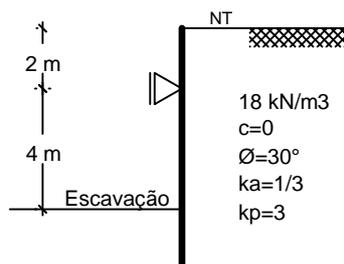
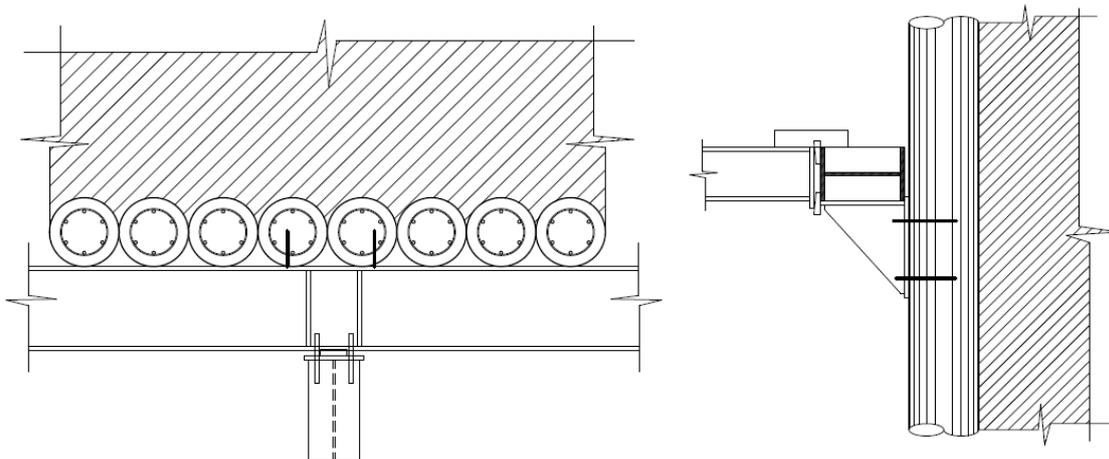
$$W \geq 442,75 \text{ cm}^3 / \text{m}$$

Portanto, foi escolhida a estaca-prancha AU 14.



5.3. Contenção com apoio em um nível

Analisar a contenção contínua formada por estacas de seção circular, justapostas, e com estroncamento em um nível, conforme indicado na figura abaixo.



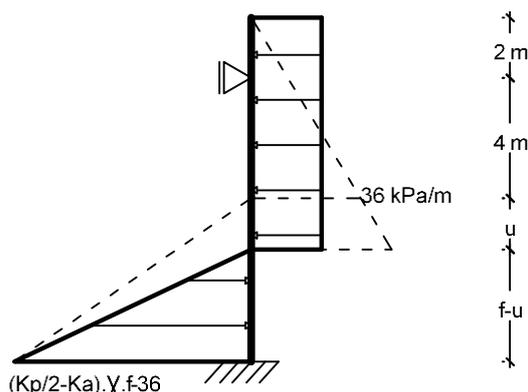
Seção da escavação

Solução:

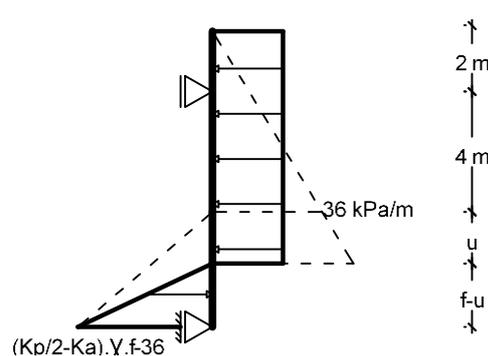
Inicialmente é feito o traçado do diagrama de empuxos. Em seguida, determina-se a profundidade em que as tensões se anulam (u). Com base nesses dados, foram calculadas as fichas necessárias para a estrutura considerando-se duas vinculações com o solo abaixo da cota de escavação: engaste e apoio simples. Para isso, as tensões ativas do solo foram retificadas até o ponto de tensão nula e o empuxo passivo foi adotado com distribuição triangular e minorado pelo fator de segurança – $FS = 2,0$ neste exemplo. Ao final, apresentam-se os valores de ficha e os diagramas de esforços nas duas situações de cálculo, bem como um pré-dimensionamento da seção transversal do elemento de contenção.

Diagramas de empuxos

CONDIÇÃO DE ENGASTE



CONDIÇÃO DE APOIO SIMPLES

**Determinação da profundidade**

em que as tensões se anulam (u):

$$\left(\frac{k_p}{2} - k_a\right) * \gamma * f - 36 = 0$$

$$\left(\frac{3}{2} - \frac{1}{3}\right) * 18 * u - 36 = 0$$

$$\frac{7}{6} * 18 * u = 36$$

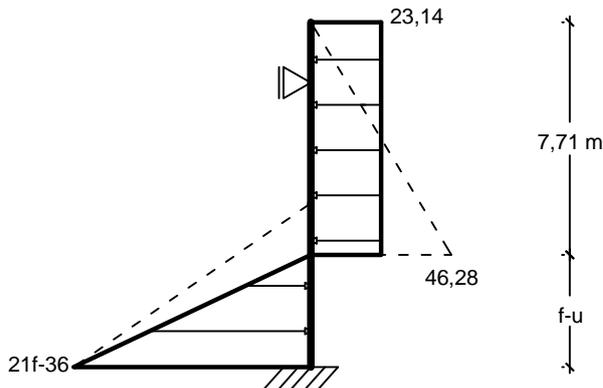
$$u = 1,71 \text{ m}$$

Determinação da ficha

Condição de Engaste

Foram adotados diferentes comprimentos até que o momento no engaste fosse igual a zero. O processo foi feito por tentativas, com auxílio do Ftool.

TENSÕES HORIZONTAIS (kPa/m)



Tentativas

$$f = 3,82 \text{ m} \therefore M_a = 88,7 \text{ kN.m/m}$$

$$f = 5,32 \text{ m} \therefore M_a = 9,7 \text{ kN.m/m}$$

$$f = 5,43 \text{ m} \therefore M_a = 0,0 \text{ kN.m/m}$$

Valor final da ficha

Ao valor encontrado deve-se adicionar um comprimento de 20% de (f-u), assim:

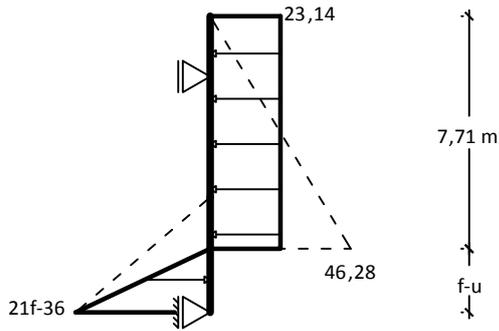
$$f_t = 5,43 + 0,20 * (5,43 - 1,71)$$

$$f_t = 6,17 \text{ m}$$

Condição de Apoio Simples

Foram estimados diferentes comprimentos até que a reação horizontal do fosse igual a zero no fundo.

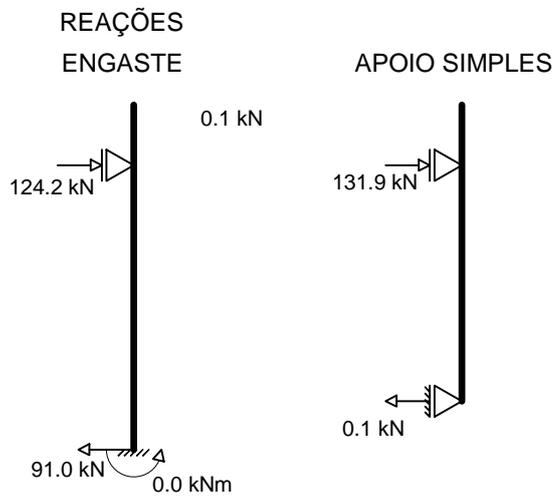
TENSÕES HORIZONTAIS (kPa/m)



Tentativas

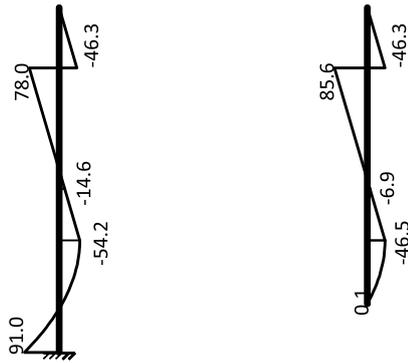
$$f = 3,82 \text{ m} \therefore R_h = 0,1 \text{ kN/m} \approx 0,0 \text{ kN/m}$$

Reações e diagramas de esforços solicitantes por metro:



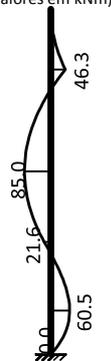
ESFORÇO CORTANTE

| | |
|------------------------------------|--|
| <p>ENGASTE (valores em kN)</p> | <p>APOIO SIMPLES (valores em kN)</p> |
|------------------------------------|--|

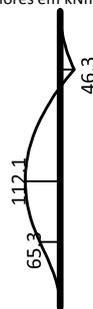


MOMENTOS FLETORES

ENGASTE
(valores em kNm)



APOIO SIMPLES
(valores em kNm)



Pré-dimensionamento da estaca de seção circular:

