

Tema: Infraestrutura

**Alguns aspectos da análise teórica de estruturas de contenção formadas com estacas prancha para escavações em solos arenosos**

Pedro Wellington G. N. Teixeira<sup>1</sup>

**Resumo**

Apresentam-se resultados de análise de uma cortina de estaca prancha para escavação em solo arenoso. O objetivo principal é avaliar os resultados obtidos por métodos de cálculo correntes atualmente. São empregados modelos de viga equivalente, de viga sobre base elástica e modelo baseado no método dos elementos finitos, com uso do software Plaxis 2D. São feitas considerações sobre a forma do diagrama de empuxos. Além disso, aplica-se carregamento definido empiricamente conforme recomendações de Twine & Roscoe (1999). A partir dos resultados apresentados, pode-se concluir que o modelo de viga equivalente com carregamento auto equilibrado é essencial para a fase inicial do projeto, quando estão sendo feitas as definições básicas da estrutura, do método construtivo e parâmetros geotécnicos. O modelo de viga sobre base elástica é mais simples de ser empregado, porém resulta em esforços muito elevados quando se compara com o modelo de elementos finitos. Entende-se que o projeto de contenções escoradas deve ser feito com atenção aos aspectos aqui comentados, haja vista que não há um método que considere de forma adequada todos os aspectos importantes de interação entre o solo e a estrutura.

**Palavras-chave:** Estacas prancha; escavações profundas; estruturas de contenção.

**Some aspects of theoretical analysis of sheet pile wall for deep excavations in granular/cohesionless soils**

**Abstract**

The results of the analysis of a sheet pile wall for excavation in granular/cohesionless soil are presented. The main objective is to evaluate the results obtained by current analysis methods. Methods considered are equivalent beam, beam on springs and finite element method using the Plaxis 2D software. Considerations are made about the shape of the earth pressure diagram. In addition, empirically defined loading is applied as recommended by Twine & Roscoe (1999). From the results presented, it can be concluded that the equivalent beam model with self-balancing loading is essential for the initial phase of the project, when basic definitions of the structure, the construction method and geotechnical parameters are being made. The beam model on elastic base is simpler to employ, but results in very high efforts when compared with the finite element model. It is understood that the project of a braced deep excavation structure should be done with attention to the aspects commented here, since there is no method that adequately considers all the important aspects of interaction between the soil and the structure.

**Keywords:** sheet pile wall; deep excavations; retaining structures;

<sup>1</sup> Engenheiro Civil/Mestre e Doutor em Eng. de Estruturas USP-EESC (1999) / Professor Doutor – Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo

## 1 INTRODUÇÃO

### 1.1 Generalidades

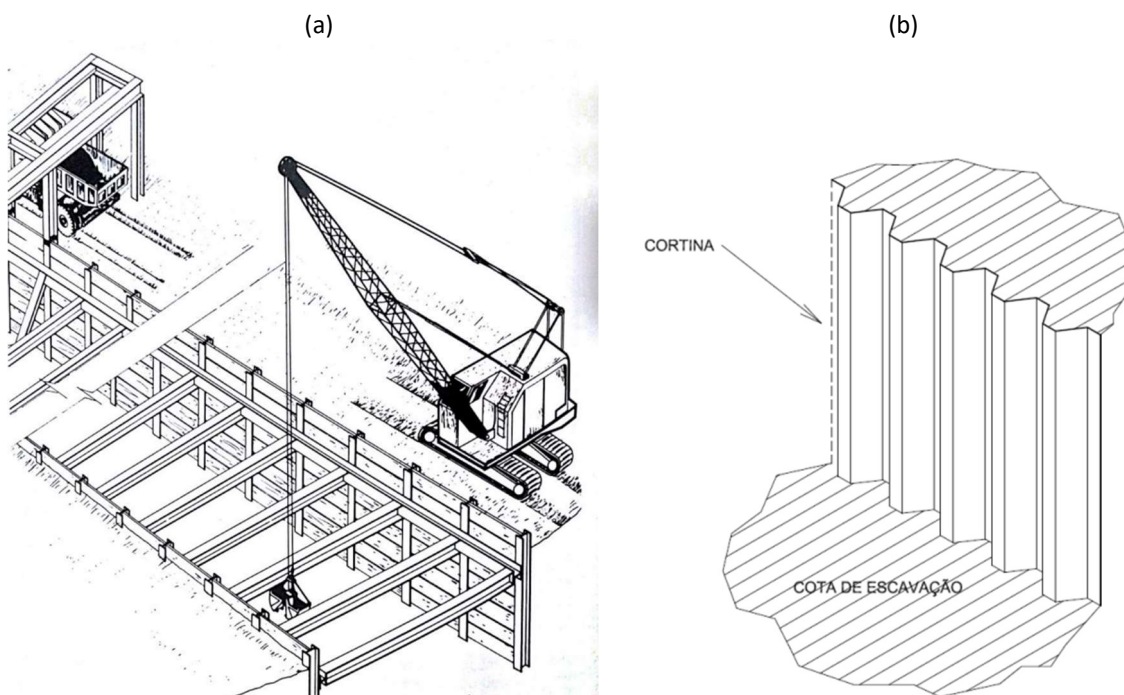
As estruturas de contenção são destinadas a resistir aos empuxos de terra e água de uma escavação ou de um aterro. Também é comum se empregar esse termo para os reforços de taludes existentes, embora estes, por vezes, apresentem conceitos e técnicas um pouco diferentes.

Dentre as estruturas de contenção de escavações, destacam-se aquelas em que se empregam elementos de aço. Os tipos mais comuns são:

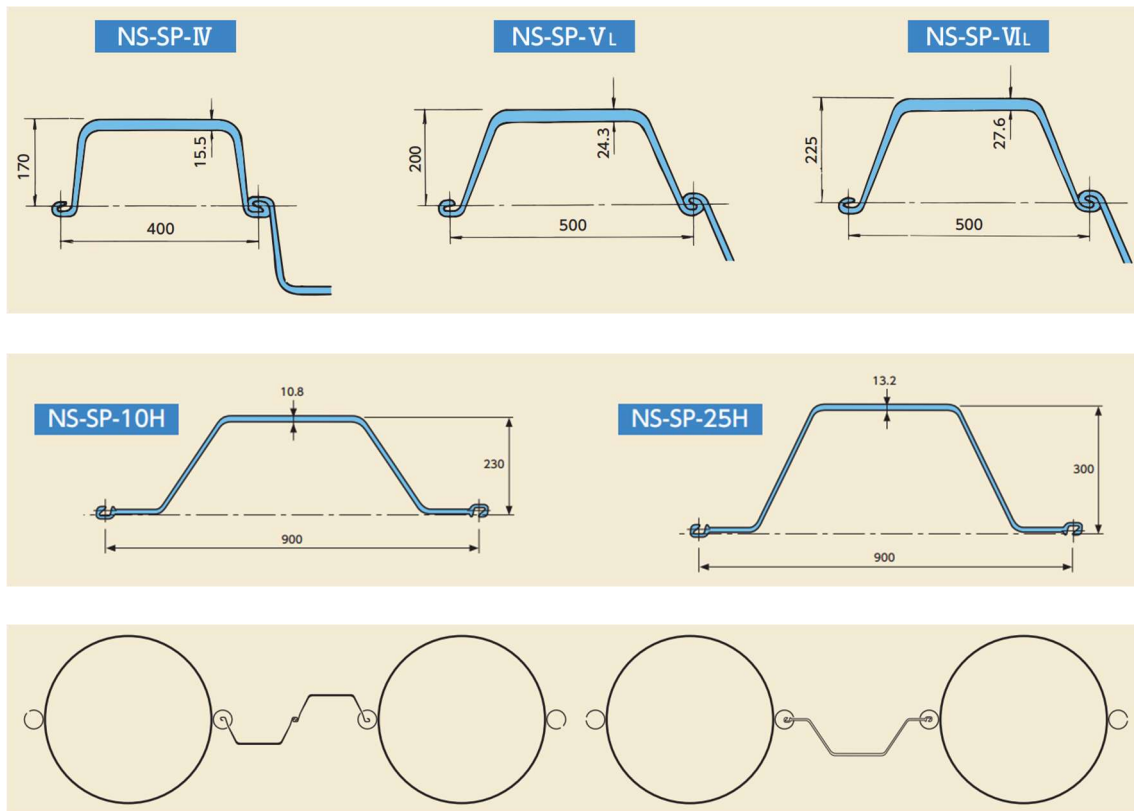
- Contenção do tipo perfil-pranchada, em que se utilizam perfis tipo “I” espaçados e pranchas de madeira ou placas de concreto pré-moldado entre os perfis, formando uma contenção com estrutura descontínua (figura 1a);
- Contenção com cortina de estacas prancha, nas quais se utiliza, em geral, um único elemento formando uma estrutura contínua (figura 1b);

Na figura 1c apresenta-se ainda uma vista de uma contenção contínua com estacas prancha de aço.

