

ANÁLISE GEOTÉCNICA: PREENCHIMENTO DO CANAL EXISTENTE PARA IMPLANTAÇÃO DA DIRETRIZ 900 - PÔLDER 10

NOTA TÉCNICA
REV. 02



17 DE AGOSTO DE 2026

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	5
2	DISCLAIMER	8
3	ANÁLISE DA CAMPANHA DE INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA	9
3.1	Avaliação dos ensaios de adensamento	9
3.2	Avaliação dos ensaios DE CAMPO.....	10
3.3	Estratigrafia	14
3.4	SINTESE DOS PARÂMETROS OBTIDOS PARA A CAMADA DE ARGILA COMPRESSÍVEL	15
4	AVALIAÇÕES DOS EFEITOS DO REATERRO ..	18
4.1	AVALIAÇÃO DO EFEITO DA INSERÇÃO DE ELEMENTOS De MADEIRA JUNTO AO CANAL.....	24
4.2	AVALIAÇÃO DO EFEITO DE ESTACAS DO TIPO RAIZ ADJACENTES AO CANAL.....	26
4.3	AVALIAÇÃO DA UTILIZAÇÃO de Materiais leves Para o reaterro	28
5	AVALIAÇÃO DAS DISTORÇÕES ANGULARES	31
6	SUGESTÃO DE ATERRO EXPERIMENTAL...	35
7	CONCLUSÕES	37
8	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	39
	APÊNDICE A. AVALIAÇÃO DOS CPTUS.....	40

1 INTRODUÇÃO

O Departamento Municipal de Água e Esgotos (DMAE) desenvolveu um anteprojeto para implantação da Diretriz 900, prevendo o preenchimento do canal existente junto ao Pôlder 10, no município de Porto Alegre/RS, de forma a viabilizar a implantação da nova via. Considerando que a região é caracterizada pela ocorrência de depósitos sedimentares compressíveis, associados a solos moles de elevada deformabilidade e baixa capacidade de suporte, foi solicitada a elaboração do presente estudo geotécnico com o objetivo de avaliar a viabilidade técnica da solução proposta e subsidiar a definição da alternativa construtiva mais adequada.

As avaliações desenvolvidas contemplam a avaliação das condições geotécnicas, a definição dos parâmetros geotécnicos representativos, a estimativa dos recalques decorrentes do preenchimento do canal a partir de Elementos Finitos e a comparação entre diferentes alternativas construtivas, considerando aspectos de desempenho geotécnico, construtibilidade e viabilidade. Um campo experimental, para a verificação das deformações também é proposto neste documento.

Para a caracterização do comportamento de compressibilidade e drenagem dos solos foram utilizados os resultados dos ensaios edométricos RE1192 ADENS AM 12.1, 12.2, 13.1, 13.2, 14.1 e 14.2, a partir dos quais foram definidos os parâmetros de compressibilidade e permeabilidade empregados nas análises de recalque. A caracterização da resistência dos materiais e a avaliação da razão de sobreadensamento (OCR) foram realizadas com base nos ensaios CPTU 564 - CPTU 12, CPTU 13, CPTU 14 e CPTU ENCOP 01, 02 e 03, e os ensaios de Vane adjacentes, utilizados para a interpretação dos parâmetros de resistência e de estado de tensões representativos da área de estudo. A Figura 1, produzida pela Engenharia do DMAE, mostra a localização dos pontos de sondagem e coleta de amostras avaliados.



Figura 1. Localização dos ensaios geotécnicos utilizados nas análises.

As análises contemplaram a avaliação das deformações decorrentes do preenchimento do canal utilizando rachão e aterro compactado e foram avaliadas alternativas constituídas por materiais de menor peso específico, a serem definidos, buscando reduzir as tensões transmitidas ao solo de fundação e, conseqüentemente, os recalques previstos.

Também foi avaliada a viabilidade da utilização de drenos verticais pré-fabricados como técnica de aceleração do adensamento. Entretanto, essa alternativa foi descartada em função da reduzida espessura de argila mole prevista no fundo do canal, da ordem de 3,0 m, resultando em um comprimento máximo de drenagem (H_d) de aproximadamente 1,5 m. Nessas condições, a aceleração do adensamento proporcionada pelos drenos verticais torna-se pouco significativa, não justificando sua adoção frente à complexidade executiva associada à sua instalação em uma escavação confinada e abaixo do nível do lençol freático.

Adicionalmente, foi estudada uma solução para mitigação dos recalques baseada na implantação de uma barreira física constituída por estacas de eucalipto cravadas ao longo de toda a extensão do canal, com espaçamento aproximado de 0,5 m, visando promover um efeito de confinamento lateral do aterro e limitar as deformações horizontais e verticais induzidas pelo carregamento, com uma solução de baixo custo e que seja possível de ser executada na geometria local, sem a utilização de equipamentos de grande porte.

Complementarmente, foi feita uma análise considerando a inserção de estadas do tipo raiz nas adjacências do canal, que se mostrou eficaz para reduzir principalmente as distorções observadas.

Os efeitos dos recalques diferenciais são discutidos em capítulo específico denominado avaliação das distorções previstas.

Por fim, são apresentadas as premissas adotadas, os resultados das análises desenvolvidas e a comparação entre as alternativas estudadas, fornecendo subsídios para auxiliar a contratante na adoção da solução considerada mais adequada sob os aspectos geotécnicos, executivos e técnico-econômicos para implantação da Diretriz 900.



