

Figura 65 – Propriedades da Superfície de Cedência

1.3.2 Modelo e Resultados

As propriedades do modelo estão definidas na Tabela seguinte. O modelo de plasticidade de Hardening Soil (GRAN) é utilizado para a modelação do comportamento do solo, proporcionando uma representação mais realista em comparação com o modelo elástico-perfeitamente-plástico de Mohr-Coulomb (Caso de estudo 1). A carga é definida como um deslocamento unitário de suporte na direção indicada e é aumentada gradualmente até um valor limite. Ela é aplicada no nó 405, que está acoplado cinematicamente com os nós da parede, conforme mostrado na Figura seguinte, e por consequência corresponde a uma carga uniformemente aplicada nos nós da parede. O deslocamento máximo é registado para cada incremento de carga, e a curva de pressão passiva horizontal-deslocamento (Figuras seguintes) é desenhada em relação à solução de referência de acordo com a teoria de Coulomb.

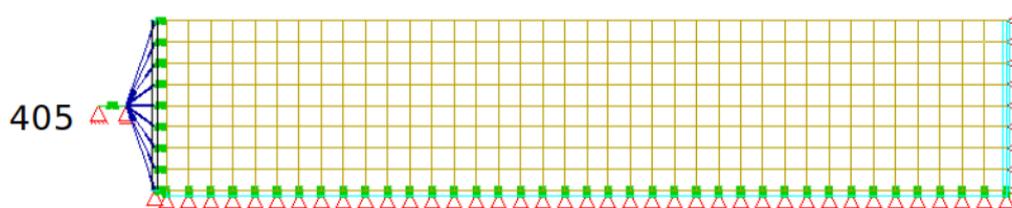


Figura 66 – Modelo de elementos finitos

Tabela 22 – Propriedades do modelo

Material Properties		Geometric Properties		Loading
Wall	Soil	Wall	Soil	
$E = 30000 \text{ MPa}$	$E = 300 \text{ MPa}$	$B = 0.1 \text{ m}$	$B = 30 \text{ m}$	$W_x = 1 \text{ mm}$
$\nu = 0.18$	$\mu = 0.20$	$H = 0.8 \text{ m}$	$H = 6 \text{ m}$	
$\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$	$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$			
	$c = 1 \text{ kN/m}^2$			
	$\phi = 38^\circ$			
	$\psi = 6^\circ$			
	$E_{s,ref} = 75 \text{ MPa}$			
	$E_{50,ref} = 75 \text{ MPa}$			
	$m = 0.55$			
	$R_f = 0.9$			
	$P_{ref} = 0.1 \text{ MPa}$			
$\delta_p = \phi/3, \gamma_{buoyancy} = 9 \text{ kN/m}^3$				

Da comparação das curvas em relação aos dois diferentes modelos de plasticidade e à solução de referência, pode-se observar que ambos se aproximam do valor limite com precisão. A diferença reside na consideração do efeito de endurecimento, uma abordagem mais realista, que corresponde a deformações maiores para o valor limite, conforme pode ser observado pela curva de plasticidade com endurecimento na Figura seguinte.

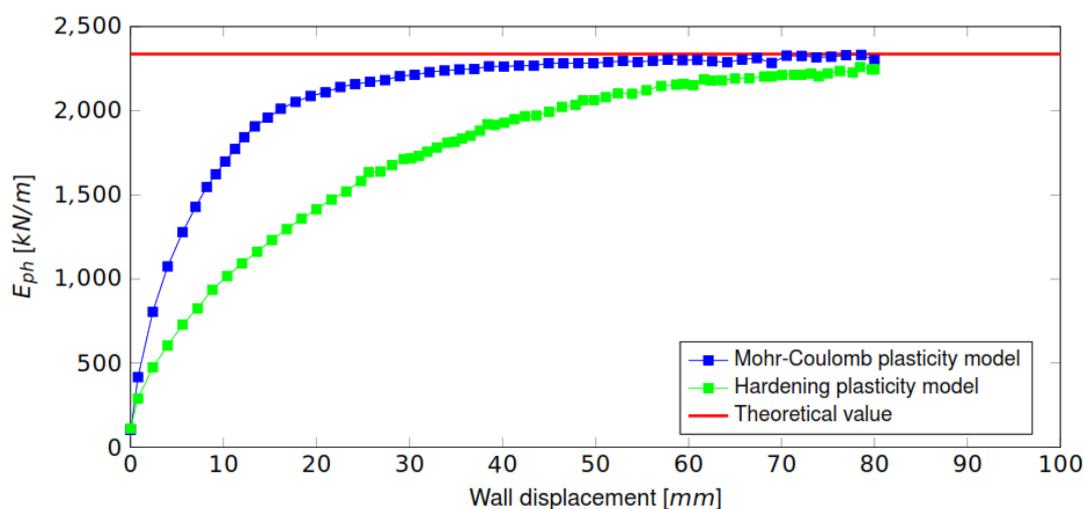


Figura 67 – Pressão passiva horizontal do terreno, curva pressão–deslocamento (kN/m | mm)

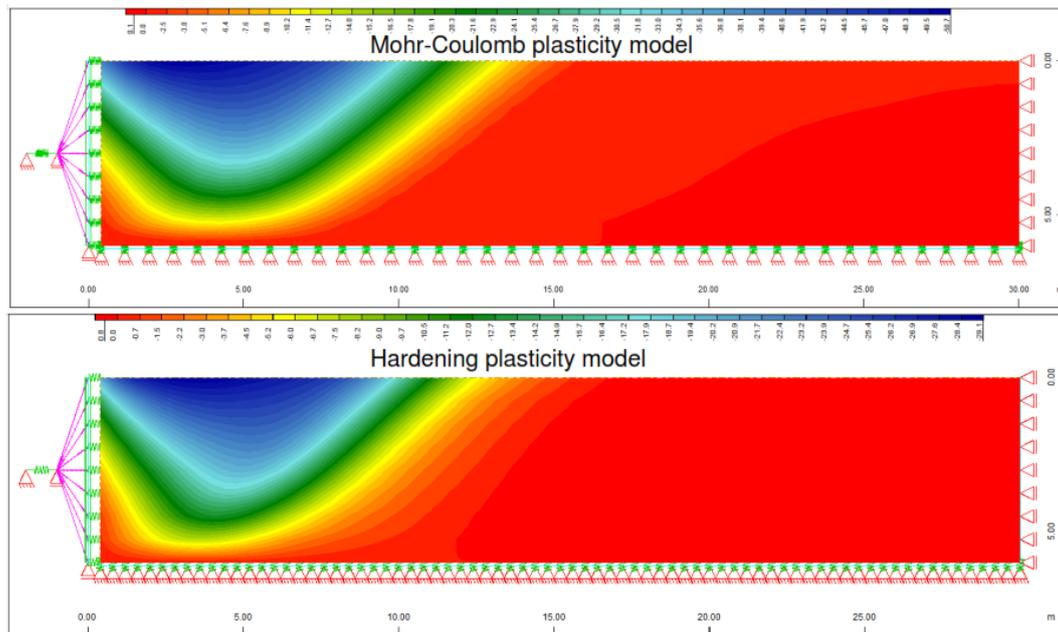


Figura 68 – Deslocamento Nodal para Carga Final na direção y (mm)

1.3.3 Conclusão

Este exemplo determina a pressão passiva horizontal para uma massa de solo retida por um muro. O modelo de plasticidade hardening soil é adotado para a definição do comportamento do material do solo e comparado com o modelo de Mohr-Coulomb. Foi demonstrado que o comportamento do solo é capturado com precisão.

1.3.4 Referências

- [1] K. Holschemacher. Entwurfs- und Berechnungstafeln für Bauingenieure. 3ª ed. Bauwerk, 2007.
- [2] AQUA Manual: Materials and Cross Sections. Versão 18-0. SOFiSTiK AG. Oberschleißheim, Alemanha, 2017.
- [3] Benchmark Example No. 21 – Passive Earth Pressure II. SOFiSTiK AG. Oberschleißheim, Alemanha, 2024.

1.4 Caso de estudo 3 – Túneis, Reação do Solo

1.4.1 Descrição do Problema

Este problema consiste num túnel cilíndrico num meio infinito, sujeito a um estado hidrostático in situ, conforme mostrado na Figura seguinte. Assume-se que o material é linearmente elástico-perfeitamente plástico com uma superfície de falha definida pelo critério de Mohr-Coulomb e com variação de volume zero durante o fluxo plástico. O cálculo da linha de reação do solo é realizado e comparado com a solução analítica de acordo com Hoek [1][2].

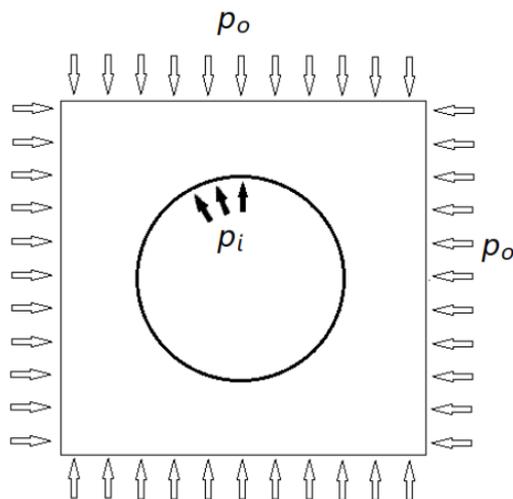


Figura 69 – Descrição do problema estudado

1.4.2 Exemplo de Referência

A estabilidade de escavações profundas no subsolo depende da resistência da massa rochosa circundante às escavações e das tensões induzidas nessa rocha. Essas tensões induzidas são uma função da forma das escavações e das tensões in situ que existiam antes da criação das escavações [1]. Ao escavar túneis em rocha, deve-se examinar como a massa rochosa ao redor do túnel se deforma e como o sistema de suporte atua para controlar essa deformação. Para explorar esse efeito, será utilizada uma solução analítica para um túnel circular, baseada na suposição de um estado hidrostático in situ. Além disso, assume-se que a massa rochosa circundante segue um comportamento de material elástico-perfeitamente plástico, com variação de volume zero durante o fluxo plástico. Portanto, adota-se o critério de rotura de Mohr-Coulomb para modelar a rotura plástica progressiva da massa rochosa circundante ao túnel. O início da rotura plástica é expresso da seguinte forma:

$$\sigma_1 = \sigma_{cm} + k\sigma_3,$$

onde σ_1 é a tensão axial onde ocorre a rotura, σ_3 a tensão confinante e σ_{cm} a resistência à compressão uniaxial da massa rochosa, definida por:

$$\sigma_{cm} = \frac{2c \cos\phi}{1 - \sin\phi}.$$

Os parâmetros c e ϕ correspondem à coesão e ao ângulo de atrito da massa rochosa, respetivamente. O comportamento do túnel, por outro lado, é avaliado em termos da pressão interna de suporte. Assume-se um túnel circular de raio r_o sujeito a tensões hidrostáticas p_o e uma pressão interna de suporte uniforme p_i , conforme mostrado na Figura seguinte:

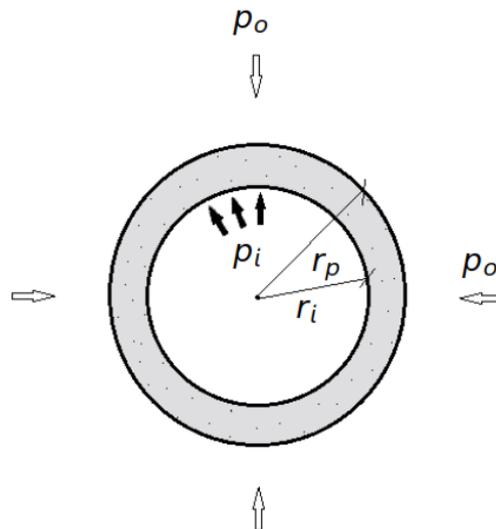


Figura 70 – Zona plástica no contorno de um túnel circular

Como definição de rotura, define-se a pressão de suporte crítica p_{cr} :

$$p_{cr} = \frac{2p_o - \sigma_{cm}}{1 + k},$$

onde k é o coeficiente de pressão passivo definido por:

$$k = \frac{1 + \sin\phi}{1 - \sin\phi}.$$

Se a pressão interna de suporte p_i for maior que p_{cr} , o comportamento da massa rochosa circundante permanece elástico e o deslocamento elástico para dentro da parede do túnel é:

$$u_{ie} = \frac{r_o (1 + \nu)}{E} (p_o - p_i),$$

onde E é o módulo de elasticidade Young e ν o coeficiente de Poisson. Se p_i for menor que p_{cr} , ocorre a rotura e o deslocamento radial total para dentro das paredes do túnel é:

$$u_{ip} = \frac{r_o (1 + \nu)}{E} \left[2(1 + \nu)(p_o - p_{cr}) \left(\frac{r_p}{r_o} \right)^2 - (1 - 2\nu)(p_o - p_i) \right],$$

e a zona plástica à volta do túnel forma-se com um raio r_p definido por:

$$r_p = r_o \left[\frac{2(p_o(k-1) + \sigma_{cm})}{(1+k)((k-1)p_i + \sigma_{cm})} \right]^{\frac{1}{(k-1)}}$$

1.4.3 Modelo e Resultados

As propriedades do modelo estão definidas na Tabela seguinte. O modelo de plasticidade de Mohr-Coulomb é utilizado para a modelação do comportamento da rocha. A carga é definida como uma pressão de suporte unitária, uniforme ao longo de toda a linha da abertura circular, seguindo a geometria curva real. A linha de reação do solo é calculada, o que mostra a deformação orientada para dentro ao longo da circunferência da abertura que se espera em função da pressão de suporte atuante.