Usando “Tabela para cálculo direto: flexo-compressão”, do livro “Cálculo de Concreto Armado” de Lauro Modesto, e considerando a estrutura simplesmente apoiada no fundo e com diâmetro de 40 cm:

| |
|------------|
| h= 40 cm |
| d'= 6 cm |
| n= 8 |
| fck=20 MPa |

$$M_d = 0,4 \text{ m} * 112,1 \text{ kN.m/m} * 1,4 = 62,78 \text{ kN.m}$$

$$M_d = 627,8 \text{ tf.cm}$$

Assim:

$$\delta = \frac{d'}{h} = \frac{6}{40} = 0,15$$

$$\nu = \frac{N_d}{\sigma_{cd} * A_c} \therefore \nu = 0$$

$$\mu = \frac{M_d}{\sigma_{cd} * A_c * h} = \frac{627,8}{\frac{0,8}{1,4} * 0,25 * \frac{\pi * 40^2}{4} * 40} \therefore \mu = 0,09$$

Interpolando:

$$\frac{0,10 - 0,09}{0,10 - 0,05} = \frac{3,98 - \bar{\rho}}{3,98 - 1,73} \therefore \bar{\rho} = 3,53\%$$

$$\rho = \bar{\rho} \times f_{ck} \text{ (com } f_{ck} \text{ em tf/cm}^2\text{)}$$

$$\rho = \frac{3,53}{100} \times 0,20 \therefore \rho = \frac{0,706}{100}$$

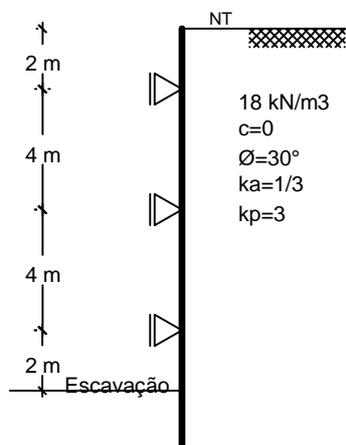
$$A_s = \rho \times A_c$$

$$A_s = \frac{0,706}{100} \times \frac{\pi 40^2}{4} \therefore A_s = 8,87 \text{ cm}^2$$

$$8\emptyset 12,5$$

5.4. Contenção com vários níveis de apoios

Dimensionar contenção em parede diafragma de concreto armado para a situação indicada na figura abaixo.

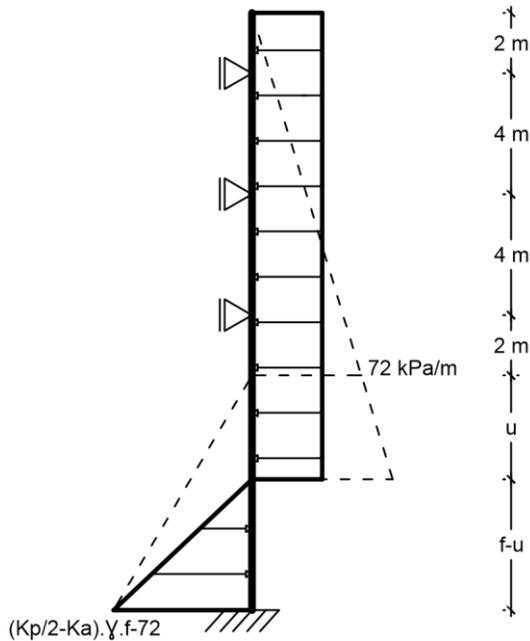


Solução:

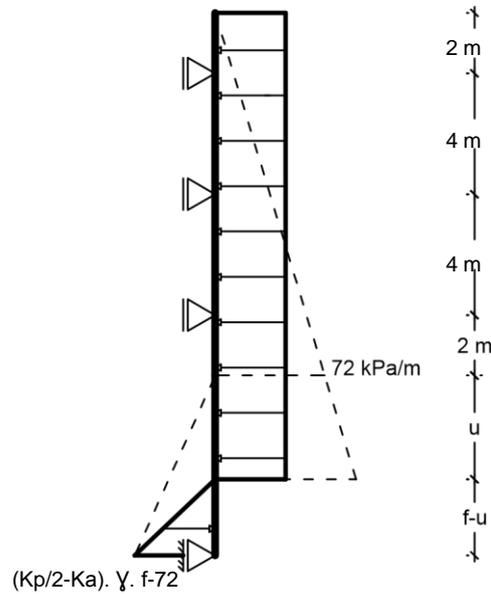
Inicialmente é feito o traçado do diagrama de empuxos. Em seguida, determina-se a profundidade em que as tensões se anulam (u). Com base nesses dados, foram calculadas as fichas necessárias para a estrutura considerando-se duas vinculações com o solo abaixo da cota de escavação: engaste e apoio simples. Para isso, as tensões ativas do solo foram retificadas até o ponto de tensão nula e o empuxo passivo foi adotado com distribuição triangular e minorado pelo fator de segurança – $FS = 2,0$ neste exemplo. Ao final, apresentam-se os valores de ficha e os diagramas de esforços nas duas situações de cálculo, bem como um pré-dimensionamento da seção transversal do elemento de contenção.

Diagramas de empuxos

CONDIÇÃO DE ENGASTE



CONDIÇÃO DE APOIO SIMPLES



Determinação da profundidade em que as tensões se anulam (u):

$$\left(\frac{k_p}{2} - k_a\right) * \gamma * f - 72 = 0$$

$$\left(\frac{3}{2} - \frac{1}{3}\right) * 18 * u - 72 = 0$$

$$\frac{7}{6} * 18 * u = 72$$

$$u = 3,43 \text{ m}$$

Determinação da ficha

O comprimento da ficha “f” foi determinado por tentativas.

Condição de Engaste

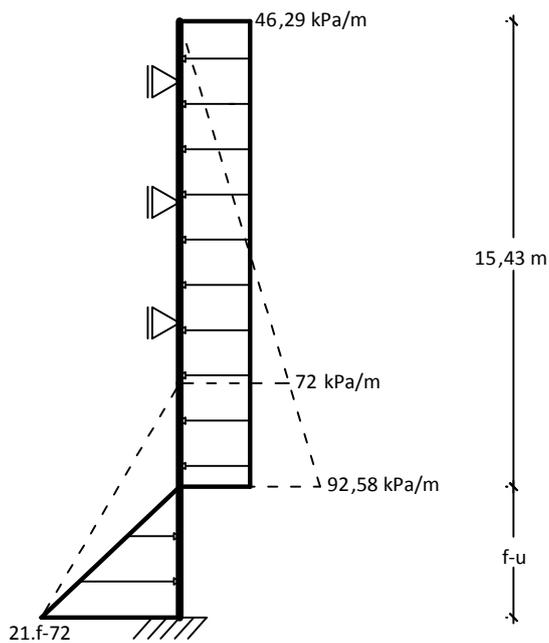
Retificação da tensão ativa

$$\sigma_{a(12+u)} = k_a * \gamma * (12 + u) = \frac{1}{3} * 18 * (12 + 3,43)$$

$$\sigma_{a(12+u)} = 92,58 \text{ kPa}$$

$$- \sigma_{retificada} = \frac{92,58 * (12 + 3,43)}{2} * \frac{1}{(12 + 3,43)} \therefore \sigma_{retificada} = 46,29 \text{ kPa}$$

TENSÕES HORIZONTAIS



Tentativas:

- $f = 7,85 \text{ m} \therefore M_a = -10,7 \text{ kN.m/m}$
- $f = 7,75 \text{ m} \therefore M_a = 1,1 \text{ kN.m/m}$
- $f = 7,76 \text{ m} \therefore M_a = 0,0 \text{ kN.m/m}$

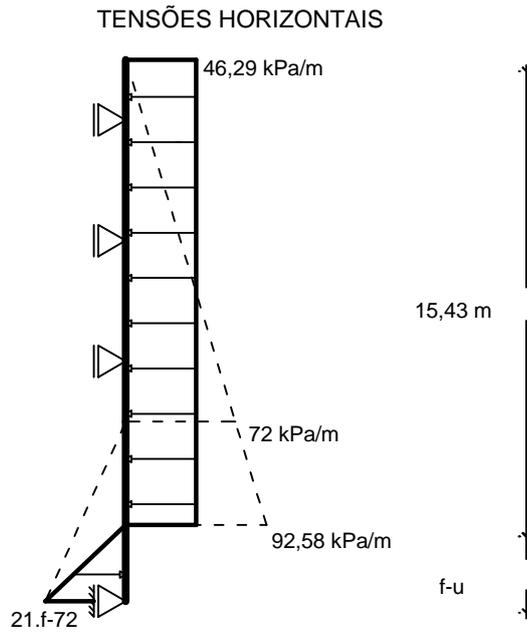
Valor final da ficha

Ao valor encontrado deve-se adicionar 20% de (f-u), assim:

$$f_t = 7,76 + 0,20 * (7,76 - 3,43)$$

$$f_t = 8,63 \text{ m}$$

Condição de Apoio Simples

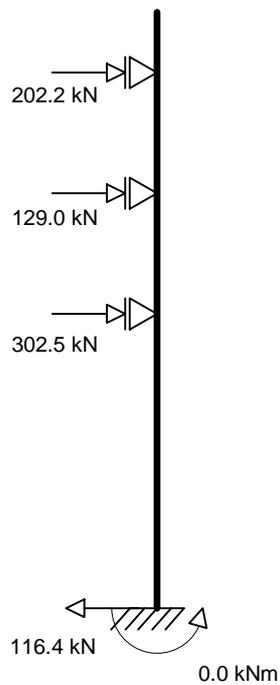


Tentativas

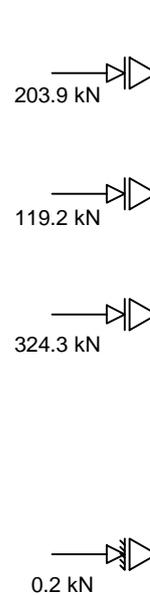
- $f = 5,93 \text{ m} \therefore R_a = 1,2 \text{ kN/m}$
- $f = 5,96 \text{ m} \therefore R_a = -0,4 \text{ kN/m}$
- $f = 5,95 \text{ m} \therefore R_a = 0,2 \text{ kN/m}$