2 DISCLAIMER

As avaliações apresentadas neste relatório possuem caráter preliminar e orientativo, não se constituindo em projeto executivo da obra. Os resultados têm como finalidade subsidiar a tomada de decisão quanto às alternativas conceituais de reaterro e escavação, bem como indicar a ordem de grandeza dos deslocamentos esperados e dos riscos geotécnicos associados. Os parâmetros geotécnicos adotados representam valores interpretativos, obtidos a partir das investigações disponíveis, de correlações consagradas e da experiência da projetista, estando sujeitos às incertezas inerentes à variabilidade natural do subsolo. Da mesma forma, as deformações e fatores de segurança apresentados constituem estimativas obtidas por meio de modelos numéricos, devendo ser interpretados como representativos da magnitude esperada dos fenômenos e não como previsões exatas do comportamento da obra. A definição da solução definitiva, dos procedimentos executivos, das medidas de mitigação e do plano de monitoramento deverá ser realizada durante a elaboração do projeto executivo, com base em informações complementares, detalhamento executivo e avaliação específica das condições existentes no local de implantação.



3 ANÁLISE DA CAMPANHA DE INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA

3.1 AVALIAÇÃO DOS ENSAIOS DE ADENSAMENTO

A avaliação do comportamento de compressibilidade dos solos foi realizada com base em quatro ensaios de adensamento unidimensional executados nas amostras indeformadas AM 12.2, AM 13.2, AM 14.1 e AM 14.2, coletadas entre as profundidades de 3,5 m e 6,0 m. As amostras AM 12.1 e 13.1, coletadas a 2,50 m de profundidade foram descartadas devido a baixa profundidade de coleta (2,50 m), acima da cota de fundo do canal. Os ensaios permitiram a determinação dos principais parâmetros de compressibilidade e permeabilidade vertical do depósito, incluindo a tensão de pré-adensamento, índices de compressão e recompressão, coeficientes de adensamento e permeabilidade.

De maneira geral, os ensaios apresentaram comportamento bastante consistente entre si, evidenciando a elevada compressibilidade do depósito argiloso. Os índices de compressão (C_c) variaram entre 1,13 e 2,12, tendo como média o valor de 1,60, estes valores são compatíveis com argilas muito moles de elevada porosidade, indicando que deformações expressivas podem ocorrer quando o maciço é submetido a carregamentos superiores à tensão de pré-adensamento. O índice de vazios inicial dos ensaios de adensamento variou entre 2,27 e 3,10 apresentando uma média de 2,58.

Os coeficientes de permeabilidade vertical foram calculados conforme a Tabela 1, para as tensões de projeto, entre 25 e 100 kPa, o valor do coeficiente de permeabilidade vertical médio ficou na ordem de $1,2 \times 10^{-9}$ m/s, o que resulta em $1,05 \times 10^{-4}$ m/dia, compatíveis com parâmetros de materiais argilosos orgânicos da região de Porto Alegre.

Tabela 1. coeficientes de permeabilidade estimados a partir dos ensaios de adensamento.

Tensão (kPa)	k (m/s)				Média (m/s)	Média (m/dia)
	AM 12.2 – 3,5 m	AM 13.2 – 4,5 m	AM 14.1 – 4,5 m	AM 14.2 – 6,0 m		
12,50	1,45E-09	2,55E-09	3,91E-09	3,16E-09	2,77E-09	2,39E-04
25,00	1,29E-09	2,28E-09	1,27E-09	1,03E-09	1,47E-09	1,27E-04
50,00	1,35E-09	1,94E-09	8,79E-10	8,91E-10	1,27E-09	1,09E-04
100,00	8,86E-10	1,47E-09	6,22E-10	7,25E-10	9,26E-10	8,00E-05
200,00	3,38E-11	2,45E-10	2,05E-10	2,17E-10	1,75E-10	1,51E-05
400,00	4,53E-11	1,10E-10	6,53E-11	8,40E-11	7,62E-11	6,58E-06
800,00	3,77E-11	4,26E-11	4,94E-11	4,31E-11	4,32E-11	3,73E-06

De forma geral, os resultados obtidos evidenciam que o depósito apresenta elevada deformabilidade e baixa permeabilidade, características típicas

de solos argilosos muito moles. Esses resultados corroboram a necessidade de que as análises de desempenho do aterro considerem explicitamente os recalques decorrentes do processo de adensamento.

3.2 AVALIAÇÃO DOS ENSAIOS DE CAMPO

Além dos ensaios de adensamento, a campanha de investigação geotécnica contemplou a execução de ensaios de piezocone (CPTu) e ensaios de palheta (VANES), os quais constituíram a principal ferramenta para a caracterização contínua do subsolo ao longo da área de implantação. Em comparação às sondagens convencionais, os ensaios CPTu fornecem um elevado nível de detalhamento estratigráfico, permitindo a identificação das diferentes unidades geotécnicas, bem como a avaliação da variabilidade espacial dos depósitos ao longo da profundidade e os ensaios de palheta servem para sua aferição.

Os registros contínuos de resistência de ponta (q_c), atrito lateral (f_s) e poropressão (u_2) permitem caracterizar o comportamento mecânico dos materiais, identificar interfaces entre camadas e interpretar parâmetros geotécnicos por meio de correlações consagradas na literatura técnica. Dessa forma, os ensaios constituem importante ferramenta para a avaliação da espessura dos depósitos compressíveis, da distribuição das camadas de solo mole e da estimativa de propriedades geotécnicas necessárias às análises de estabilidade e deformabilidade.