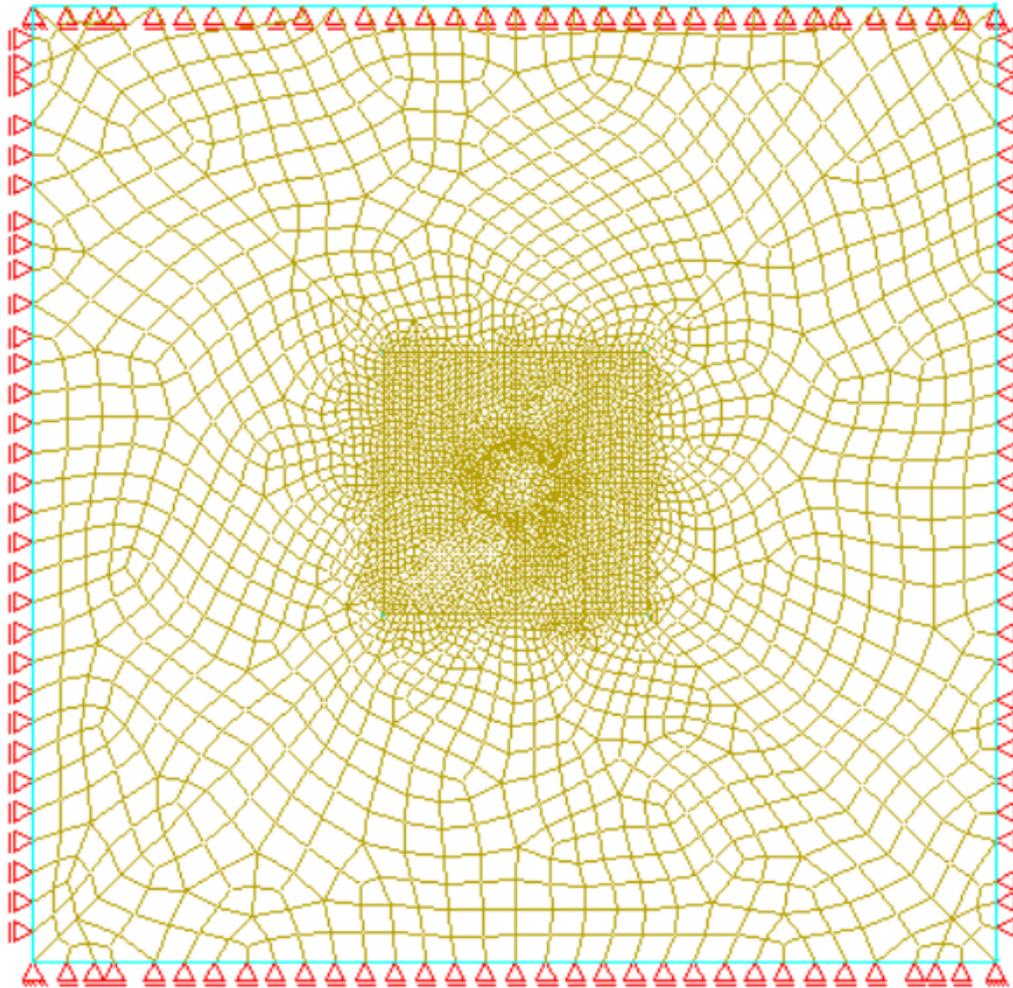


Figura 71 – Modelo de elementos finitos

Tabela 23 – Propriedades do modelo

Material Properties	Geometric Properties	Pressure Properties
$E = 5000000 \text{ kN/m}^2$	$r_o = 3.3 \text{ m}$	$P_o = 29700 \text{ kN/m}^2$
$\nu = 0.2$		$P_{i_{max}} = 7000 \text{ kN/m}^2$
$\gamma = 27 \text{ kN/m}^3$		$P_{cr} = 8133.744 \text{ kN/m}^2$
$\gamma_{buoyancy} = 17 \text{ kN/m}^3$		
$\phi = 39^\circ, \psi = 0^\circ$		
$c = 3700 \text{ kN/m}^2$		
$k = 4.395$		

A tensão de compressão uniaxial da massa rochosa $\sigma_{cm} = 15\,514.423 \text{ kN/m}^2$ e a pressão crítica $p_{cr} = 8\,133.744 \text{ kN/m}^2$. A linha de reação do solo é apresentada na Figura seguinte, com um gráfico deslocamento interior radial em função da pressão de suporte atuante. Pode-se observar que os valores calculados estão em concordância com a solução analítica de acordo com Hoek.

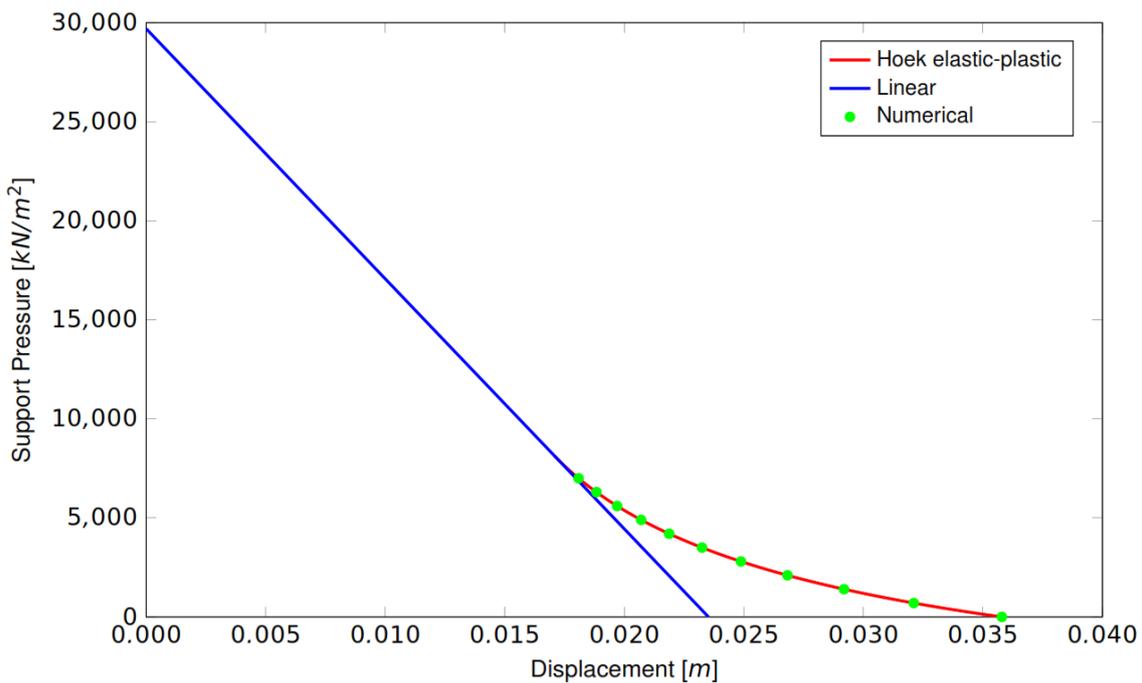


Figura 72 – Reação do terreno/ deslocamento ($\text{kN/m}^2 \mid \text{m}$)

1.4.4 Conclusão

Este exemplo determina o comportamento de deformação de um túnel em relação à pressão de suporte atuante. Foi demonstrado que o comportamento do túnel em rocha é capturado com precisão.

1.4.5 Referências

- [1] E. Hoek. Practical Rock Engineering. 2006.
- [2] E. Hoek, P.K. Kaiser, and W.F. Bawden. Support of Underground Excavations in Hard Rock. 1993.
- [3] Benchmark Example No. 22 – Tunneling – Ground Reaction Line. SOFiSTiK AG. Oberschleißheim, Alemanha, 2024.

1.5 Caso de estudo 4 – Teste Triaxial Não Drenado

1.5.1 Descrição do Problema

Neste exemplo, um teste triaxial não drenado consolidado (CU) em areia solta Hostun-RF é simulado. A amostra é submetida a diferentes níveis de tensões confinantes triaxiais e os resultados são comparados aos dos testes experimentais e simulações numéricas, conforme descrito por Wehnert [1].

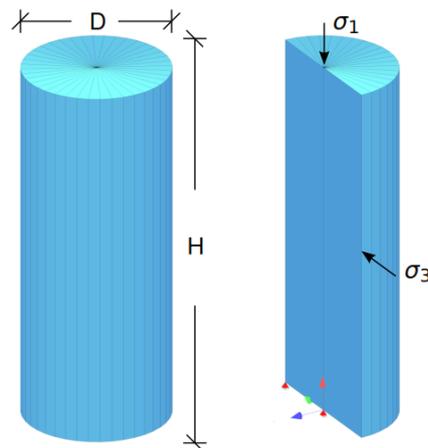


Figura 73 – Descrição do problema estudado

1.5.2 Exemplo de Referência

Neste exemplo, são utilizados dois modelos de solo, o modelo de Mohr-Coulomb (MC) e o modelo Hardening Soil (HS). Mais detalhes sobre esses dois modelos podem ser encontrados nos casos de estudo 1 e 2.

A escolha do modelo apropriado para o solo é de significativa importância. Por exemplo, o modelo MC pode superestimar significativamente a resistência ao corte não drenada para um solo normalmente consolidado. Modelos mais avançados podem fornecer uma estimativa melhor para a resistência não drenada do que o modelo MC. Em particular, o modelo HS é capaz de representar a mudança da pressão excessiva de poros que ocorre sob condições de carregamento de corte não drenado, proporcionando caminhos de tensão efetiva e valores mais realistas para a resistência ao corte não drenada. No entanto, os resultados da análise com o modelo de Solo HS são muito sensíveis aos parâmetros do modelo utilizados e à escolha do modelo de dilatância. Portanto, neste exemplo, para o modelo HS, diferentes formulações de dilatância são testadas para perceber a influência nos resultados.

Uma teoria bem estabelecida de dilatância de tensão é descrita por Rowe [2], onde o chamado ângulo de dilatância mobilizado ψ_m é definido como:

$$\sin \psi_m = \frac{\sin \varphi_m - \sin \varphi_{CS}}{1 - \sin \varphi_m \sin \varphi_{CS}}$$

Nessa condição, o ângulo de atrito no estado crítico ϕ_{cs} marca a transição entre o fluxo plástico contratante (pequenos rácios de tensão com $\phi_m < \phi_{cs}$) e o fluxo plástico dilatante (maiores rácios de tensão com $\phi_m > \phi_{cs}$). O ângulo de atrito mobilizado ϕ_m na Equação 1 é calculado de acordo com:

$$\sin \phi_m = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2c \cdot \cot \varphi - \sigma'_1 - \sigma'_3}$$

No momento da rotura, quando $\phi_m = \phi$, o ângulo de dilatância também atinge seu valor final $\psi_m = \psi$. Assim, a partir da Equação 1, o ângulo de atrito no estado crítico pode ser derivado como:

$$\sin \phi_{cs} = \frac{\sin \varphi - \sin \psi}{1 - \sin \varphi \sin \psi}$$

Foi reconhecido que, em alguns casos, o modelo de Rowe para ângulos de dilatância (Eq. 1) pode sobrestimar o comportamento contratante do solo para baixos ângulos de atrito mobilizado, $\phi_m < \phi_{cs}$. Como solução, vários investigadores desenvolveram formulações modificadas com base no modelo original de Rowe. Alguns desses modelos, implementados no SOFiSTiK, são descritos abaixo.

Um dos modelos que não requer parâmetros de entrada adicionais é o modelo de acordo com Soreide [3], que modifica a formulação de Rowe usando o fator de escala $\sin \phi_m / \sin \phi$.

$$\sin \psi_m = \frac{\sin \phi_m - \sin \phi_{cs}}{1 - \sin \phi_m \sin \phi_{cs}} \cdot \frac{\sin \phi_m}{\sin \phi}$$

Wehnert [1] propõe um modelo baseado em um valor de limite inferior ψ_0 para a modificação da formulação de Rowe a partir da Eq. 1 em baixos ângulos de atrito mobilizado.

$$\sin \psi_m = \begin{cases} \sin \psi_0 & ; 0 < \psi_m \leq \psi_m^{Rowe} \\ \frac{\sin \phi_m - \sin \phi_{cs}}{1 - \sin \phi_m \sin \phi_{cs}} & ; \psi_m^{Rowe} < \psi_m \leq \psi \end{cases}$$

Este modelo de dilatância obviamente requer a especificação de um parâmetro adicional, ψ_0 .

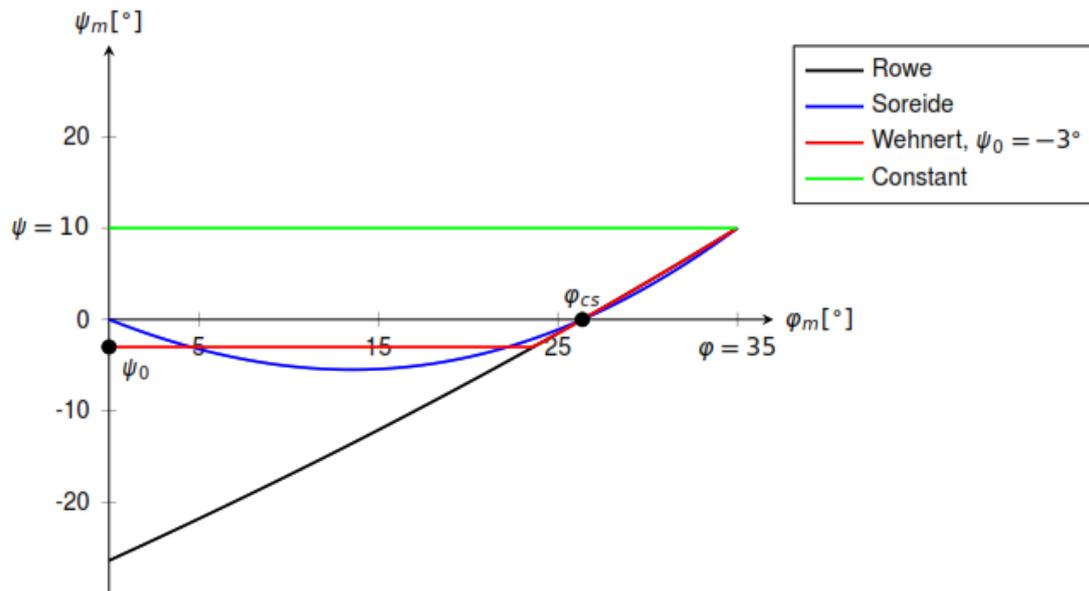


Figura 74 – Comparação dos modelos para o ângulo de dilatância mobilizado ψ_m implementados no SOFiStiK para $\phi=35^\circ$ e $\psi=10^\circ$.