Figura 1 – Ilustração de contenção de vala com sistemas: (a) descontínuo, de perfil e pranchada (RICARDO, H. S. & CATALANI, G. Manual prático de escavação: terraplenagem e escavação de rocha. 2 ed. São Paulo: Pini, 1990. p. 277.); (b) contínuo, com estacas prancha; (c) seções transversais de contenções com estacas prancha;



(c)



Fonte: steel sheet piles – k007en\_07\_201612f © 2012, 2016 NIPPON STEEL & SUMITOMO METAL CORPORATION

O uso do aço em estruturas de contenção apresenta algumas vantagens, dentre as quais se destacam:

- Os perfis de aço são muito eficientes no trabalho a flexão;
- Os perfis podem ser instalados em diversos tipos de solo, mesmo na presença de nível de água;
- Imediatamente após a instalação dos perfis, a escavação pode ser iniciada, pois não há necessidade de tempo de cura da estrutura, por exemplo;
- Quando há necessidade de transmitir cargas para a contenção isso pode ser feito aprofundando os perfis nas regiões carregadas e eventualmente combinando perfis tubulares intercalados com a seção corrente de uma cortina de estacas prancha. Dessa forma, com expedientes simples, podem-se criar boas condições de fundação para as cargas sem necessidade, por exemplo, de vigas alavanca que podem ser necessárias em outros sistemas de contenção;

Por apresentarem essas vantagens, é muito comum o emprego de elementos de aço nessas estruturas de contenção, seja para contenções provisórias ou definitivas, havendo vantagens que tornam o uso do aço a melhor solução em diversas situações.

## 1.2 Empuxos de terra em estruturas de contenção

O projeto de uma estrutura de contenção com elementos de aço, assim como com outro material, requer considerações de interação entre o solo e a estrutura. Uma forma tradicional de se considerar essa interação pode ser com emprego dos chamados “modelos de ações impostas”. Nesses modelos, a interação entre a estrutura e o solo é feita aplicando-se carregamentos idealizados na interface entre os dois sistemas. No caso específico de contenções esses carregamentos correspondem aos empuxos. Os carregamentos de empuxos considerados em situações normais são:

- Empuxos de terra produzidos pelo próprio peso do solo contido;
- Empuxos de água presente no solo;
- Empuxos decorrentes de sobrecargas próximas à escavação;

A determinação de empuxos de terra e de água é feita com base nos métodos da Mecânica dos Solos. Importante chamar a atenção para o caso das estruturas de contenção escoradas nas quais a forma “hidrostática” das tensões ativas do solo pode se modificar de forma sensível. A constatação desse fato é descrita nos textos que tratam das primeiras escavações para obras de metrô, conforme comentado em Tschebotarioff (1978):

*“A construção de metrô em Nova York, no final do século passado, exigiu escavação de valas profundas e escoradas em solos arenosos. A experiência cedo mostrou que a distribuição triangular de pressões de Coulomb não coincidia com a realidade da situação. As escoras superiores deram provas de que estavam suportando tensões excessivas, mesmo nos casos em que seu cálculo tinha sido executado para o dobro do carregamento previsto numa distribuição triangular. Na década de 1930, Taylor (Taylor, D. W. Abstracts of selected theses on soil mechanics, MIT Dept. Civil Eng., Publ. Ser., 79, junho de 1941) ampliou os ensaios realizados em grande escala por Terzaghi (Terzaghi, K. Large retaining wall tests, Eng. News rec. 1934, pp. 136, 259, 316, 403, 503), chegando à conclusão de que a distribuição de Coulomb era essencialmente correta para o caso de muro girando em torno do pé ou sofrendo deslocamento horizontal.”*

O cálculo de empuxos está além do escopo deste artigo, porém cumpre lembrar um aspecto importante relacionado aos diferentes valores de deslocamentos ( $s$ ) da contenção para mobilizar plenamente as tensões ativas ( $p_a$ ) e passiva ( $p_p$ ) – deslocamentos que podem ser chamados de  $s_a$  e  $s_p$ , respectivamente. A figura 2 ilustra de forma qualitativa esse aspecto; em geral,  $s_a$  é da ordem de poucos centímetros e  $s_p$  pode chegar a decímetros.

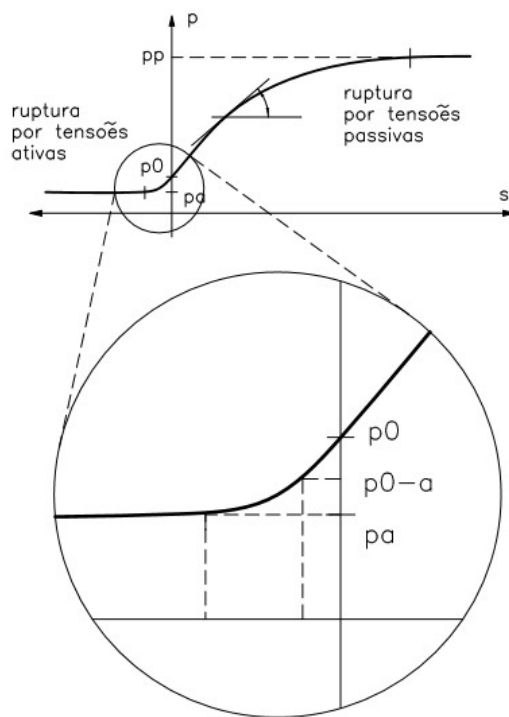
No caso particular das contenções de escavações, uma característica que pode ser usada para classificá-las é a existência ou não da ficha. Ficha é como se denomina a profundidade da penetração da contenção abaixo da cota de escavação.

Contenções de escavações sem ficha são mais comuns em valas escoradas de pequeno porte ou em obras de solo grampeado e cortinas atirantadas.

Havendo ficha na estrutura de contenção, esta pode ainda ser contínua ou descontínua. O caso aqui tratado neste artigo, de contenções com estacas prancha, apresenta ficha contínua.

Por fim, a contenção pode ter apoios superiores ou não. Esses apoios acima da cota de escavação são normalmente fornecidos por escoras ou tirantes.

Figura 2 – Ilustração esquemática da relação entre pressões ativa e passiva com os deslocamentos  $s_a$  e  $s_p$ .



### 1.3 Considerações sobre o comprimento da ficha e tipo de apoio no solo

O comprimento da ficha pode ser apenas o suficiente para fornecer empuxo passivo do lado escavado. Ou, sendo maior, poderia fornecer também empuxo passivo do lado oposto – o empuxo passivo do lado oposto é usualmente denominado contra empuxo.

Nesses casos, a vinculação da estrutura de contenção com o solo abaixo da cota de escavação pode configurar apoio simples ou engastamento.

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 " $f_0$ ".