No presente estudo, foram utilizados os resultados dos ensaios de piezocone CPTU-564, CPTU-12, CPTU-13, CPTU-14, ENCOP-01, ENCOP-02 e ENCOP-03, distribuídos ao longo da área de implantação. Esses ensaios serviram como base para a interpretação estratigráfica do depósito, identificação da espessura das camadas de solos moles e estimativa dos parâmetros geotécnicos empregados nas análises desenvolvidas neste trabalho. As interpretações obtidas por meio dos ensaios CPTu foram confrontadas com os resultados dos ensaios de palheta e de laboratório, buscando garantir a consistência das correlações adotadas e a representatividade dos parâmetros utilizados nas análises geotécnicas.

Para a obtenção da resistência ao cisalhamento não drenada, a partir dos ensaios de CPTu, faz-se necessário $B_q > 0.1$, além de saturação do extrato e segue a estimativa com base na metodologia de Lunne et al. (1997):

$$S_u = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{N_{kt}}$$



$$N_{kt} = 22 - 13.33 \cdot B_q$$

Estes resultados foram comparados com os resultados dos ensaios de palheta, de maneira a validar o N_{kt} adotado para as avaliações.

Complementarmente estimativas da história de tensões são realizadas, expressas pelo grau de adensamento (OCR) da argila, calculada pela expressão de Mayne (1991):

$$OCR = \left[\frac{1}{1,95M} \cdot \left(\frac{q_c - u_2}{\sigma'_{v0}} \right) \right]^{\frac{1}{\Lambda}}$$

onde M e Λ são parâmetros obtidos da teoria do estado crítico, sendo adotado $M = 1,2$ e $\Lambda = 0,75$.

A partir da Figura 2 até a Figura 5 são apresentados é apresentado um ensaio CPTU interpretado. Os demais se encontram no Apêndice A.

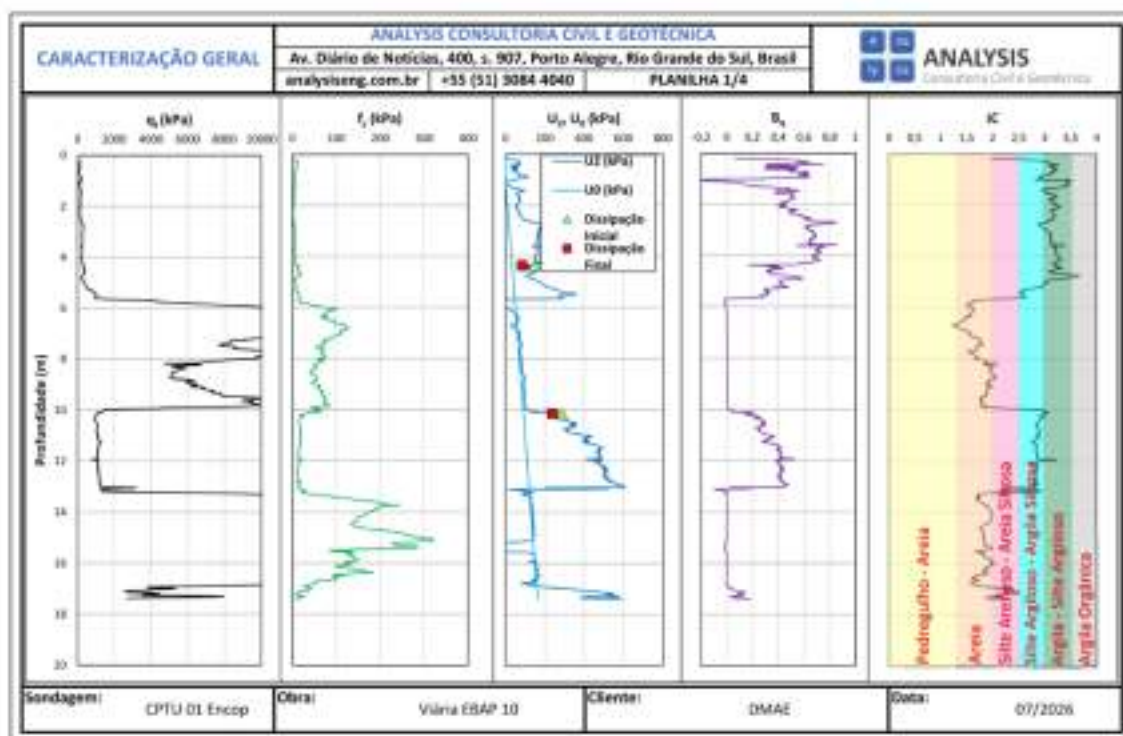


Figura 2. Exemplo de CPTU – CPTU 01 Encop 1/4.