1.5.3 Modelo e Resultados

As propriedades do modelo são apresentadas na Tabela seguinte. São considerados dois modelos de material: o Mohr-Coulomb e Hardening Soil, que é combinado com os diferentes modelos de dilatância conforme descrito nas formulações apresentadas anteriormente. Para o modelo de acordo com Wehnert, é utilizado um parâmetro adicional, a dilatância ψ_0 em baixas rácios de tensão. O cálculo não drenado é realizado na forma de tensões efetivas com parâmetros de corte efetivo (c' e ϕ') e parâmetros de rigidez. O parâmetro de Skempton $B \approx 0,9832B$ (o correspondente coeficiente de Poisson não drenado é $\nu_u = 0,495$) é considerado para descrever a incompressibilidade da água dos poros e do solo saturado [1].

A análise é realizada usando um modelo axissimétrico. São considerados dois níveis de tensão confinante, $\sigma_c = 200\text{kPa}$ e $\sigma_c = 300\text{kPa}$. O teste triaxial não drenado na areia solta Hostun-RF é usado como referência. Mais informações sobre a areia Hostun-RF podem ser encontradas em Wehnert [1].

Tabela 24 – Propriedades do modelo

Material	Geometry	Loading
$E = 60.0 \text{ MN/m}^2$	$E_{s,ref} = 16.0 \text{ MN/m}^2$	$H = 0.09 \text{ m}$
$\nu_{ur} = 0.25$	$E_{50,ref} = 12.0 \text{ MN/m}^2$	$D = 0.036 \text{ m}$
$\gamma = 0.0 \text{ MN/m}^3$	$m = 0.75$	Phase I: $\sigma_1 = \sigma_3 = \sigma_c =$ $= 200, 300 \text{ kPa}$
$c' = 0.01 \text{ kN/m}^2$	$R_f = 0.9$	Phase II: $\sigma_3 = \sigma_c = 200, 300 \text{ kPa}$
$\phi' = 34^\circ$	$K_0 = 0.44$	$\sigma_1 = \sigma_a > \sigma_c$
$\psi = 2^\circ$	$B = 0.9832$	
$\psi_0 = -4^\circ$		

Os resultados, calculados pelo SOFiSTiK, são apresentados nas Figuras seguintes (MC, HS-Rowe, HS-Cons, HS-Soreide e HS-Wehnert). As Figuras também incluem os resultados das simulações numéricas e dos testes experimentais de Wehnert [1] (Wehnert, Exp. 1 e Exp. 2). Em um diagrama p–q, além dos caminhos de tensão efetiva (ESP), são exibidos os caminhos de tensão total (TSP) e a condição de rotura de Mohr–Coulomb (MC failure) com base nos parâmetros de corte usados, c' e ϕ' .

Primeiro, os resultados da simulação numérica de Wehnert [1] são comparados aos resultados dos testes de laboratório (Exp. 1 e Exp. 2). Embora os testes edométricos e triaxiais drenados (veja também caso de estudo 5) mostrem boa concordância com os resultados dos testes de laboratório, os resultados dos testes triaxiais não drenados mostram desvio em relação aos resultados experimentais (veja Figuras seguintes). A diferença resulta principalmente do modelo de dilatância usado e da escolha dos parâmetros do modelo, ou seja, o ângulo de dilatância de pico ψ e o ângulo de dilatância de limite inferior ψ_0 .

Comparando os resultados do desenvolvimento da tensão desviadora q e da pressão excessiva de água nos poros p_{we} entre a experiência e o cálculo, pode-se notar uma diferença considerável, tanto para o nível de tensão confinante de 200 kPa quanto para o nível de 300 kPa. Como explicado em [1], a amostra de teste com tensão confinante de 200 kPa apresenta comportamento significativamente mais dilatante do que a amostra com tensão confinante de 300 kPa. Como apenas um modelo de material foi usado para modelar o solo, apenas um ângulo de dilatância de pico pode ser usado para representar os efeitos de dilatância de ambos os casos de teste. Esse ângulo de dilatância de pico de $\psi=2^\circ$ representa, portanto, um compromisso, levando a uma subestimação dos resultados para um teste com menor nível de tensão confinante e a uma sobre estimativa dos resultados com maior nível de tensão confinante em ângulos de atrito mobilizados mais altos.

Outras diferenças surgem do modelo de dilatância escolhido e do ângulo de dilatância de limite inferior utilizado, $\psi_0=-4^\circ$. Devido à presença do ângulo de dilatância mobilizado negativo ($\psi_m < 0$) em baixos níveis de tensão, o solo tende a diminuir o seu volume (contração) com o aumento da tensão desviadora q (corte). No entanto, como o solo está em condições não drenadas, as deformações volumétricas não se podem desenvolver e, como resultado, a pressão excessiva dos poros aumenta sob corte. O aumento da pressão excessiva dos poros significa que as tensões efetivas irão diminuir (as linhas ESP se curvam para a esquerda no gráfico p–q). Com o aumento do nível de tensão, o comportamento contratante torna-se dilatante, o que

significa que a taxa negativa de pressões excessivas dos poros (subpressão da água nos poros) surgirá, as pressões excessivas dos poros diminuirão e, portanto, as tensões efetivas aumentarão. Esta transição de comportamento contratante para dilatante ocorre quando o ângulo de atrito mobilizado ϕ'_m , que é aproximadamente igual ao ângulo de atrito no estado crítico ϕ'_f , torna-se maior que o ângulo de transição de fase ϕ'_{cs} . Conforme observado por Wehnert [1], devido ao facto de que o ângulo de dilatância mobilizado em baixos níveis de tensão é ligeiramente maior e mantido constante ($\psi_m = \psi_0$ para $0 \leq \psi_m \leq \psi_0^{Rowe}$), as subpressões da água nos poros são sobre estimadas.

Em seguida, os resultados do SOFiSTiK obtidos usando o mesmo modelo de solo e formulação de dilatância como em [1] (HS-Wehnert) podem ser comparados com os resultados da simulação numérica de referência (Wehnert). Eles mostram boa concordância.

Por fim, para ilustrar o efeito que o modelo de dilatância escolhido pode ter nos resultados do solo não drenado, são incluídos os resultados do cálculo usando o modelo de solo com endurecimento com diferentes formulações de dilatância da Seção anterior.

Areia Hostun-RF, $\sigma_c = 200 \text{ kPa}$

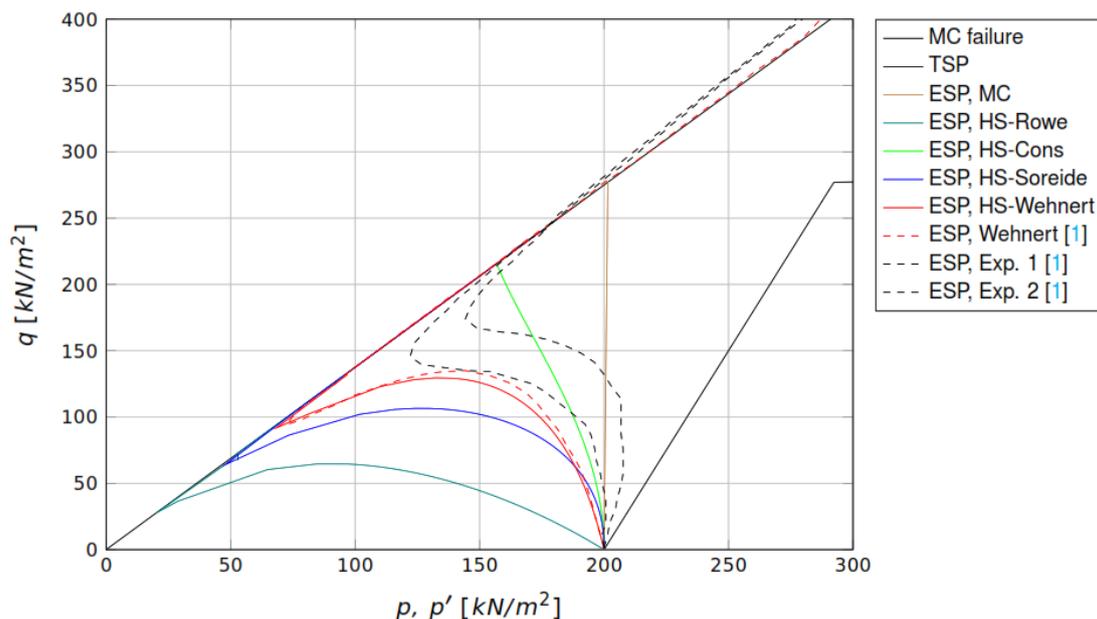


Figura 75 – Curvas de tensão efetiva (q / p)

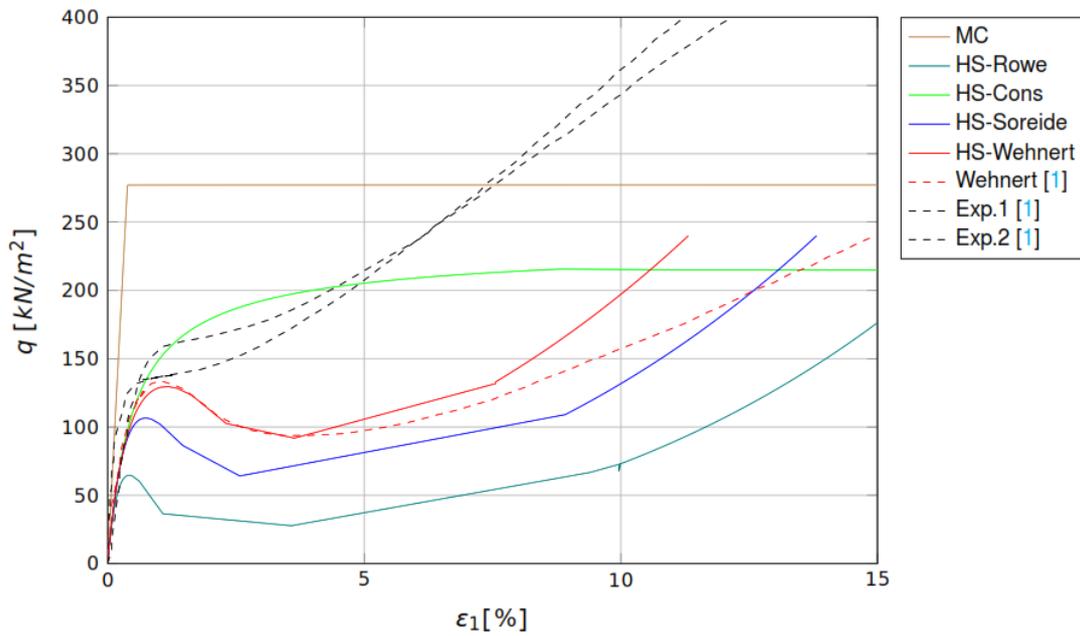


Figura 76 – Curvas de tensão desviadora / deformação axial (q / ε_1)

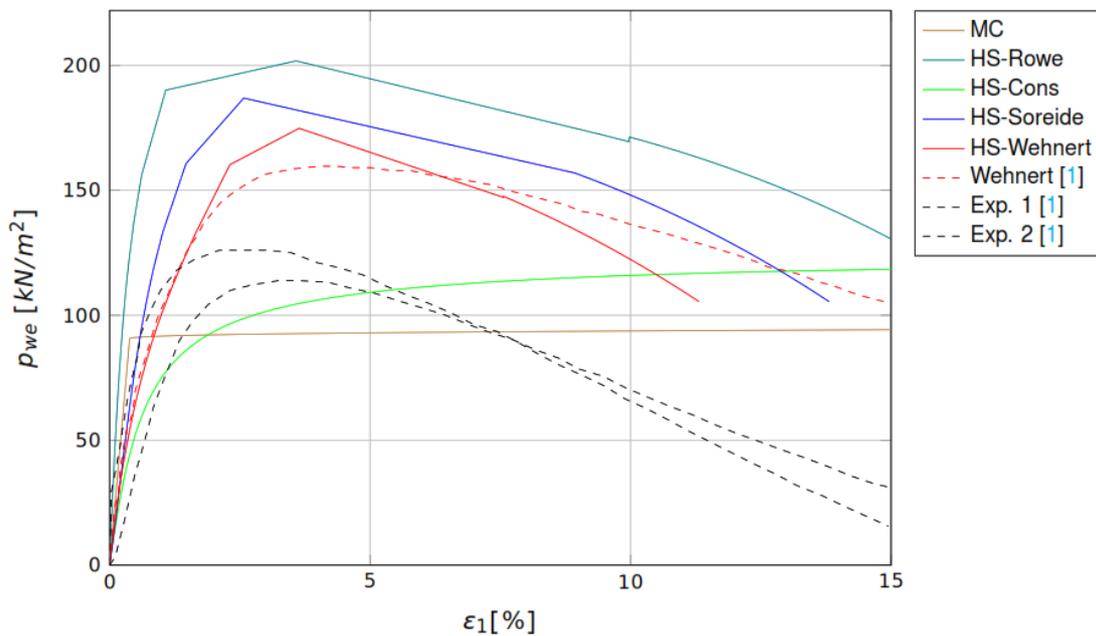


Figura 77 – Curvas de pressão excessiva de poros / deformação axial (p_{we} / ε_1)