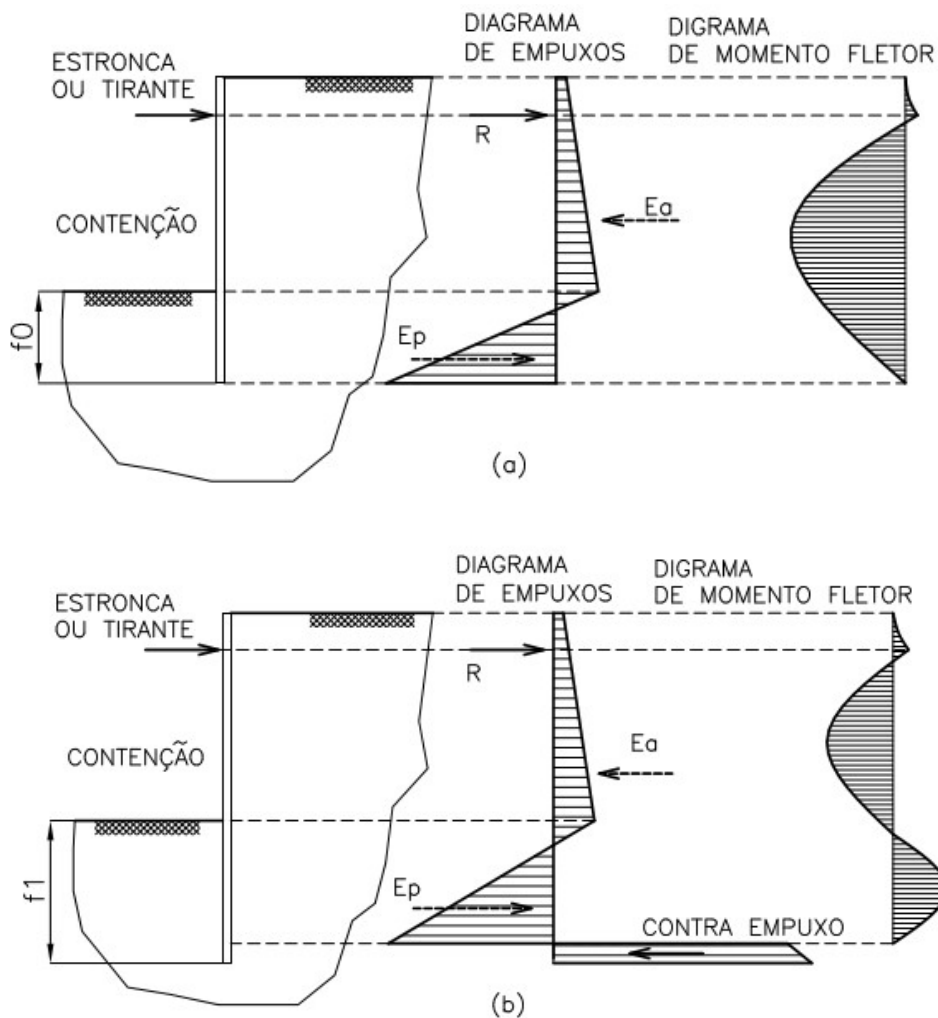
Dessa forma, idealizada, há dois tipos de vínculos: apoio fixo ou engaste perfeito (Figura 3).

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.

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.

Figura 3 – 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:  $f = f_1$ .



#### 1.4 Cálculo da ficha

As profundidades " $f_0$ " e " $f_1$ " são definidas por iterações. No início de um projeto é interessante que seja feita uma estimativa desses dois valores. Para a estrutura em balanço ou com um nível de apoio superior e ficha mínima, o cálculo é isostático. Estruturas com vários níveis de apoios (estroncas ou tirantes) são hiperestáticas, devendo ser resolvidas por tentativas.

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 conseguem alcançar as condições de obter um engaste perfeito ou mesmo um engaste elástico [2].

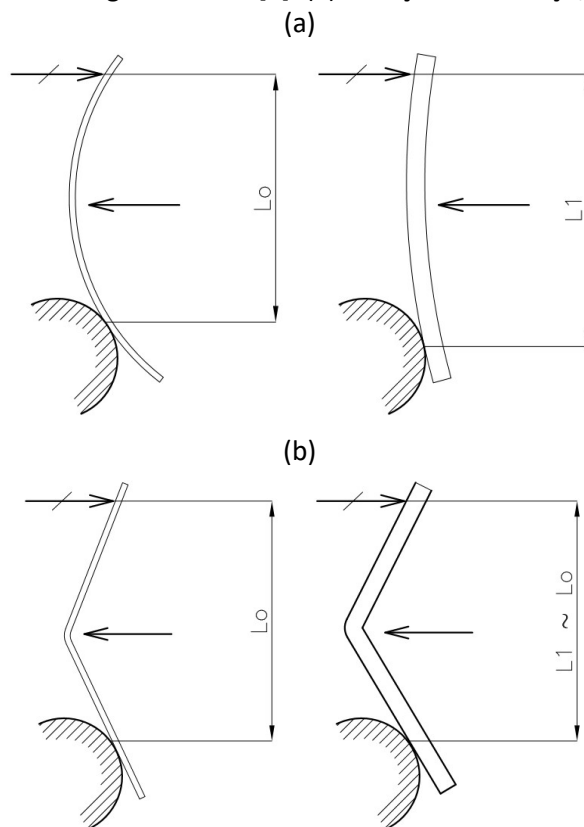
Uma analogia interessante sobre essa questão é apresentada em [3] e reproduzida abaixo na Figura 4. A analogia consiste em imaginar o apoio inferior, fornecido pelo solo, como sendo um cilindro rígido.

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.

Figura 4 – Analogia de Rowe [3]: (a) situação em serviço; (b) ELU.



## 2 MATERIAIS E MÉTODOS

As características específicas das estruturas de contenção de escavações profundas escoradas tornam a análise teórica dessas obras muito complexa. Os primeiros métodos teóricos desenvolvidos após observações de obras executadas consistiam em aplicar carregamentos determinados de forma empírica. Atualmente é possível elaborar modelos que considerem de

forma mais realista a interação entre solo e estrutura. Porém, ainda há muitas dúvidas relacionadas aos modelos teóricos disponíveis. Pensando nisso, neste artigo são feitos estudos de análise estrutural com diferentes métodos visando uma discussão de aspectos considerados importantes para um projeto eficiente de estruturas de contenção de escavações com elementos de aço.

Serão empregados os seguintes métodos:

- Modelo de viga equivalente, com carregamentos auto equilibrados;
- Modelos de viga sobre base elástica;
- Método dos elementos finitos;

Os modelos de viga equivalente são elaborados considerando o elemento estrutural da contenção como sendo uma viga que pode ser engastada ou simplesmente apoiada no solo. Os carregamentos são definidos como sendo empuxos calculados com a teoria clássica da mecânica dos solos. Para levar em conta os efeitos de redistribuição das tensões ativas – ou arqueamento – o diagrama “hidrostático” será transformado em carregamento uniforme, preservando o valor do empuxo. Os apoios serão considerados como apoios fixos na horizontal e o comprimento da viga é definido, em cada fase, como a soma entre a profundidade escavada naquela fase e a ficha mínima –  $f_0$  ou  $f_1$ , conforme o caso. Para considerar os efeitos da sequência executiva, no modelo de viga equivalente foram analisadas cinco situações, 1, 2a, 2b, 3a e 3b, a saber:

- Viga em balanço, engastada na ficha;
- Viga com um apoio superior e apoio fixo na ficha (free earth support);
- Viga com um apoio superior e engaste na ficha (fixed earth support);
- Viga com três apoios superiores e engaste ou apoio fixo na ficha (free earth support);
- Viga com três apoios superiores e engaste ou apoio fixo na ficha (fixed earth support);

O modelo de viga sobre base elástica foi feito considerando-se quatro fases de execução conforme figura 5b. As molas foram definidas a partir de  $k = 30.000 \text{ kN/m}^2$ , mas não tiveram efeito pois virtualmente todas apresentaram plastificação. Os empuxos ativos foram mantidos com distribuição triangular.