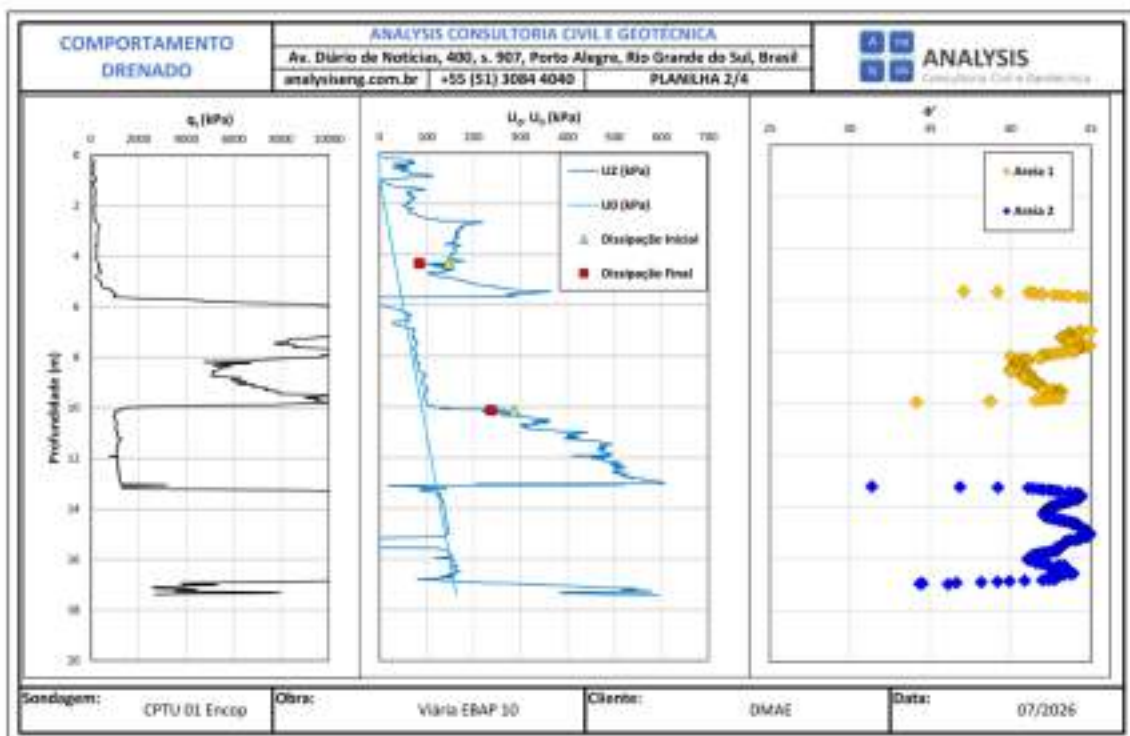


Figura 3. Exemplo de CPTU – CPTU 01 Encop 2/4.

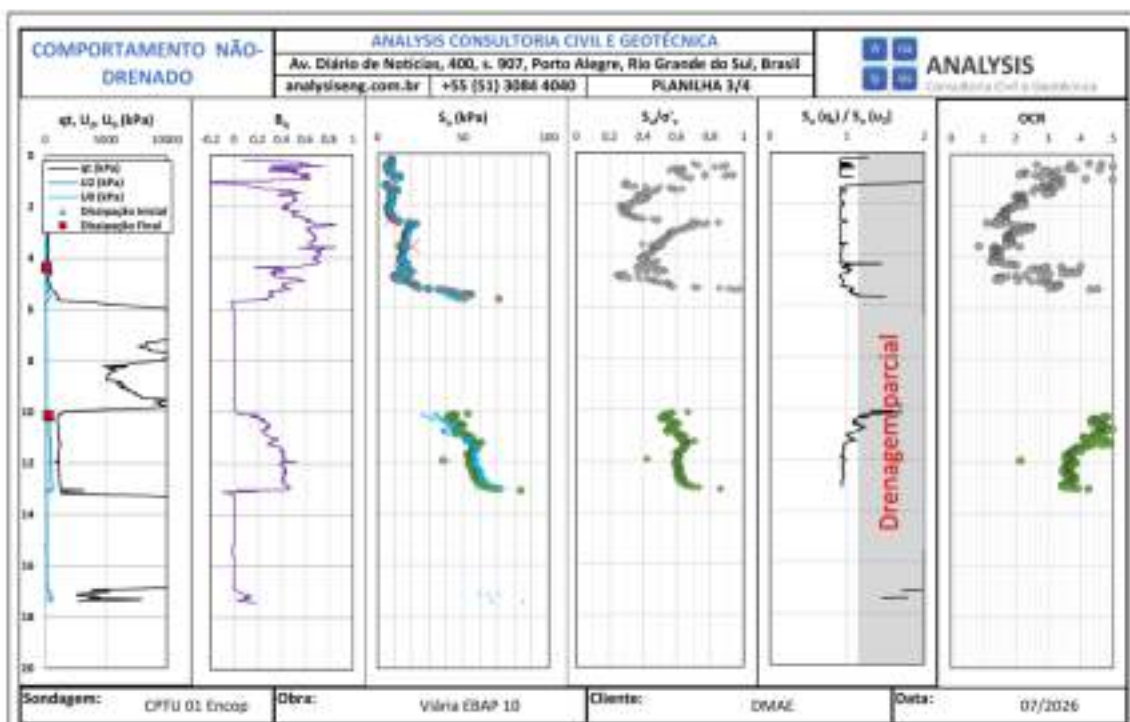


Figura 4. Exemplo de CPTU – CPTU 01 Encop 3/4.