Areia Hostun-RF, $\sigma_c = 300 \text{ kPa}$

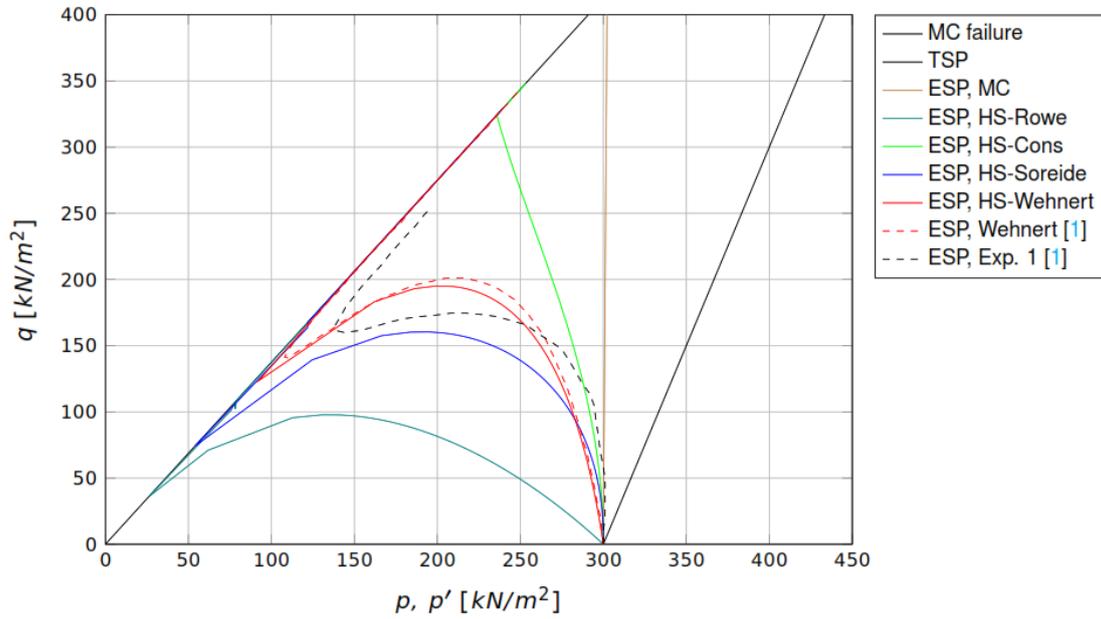


Figura 78 – Curvas do percurso de tensão efetiva (q / p)

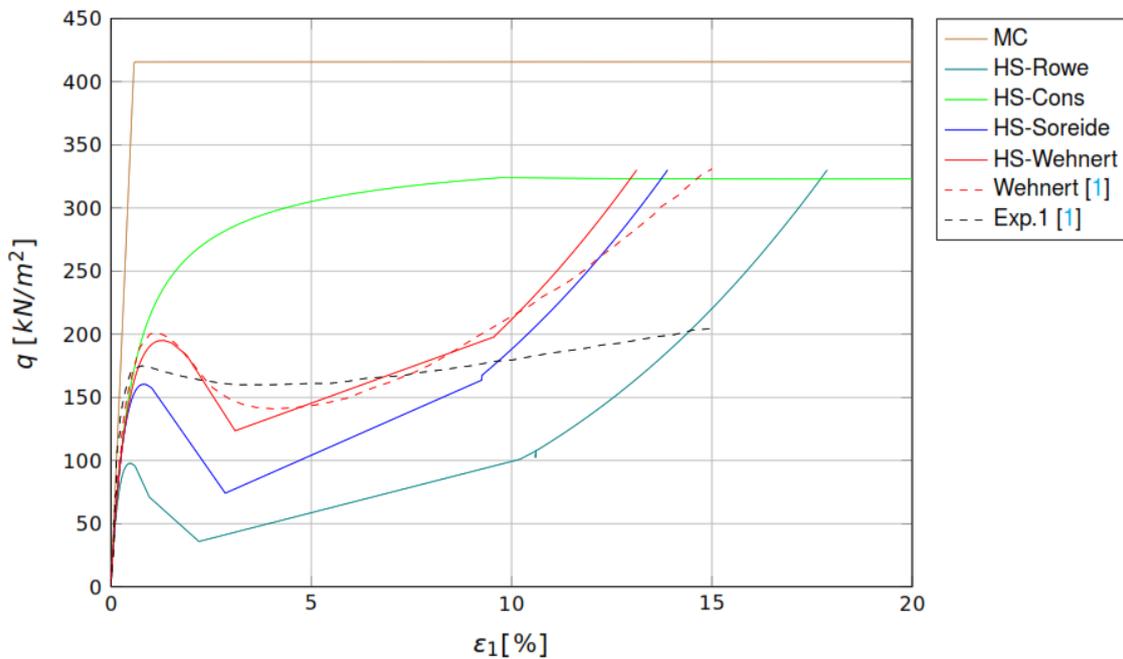


Figura 79 – Curvas de tensão desviadora / deformação axial (q / ϵ)

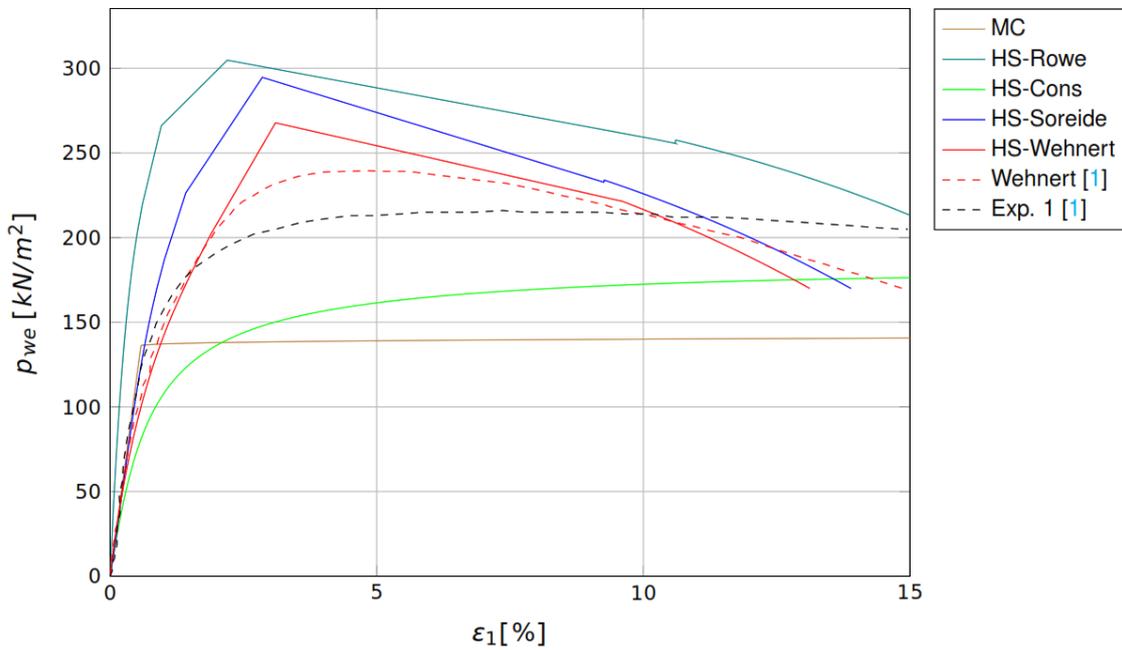


Figura 80 – Curvas de pressão excessiva de poros / deformação axial (p_e / ϵ_1)

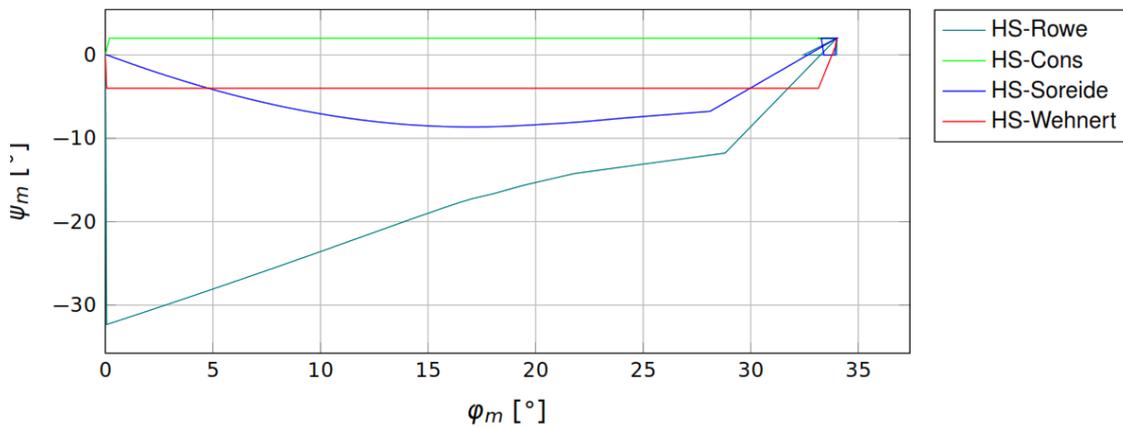


Figura 81 – Curvas do ângulo de dilatância mobilizado / ângulo de atrito (ψ_m / ϕ_m)

1.5.4 Conclusão

Este exemplo, referente ao teste triaxial não drenado consolidado de um solo arenoso solto, verifica que o modelo de material de Solo Hardening Soil, em combinação com uma escolha apropriada dos parâmetros do modelo e do modelo de dilatância, é capaz de capturar

características importantes do comportamento do solo não drenado. Os resultados numéricos estão em boa concordância com a solução de referência fornecida por Wehnert [1].

1.5.5 Referências

[1] M. Wehnert. Ein Beitrag zur dreinerten und undrainerten Analyse in der Geotechnik. Institut für Geotechnik, Universität Stuttgart: P. A. Vermeer, 2006.

[2] P.W. Rowe. "The stress-dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact". In: Proceedings of the Royal Society of London. Series A. Mathematical and Physical Sciences 269.1339 (1962), pp. 500–527.

[3] Benchmark Example No. 48 – Triaxial Consolidated Undrained (CU) Test. SOFiSTiK AG. Oberschleißheim, Alemanha, 2024.

1.6 Caso de estudo 5 – Teste Triaxial Drenado

1.6.1 Descrição do Problema

Neste exemplo, um teste triaxial drenado (D) em areia solta Hostun-RF é simulado. A amostra é submetida a diferentes níveis de tensões confinantes triaxiais e os resultados são comparados aos dos testes experimentais e simulações numéricas, conforme descrito por Wehnert [1].

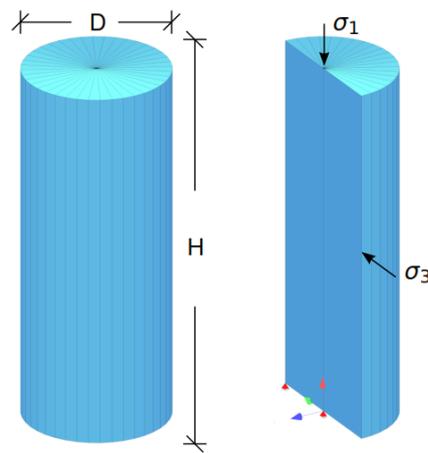


Figura 82 – Descrição do problema estudado

1.6.2 Exemplo de Referência

Neste exemplo, são utilizados dois modelos de solo, o modelo de Mohr-Coulomb (MC) e o modelo Hardening Soil (HS) com configurações de dilatância diferentes. Os detalhes sobre esses dois modelos estão descritos no caso de estudo 4.

1.6.3 Modelo e Resultados

As propriedades do modelo são apresentadas na Tabela seguinte. São considerados dois modelos de material: o Mohr-Coulomb e Hardening Soil, que é combinado com os diferentes modelos de dilatância conforme descrito nas formulações apresentadas anteriormente no caso de estudo 4.

A análise é realizada usando um modelo axissimétrico. São considerados dois níveis de tensão confinante, $\sigma_c = 200\text{kPa}$ e $\sigma_c = 300\text{kPa}$. O teste triaxial drenado na areia solta Hostun-RF é usado como referência. Mais informações sobre a areia Hostun-RF podem ser encontradas em Wehnert [1] e caso de estudo 4.

Tabela 25 – Propriedades do modelo

Material		Geometry	Loading
$E = 60.0 \text{ MN}/\text{m}^2$	$E_{s,ref} = 16.0 \text{ MN}/\text{m}^2$	$H = 0.09 \text{ m}$	Phase I:
$\nu_{ur} = 0.25$	$E_{50,ref} = 12.0 \text{ MN}/\text{m}^2$	$D = 0.036 \text{ m}$	$\sigma_1 = \sigma_3 = \sigma_c =$
$\gamma = 0.0 \text{ MN}/\text{m}^3$	$m = 0.75$		$= 100, 300 \text{ kPa}$
$c' = 0.01 \text{ kN}/\text{m}^2$	$R_f = 0.9$		Phase II:
$\phi' = 34^\circ$	$K_0 = 0.44$		$\sigma_3 = \sigma_c = 100, 300 \text{ kPa}$
$\psi = 2^\circ$	$B = 0.9832$		$\sigma_1 = \sigma_a > \sigma_c$
$\psi_0 = -4^\circ$			

Os resultados, calculados pelo SOFiSTiK, são apresentados nas Figuras seguintes (MC, HS-Rowe, HS-Cons, HS-Soreide e HS-Wehnert). As Figuras também incluem os resultados das simulações numéricas e dos testes experimentais de Wehnert [1] (Wehnert, Exp. 1 e Exp. 2). Em um diagrama p–q, além dos caminhos de tensão efetiva (ESP), são exibidos os caminhos de tensão total (TSP) e a condição de rotura de Mohr–Coulomb (MC failure) com base nos parâmetros de corte usados, c' e ϕ' .