Reações e diagramas de esforços solicitantes por metro

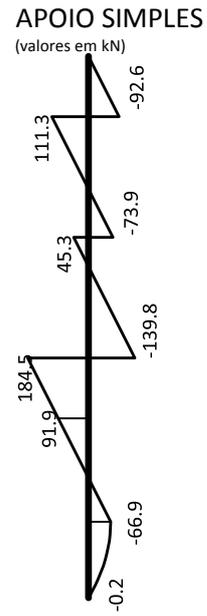
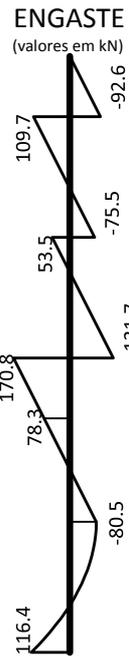
REAÇÕES
ENGASTE



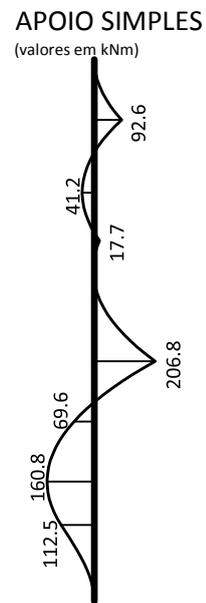
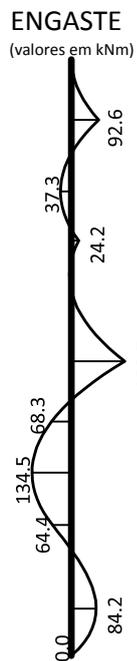
APOIO SIMPLES



CORTANTE



MOMENTOS



Pré-dimensionamento da parede diafragma

Usando a condição de apoio simples, definiu-se:

$$M_{sd} = 1,4 * 206,8$$

$$M_{sd} = 289,52 \text{ kN.M (em 1 metro de largura de parede)}$$

Com base no ábaco do Anexo F, escolheu-se:

- Seção 100x40
- $\rho = 1,1\%$

Assim:

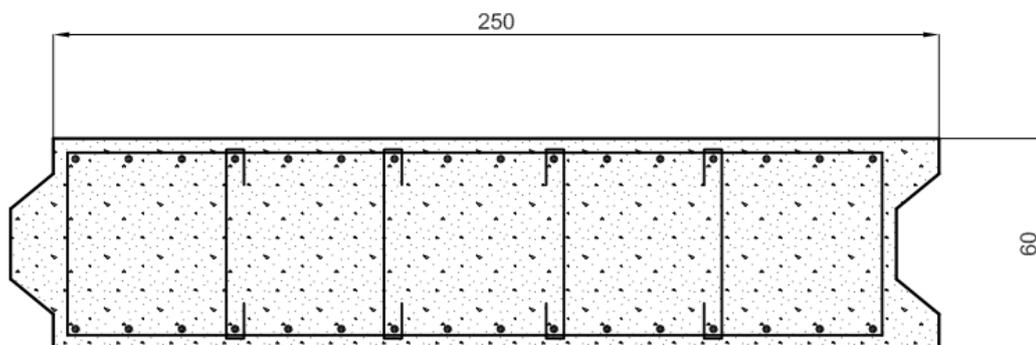
$$\rho = \frac{A_s + A_s'}{b_w \cdot h} \therefore \frac{1,1}{100} = \frac{A_s + A_s'}{100 \cdot 40}$$

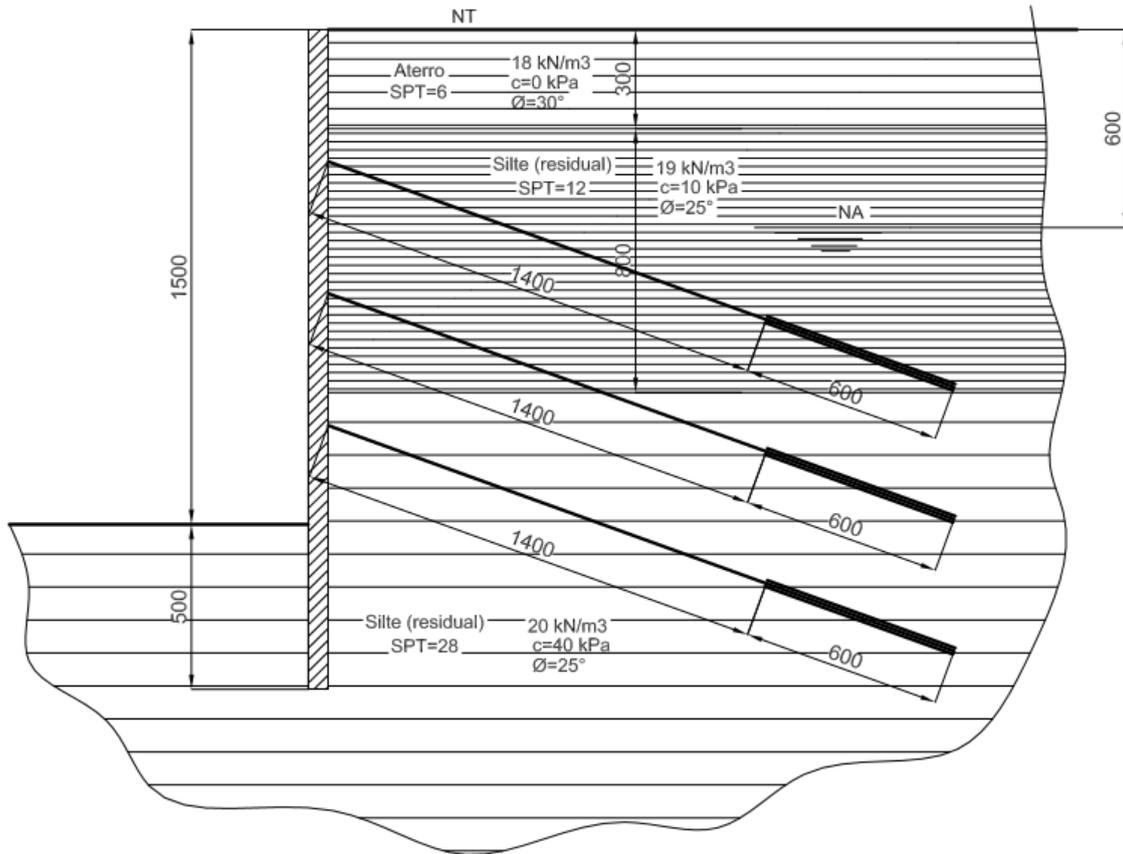
$$A_s + A_s' = 44 \text{ cm}^2$$

6. Montagem dos diagramas de empuxos em estruturas de escavações escoradas para casos de solos estratificados

Analisar a contenção abaixo, onde os tirantes tem espaçamento vertical de 4m, sendo posicionado um tirante em cada lamela da contenção – comprimentos iniciais estimados.

As lamelas são de concreto armado, Classe C25, e apresentam seção transversal abaixo.





Seção da escavação

Solução:

Devido à complexidade do diagrama de empuxo resultante em um solo estratificado, determinou-se apenas o diagrama de tensões sem retificação. Para isso, calcularam-se as tensões horizontais no caso ativo e passivo – as tensões em repouso foram determinadas e desenhadas apenas como uma referência dos valores de tensões iniciais. A pressão da água foi calculada à parte.

Tensões Horizontais: caso ativo

$$\begin{aligned} \sigma_{ha,0} &= k_{a1} * \gamma * z - 2 * c_1 * \sqrt{k_{a1}} \\ &= \frac{1}{3} * 18 * 0 - 2 * 0 * \sqrt{\frac{1}{3}} = 0 \text{ kPa} \\ \sigma_{ha,3s} &= k_{a1} * \gamma * z - 2 * c_1 * \sqrt{k_{a1}} \end{aligned}$$

$$= \frac{1}{3} * 18 * 3 - 2 * 0 * \sqrt{\frac{1}{3}} = 18 \text{ kPa}$$

$$\circ \sigma_{ha,3i} = k_{a2} * \gamma * z - 2 * c_2 * \sqrt{k_{a2}}$$

$$= 0,406 * (18 * 3 + 19 * 0) - 2 * 10 * \sqrt{0,406} = 9,2 \text{ kPa}$$

$$\circ \sigma_{ha,6} = k_{a2} * \gamma * z - 2 * c_2 * \sqrt{k_{a2}}$$

$$= 0,406 * (18 * 3 + 19 * 3 + 9 * 0) - 2 * 10 * \sqrt{0,406} = 32,3 \text{ kPa}$$

$$\circ \sigma_{ha,11s} = k_{a2} * \gamma * z - 2 * c_2 * \sqrt{k_{a2}}$$

$$= 0,406 * (18 * 3 + 19 * 3 + 9 * 5) - 2 * 10 * \sqrt{0,406} = 50,6 \text{ kPa}$$