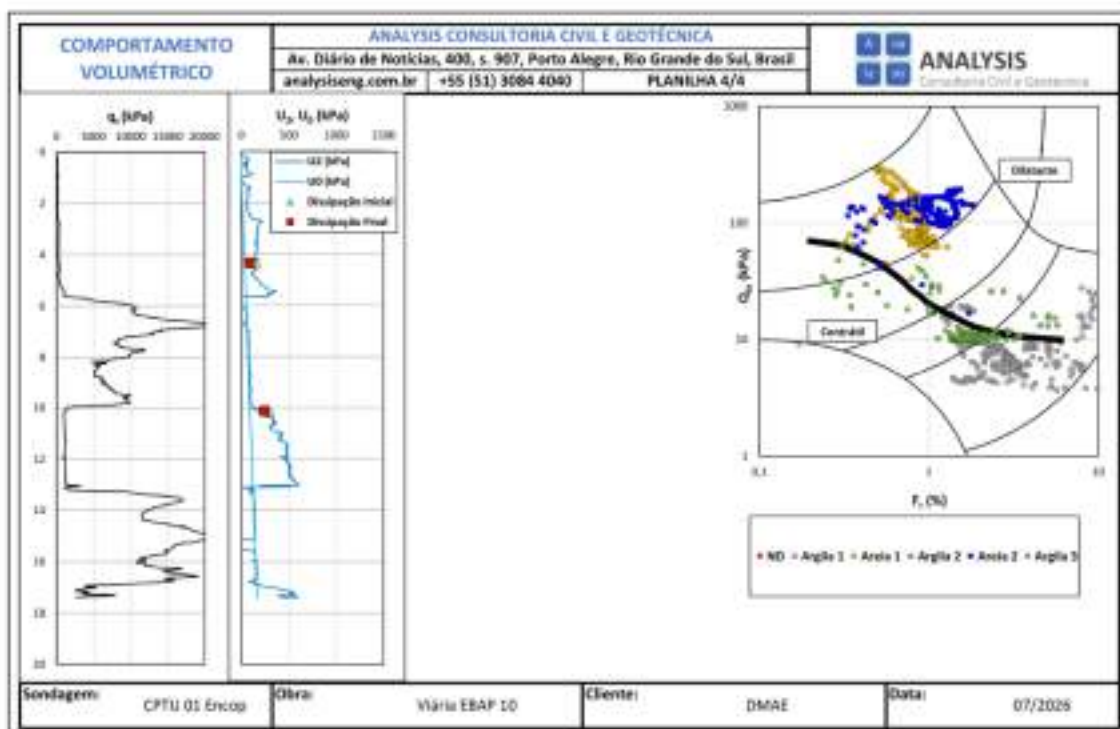


Figura 5. Exemplo de CPTU – CPTU 01 Encop 4/4.

A Figura 6 apresenta o resumo das interpretações dos ensaios de piezocone (CPTU), incluindo os perfis de resistência não drenada (S_u), razão de resistência não drenada normalizada (S_u/σ'_v) e razão de sobreadensamento (OCR), bem como a comparação com os resultados dos ensaios de vane (em vermelho).

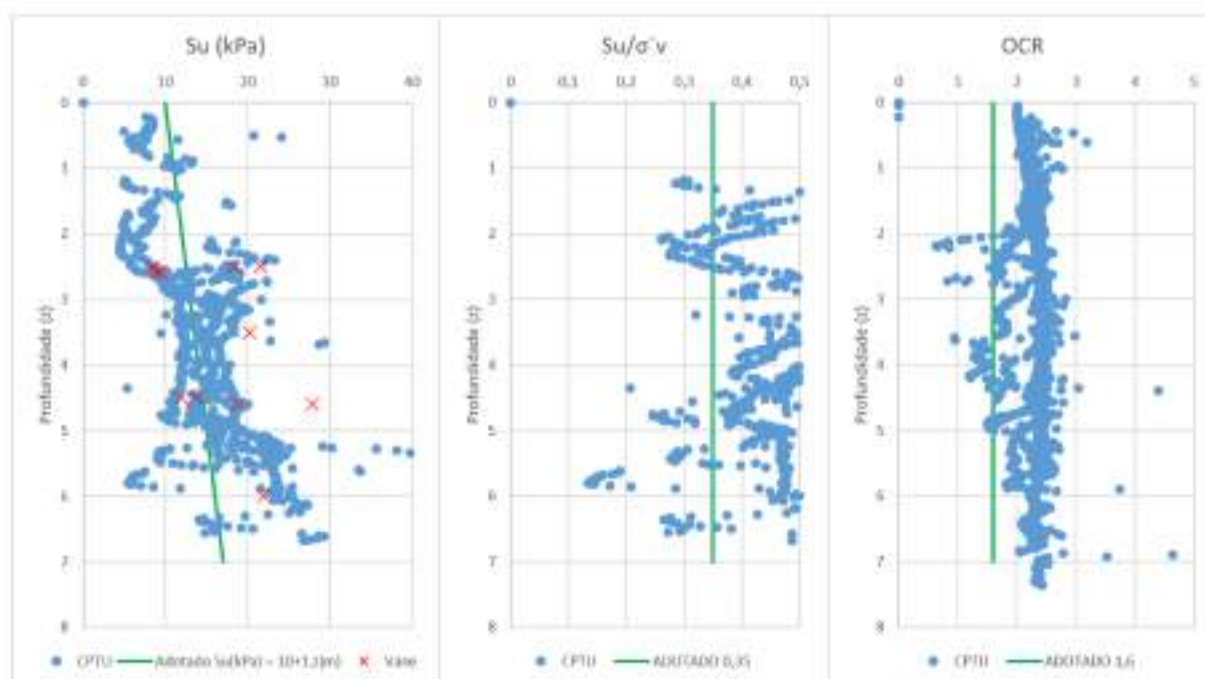


Figura 6. Resumo das avaliações dos CPTUs.

Observa-se boa concordância entre as resistências não drenadas estimadas a partir dos ensaios CPTU (em azul) e os valores obtidos nos ensaios de vane (em vermelho), indicando consistência entre as diferentes técnicas de investigação. De forma representativa, a resistência não drenada pode ser expressa pela seguinte relação em função da profundidade:

$$Su \text{ (kPa)} = 10 + 1 z \text{ (m)}$$

onde z corresponde à profundidade em metros.