Se analisarmos primeiro as curvas de referência de Wehnert [1], notamos que a concordância entre a simulação numérica e os testes experimentais é bastante boa.

Comparando os resultados do SOFiSTiK para o modelo HS com o modelo de dilatação de acordo com Wehnert (HS-Wehnert) com os resultados numéricos de referência de Wehnert [1], podemos notar que os caminhos de tensão p–q são capturados exatamente para ambos os níveis de tensão σ_c . Da mesma forma, a curva de tensão desviadora q versus a deformação axial ε_1 ajusta-se muito bem aos resultados de referência. No caso das curvas de deformação, algumas discrepâncias nos resultados são identificadas e parece que o modelo de dilatação de Soreide apresenta melhor concordância com os resultados da simulação de Wehnert.

Areia Hostun-RF, $\sigma_c = 200 \text{ kPa}$

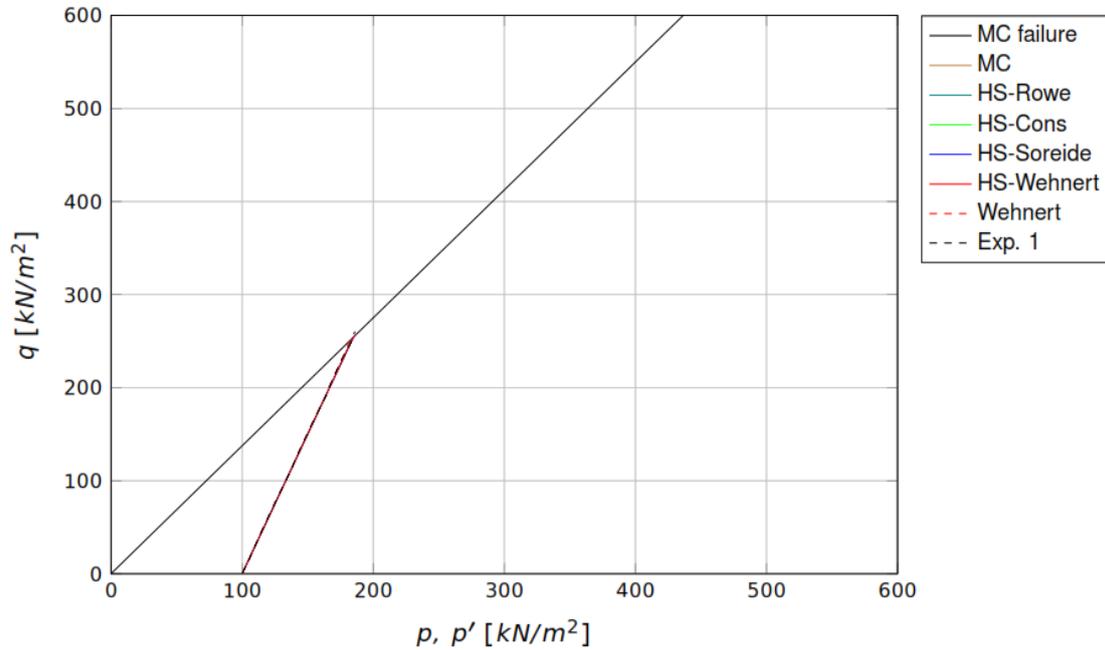


Figura 83 – Curvas de tensão efetiva (q / p)

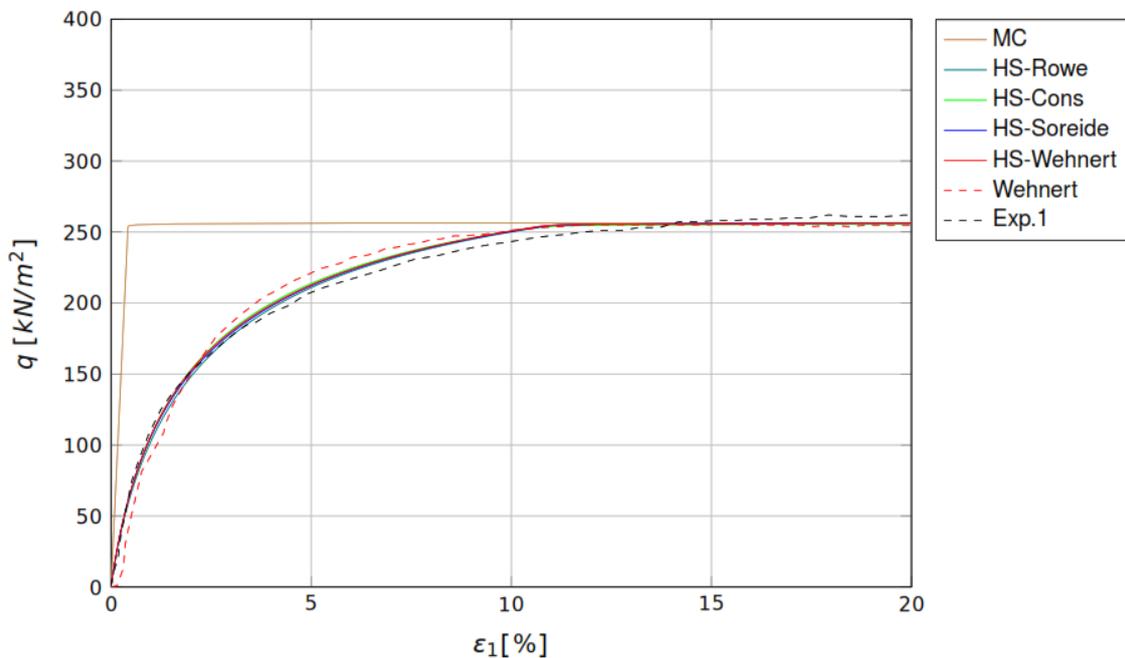


Figura 84 – Curvas de tensão desviadora / deformação axial (q / ϵ_1)

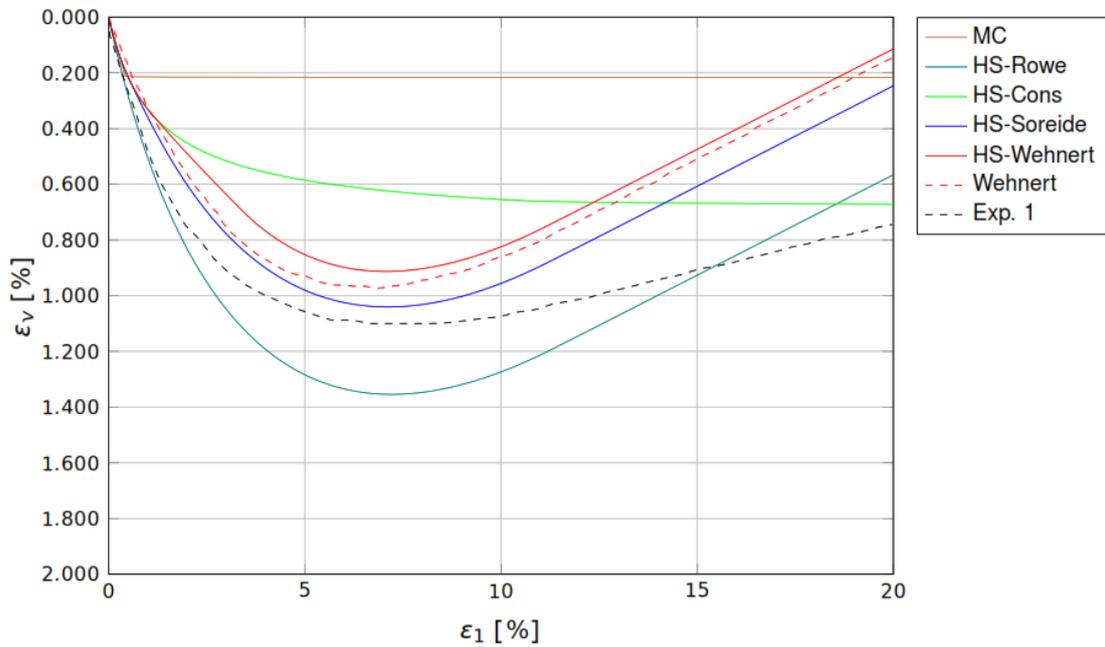


Figura 85 – Extensões volumétricas / extensões axiais (ϵ_v / ϵ_1)

Areia Hostun-RF, $\sigma_c = 300$ kPa

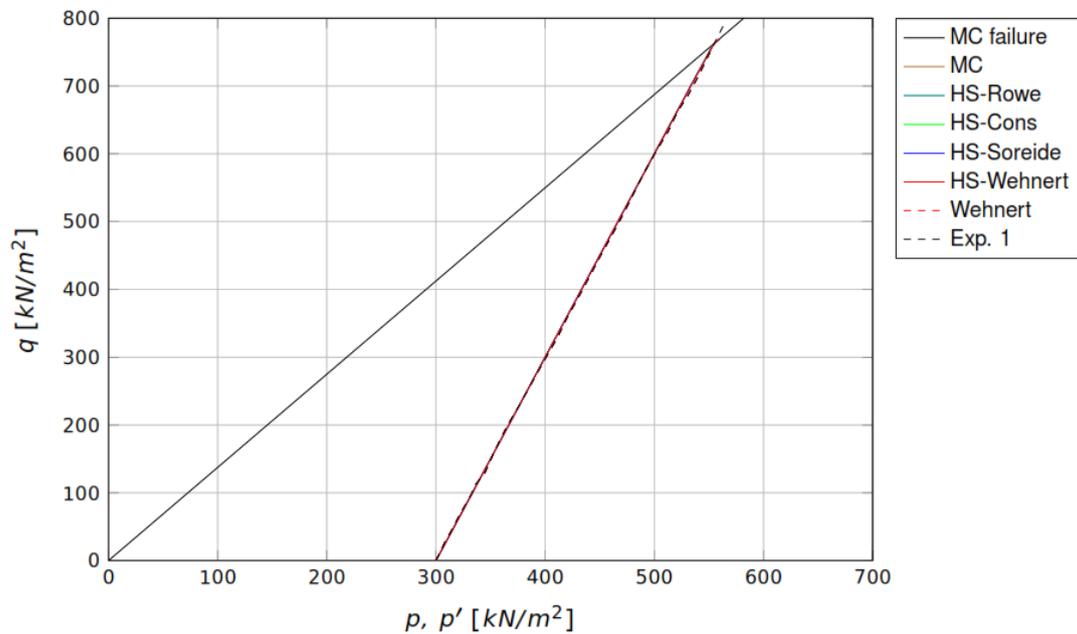


Figura 86 – Curvas do percurso de tensão efetiva (q / p)

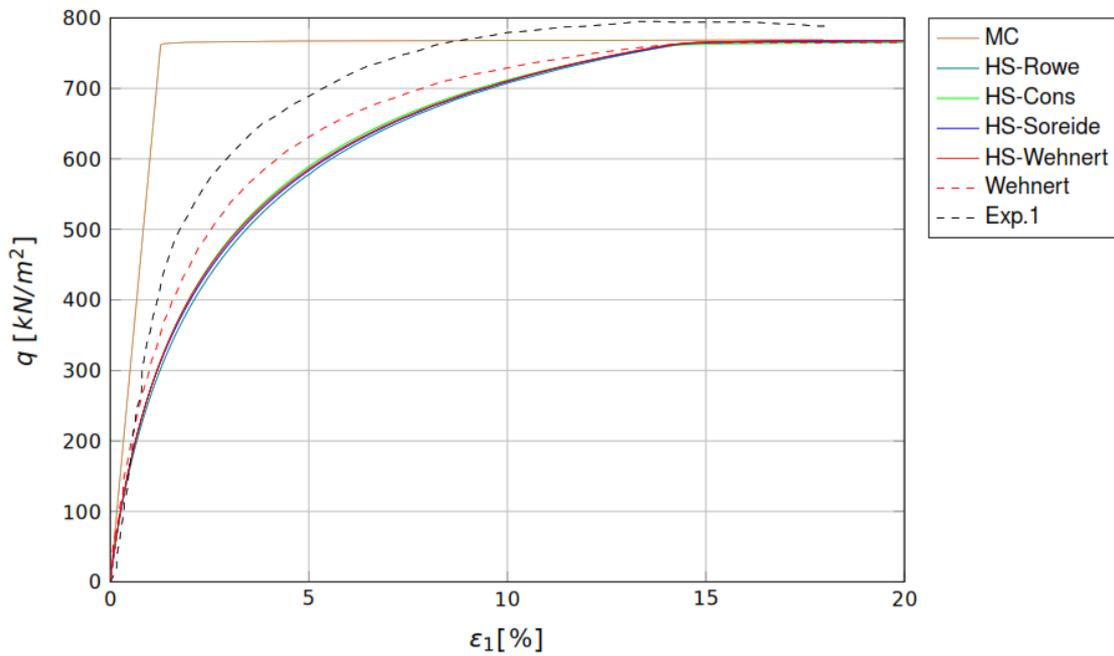


Figura 87 – Curvas de tensão desviadora / deformação axial (q / ϵ)