$$\circ \sigma_{ha,11i} = k_{a3} * \gamma * z - 2 * c_3 * \sqrt{k_{a3}}$$

$$= 0,406 * (18 * 3 + 19 * 3 + 9 * 5 + 10 * 0) - 2 * 40 * \sqrt{0,406}$$

$$= 12,4 \text{ kPa}$$

$$\circ \sigma_{ha,20} = k_{a3} * \gamma * z - 2 * c_3 * \sqrt{k_{a3}}$$

$$= 0,406 * (18 * 3 + 19 * 3 + 9 * 5 + 10 * 9) - 2 * 40 * \sqrt{0,406}$$

$$= 48,9 \text{ kPa}$$

Tensões Horizontais: caso passivo

$$k_p = 2,46$$

$$\circ \sigma_{hp,0} = k_p * \gamma * z + 2 * c * \sqrt{k_p}$$

$$= 2,46 * 18 * 0 + 2 * 40 * \sqrt{2,46} = 125,5 \text{ kPa}$$

$$\circ \sigma_{hp,5} = k_p * \gamma * z + 2 * c * \sqrt{k_p}$$

$$= 2,46 * 18 * 5 + 2 * 40 * \sqrt{2,46} = 248,5 \text{ kPa}$$

Tensões Horizontais: repouso

$$k_o = 1 - \sin \varphi' \therefore \begin{cases} k_{o,1} = 0,5 \\ k_{o,2} = k_{o,3} = 0,58 \end{cases}$$

$$\sigma_{ho} = k_o * \gamma * z$$

- $\sigma_{ho,0} = k_{o,1} * \gamma * z = 0,5 * 18 * 0 = 0 \text{ kPa}$
- $\sigma_{ho,3s} = k_{o,1} * \gamma * z = 0,5 * 18 * 3 = 27 \text{ kPa}$
- $\sigma_{ho,3i} = k_{o,2} * \gamma * z = 0,58 * (18 * 3 + 19 * 0) = 31,3 \text{ kPa}$
- $\sigma_{ho,11} = k_{o,2} * \gamma * z = 0,58 * (18 * 3 + 19 * 8) = 119,5 \text{ kPa}$
- $\sigma_{ho,20} = k_{o,3} * \gamma * z = 0,58 * (18 * 3 + 19 * 8 + 20 * 9)$
 $= 223,9 \text{ kPa}$

Pressões Neutras (lado ativo)

$$\sigma_{wa} = 10 * z$$

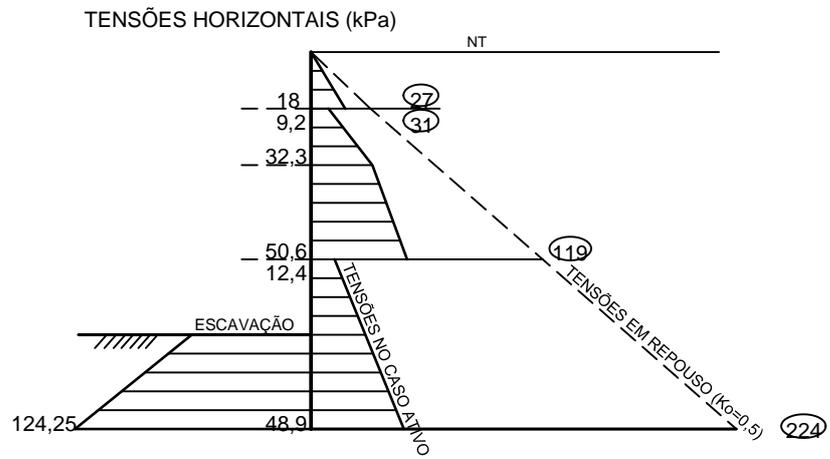
- $\sigma_{wp,0} = 10 * 0 = 0,0 \text{ kPa}$
- $\sigma_{wp,6} = 10 * 0 = 0,0 \text{ kPa}$
- $\sigma_{wp,15} = 10 * 9 = 90,0 \text{ kPa}$
- $\sigma_{wp,20} = 10 * 14 = 140,0 \text{ kPa}$

Pressões Neutras (lado passivo)

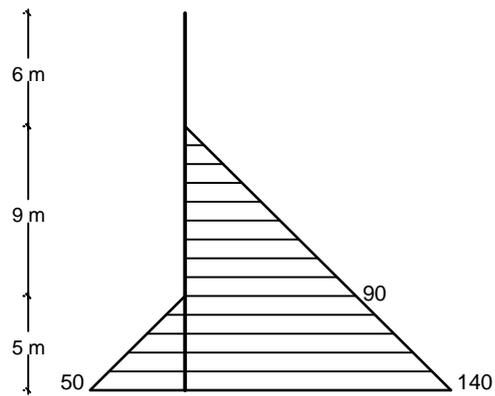
$$\sigma_{wp} = 10 * z$$

- $\sigma_{wp,5} = 10 * 5 = 50,0 \text{ kPa}$

Diagramas



PRESSÕES NEUTRAS (kPa)



7. Considerações adicionais para contenções atirantadas

Em todos os cálculos anteriores os tirantes ou estroncas foram supostos como apoios indeformáveis. Quando se utilizam tirantes, ou estroncas pré-comprimidas, há alguns aspectos adicionais a se considerar, haja vista que esses elementos aplicam forças no maciço através da estrutura de contenção. Neste item será dada ênfase aos tirantes.

Inicialmente, apresentam-se na Figura 8 os elementos usuais de um tirante.

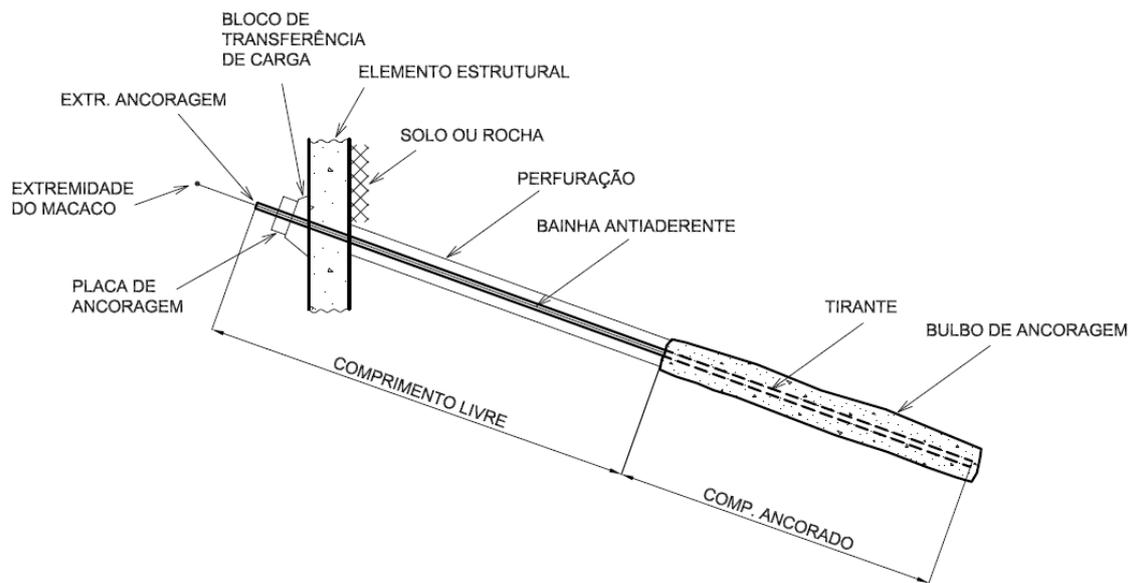


Figura 8 – Elementos de um tirante.

De forma bastante resumida, alguns aspectos importantes a considerar no projeto de contenções atirantadas são:

- Investigações de campo devem abranger a área do bulbo de ancoragem;
- Parâmetros iniciais importantes para projeto:
 - Força total necessária;
 - Fatores de segurança;
 - Tipo de tirante (permanente ou provisório);
- Detalhes do projeto:
 - Comprimentos e inclinação;
 - Espaçamento;
 - Força nos tirantes;
 - Características do bulbo e da ancoragem na estrutura;
 - Estabilidade geral;
 - Sistemas de proteção contra corrosão;
- Sequência executiva:

- Controle de materiais;
- Controle de qualidade de execução;
- Testes;
- Instrumentação;
- Manutenção;

Os tipos de bulbos são apresentados na Figura 19 .

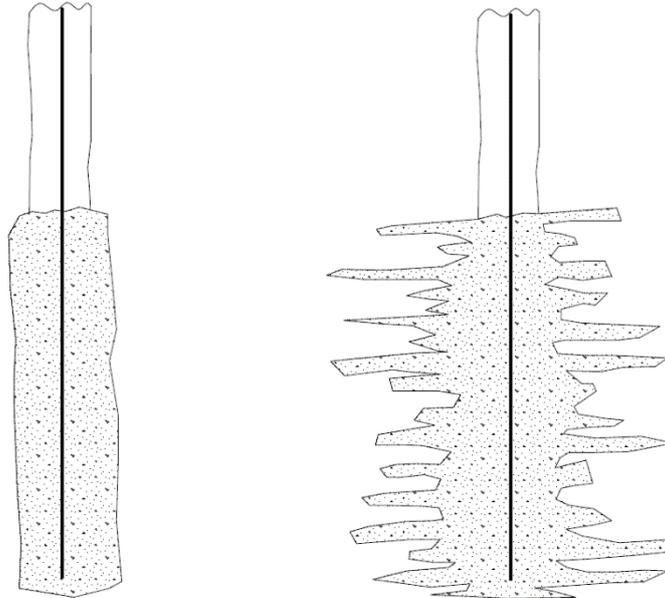


Figura 1 – Tipos de bulbos: (a) injeção em fase única; (b) injeção em múltiplas fases;

As características usuais são:

- Cargas entre 200 kN e 600 kN (maior ocorrência entre 300 kN e 400 kN);
- Espaçamentos: 2 m a 4 m;
- Inclinação entre 20° e 45°;
- Bulbos entre 3 m e 10 m são os mais usuais;
- Eventualmente cargas menores (~200 kN) podem ter 2 m;
- Há dúvidas de que comprimentos maiores que 10 m não aumentem resistência da ancoragem;
- Problemas especiais em cantos que imponham interferências entre trechos livres e ou bulbos (Figura 20).