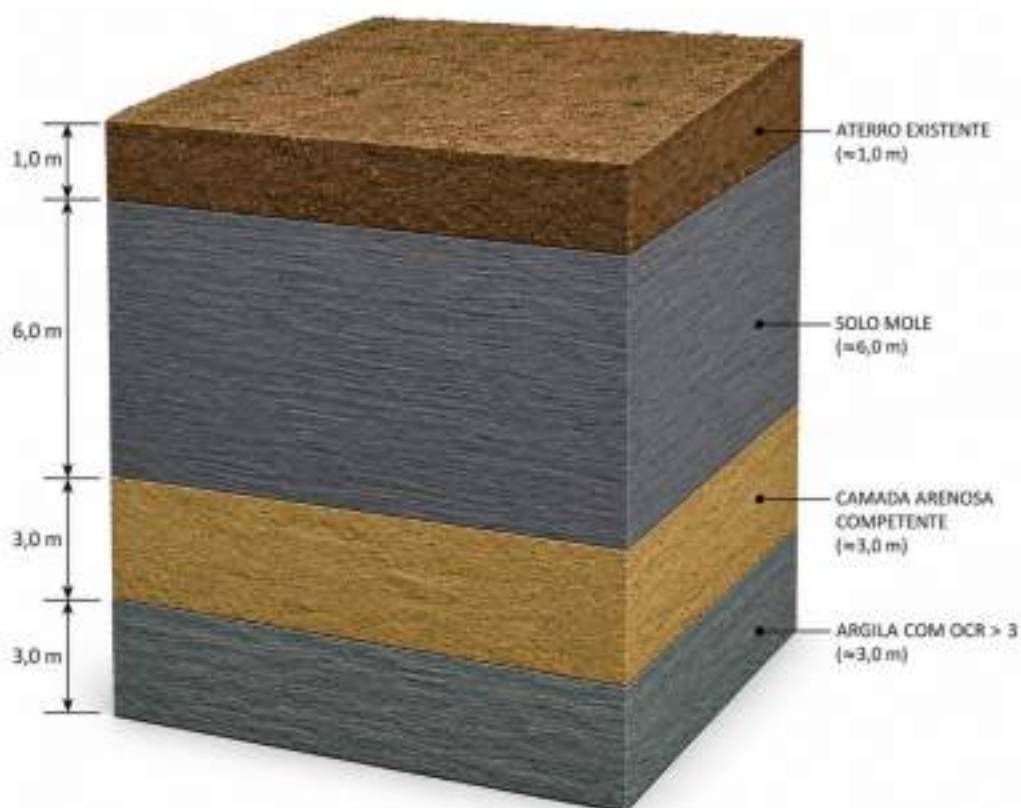
Os resultados dos piezocones indicam que a razão de resistência não drenada normalizada apresenta valores predominantemente próximos de $Su/\sigma'_v = 0,35$, sendo este valor adotado como representativo para o depósito. Tal resultado é compatível com um solo pré-adensado. Considerando uma resistência não drenada normalizada típica de aproximadamente 0,23 para uma argila normalmente adensada com ângulo de atrito efetivo da ordem de 28° ($Su/\sigma'_v = 0,5 \cdot \sin(28^\circ) = 0,23$), obtém-se uma razão próxima de 0,37 ao se considerar um OCR de aproximadamente 1,6, valor bastante próximo daquele observado nos ensaios, corroborando a consistência da interpretação.

As estimativas de OCR obtidas diretamente a partir das correlações com os ensaios CPTU apresentaram, em sua maioria, valores superiores a 2. Entretanto, considerando a dispersão inerente às correlações empíricas e buscando adotar parâmetros conservadores para as análises de projeto, foi adotado como valor representativo $OCR = 1,6$, correspondente aproximadamente ao valor médio menos um desvio padrão das estimativas obtidas. Essa abordagem reduz a influência de valores elevados pontuais e conduz a uma estimativa mais representativa do comportamento global do depósito.

3.3 ESTRATIGRAFIA

Todos os ensaios de campo foram executados às margens do canal e apresentaram perfis estratigráficos semelhantes ao longo do trecho investigado.

De maneira geral, foi identificada uma camada superficial de aproximadamente 1,0 m de aterro existente, seguida por cerca de 6,0 m de solo mole. Abaixo dessa camada, foi observada a ocorrência de uma camada arenosa competente de aproximadamente 3m, sobreposta a uma camada argilosa fortemente pré adensada, com $OCR > 3$. Este perfil é mostrado na Figura 7.



Fonte: ilustração gerada com apoio da inteligência artificial ChatGPT-4.0 (OpenAI), 2026.

Figura 7. Perfil estratigráfico adotado.

3.4 SÍNTESE DOS PARÂMETROS OBTIDOS PARA A CAMADA DE ARGILA COMPRESSÍVEL

A interpretação conjunta dos ensaios de laboratório e de campo permitiu a definição dos parâmetros geotécnicos representativos para as análises desenvolvidas neste estudo. A adoção dos parâmetros buscou compatibilizar os resultados obtidos nos ensaios de adensamento, ensaios de vane e ensaios de piezocone (CPTU).