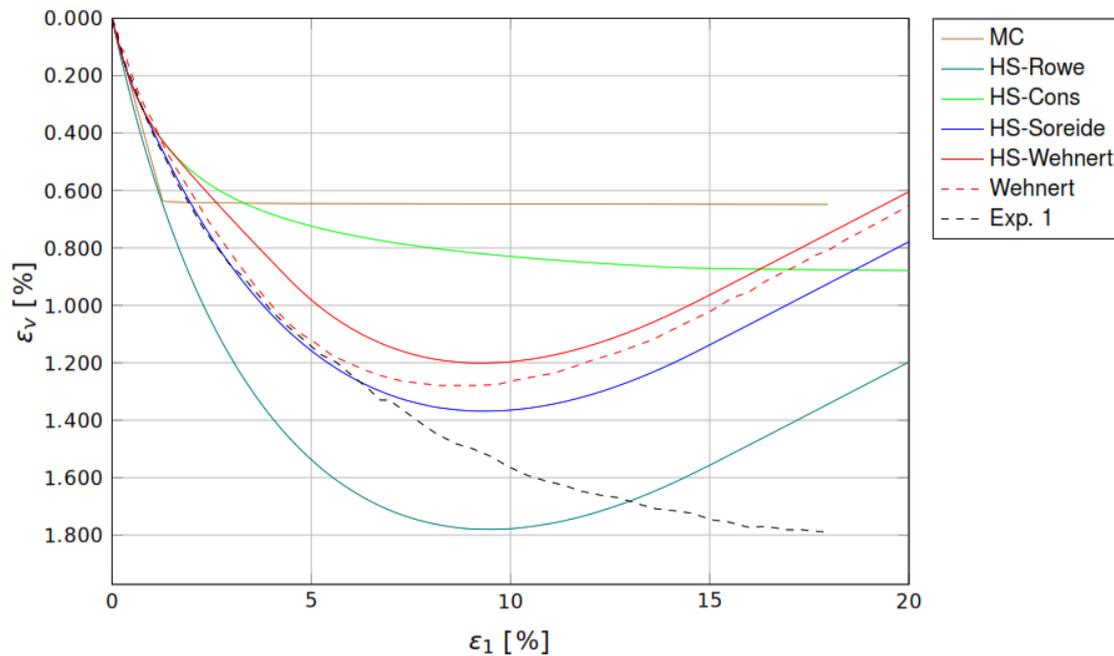


Figura 88 – Extensões volumétricas / extensões axiais (ϵ_v / ϵ_1)

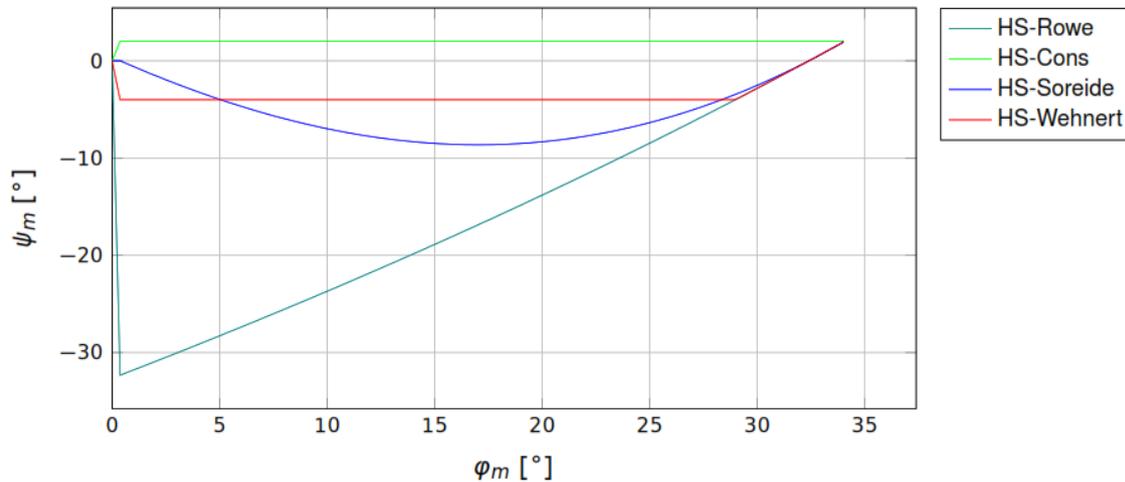


Figura 89 – Curvas do ângulo de dilatação mobilizado / ângulo de atrito (ψ_m / ϕ_m)

1.6.4 Conclusão

Este exemplo, referente ao teste triaxial drenado consolidado de um solo arenoso solto, verifica que o modelo de material de Solo Hardening Soil, em combinação com uma escolha apropriada dos parâmetros do modelo e do modelo de dilatação, é capaz de capturar características importantes do comportamento do solo não drenado. Os resultados numéricos estão em boa concordância com a solução de referência fornecida por Wehnert [1].

Este exemplo, referente ao teste triaxial de um solo arenoso solto consolidado não drenado, verifica que os resultados obtidos pelo modelo de material de Solo Hardening Soil com um limite na dilatação estão em boa concordância com a solução fornecida por Wehnert [1].

1.6.5 Referências

[1] M. Wehnert. Ein Beitrag zur dreiernten und undrainerten Analyse in der Geotechnik. Institut für Geotechnik, Universität Stuttgart: P. A. Vermeer, 2006.

[2] Benchmark Example No. 49 – Triaxial Consolidated Drained Test. SOFISTIK AG. Oberschleißheim, Alemanha, 2024.

1.7 Caso de estudo 6 – Estabilidade de um talude

1.7.1 Descrição do Problema

Neste caso de estudo, a estabilidade de um aterro, conforme mostrado na Figura seguinte, é calculada por meio de uma redução de ϕ e c . O fator de segurança e a sua correspondente superfície de deslizamento são verificados.

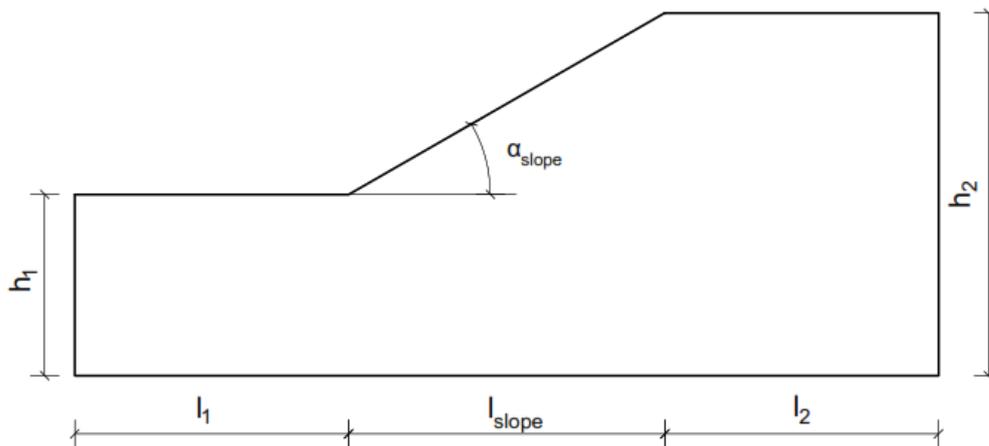


Figura 90 – Descrição do problema estudado

1.7.2 Exemplo de Referência

O problema clássico da análise de estabilidade de taludes envolve a investigação do equilíbrio de uma massa de solo delimitada abaixo por uma superfície de deslizamento potencial assumida e acima pela superfície do talude. Forças e momentos que tendem a causar a instabilidade da massa são comparados àqueles que tendem a resistir à instabilidade. A maioria dos procedimentos assume uma seção transversal bidimensional e condições de deformação plana para análise. Sucessivas hipóteses são realizadas em relação à superfície de deslizamento potencial até que a superfície crítica, ou seja, o menor fator de segurança, seja encontrada. Se a resistência ao corte do solo ao longo da superfície de deslizamento exceder a necessária para proporcionar o equilíbrio, a massa é estável. Se a resistência ao corte for insuficiente, a massa é instável. A estabilidade da massa depende do seu peso, das forças externas atuantes, das resistências ao corte e das pressões de água nos poros ao longo da superfície de deslizamento, e da resistência de qualquer reforço interno que cruze as superfícies de deslizamento potenciais. O fator de segurança é definido em relação à resistência ao corte do solo como a razão entre a resistência ao corte disponível e a resistência ao corte necessária para o equilíbrio [1]:

$$FS = \text{Resistência ao corte existente} / \text{Tensão de corte de equilíbrio}$$

A definição de segurança segundo FELLENIUS baseia-se na investigação da resistência ao corte do material no estado limite do sistema, ou seja, a resistência ao corte que leva à rotura do sistema. Seguindo essa noção, no SOFiSTiK, os fatores de segurança de acordo com a redução de ϕ e c são definidos como o rácio entre a resistência ao corte disponível e a resistência ao corte mobilizada no estado limite do sistema [2]:

$$\eta_{\phi} = \frac{\tan \phi_{inp}}{\tan \phi_{lim}}$$

$$\eta_c = \frac{c_{inp}}{c_{lim}}$$

onde c é a coesão e ϕ o ângulo de atrito. A análise de estabilidade por redução de ϕ e c baseia-se numa redução incremental da resistência ao corte, adotando um aumento sincronizado dos fatores de segurança $\eta_{\phi} = \eta_c$. A segurança η alcançada na rotura do sistema representa a segurança computacional contra a rotura de estabilidade.

A solução de referência [3] baseia-se na formulação por elementos finitos dos teoremas do limite superior e inferior da plasticidade. Assim, a análise de limite por elementos finitos (FELA) fornece uma boa referência para o método de redução de resistência, pois estabelece estimativas de limite superior e inferior para o verdadeiro limite de estabilidade.

1.7.3 Modelo e Resultados

As propriedades do modelo são apresentadas na Tabela seguinte. O talude de aterro tem uma altura de de 10 m e um ângulo de 30°. As tensões iniciais são geradas usando carga gravítica in-situ. Em seguida, o aterro é submetido à redução de ϕ e c . Assumem-se condições de deformação plana.

Tabela 26 – Propriedades do modelo

Material Properties	Geometric Properties
$E = 20000 \text{ kN/m}^2, \nu = 0.3$	$h_1 = 20.0 \text{ m}$
$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$	$h_2 = 10.0 \text{ m}$
$\phi = 25^\circ, \psi = 25^\circ$	$l_1 = l_2 = 15.0 \text{ m}$
$c = 20 \text{ kN/m}^2$	$\alpha_{slope} = 30^\circ, l_{slope} = 17.321 \text{ m}$

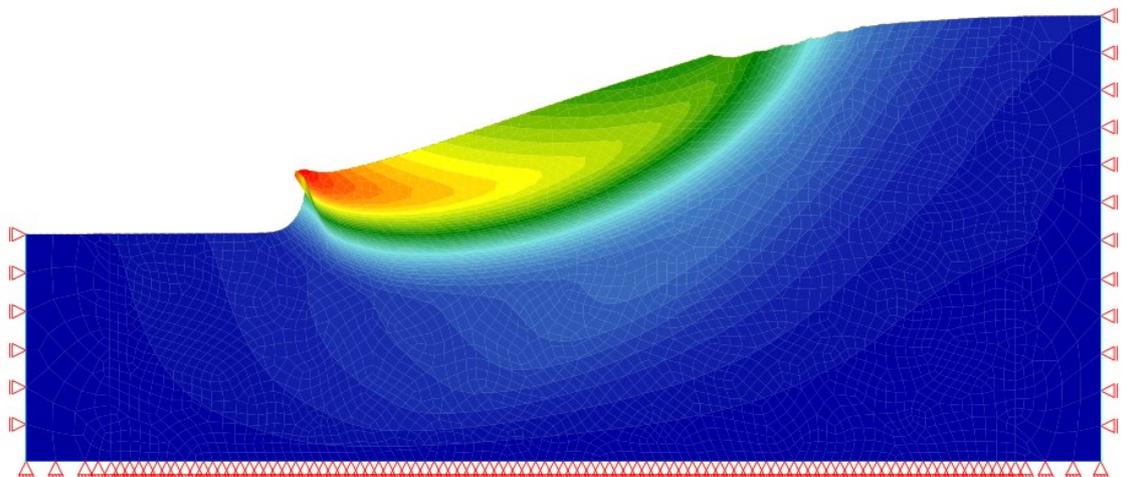


Figura 91 – Deslocamentos nodais para o fator de segurança obtido com a análise de redução de ϕ e c .

A Figura anterior apresenta o deslocamento nodal como uma distribuição vetorial para o fator de segurança obtido com a análise de redução de ϕ e c . Além disso, a correspondente deformação plástica desviadora é mostrada na Figura seguinte. O fator de segurança calculado é comparado com a solução de referência [3] na Tabela seguinte, ou seja, com os resultados da análise de limite por elementos finitos (FELA) de limite inferior e superior. Adicionalmente, o fator de segurança calculado a partir da análise de redução de ϕ e c é apresentado na Figura seguinte como uma função do deslocamento nodal na direção x para o nó no topo do talude.