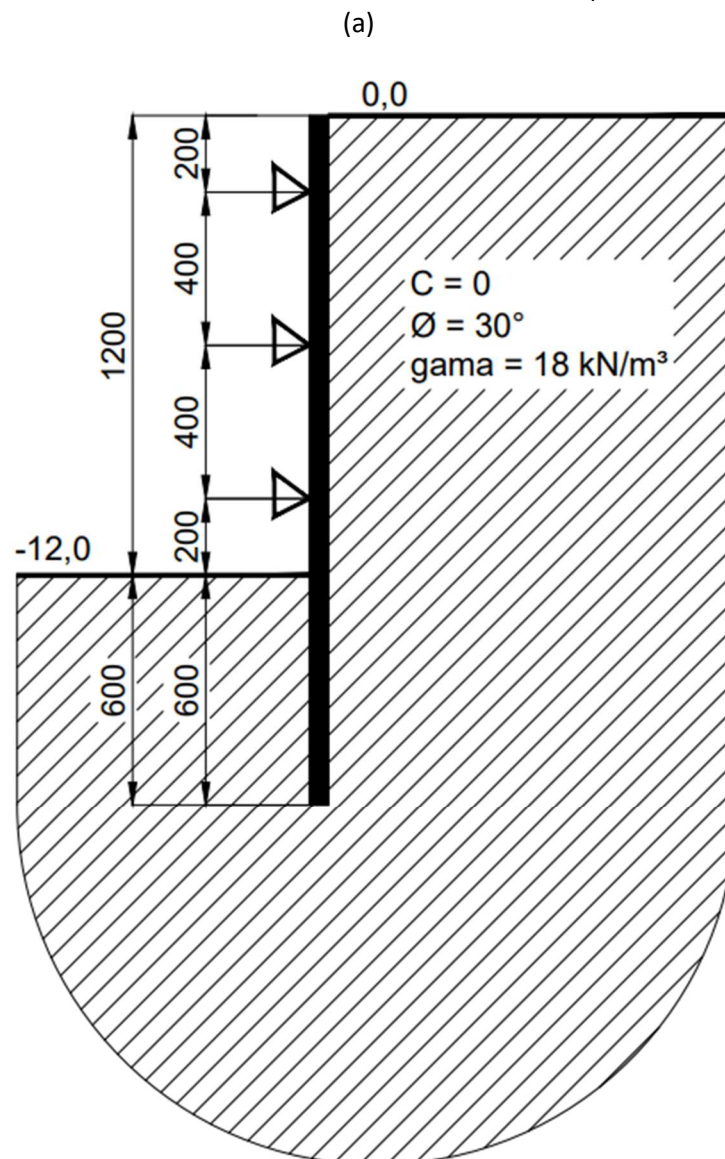
O método dos elementos finitos foi aplicado com uso do software Plaxis 2D versão 8.4 “Introductory version”. A estrutura de contenção foi modelada como barra, admitindo-se comportamento elástico. O solo foi modelado com elementos planos, admitindo estado plano de deformação e comportamento elasto-plástico com envoltória de Mohr-Coulomb. Essa inconsistência geométrica de combinar em um mesmo modelo elementos de barra – unidimensionais – e elementos bidimensionais, tem sido encarada como aceitável e traz maiores problemas em casos específicos tais como a análise de uma placa circular apoiada no solo, em que os momentos circunferenciais na placa resultam desconhecidos.

A análise foi feita considerando uma escavação com 12,0 m de profundidade e com as seguintes características:

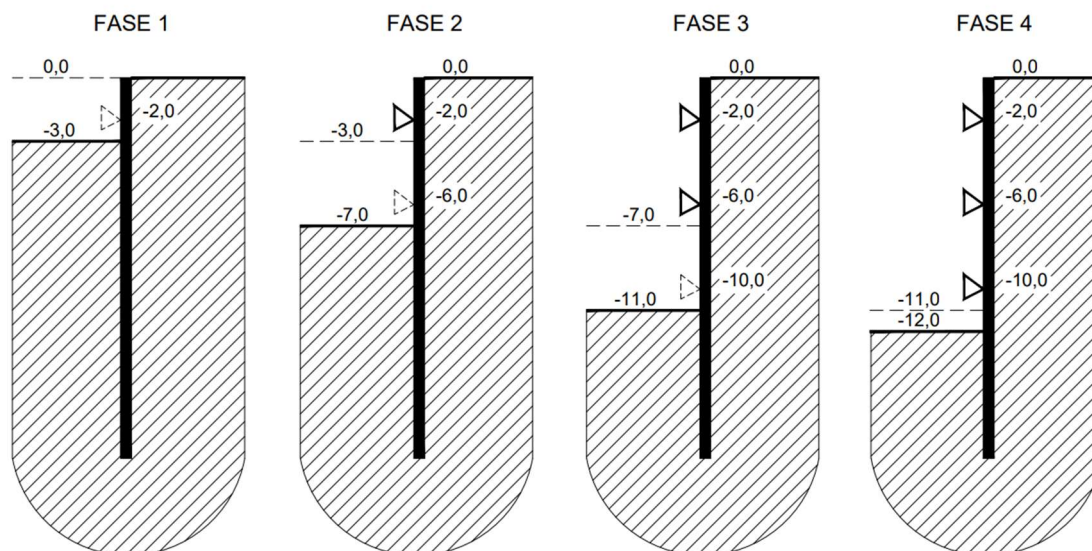
- Solo não coesivo, com os seguintes parâmetros e considerações:
  - Situação drenada;
  - $E = 40.000 \text{ kPa}$ ;  $\nu = 0,3$ ;
  - $c' = 0$  (no modelo de elementos finitos,  $c' = 1 \text{ kPa}$ , para evitar problemas numéricos);
  - $\gamma' = 18 \text{ kN/m}^3$ ;

- $\phi' = 30^\circ$ ;
- $\delta' = 0$  (no modelo de elementos finitos, a interface foi considerada com fator de rigidez 0,1);
- A viga foi representada no modelo com 18 m de comprimento, valor que foi determinando acrescentando um valor médio entre  $f_0$  e  $f_1$  à profundidade de escavação;
- Três apoios, e escavação em fases conforme esquema da figura 5, cujas definições foram feitas com base no modelo de viga com carregamento auto equilibrado.

Figura 5 – Definições para os modelos: (a) geometria; (b) fases de execução (medidas em centímetros e cotas de nível em metros)



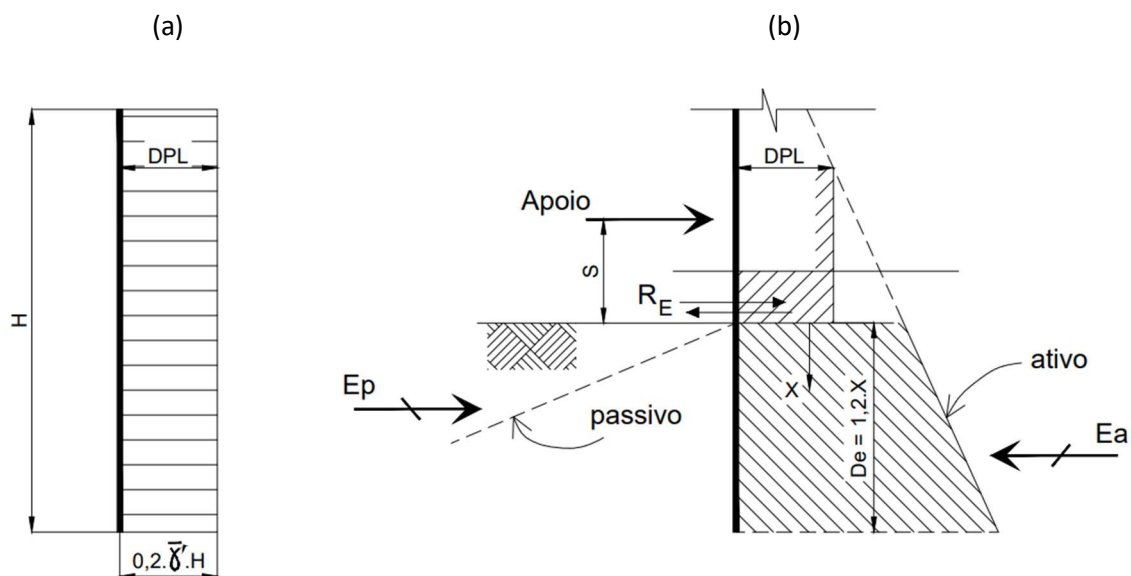
(b)



Não foi considerado sobrecarga na superfície haja vista que os objetivos deste trabalho são mais relacionados a avaliação dos empuxos de terra propriamente ditos. Da mesma forma, não foi considerada a existência de água no subsolo.

Por fim, na figura 6 apresentam-se as considerações apresentadas por Twine & Roscoe (1999) para determinação de forças nas estroncas e ficha mínima.