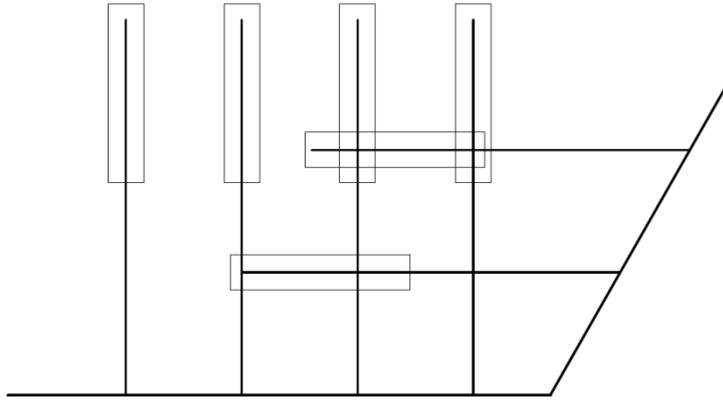


Figura 20 – Problemas especiais em cantos.

Nas contenções atirantadas, com os deslocamentos do maciço, os alongamentos dos tirantes podem alcançar valores significativos, da ordem de centímetros. Daí surge necessidade de aplicar força de protensão [2].

A força de protensão, usualmente denominada “carga”, aplicada no tirante tem alguns valores distintos, denominados:

- Carga de qualificação (CQ): força de protensão aplicada para verificar o desempenho de **um determinado tipo de tirante**, em um terreno específico, após a injeção;
- Carga de recebimento (CR): força de protensão aplicada com objetivo de controlar a capacidade resistente e o desempenho de **todos os tirantes da obra**;
- Carga de trabalho (CT): valor característico do limite de força de protensão;
- Carga de incorporação (CI): força de protensão efetivamente incorporada;

Usualmente, os valores dessas forças são definidos tomando-se como referência a carga de trabalho:

- $CQ = 1,75 \times CT$
- $CR = 1,4 \times CT$;
- $CI = 0,8 \times CT$;

Os valores de recebimento e qualificação são superiores ao valor da carga de trabalho porque têm objetivo de ensaios de desempenho – há ainda outro ensaio chamado ensaio de fluência.

Por outro lado, a carga efetivamente incorporada, tem valor 20% inferior à carga de trabalho. Ou seja, os tirantes são, em geral, protendidos apenas com 80% da carga de trabalho. A carga de trabalho por sua vez deve ser igual ao

valor esperado da força que ocorrerá apenas ao término da escavação. Essa é a situação geral, podendo haver variações em casos específicos.

Para determinar os valores das reações mesmo supondo os apoios fixos, haverá possibilidade de se imaginar o carregamento distribuído conforme Rankine ou com redistribuição do empuxo ativo. As reações deverão ser admitidos iguais às cargas de trabalho, e deverão ser incorporadas com valores 20% menores que estas. Em geral, a redistribuição do empuxo ativo irá conduzir a esforços mais elevados nos tirantes superiores, se comparados com os valores obtidos com empuxos com variação linear de Rankine. O uso da distribuição linear é mais adequado quando não há restrições severas de deslocamentos do maciço e pode proporcionar economia. Quando se deseja minimizar os deslocamentos é recomendado usar a redistribuição e aplicar um pequeno acréscimo no valor do empuxo [2].

O cálculo detalhado envolve ainda:

- Verificação da transferência de carga para o solo;
- Definição do tipo de tirante: barra, cordoalha, fio;
- Afastamento dos bulbos da face escavada para conferir estabilidade geral;
- Transferência de carga para a estrutura;

Apenas como ilustração, apresentam-se dados retirados do Manual Técnico da Solotrat:

- Tirante de cordoalha **provisório**:
- Carga de trabalho: 810 kN;
- Unidade de protensão: 8 ϕ 1/2" (Aço Tipo CP 190 RB);
 - Área = 789,6 mm²;
 - Massa = 6,20 kg/m;
 - Módulo de Elasticidade (E) = 19.500 kgf/mm²
 - Tensão de ruptura = 190 kgf/mm²;
 - Tensão de escoamento = 171 kgf/mm²;
- Forças de protensão:
 - Para ensaio de qualificação = 1,75x810 = 1417 kN;
 - Para ensaio de recebimento = 1,4x810 = 1134 kN;
 - Para incorporação = 0,8x1410 = 648 kN;

Por fim, no caso de tirantes devem ser feitas ainda verificações de estabilidade global, usualmente com duas hipóteses que deverão dar origem à verificação de várias superfícies de ruptura potenciais [2]:

- Superfícies de ruptura curvas associadas a movimento de corpo rígido do maciço, resultante de rotação em torno de pontos acima do terreno;
- Superfícies de ruptura associadas a escoamento do tirante (ou dos tirantes), caracterizadas por rotação da parede em torno de ponto situado na base;

Dessa forma, o uso de tirantes requer uma série de verificações adicionais, além de simplesmente determinar as reações do modelo de viga e escolher um tirante cuja carga de trabalho atenda esse valor de reação. Os valores dessas cargas de trabalho são encontrados em tabelas de empresas que executam tirantes.

BIBLIOGRAFIA

- [1] HACHICH, W. C. Fundações: teoria e prática.
- [2] SMOLTKZYC, U. *Geotechnical engineering handbook* – v. 3. Berlin: Ernst and Sohn, 2003.
- [3] WINTERKORN, H. F. *Foundation engineering handbook*. London: Van Nostrand Reinhold, 1975.
- [4] ALONSO, U. R. Exercício de fundações. São Paulo: Edgard Blucher, 1983.
- [5] CRAIG JR., R. R. Mecânica dos materiais – 2 ed. Rio de Janeiro: LTC, 2014.
- [6] Arcelor Mittal. Foundation solutions – projects Central and South America.
- [7] RICARDO, H. S. & CATALANI, G. Manual prático de escavação: terraplenagem e escavação de rocha. 2 ed. São Paulo: Pini, 1990. p. 277.

ANEXO A – Tabelas auxiliares para determinação de empuxos [1], [2], [3]**A1. Definições**

As tabelas deste anexo se aplicam para:

- Parede de contenção vertical;
- Terreno horizontal;

As definições são as seguintes:

- δ' = ângulo de atrito entre solo e parede de contenção;
- c' = coesão efetiva do solo (kPa);
- Φ' = ângulo de atrito interno efetivo do solo;

- $$K_{ah} = \left[\frac{\text{sen}\left(\frac{\pi}{2} - \phi\right)}{\sqrt{\text{sen}\left(\frac{\pi}{2} + \delta\right) + \sqrt{\text{sen}(\delta + \phi) \times \text{sen}(\phi)}}} \right]^2 \times \text{sen}(\delta)$$

- $$p_{ah} = K_{ah} \times z \times \gamma - 2 \times c \times \sqrt{K_{ah}}$$

- $$p_{ph} = K_{ph} \times z \times \gamma + 2 \times c \times \sqrt{K_{ph}}$$

A2. Coeficientes de empuxo ativo horizontal (K_{ah}) considerando tensões efetivas: entrar com Φ' e c' [3].