Parâmetros de compressibilidade

No que se refere aos parâmetros de compressibilidade, os ensaios de adensamento evidenciaram que o depósito possui uma argila muito mole de elevada compressibilidade, apresentando elevados índices de compressão e baixa permeabilidade. As interpretações indicaram índices de compressão (C_c) variando entre aproximadamente 1,13 e 2,12, comportamento compatível com argilas muito moles da região de Porto Alegre. Os coeficientes de permeabilidade apontam para um solo com comportamento típico de materiais altamente compressíveis e de baixa permeabilidade. As tensões de pré-adensamento e os índices de recompressão obtidos nos ensaios permitiram ainda caracterizar o depósito como levemente pré-adensado.

Tabela 2. Parâmetros de compressibilidade adotados

Parâmetro	Valor adotado
Índice de compressão, (Cc)	1,60
Índice de recompressão, (Cr)	0,16
OCR	1,60
Permeabilidade, (kv)	$1,22 \times 10^{-9}$ m/s ($\approx 1,05 \times 10^{-4}$ m/dia)

A resistência ao cisalhamento em condições drenadas da argila não pôde ser obtida diretamente a partir dos ensaios de piezocone, uma vez que a cravação do cone em solos argilosos muito moles ocorre predominantemente em condição não drenada. Dessa forma, adotou-se para as análises um ângulo de atrito efetivo igual a 28° , valor compatível com a experiência acumulada em depósitos argilosos da região de Porto Alegre e consistente com os valores apresentados por Schnaid e Odebrecht (2012).

Quanto aos parâmetros de resistência não drenada, observou-se boa concordância entre as resistências não drenadas obtidas por meio dos ensaios de vane e aquelas interpretadas a partir dos ensaios CPTU, permitindo a adoção de uma envoltória representativa de resistência não drenada dada por:

$$S_u \text{ (kPa)} = 10 + 1 z \text{ (m)}$$

onde z representa a profundidade em metros.

A resistência não drenada normalizada foi interpretada como:

$$\frac{S_u}{\sigma'_v} = 0,35$$

Este valor é compatível com um depósito levemente pré-adensado. Considerando uma argila normalmente adensada com ângulo de atrito efetivo de aproximadamente 28° , tem-se:

$$\frac{S_u}{\sigma'_v} = \frac{1}{2} \sin(28^\circ) = 0,235$$

E, considerando $OCR = 1,6$, demonstrando boa consistência entre os parâmetros drenados e não drenados interpretados.

$$\frac{S_u}{\sigma'_v} = 0,235 \times 1,6 = 0,376 \approx 0,35$$

A interpretação dos ensaios CPTU indicou valores de OCR predominantemente superiores a 2,0. Entretanto, considerando a variabilidade natural do depósito e visando à adoção de parâmetros representativos e conservadores para projeto, foi adotado um OCR igual a 1,6, correspondente aproximadamente ao valor médio menos um desvio padrão das interpretações obtidas. Essa abordagem permite representar adequadamente o caráter pré-adensado da argila, de maneira segura e conservadora.



4 AVALIAÇÕES DOS EFEITOS DO REATERRO

Com o objetivo de avaliar os efeitos do reaterro do canal sobre o comportamento do depósito de solos moles, foi desenvolvida uma análise numérica de tensão-deformação, por elementos finitos, utilizando o software PLAXIS 2D Advanced, desenvolvido pela Bentley Systems.

As análises foram realizadas em condições bidimensionais, simulando a sequência histórica e executiva prevista para a obra e permitindo a avaliação da redistribuição de tensões, da evolução dos deslocamentos e das deformações no maciço ao longo das diferentes etapas construtivas.

Para representar adequadamente a evolução das tensões no terreno, o modelo foi dividido nas seguintes fases de cálculo:

- Fase 0: Geometria original do terreno;
- Fase 1: Escavação do canal;
- Fase 2: Preenchimento do canal com rachão;
- Fase 3: Aplicação do carregamento correspondente ao início do tráfego.

A Tabela 3 apresenta os parâmetros geotécnicos adotados nas análises numéricas, com o modelo Soft Soil. As figuras a seguir ilustram:

- Figura 8: situação local prévia à escavação do canal;
- Figura 9: canal escavado, que é a situação atual da região;
- Figura 10: reaterro do canal, com 2 m de rachão e 2 m de aterro compactado;
- Figura 11: implementa a carga devido ao tráfego da via futura (10kPa).

Tabela 3. Parâmetros da argila mole

Soft-Soil Type		Argila Mole Undrained
γ_{unsat}	[kN/m ³]	15
γ_{sat}	[kN/m ³]	15
k_x	[m/dia]	1,05E-04
k_y	[m/dia]	1,05E-04
e_{init}	[-]	2,58
c_b	[-]	1,00E+15
λ^*	[-]	0,131
κ^*	[-]	0,026
c	[kN/m ²]	4
ϕ	[°]	28
ψ	[°]	0
v_{ur}	[-]	0,15
K_0^{nc}	[-]	0,55
R_{inter}	[-]	1