Figura 6 – Carga distribuída para determinação de forças em apoios de contenções escoradas, conforme Twine & Roscoe (1999): (a) DPL (*distributed prop load*); (b) procedimento proposto por Goldberg et al, 1976, apud Twine & Roscoe (1999)



## 3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

### 3.1 Cálculo de fichas com modelo de viga equivalente com carregamento auto equilibrado


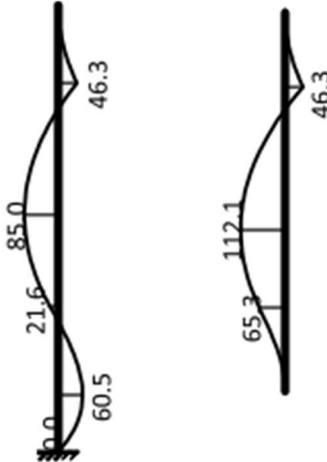
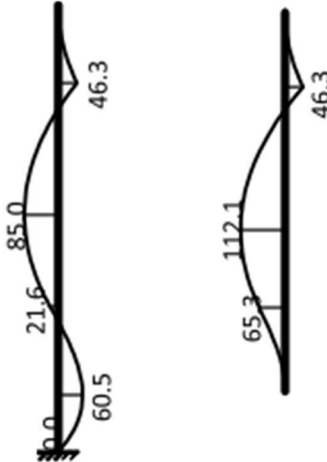
Na tabela 1 apresentam-se as considerações de empuxos de terra para o modelo de viga equivalente com carregamento auto equilibrado. Podem-se observar as expressões para as tensões ativa e passiva consideradas incluindo a retificação do diagrama de ativo, que se estendeu até a profundidade em que as tensões, ativa e passiva, se anulam ( $u$ ).

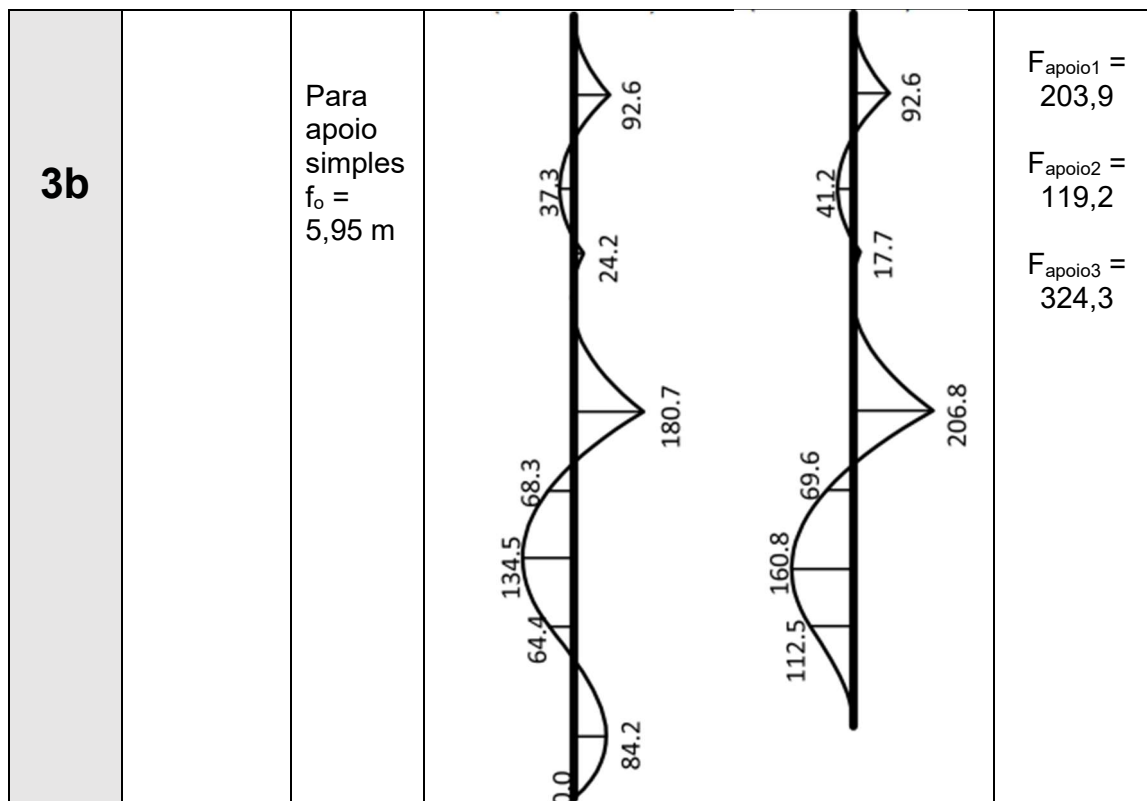
Tabela 1 – Casos analisados como modelo de viga equivalente (figuras sem escala)

CASO	DESC.	TENSÕES ATIVAS E PASSIVAS	
<b>1</b>	Escavação com profundidade de 3,00 m. Contenção em balanço.		
<b>2</b>	Escavação com profundidade de 6,00 m. Contenção com um nível de apoio superior. Diagrama de ativo "retificado".	<p>CONDIÇÃO DE ENGASTE</p>	<p>CONDIÇÃO DE APOIO SIMPLES</p>
<b>3</b>	Escavação com profundidade de 12,00 m. Contenção com três níveis de apoio superiores. Diagrama de ativo "retificado".	<p>CONDIÇÃO DE ENGASTE</p>	<p>CONDIÇÃO DE APOIO SIMPLES</p>

Na tabela 2 apresenta o valor de  $u$  (m), que corresponde à profundidade em que as tensões, ativa e passiva, se anulam. Apresentam-se ainda os valores encontrados para a ficha mínima em cada situação analisada. Por fim, são representados ainda os diagramas de momento fletor na viga e as reações de apoio correspondentes.

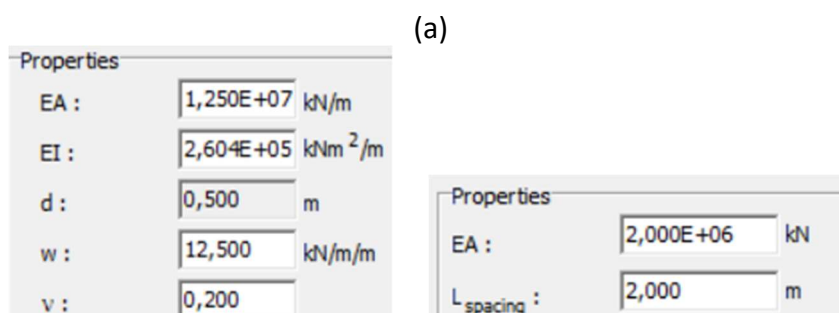
Tabela 2 – Resultados dos modelos de viga

CASO	Prof. Onde as tensões se anulam (u)	Ficha mínima ( $f_1 / f_o$ )	Diagrama de momentos na viga (kN.m/m)	Reação no apoio superior (kN/m)
<b>1</b>	0,86 m	5,36 m		---
<b>2<sup>a</sup></b>	1,71 m	Para engaste $f_1 = 6,17$ m		$F_{\text{apoi}o1} = 124,2$
<b>2<sup>b</sup></b>		Para apoio simples $f_o = 3,82$ m		$F_{\text{apoi}o1} = 131,9$
<b>3a</b>	3,43 m	- Para engaste $f_1 = 8,63$ m		$F_{\text{apoi}o1} = 202,2$  $F_{\text{apoi}o2} = 129,0$  $F_{\text{apoi}o3} = 302,5$

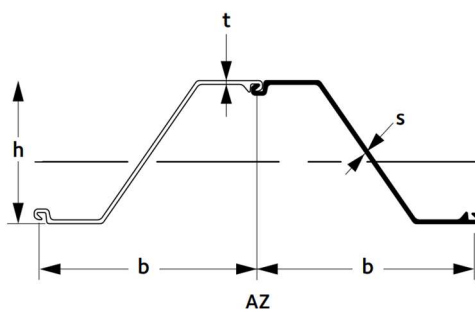


Os resultados de análises mostradas nas tabelas 1 e 2 permitem uma primeira estimativa dos esforços nos apoios e dos momentos fletores na viga. Tais resultados são importantes para um correto pré-dimensionamento dos elementos. Dessa forma serão escolhidos vigas e apoios, elásticos, com as seguintes propriedades, respectivamente (figura 7):

Figura 7 – Propriedades da viga e dos apoios para os modelos: (a) valores numéricos; (b) seção considerada para a viga conforme



(b)