| δ | Φ | | | | | | | | | | | | | | |
|----------|--------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | 10 | 12,5 | 15 | 17,5 | 20 | 22,5 | 25 | 27,5 | 30 | 32,5 | 35 | 37,5 | 40 | 42,5 | 45 |
| 0 | 0,704 | 0,644 | 0,589 | 0,538 | 0,490 | 0,446 | 0,406 | 0,368 | 0,333 | 0,301 | 0,271 | 0,243 | 0,217 | 0,194 | 0,172 |
| 2,5 | 0,680 | 0,623 | 0,570 | 0,521 | 0,476 | 0,434 | 0,395 | 0,359 | 0,325 | 0,294 | 0,265 | 0,238 | 0,213 | 0,190 | 0,169 |
| 5 | 0,660 | 0,605 | 0,554 | 0,507 | 0,463 | 0,423 | 0,385 | 0,350 | 0,318 | 0,287 | 0,259 | 0,233 | 0,209 | 0,187 | 0,166 |
| 7,5 | 0,642 | 0,588 | 0,539 | 0,493 | 0,451 | 0,412 | 0,376 | 0,342 | 0,311 | 0,281 | 0,254 | 0,229 | 0,205 | 0,183 | 0,163 |
| 10 | 0,625 | 0,573 | 0,525 | 0,481 | 0,440 | 0,402 | 0,367 | 0,334 | 0,304 | 0,275 | 0,249 | 0,224 | 0,201 | 0,180 | 0,160 |
| 12,5 | 0,610 | 0,559 | 0,512 | 0,469 | 0,429 | 0,393 | 0,359 | 0,327 | 0,297 | 0,270 | 0,244 | 0,220 | 0,198 | 0,177 | 0,158 |
| 15 | 0,596 | 0,546 | 0,500 | 0,458 | 0,420 | 0,384 | 0,351 | 0,320 | 0,291 | 0,264 | 0,239 | 0,216 | 0,194 | 0,174 | 0,155 |
| 17,5 | 0,583 | 0,533 | 0,489 | 0,448 | 0,410 | 0,375 | 0,343 | 0,313 | 0,285 | 0,259 | 0,235 | 0,212 | 0,191 | 0,171 | 0,152 |
| 20 | 0,570 | 0,522 | 0,478 | 0,438 | 0,401 | 0,367 | 0,336 | 0,307 | 0,279 | 0,254 | 0,230 | 0,208 | 0,187 | 0,168 | 0,150 |
| 22,5 | 0,558 | 0,510 | 0,467 | 0,428 | 0,392 | 0,359 | 0,329 | 0,300 | 0,274 | 0,249 | 0,226 | 0,204 | 0,184 | 0,165 | 0,148 |
| 25 | 0,547 | 0,500 | 0,457 | 0,419 | 0,384 | 0,352 | 0,322 | 0,294 | 0,268 | 0,244 | 0,222 | 0,200 | 0,181 | 0,162 | 0,145 |
| 27,5 | 0,536 | 0,489 | 0,447 | 0,410 | 0,376 | 0,344 | 0,315 | 0,288 | 0,263 | 0,239 | 0,217 | 0,197 | 0,178 | 0,160 | 0,143 |
| 30 | 0,525 | 0,479 | 0,438 | 0,401 | 0,368 | 0,337 | 0,308 | 0,282 | 0,257 | 0,234 | 0,213 | 0,193 | 0,174 | 0,157 | 0,140 |
| 32,5 | 0,515 | 0,469 | 0,428 | 0,392 | 0,360 | 0,329 | 0,302 | 0,276 | 0,252 | 0,230 | 0,209 | 0,189 | 0,171 | 0,154 | 0,138 |
| 35 | 0,504 | 0,459 | 0,419 | 0,384 | 0,352 | 0,322 | 0,295 | 0,270 | 0,247 | 0,225 | 0,205 | 0,186 | 0,168 | 0,151 | 0,135 |
| 37,5 | 0,494 | 0,449 | 0,410 | 0,375 | 0,344 | 0,315 | 0,288 | 0,264 | 0,241 | 0,220 | 0,200 | 0,182 | 0,164 | 0,148 | 0,133 |
| 40 | 0,483 | 0,439 | 0,401 | 0,366 | 0,336 | 0,308 | 0,282 | 0,258 | 0,236 | 0,215 | 0,196 | 0,178 | 0,161 | 0,145 | 0,130 |
| 42,5 | 0,473 | 0,429 | 0,391 | 0,358 | 0,328 | 0,300 | 0,275 | 0,252 | 0,230 | 0,210 | 0,192 | 0,174 | 0,158 | 0,142 | 0,128 |
| 45 | 0,462 | 0,419 | 0,382 | 0,349 | 0,320 | 0,293 | 0,268 | 0,246 | 0,225 | 0,205 | 0,187 | 0,170 | 0,154 | 0,139 | 0,125 |

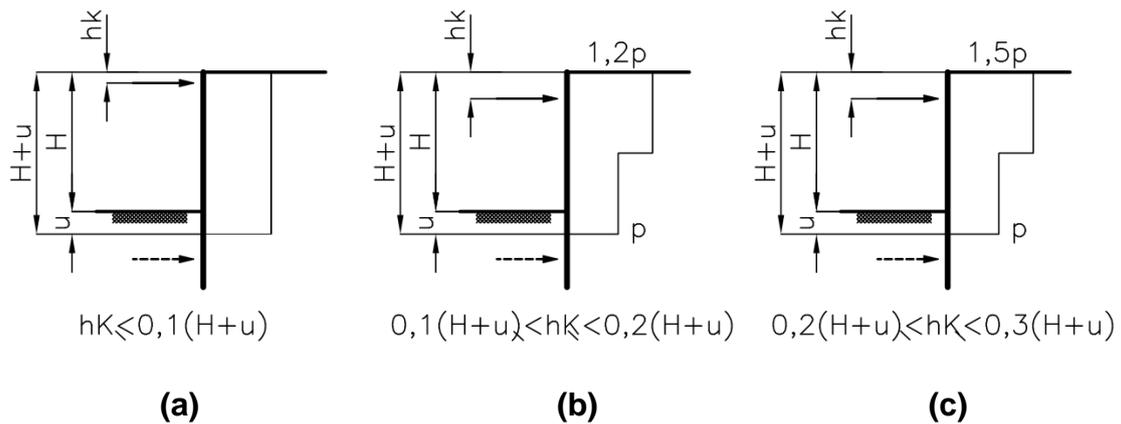
A3. Coeficientes de empuxos passivos (K_{ph}): considerando tensões efetivas: entrar com Φ' e c' [2].

| δ (o) | Φ' (o) | | | | | | | | | | | | | | |
|--------------|-------------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| | 10 | 12,5 | 15 | 17,5 | 20 | 22,5 | 25 | 27,5 | 30 | 32,5 | 35 | 37,5 | 40 | 42,5 | 45 |
| -45 | | | | | | | | | | | | | | | 22,2 |
| -42,5 | | | | | | | | | | | | | | 17,6 | 21 |
| -40 | | | | | | | | | | | | | 14 | 16,6 | 17,8 |
| -37,5 | | | | | | | | | | | | 11,3 | 13,2 | 15,5 | 18,6 |
| -35 | | | | | | | | | | | 9,07 | 10,5 | 12,3 | 14,5 | 17,3 |
| -32,5 | | | | | | | | | | 7,27 | 8,42 | 9,78 | 11,4 | 13,5 | 16,1 |
| -30 | | | | | | | | | 5,96 | 6,71 | 7,78 | 9,03 | 10,5 | 12,5 | 14,8 |
| -27,5 | | | | | | | | 5,24 | 5,46 | 6,15 | 7,12 | 8,27 | 9,64 | 11,4 | 13,6 |
| -25 | | | | | | | 4,35 | 4,51 | 5,11 | 5,84 | 6,72 | 7,82 | 9,12 | 10,7 | 12,8 |
| -22,5 | | | | | | 3,7 | 3,81 | 4,27 | 4,86 | 5,56 | 6,41 | 7,41 | 8,62 | 10,1 | 12 |
| -20 | | | | | 3,11 | 3,23 | 3,62 | 4,08 | 4,66 | 5,31 | 6,1 | 7,03 | 8,15 | 9,53 | 11,2 |
| -17,5 | | | | | 2,63 | 2,77 | 3,48 | 3,92 | 4,46 | 5,07 | 5,8 | 6,67 | 7,69 | 8,95 | 10,5 |
| -15 | | | | | | 2,98 | 3,35 | 3,76 | 4,27 | 4,83 | 5,5 | 6,31 | 7,23 | 8,38 | 9,77 |
| -12,5 | | | | | | 2,87 | 3,22 | 3,6 | 4,07 | 4,59 | 5,21 | 5,95 | 6,8 | 7,82 | 9,08 |
| -10 | 1,69 | 1,81 | 2,01 | 2,22 | 2,48 | 2,75 | 3,08 | 3,43 | 3,87 | 4,35 | 4,91 | 5,59 | 6,36 | 7,28 | 8,4 |
| -7,5 | 1,59 | 1,76 | 1,94 | 2,14 | 2,38 | 2,64 | 2,94 | 3,26 | 3,66 | 4,11 | 4,61 | 5,22 | 5,92 | 6,75 | 7,74 |
| -5 | 1,54 | 1,7 | 1,87 | 2,05 | 2,28 | 2,51 | 2,79 | 3,08 | 3,45 | 3,86 | 4,31 | 4,85 | 5,48 | 6,22 | 7,09 |
| -2,5 | 1,49 | 1,63 | 1,79 | 1,95 | 2,17 | 2,39 | 2,63 | 2,9 | 3,23 | 3,6 | 4 | 4,48 | 5,04 | 5,69 | 6,45 |
| 0 | 1,42 | 1,55 | 1,70 | 1,86 | 2,04 | 2,24 | 2,46 | 2,72 | 3,00 | 3,32 | 3,69 | 4,11 | 4,60 | 5,16 | 5,83 |

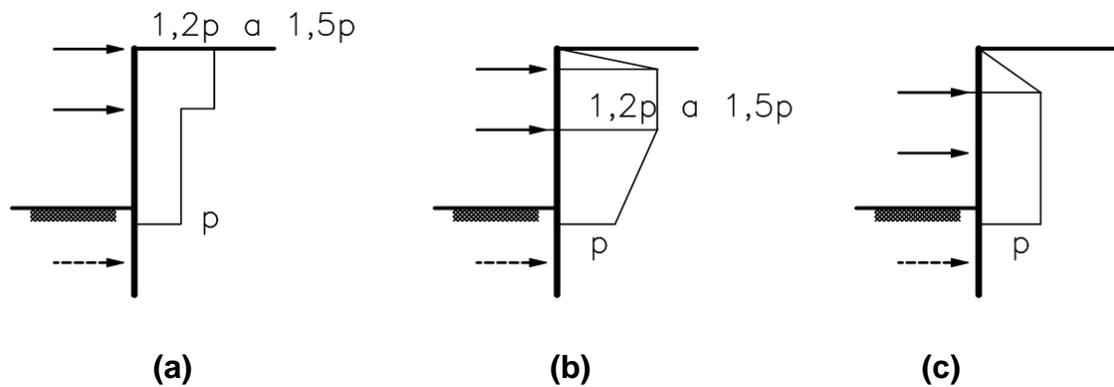
ANEXO B – Redistribuição de empuxos ativos nas estruturas escoradas [1], [2], [3]

Adequadas para solos coesivos rijos ou solos granulares médios a compactos.