Tabela 27 – Fator de Segurança (FS) – calculado e valores de referência de acordo com o estudo [3]

SOFISTIK FEM	FELA _{lower bound}	FELA _{upper bound}
2.00	1.97	2.01

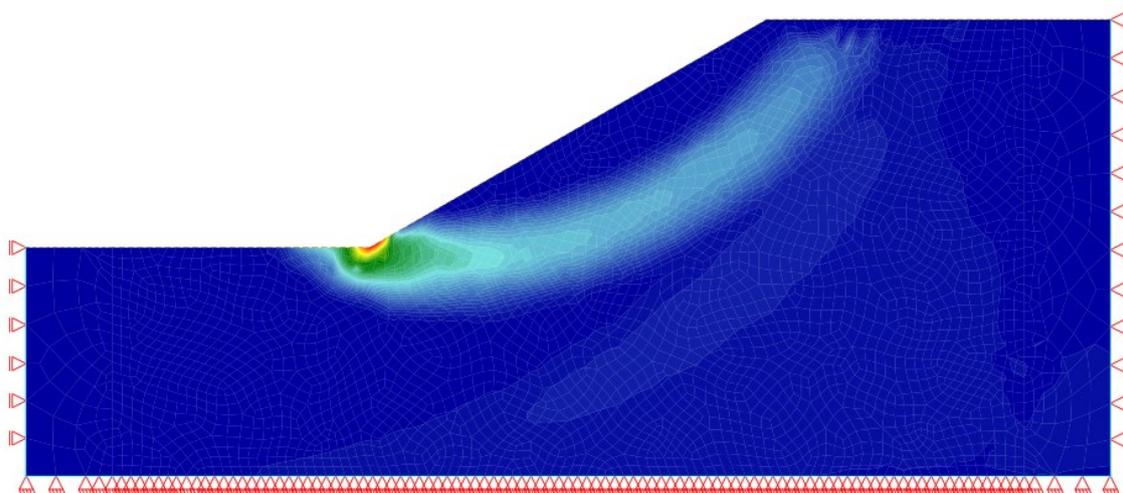


Figura 92 – Deformação plástica desviadora, para o fator de segurança obtido com a análise de redução de ϕ e c .

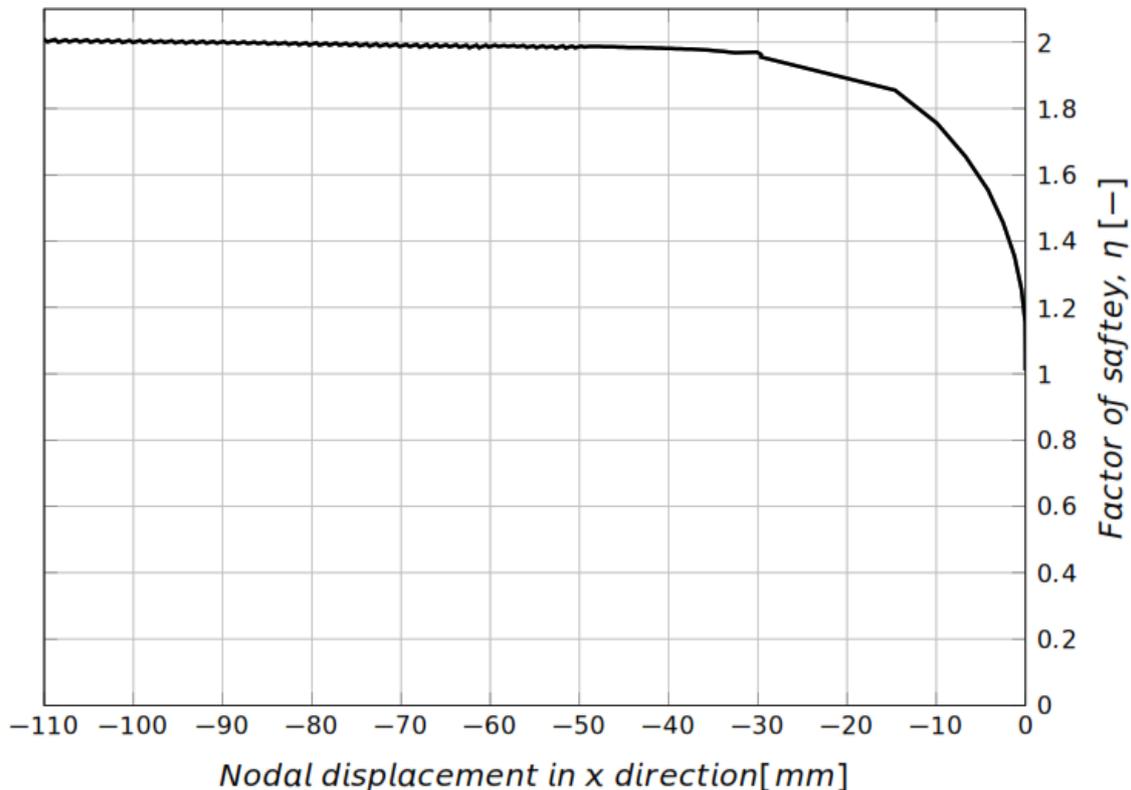


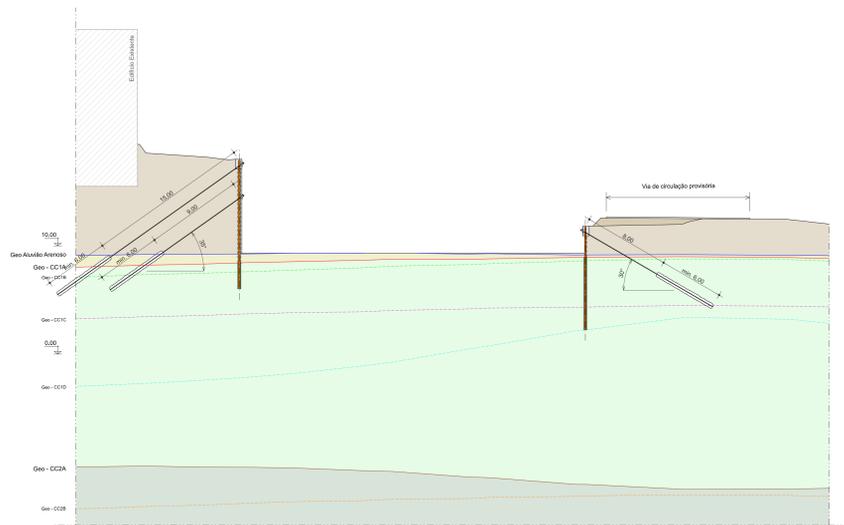
Figura 93 – Deslocamentos nodais na direção X em mm.

1.7.4 Conclusão

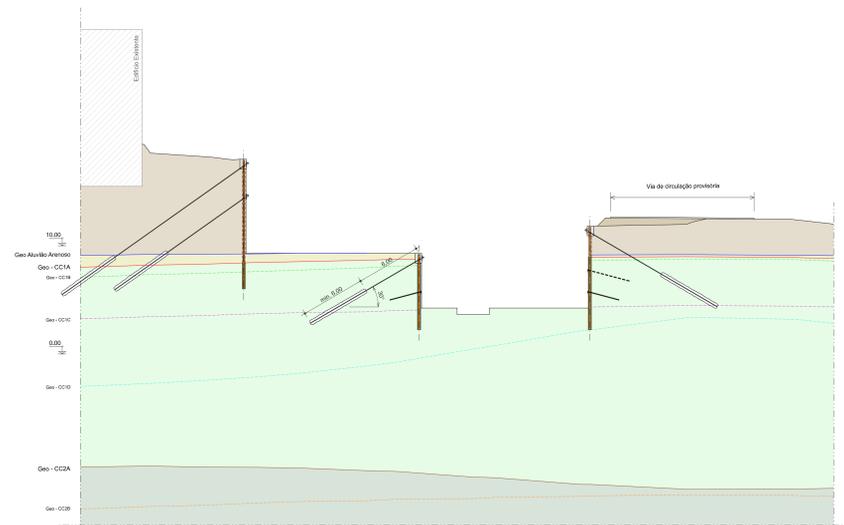
Este exemplo verifica a estabilidade de uma massa de solo e a determinação do fator de segurança. O fator de segurança calculado, obtido pelo método de redução de ϕ e c , é comparado aos resultados da análise de limite por elementos finitos e demonstra-se que o comportamento do modelo é capturado com precisão.

1.7.5 Referências

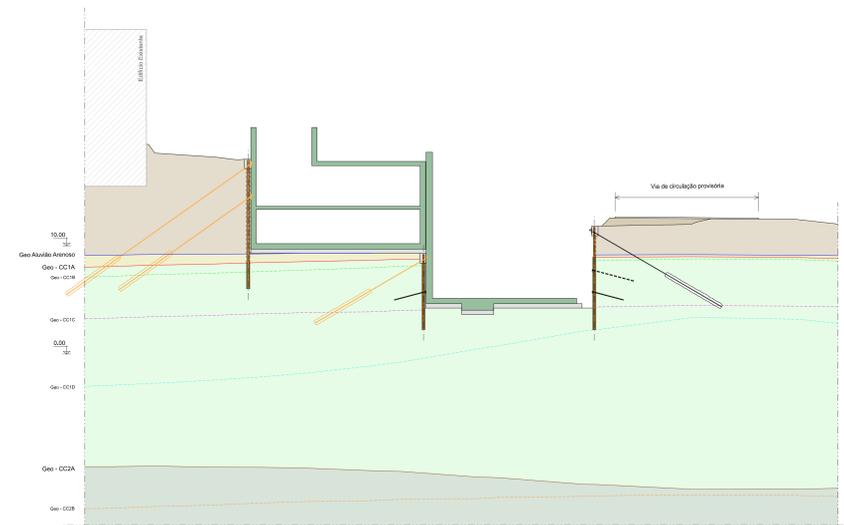
- [1] USACE Engineering and Design: Slope Stability. USACE. 2003.
- [2] TALPA Manual: 2D Finite Elements in Geotechnical Engineering. 2018-0. SOFiSTiK AG. Oberschleißheim, Alemanha, 2017.
- [3] F. Tschuchnigg et al. "Comparison of finite-element limit analysis and strength reduction techniques". In: Geotechnique 65(4) (2015), pp. 249–257.
- [4] Benchmark Example No. 38 –Calculation of Slope Stability by Phi-C Reduction. SOFiSTiK AG. Oberschleißheim, Alemanha, 2024.



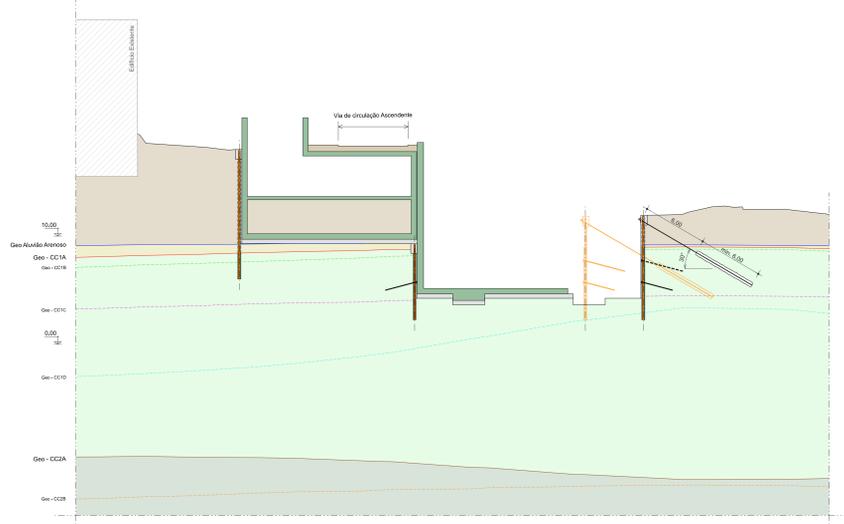
EAL - Secção B-B'
Construção Fase - 1
(Planta Contenção Fase - C)
Escala: 1/200



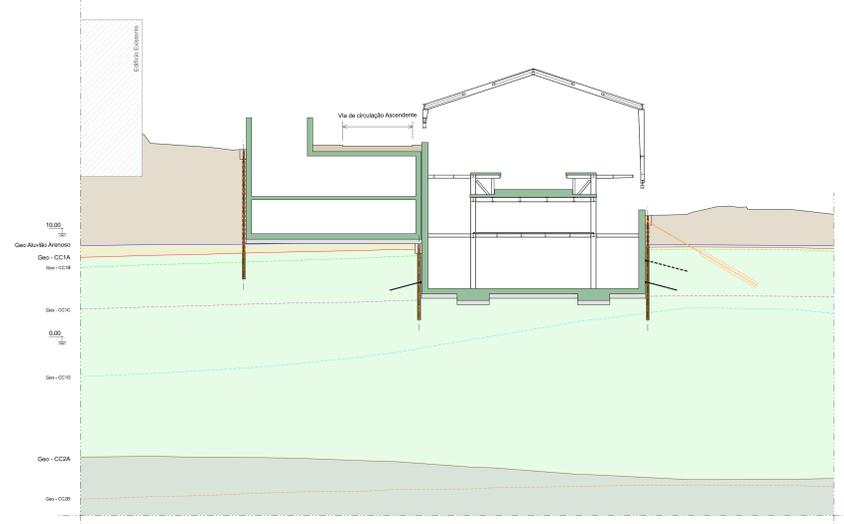
EAL - Secção B-B'
Construção Fase - 2
(Planta Contenção Fase - D)
Escala: 1/200



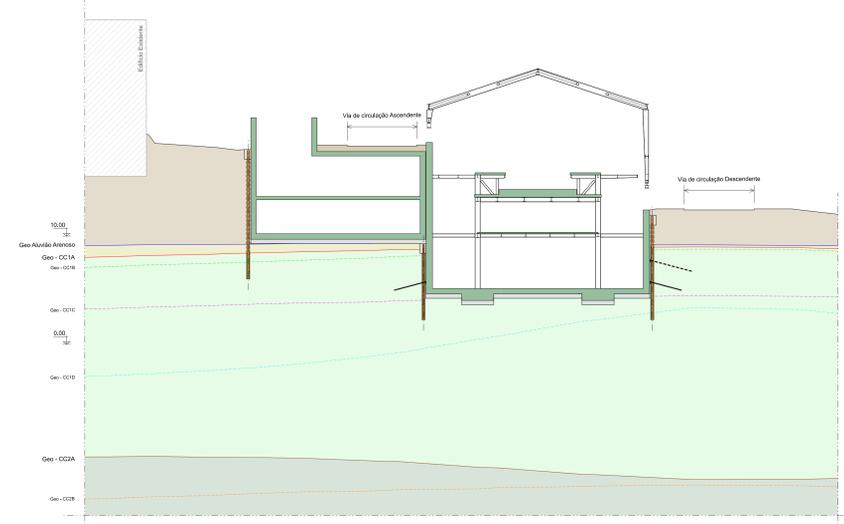
EAL - Secção B-B'
Construção Fase - 3
(Planta Contenção Fase - D)
Escala: 1/200