Perfil	Largura		Altura h (mm)	Espessura		Área seção transversal (cm <sup>2</sup> /m)	Peso		Momento de inércia (cm <sup>4</sup> /m)	Módulo flexão elástico (cm <sup>3</sup> /m)	Momento estático (cm <sup>3</sup> /m)	Módulo de seção plástico (cm <sup>3</sup> /m)
	Simples b (mm)	Duplas b+b (mm)		Flange t (mm)	Alma s (mm)		Estaca (kg/m)	Parede (kg/m <sup>2</sup> )				
AZ 26-700	700	1400	460	12.2	12.2	187	102.9	147	59720	2600	1535	3070

Fonte: Arcelor Mittal / Projects Central & South America – Soluções para fundações e contenções: tabelas de estacas-prancha laminadas a quente

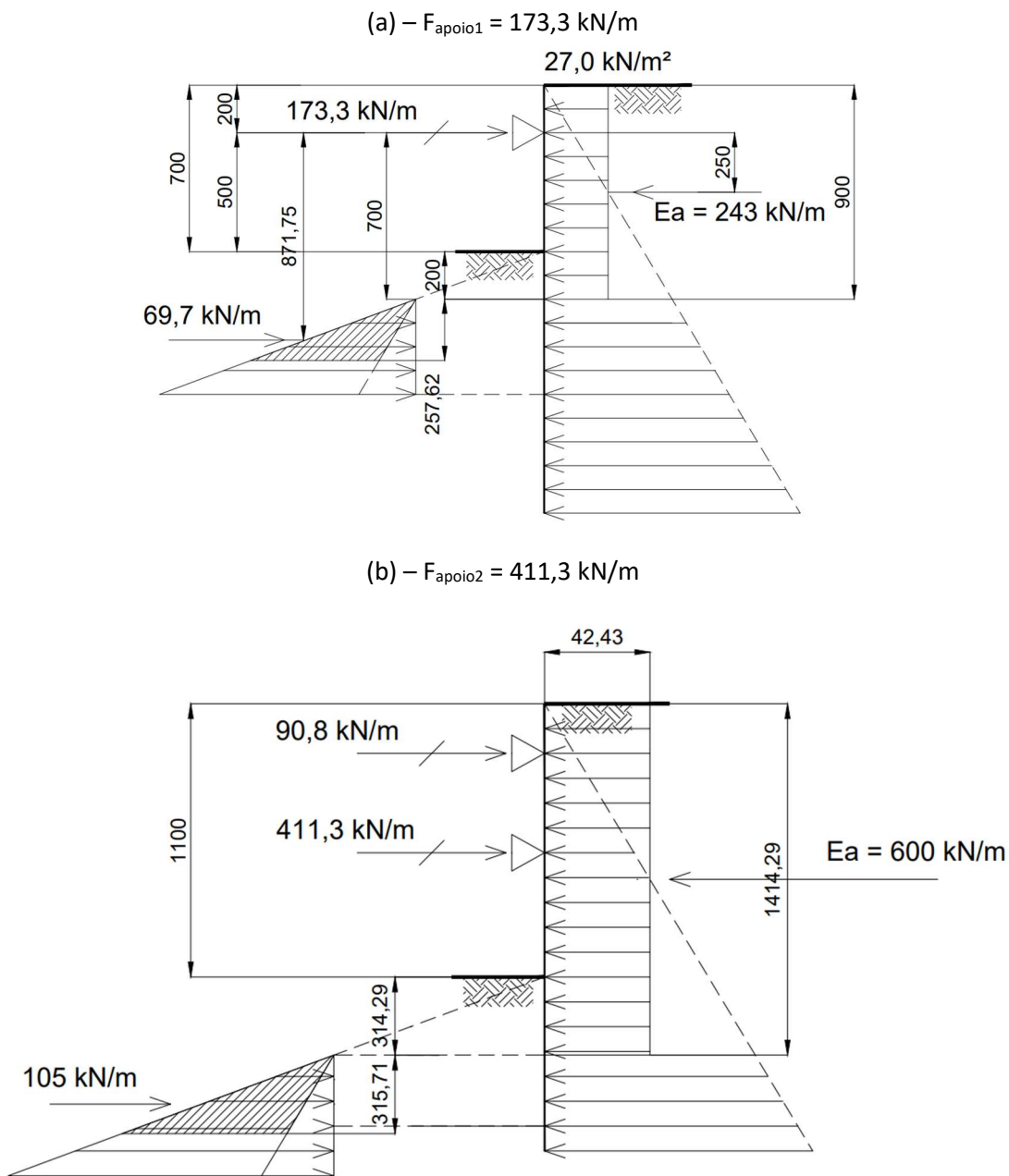
No modelo de viga feito inicialmente os apoios são fixos e os empuxos são aplicados como carregamentos idealizados, logo os resultados iniciais para pré-dimensionamento não variam com as rigidezes dos apoios e da própria viga (que tem inércia constante).

Nos modelos apresentados no próximo item esses dados são importantes e influenciam os resultados.

Antes de seguir, convém apresentar dois últimos resultados de análise que reproduzem melhor as fases 2 e 3 (figura 8). O objetivo é ilustrar que a força nos apoios superiores aumenta quando se considera a escavação até 1,00 m abaixo do apoio imediatamente abaixo. Esse refinamento é importante para definir de forma adequada o número de fases executivas e as características principais dessas fases a considerar nos modelos mais refinados.

Ou seja, o cálculo com a viga equivalente permite que se planeje melhor um modelo evolutivo. O modelo de elementos finitos é evolutivo. O modelo de viga sobre base elástica aqui empregado, embora não seja evolutivo, será calculado buscando-se representar as várias fases de modo a permitir o traçado de uma envoltória.

Figura 8 – Resultados de reações nos apoios nas fases 2 e 3 (medidas em centímetros): (a) força no apoio superior na fase 2 com retificação do empuxo ativo; (b) idem, na fase 3.



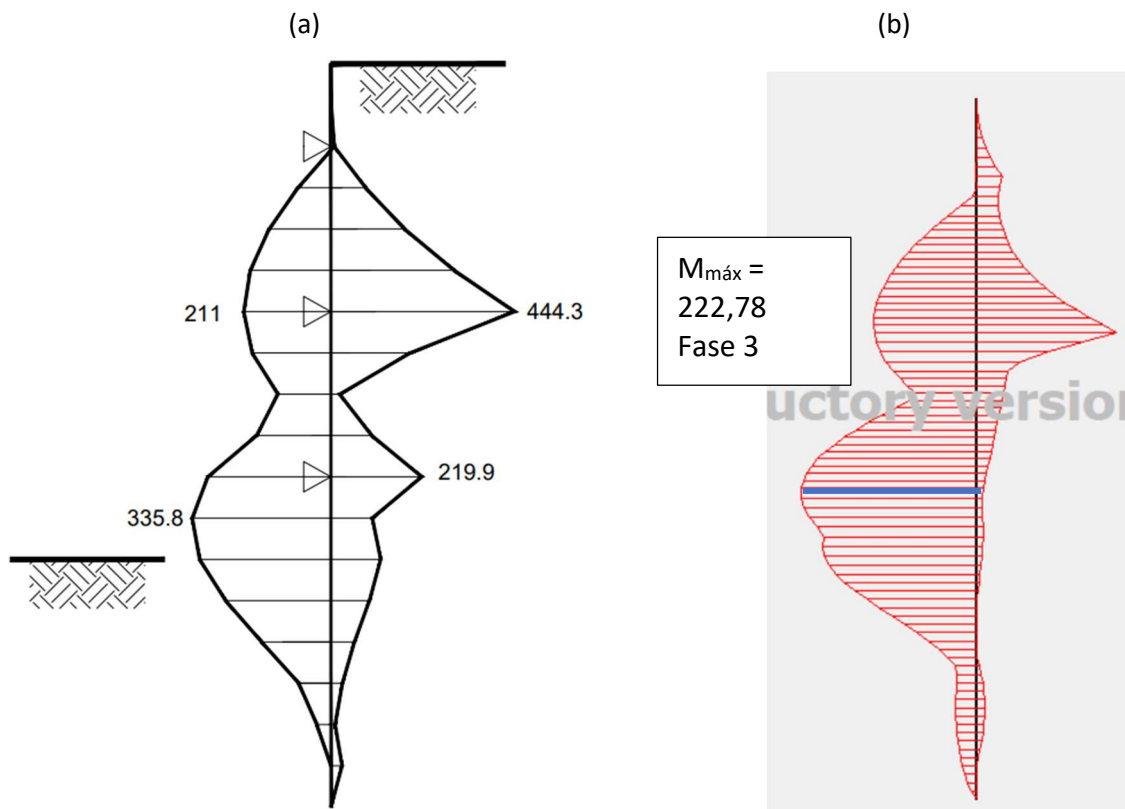
Observa-se, com base nos resultados da figura 8a, que pôde ser determinada reação de apoio maior no primeiro apoio, em relação ao que foi apresentado na tabela 2 – casos 2a e 2b. E a figura 8b permite avaliar a força máxima no segundo apoio, que não aparece em nenhum dos casos da tabela 2.