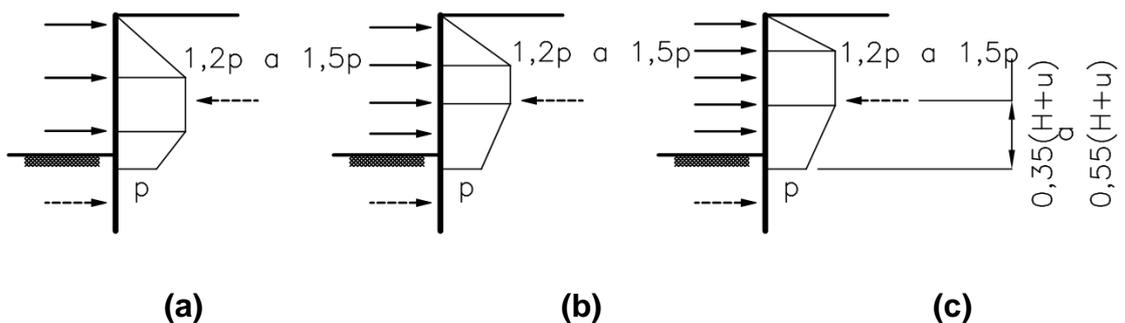
B1. Uma linha de apoio (para contenções descontínuas, aplicar até cota de escavação e com valores superiores aumentados de 1,2p para 1,5p e de 1,5p para 2p, respectivamente [2]).



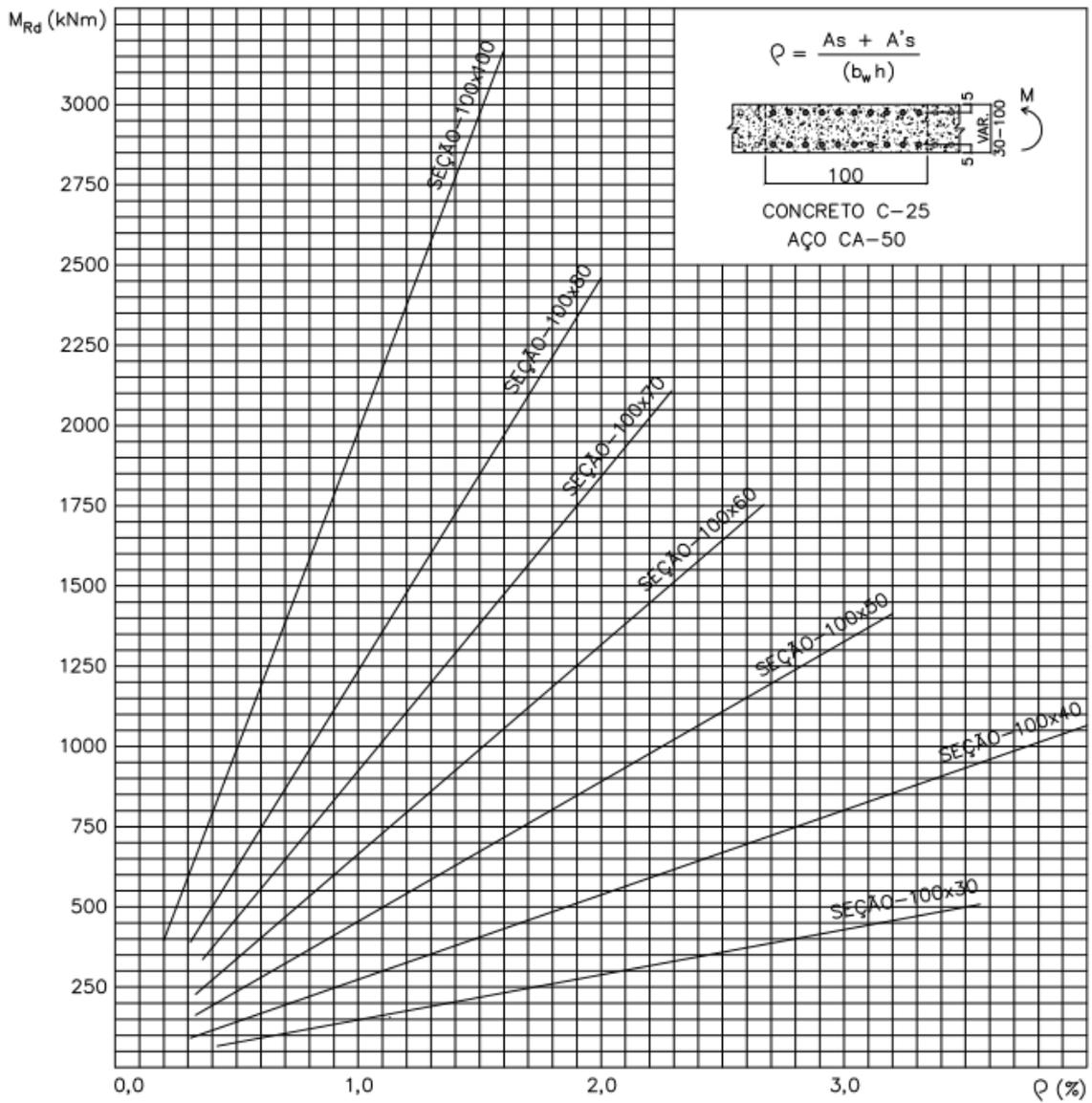
B2. Duas linhas de apoio (para contenções descontínuas: aplicar até cota de escavação e com valores superiores aumentados de 1,2p para 1,5p e de 1,5p para 2p, respectivamente [2]; p=0 no caso (b); p=cte. No caso (c)).



B3. Três ou mais linhas de apoios (contenções descontínuas: idem anterior; p=0 no caso (a); posição da resultante entre 0,4H a 0,6H)



ANEXO C – Valores de M_{Rd} para algumas seções usuais de paredes diafragma empregadas em contenções – armadura simétrica.

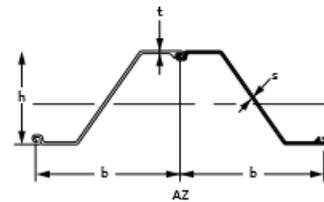


ANEXO D – Estacas prancha AZ e AU [6]

Estacas-prancha AZ®

As características únicas das estacas-prancha AZ® são a forma contínua de sua alma e a localização específica do conector fora da linha neutra do perfil, apresentando as seguintes vantagens:

- Relação entre módulo de seção e massa adequada para custo-benefício competitivo.
- Maior inércia, para reduzir deflexões.
- Sem redução da resistência devido à flexão da linha neutra ou deslocamento do eixo neutro.
- Maior largura, resultando em boa performance de instalação.



| Perfil | Largura | | Altura h (mm) | Espessura | | Área seção transversal (cm²/m) | Peso | | Momento de inércia (cm⁴/m) | Módulo flexão elástico (cm²/m) | Momento estático (cm²/m) | Módulo de seção plástica (cm²/m) |
|--------------------------|----------------|-----------------|---------------|---------------|-------------|--------------------------------|---------------|----------------|----------------------------|--------------------------------|--------------------------|----------------------------------|
| | Simples b (mm) | Duplas b+b (mm) | | Flange t (mm) | Alma s (mm) | | Estaca (kg/m) | Parede (kg/m²) | | | | |
| AZ®-700 e AZ®-770 | | | | | | | | | | | | |
| AZ 12-770 | 770 | 1540 | 344 | 8.5 | 8.5 | 120 | 72.6 | 94 | 21430 | 1245 | 740 | 1480 |
| AZ 13-770 | 770 | 1540 | 344 | 9.0 | 9.0 | 126 | 76.1 | 99 | 22360 | 1300 | 775 | 1546 |
| AZ 14-770 | 770 | 1540 | 345 | 9.5 | 9.5 | 132 | 79.5 | 103 | 23300 | 1355 | 805 | 1611 |
| AZ 14-770-10/10 | 770 | 1540 | 345 | 10.0 | 10.0 | 137 | 82.9 | 108 | 24240 | 1405 | 840 | 1677 |
| AZ 12-700 | 700 | 1400 | 314 | 8.5 | 8.5 | 123 | 67.7 | 97 | 18880 | 1205 | 710 | 1415 |
| AZ 13-700 | 700 | 1400 | 315 | 9.5 | 9.5 | 135 | 74.0 | 106 | 20540 | 1305 | 770 | 1540 |
| AZ 13-700-10/10 | 700 | 1400 | 316 | 10.0 | 10.0 | 140 | 77.2 | 110 | 21370 | 1355 | 800 | 1600 |
| AZ 14-700 | 700 | 1400 | 316 | 10.5 | 10.5 | 146 | 80.3 | 115 | 22190 | 1405 | 835 | 1665 |
| AZ 17-700 | 700 | 1400 | 420 | 8.5 | 8.5 | 133 | 73.1 | 104 | 36230 | 1730 | 1015 | 2027 |
| AZ 18-700 | 700 | 1400 | 420 | 9.0 | 9.0 | 139 | 76.5 | 109 | 37800 | 1800 | 1060 | 2116 |
| AZ 19-700 | 700 | 1400 | 421 | 9.5 | 9.5 | 146 | 80.0 | 114 | 39380 | 1870 | 1105 | 2206 |
| AZ 20-700 | 700 | 1400 | 421 | 10.0 | 10.0 | 152 | 83.5 | 119 | 40960 | 1945 | 1150 | 2296 |
| AZ 24-700 | 700 | 1400 | 459 | 11.2 | 11.2 | 174 | 95.7 | 137 | 55820 | 2430 | 1435 | 2867 |
| AZ 26-700 | 700 | 1400 | 460 | 12.2 | 12.2 | 187 | 102.9 | 147 | 59720 | 2600 | 1535 | 3070 |
| AZ 28-700 | 700 | 1400 | 461 | 13.2 | 13.2 | 200 | 110.0 | 157 | 63620 | 2760 | 1635 | 3273 |
| AZ 24-700N | 700 | 1400 | 459 | 12.5 | 9.0 | 163 | 89.7 | 128 | 55890 | 2435 | 1405 | 2810 |
| AZ 26-700N | 700 | 1400 | 460 | 13.5 | 10.0 | 176 | 96.9 | 138 | 59790 | 2600 | 1510 | 3015 |
| AZ 28-700N | 700 | 1400 | 461 | 14.5 | 11.0 | 189 | 104.1 | 149 | 63700 | 2765 | 1610 | 3220 |
| AZ 36-700N | 700 | 1400 | 499 | 15.0 | 11.2 | 216 | 118.6 | 169 | 89610 | 3590 | 2055 | 4110 |
| AZ 38-700N | 700 | 1400 | 500 | 16.0 | 12.2 | 230 | 126.4 | 181 | 94840 | 3795 | 2180 | 4360 |
| AZ 40-700N | 700 | 1400 | 501 | 17.0 | 13.2 | 244 | 134.2 | 192 | 100080 | 3995 | 2305 | 4605 |
| AZ 42-700N | 700 | 1400 | 499 | 18.0 | 14.0 | 259 | 142.1 | 203 | 104930 | 4205 | 2425 | 4855 |
| AZ 44-700N | 700 | 1400 | 500 | 19.0 | 15.0 | 273 | 149.9 | 214 | 110150 | 4405 | 2550 | 5105 |
| AZ 46-700N | 700 | 1400 | 501 | 20.0 | 16.0 | 287 | 157.7 | 225 | 115370 | 4605 | 2675 | 5350 |
| AZ® | | | | | | | | | | | | |
| AZ 18 | 630 | 1260 | 380 | 9.5 | 9.5 | 150 | 74.4 | 118 | 34200 | 1800 | 1050 | 2104 |
| AZ 18-10/10 | 630 | 1260 | 381 | 10.0 | 10.0 | 157 | 77.8 | 123 | 35540 | 1870 | 1095 | 2189 |
| AZ 26 | 630 | 1260 | 427 | 13.0 | 12.2 | 198 | 97.8 | 155 | 55510 | 2600 | 1530 | 3059 |
| AZ 46 | 580 | 1160 | 481 | 18.0 | 14.0 | 291 | 132.6 | 229 | 110450 | 4595 | 2650 | 5295 |
| AZ 48 | 580 | 1160 | 482 | 19.0 | 15.0 | 307 | 139.6 | 241 | 115670 | 4800 | 2775 | 5553 |
| AZ 50 | 580 | 1160 | 483 | 20.0 | 16.0 | 322 | 146.7 | 253 | 121060 | 5015 | 2910 | 5816 |