EAL - Secção B-B'
Construção Fase - 4
(Planta Contenção Fase - E)
Escala: 1/200



EAL - Secção B-B'
Construção Fase - 5
(Planta Contenção Fase - E)
Escala: 1/200

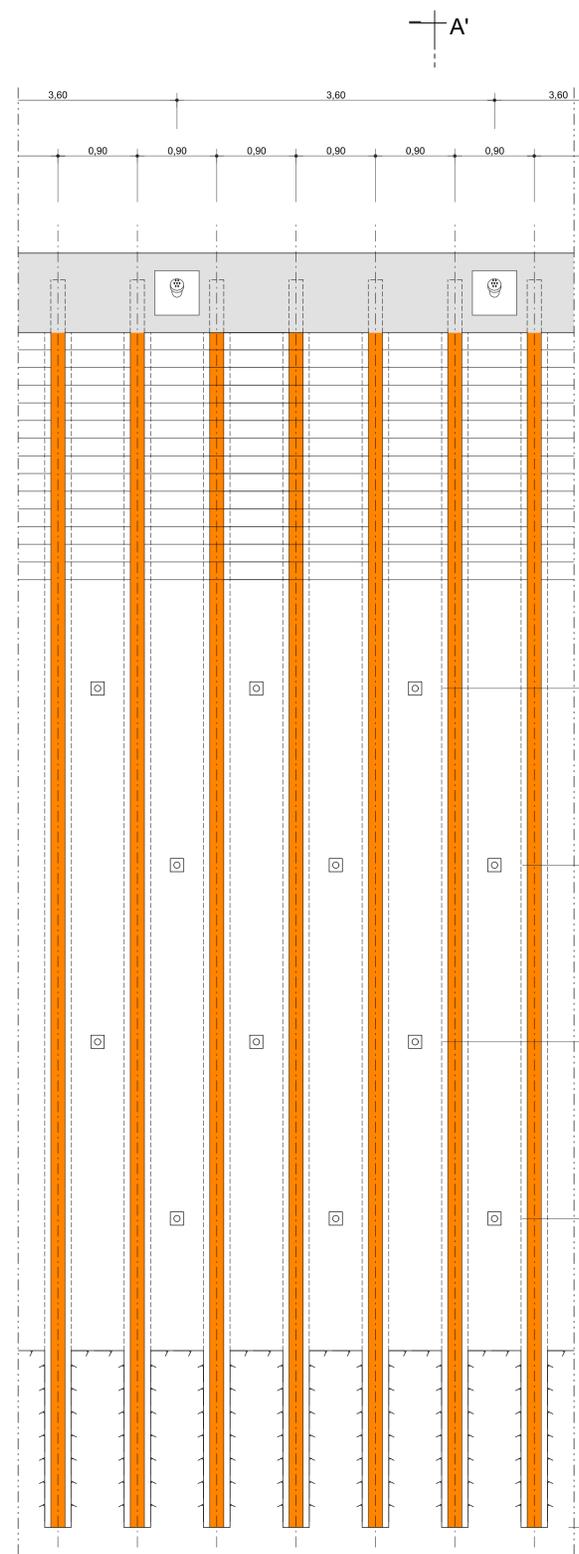


EAL - Secção B-B'
Construção Fase - Final
Escala: 1/200

- NOTAS:**
FASEAMENTO DA ESCAVACÃO:
1 - Escavação até ao nível da primeira ancoragem.
2 - Pré-estabelecer o primeiro nível de ancoragens.
3 - Escavação até ao segundo nível de ancoragens (quando exista).
4 - Pré-estabelecer o segundo nível de ancoragens (quando exista).

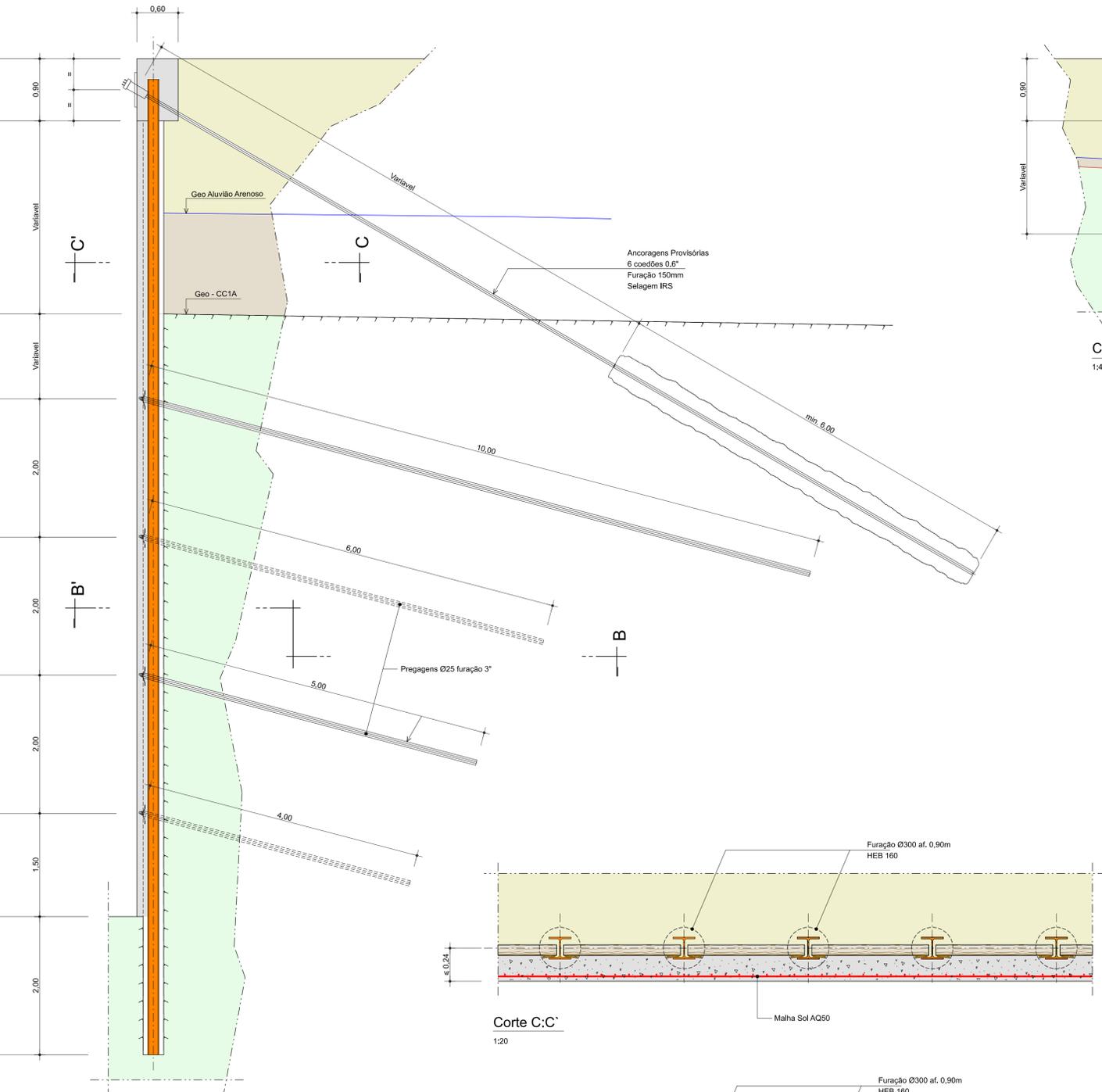
REVISÃO	DATA	DE	PAR
0	01/10/24	LC	AM
1			
2			
3			
4			
5			
6			
7			
8			
9			
10			
11			
12			
13			
14			
15			
16			
17			
18			
19			
20			
21			
22			
23			
24			
25			
26			
27			
28			
29			
30			
31			
32			

PROLONGAMENTO DA LINHA VERMELHA S. SEBASTIÃO - ALCÁNTARA PROJETO DE EXECUÇÃO		
ESTRUTURAS ESTAÇÃO ALCÁNTARA		Escala: 1/1000 F. 1.1.1 Data: 01/10/24 Autor: [] Desenhado: [] Aprovado: [] Data: []
FASEAMENTO CONSTRUTIVO CORTE TRANSVERSAL B-B'		
Dem. nº: 154382 Dem. nº: 154382 Dem. nº: 154382 Dem. nº: 154382		Dem. nº: 154382 Dem. nº: 154382 Dem. nº: 154382 Dem. nº: 154382



Acoragens Provisórias
6 coeðões 0,6"
Furação 150mm
Selagem IRS

Estacas



Geo Aluvião Arenoso

Geo - CC1A

0,90

0,60

0,90

2,00

2,00

2,00

1,50

2,00

≤ 0,24

2,015

1,80

1,80

1,80

Acoragens Provisórias
6 coeðões 0,6"
Furação 150mm
Selagem IRS

Estacas

Geo Aluvião Arenoso

Geo - CC1A

0,90

0,60

0,90

2,00

2,00

2,00

1,50

2,00

≤ 0,24

2,015

1,80

1,80

1,80

Corte A:A'

1:40

Corte B:B'

1:20

Corte C:C'

1:20

1:20

Contenção tipo BERLIM - Ancoragens, Pregagens

1:40

Contenção tipo BERLIM - Escoras 2 níveis

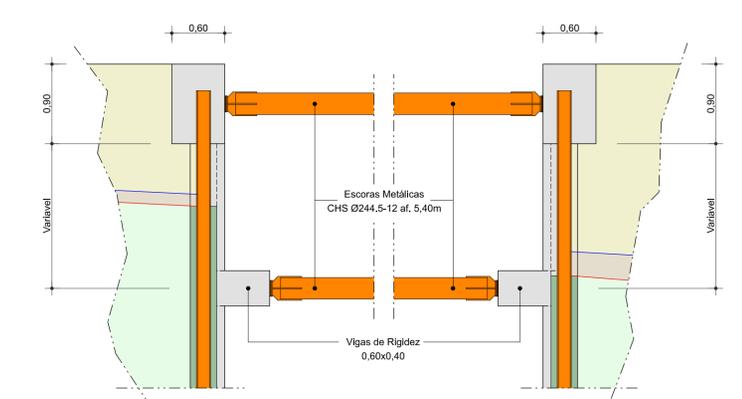
1:40

Pregagens

1:20

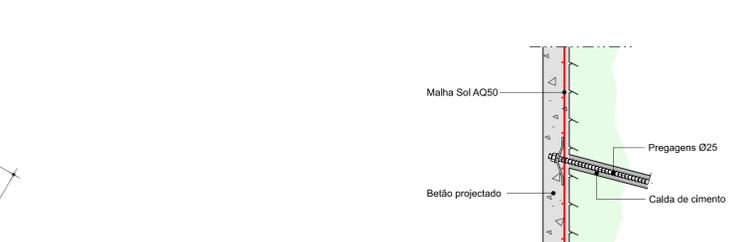
Drenagem

1:20



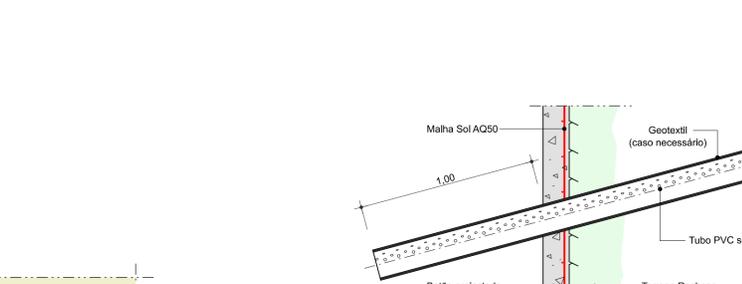
Contenção tipo BERLIM - Escoras 2 níveis

1:40



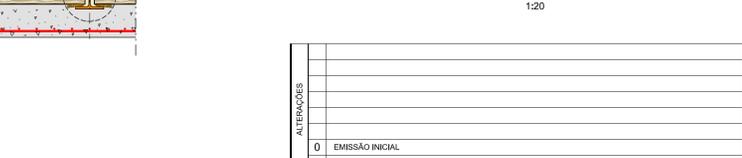
Contenção tipo BERLIM - Escoras 2 níveis

1:40



Contenção tipo BERLIM - Escoras 2 níveis

1:40



Contenção tipo BERLIM - Escoras 2 níveis

1:40



Contenção tipo BERLIM - Escoras 2 níveis

1:40



Contenção tipo BERLIM - Escoras 2 níveis

1:40

ALTERAÇÕES			
0	EMISSION INICIAL	03/10/2024	LC AM

Data:		Prolongamento da Linha Vermelha S. Sebastião - Alcântara Projeto de Execução		
Aprov.		ESTRUTURAS ESTAÇÃO ALCÂNTARA		
Verif.		FASEAMENTO CONSTRUTIVO PORMENORES		Escalas: Des. n.º 134395 F. 1 / 1 Alter. Substituído Substituído Nº SAP Versão Folha
Des.				

Aprov.	RP	03/10/2024	Desenho nº LVSSA PE STR EST AC DW 085410 0
Verif.	SN	03/10/2024	
Proj.	AM	03/10/2024	
Des.	LC	03/10/2024	

estacao_alcantara
 bending moments - slabs - túnel OE6

SOFiSTiK AG - www.sofistik.de