## 3.2 Resultados dos modelos de vigas sobre base elástica e modelo de elementos finitos

### 3.2.1 Momentos na viga

Na figura 9 apresenta-se comparação entre os diagramas de momento fletor obtidos com o modelo de viga sobre base elástica e os modelos de elementos finitos (Plaxis 2D). Observa-se que os resultados do modelo de viga são bastante superiores, o que será discutido a seguir.

Figura 9 – Comparação entre os diagramas de momento fletor obtidos com o modelo de viga sobre base elástica e o modelo de elementos finitos (kN.m/m)

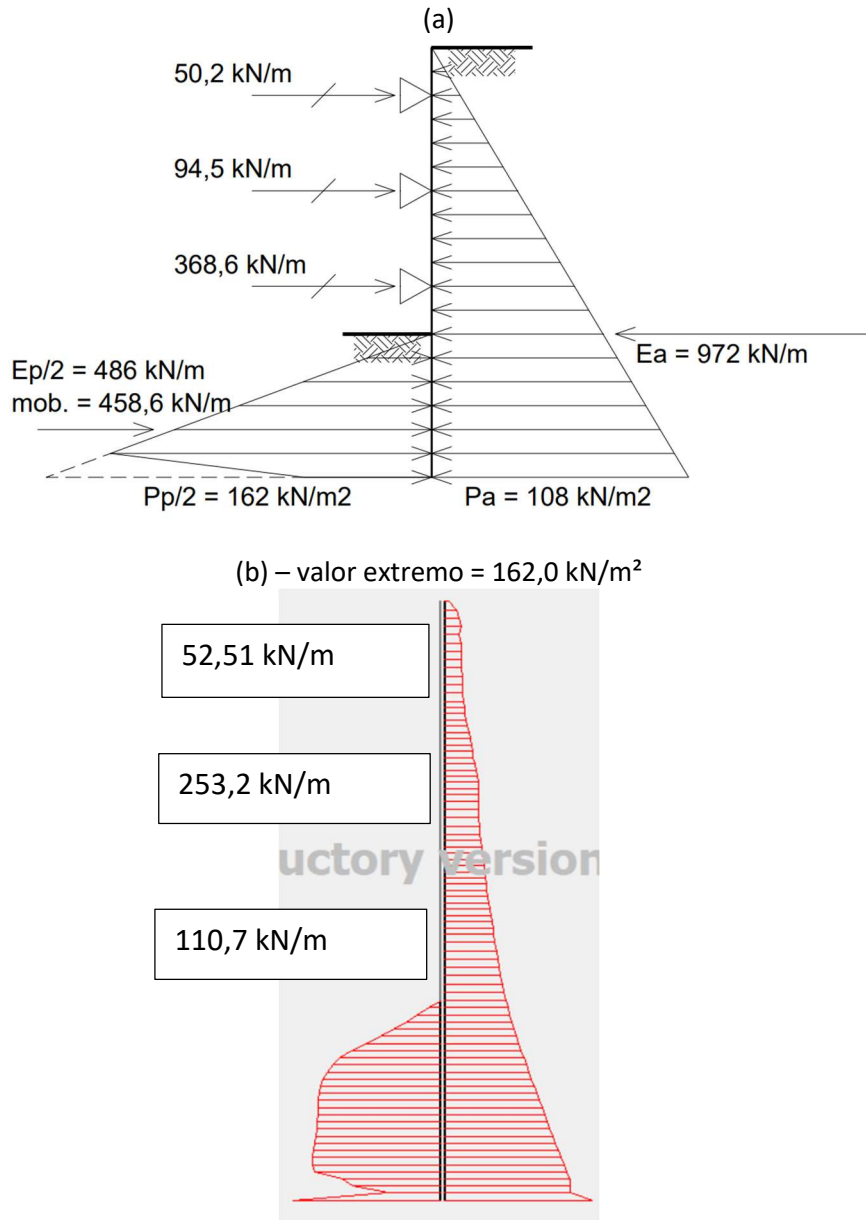


Na figura 10, apresentam-se os diagramas de tensões normais efetivas na interface entre o solo e a estrutura obtidos com os dois modelos, na última fase de escavação.

No modelo de vigas sobre base elástica os empuxos são aplicados com valores pré-determinados (modelo de ações impostas), enquanto no modelo de elementos finitos os empuxos são decorrentes da análise (modelo de ações espontâneas).

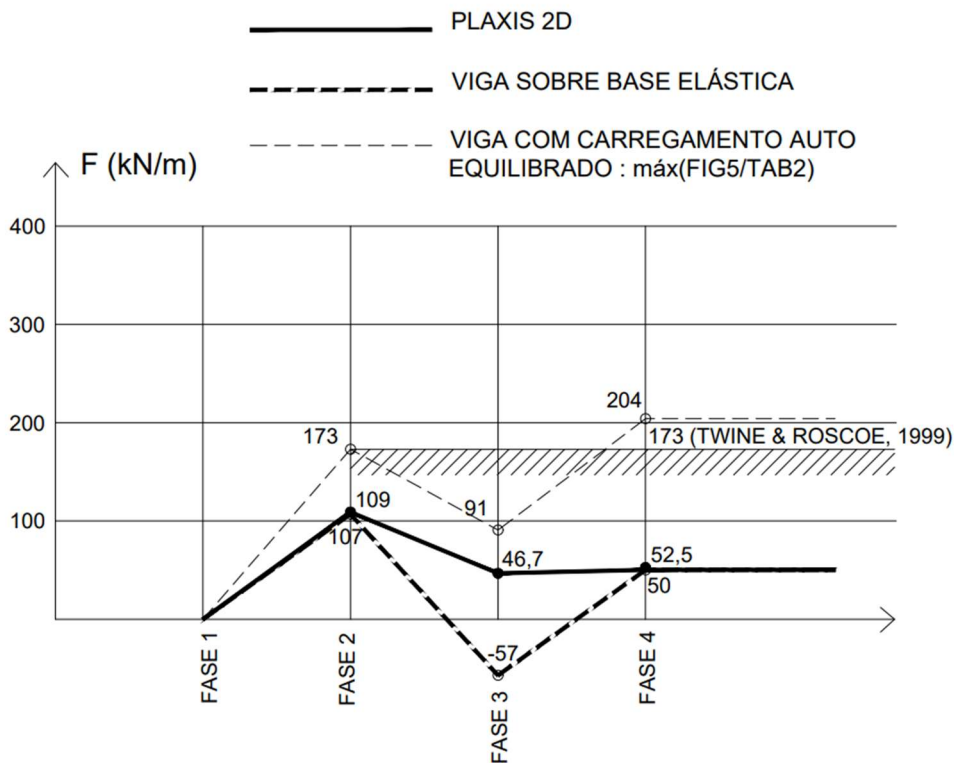
É possível observar que a distribuição dos empuxos varia de maneira não uniforme no modelo de elementos finitos, havendo maiores concentrações de tensões próximo aos apoios.

Figura 10 – Diagramas de empuxo e reações nos apoios na fase 4: (a) considerado no modelo de viga; (b) resultante do processamento do modelo de elementos finitos.