Conectores



Conectores Larssen de acordo com a Norma EN 10248. Todas as estacas-prancha AZ® podem ser encaixadas. Ângulo de rotação teórico do conector: α máx. = 5°.



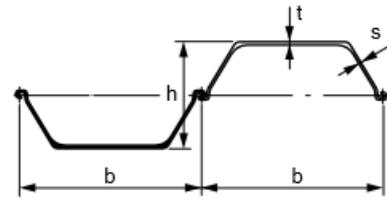
PEF 3405 – FUNDAÇÕES E CONTENÇÕES

Estacas-prancha AU™/PU®/GU™

Desde o início do século 20, milhões de toneladas de estacas-prancha do tipo U foram utilizadas ao redor do mundo em todo tipo de estrutura.

As vantagens desse perfil são:

- Uma grande gama de perfis que formam diferentes séries com características geométricas variadas, oferecendo a melhor opção técnica e econômica para cada projeto.
- Fácil fixação de tirantes e acessórios giratórios, mesmo debaixo d'água.



| Perfil | Largura b (mm) | Altura h (mm) | Espessura | | Área seção transversal (cm ² /m) | Peso | | Momento de inércia (cm ⁴ /m) | Módulo flexão elástico (cm ³ /m) | Momento estático (cm ³ /m) | Módulo de seção plástica (cm ³ /m) |
|-------------|----------------------|---------------------|---------------------|-------------------|--|------------------|--------------------------------|---|--|---|--|
| | | | Flange t (mm) | Alma s (mm) | | Estaca (kg/m) | Parede (kg/m ²) | | | | |
| AU™ | | | | | | | | | | | |
| AU 14 | 750 | 408 | 10.0 | 8.3 | 132 | 77.9 | 104 | 28680 | 1405 | 820 | 1663 |
| AU 16 | 750 | 411 | 11.5 | 9.3 | 147 | 86.3 | 115 | 32850 | 1600 | 935 | 1891 |
| AU 18 | 750 | 441 | 10.5 | 9.1 | 150 | 88.5 | 118 | 39300 | 1780 | 1030 | 2082 |
| AU 20 | 750 | 444 | 12.0 | 10.0 | 165 | 96.9 | 129 | 44440 | 2000 | 1155 | 2339 |
| AU 23 | 750 | 447 | 13.0 | 9.5 | 173 | 102.1 | 136 | 50700 | 2270 | 1285 | 2600 |
| AU 25 | 750 | 450 | 14.5 | 10.2 | 188 | 110.4 | 147 | 56240 | 2500 | 1420 | 2866 |
| PU® | | | | | | | | | | | |
| PU 12 | 600 | 360 | 9.8 | 9.0 | 140 | 66.1 | 110 | 21600 | 1200 | 715 | 1457 |
| PU 12-10/10 | 600 | 360 | 10.0 | 10.0 | 148 | 69.6 | 116 | 22580 | 1255 | 755 | 1535 |
| PU 18-1 | 600 | 430 | 10.2 | 8.4 | 154 | 72.6 | 121 | 35950 | 1670 | 980 | 1988 |
| PU 18 | 600 | 430 | 11.2 | 9.0 | 163 | 76.9 | 128 | 38650 | 1800 | 1055 | 2134 |
| PU 18+1 | 600 | 430 | 12.2 | 9.5 | 172 | 81.1 | 135 | 41320 | 1920 | 1125 | 2280 |
| PU 22-1 | 600 | 450 | 11.1 | 9.0 | 174 | 81.9 | 137 | 46380 | 2060 | 1195 | 2422 |
| PU 22 | 600 | 450 | 12.1 | 9.5 | 183 | 86.1 | 144 | 49460 | 2200 | 1275 | 2580 |
| PU 22+1 | 600 | 450 | 13.1 | 10.0 | 192 | 90.4 | 151 | 52510 | 2335 | 1355 | 2735 |
| PU 28-1 | 600 | 452 | 14.2 | 9.7 | 207 | 97.4 | 162 | 60580 | 2680 | 1525 | 3087 |
| PU 28 | 600 | 454 | 15.2 | 10.1 | 216 | 101.8 | 170 | 64460 | 2840 | 1620 | 3269 |
| PU 28+1 | 600 | 456 | 16.2 | 10.5 | 226 | 106.2 | 177 | 68380 | 3000 | 1710 | 3450 |
| PU 32 | 600 | 452 | 19.5 | 11.0 | 242 | 114.1 | 190 | 72320 | 3200 | 1825 | 3687 |
| GU™ | | | | | | | | | | | |
| GU 6N | 600 | 309 | 6.0 | 6.0 | 89 | 41.9 | 70 | 9670 | 625 | 375 | 765 |
| GU 7N | 600 | 310 | 6.5 | 6.4 | 94 | 44.1 | 74 | 10450 | 675 | 400 | 825 |
| GU 7S | 600 | 311 | 7.2 | 6.9 | 100 | 46.3 | 77 | 11540 | 740 | 440 | 900 |
| GU 8N | 600 | 312 | 7.5 | 7.1 | 103 | 48.5 | 81 | 12010 | 770 | 460 | 935 |
| GU 8S | 600 | 313 | 8.0 | 7.5 | 108 | 50.8 | 85 | 12800 | 820 | 490 | 995 |
| GU 13N | 600 | 418 | 9.0 | 7.4 | 127 | 59.9 | 100 | 26590 | 1270 | 755 | 1535 |
| GU 14N | 600 | 420 | 10.0 | 8.0 | 136 | 64.3 | 107 | 29410 | 1400 | 830 | 1685 |
| GU 15N | 600 | 422 | 11.0 | 8.6 | 146 | 68.7 | 115 | 32260 | 1530 | 910 | 1840 |
| GU 16N | 600 | 430 | 10.2 | 8.4 | 154 | 72.6 | 121 | 35950 | 1670 | 980 | 1988 |
| GU 18N | 600 | 430 | 11.2 | 9.0 | 163 | 76.9 | 128 | 38650 | 1800 | 1055 | 2134 |
| GU 20N | 600 | 430 | 12.2 | 9.5 | 172 | 81.1 | 135 | 41320 | 1920 | 1125 | 2280 |
| GU 21N | 600 | 450 | 11.1 | 9.0 | 174 | 81.9 | 137 | 46380 | 2060 | 1195 | 2422 |
| GU 22N | 600 | 450 | 12.1 | 9.5 | 183 | 86.1 | 144 | 49460 | 2200 | 1275 | 2580 |
| GU 23N | 600 | 450 | 13.1 | 10.0 | 192 | 90.4 | 151 | 52510 | 2335 | 1355 | 2735 |
| GU 16-400 | 400 | 290 | 12.7 | 9.4 | 197 | 62.0 | 155 | 22580 | 1560 | 885 | 1815 |
| GU 18-400 | 400 | 292 | 15.0 | 9.7 | 221 | 69.3 | 173 | 26090 | 1785 | 1015 | 2080 |

Todas as estacas-prancha AU™, PU® e GU™ possuem conectores Larssen de acordo com a Norma EN 10248. Estacas-prancha AU™, PU® e GU™-N (exceção: GU™-400 range) podem ser conectadas umas às outras. Ângulo de rotação teórico do conector: α máx. = 5°.