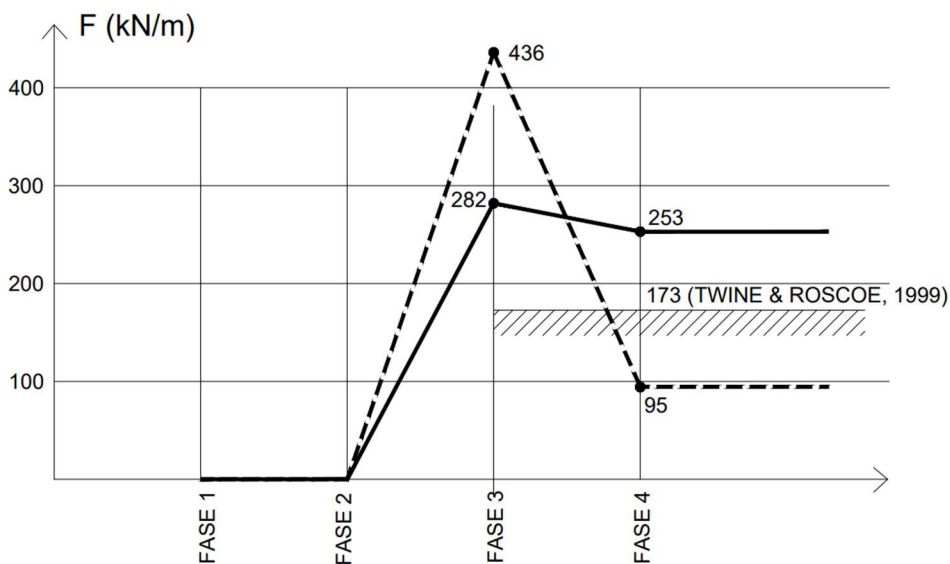


É interessante avaliar ainda as reações máximas nos apoios, obtidas com os modelos elaborados, as quais são apresentadas na figura 11, para os modelos de viga e o modelo de elementos finitos. Na figura 11 indicam-se ainda os apoios em que o modelo de viga equivalente com carregamento auto equilibrado apresentou maiores valores de reação; isso decorre principalmente da “retificação” do diagrama de esforços considerada no modelo de viga equivalente. Por fim, na figura 11 são apresentadas ainda as reações encontradas com o procedimento de Twine e Roscoe (1999).

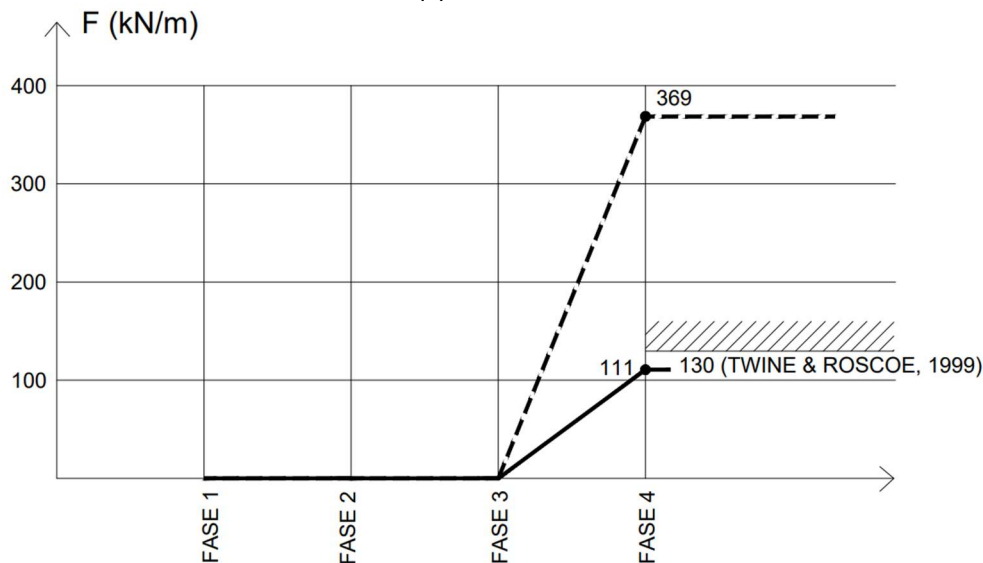
Figura 11 – Esforços nos apoios obtidos com os três modelos:  
(a) – APOIO 1 e definições



(b) – APOIO 2



(c) – APOIO 3



Para cálculo dos esforços nos apoios com uso da metodologia apresentada por Twine & Roscoe (1999), foram usadas as definições da figura 6, e encontrou-se um carregamento uniforme (DPL) de  $43,2 \text{ kN/m}^2$  sobre a estrutura de contenção, distribuídos na altura de escavação, ou seja, em 12,0 m.

A partir desse carregamento distribuído, podem ser calculados, por faixa de influência, os seguintes resultados de forças nos apoios:

- $F_1 = 43,2 \times 4 = 172,8 \text{ kN/m}$ ;
- $F_2 = 43,2 \times 4 = 172,8 \text{ kN/m}$ ;
- $F_3 = 43,2 \times 3 = 129,6 \text{ kN/m}$ ;

Tais resultados corroboram o que é descrito em Tschebotarioff (1978) e o que é dito em Twine & Roscoe (1999) de que, apesar de poder subestimar os esforços nos apoios superiores, em alguns casos, métodos analíticos podem conduzir a resultados de forças nos demais apoios da contenção muito superiores aos verificados na prática quando se efetuam medições das forças em campo.

#### 4 CONCLUSÃO

Apresentaram-se resultados de análise de uma cortina de estaca prancha para escavação em solo arenoso, considerando empuxos produzidos apenas pelo peso do solo contido. O objetivo principal foi avaliar os resultados obtidos por métodos de cálculo correntes atualmente. Foram considerados modelos de viga equivalente, de viga sobre base elástica e modelo baseado no método dos elementos finitos, com emprego do software Plaxis 2D.

A partir dos resultados apresentados, pode-se concluir que:

- O modelo de viga equivalente com carregamento auto equilibrado é essencial para a fase inicial do projeto, por ser um modelo que depende de menos parâmetros. Dessa forma, é possível fazer as definições básicas da estrutura nessa fase em que ainda está sendo concebido o método construtivo e estudados os parâmetros geotécnicos;

- A uniformização do empuxo ativo – usualmente denominada retificação – é importante e simples de aplicar no modelo de viga equivalente. Observou-se que a retificação sendo estendida até a profundidade  $u$  onde as tensões se anulam, fornece bons resultados de esforços nos apoios;
- O modelo de viga sobre base elástica com diagrama de tensões ativas “hidrostático” é mais simples de ser empregado e permite boa avaliação dos esforços na viga, apresentando, porém, esforços muito elevados quando se compara com o modelo de elementos finitos. A razão para essa divergência está associada com a idealização feita para o carregamento. Observa-se que a não uniformidade do diagrama de empuxos verificada no modelo de elementos finitos é marcada por tensões mais elevadas nas imediações dos apoios da contenção;
- O emprego de carregamentos definidos com método empírico, conforme proposto por Twine & Roscoe (1999), é importante e deve ser empregado para auxiliar na avaliação dos esforços nos apoios;

Diante do exposto, o projeto de contenções escoradas deve ser feito com atenção a esses aspectos aqui comentados, haja vista que não há um método que considere de forma adequada todos os aspectos importantes de interação entre o solo e a estrutura.

O caso aqui analisado tem características específicas e seus resultados não devem ser extrapolados pois foram decorrentes de uma série de considerações que podem não se aplicar a uma contenção envolvendo interação entre solo e estrutura com características de rigidez e resistência diferentes das aqui empregadas. Porém, entende-se que, considerando-se as características adequadas do solo e da estrutura, a metodologia aqui empregada pode ajudar a elaborar um projeto eficiente.

### **Agradecimentos**

O autor gostaria de agradecer à engenheira Maria Clara Rios Araújo, que elaborou, processou e analisou os cálculos e resultados do modelo de viga equivalente com carregamento auto equilibrado apresentados neste trabalho.

### **REFERÊNCIAS**

- 1 Twine, D.; Roscoe, H. Temporary propping of deep excavations – guidance on design. CIRIA Publication C517, 1999.
- 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 Tschebotarioff, G. P. *Fundações, estruturas de arrimo e obras de terra*. São Paulo: McGraw-Hill do Brasil; 1978.
- 5 Plaxis 2D – Finite element code for soil and rock analysis. Version 8 – Introductory version. Plaxis BV (2006).