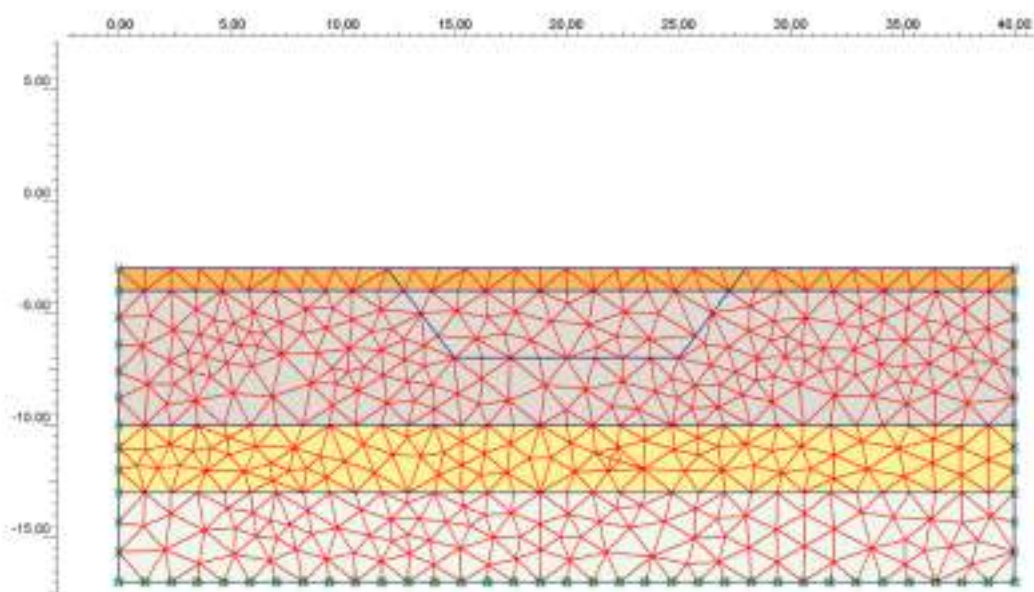


Figura 8. Situação prévia à escavação do canal.

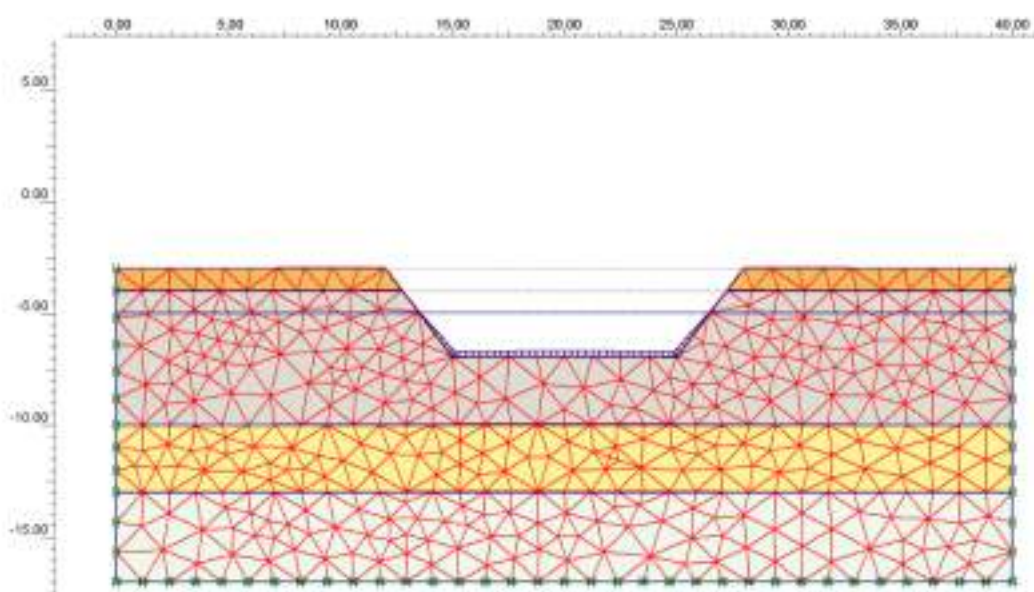


Figura 9. Canal escavado (situação atual)

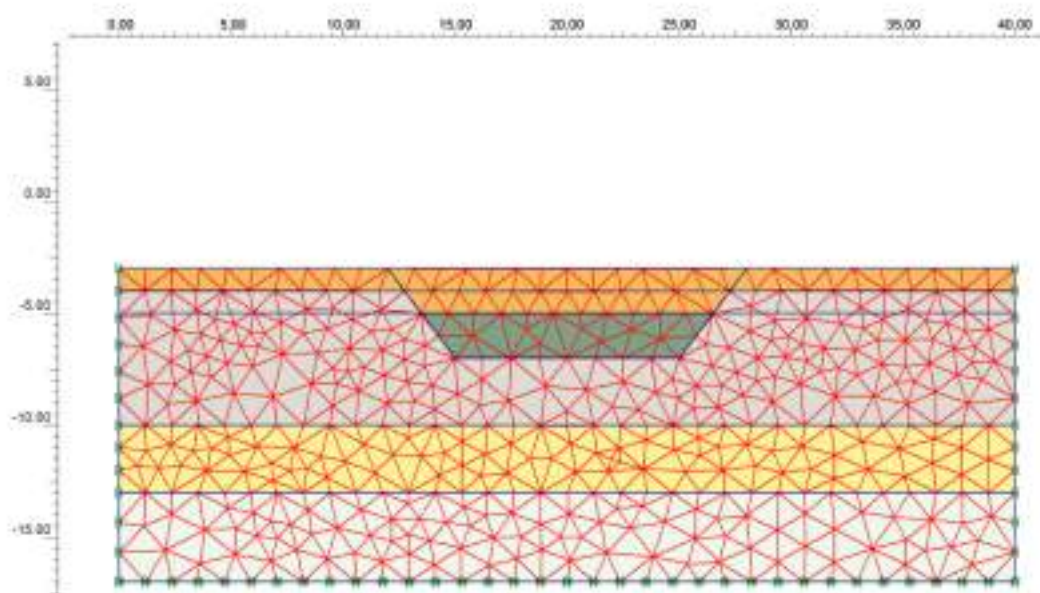


Figura 10. Reaterro executado.

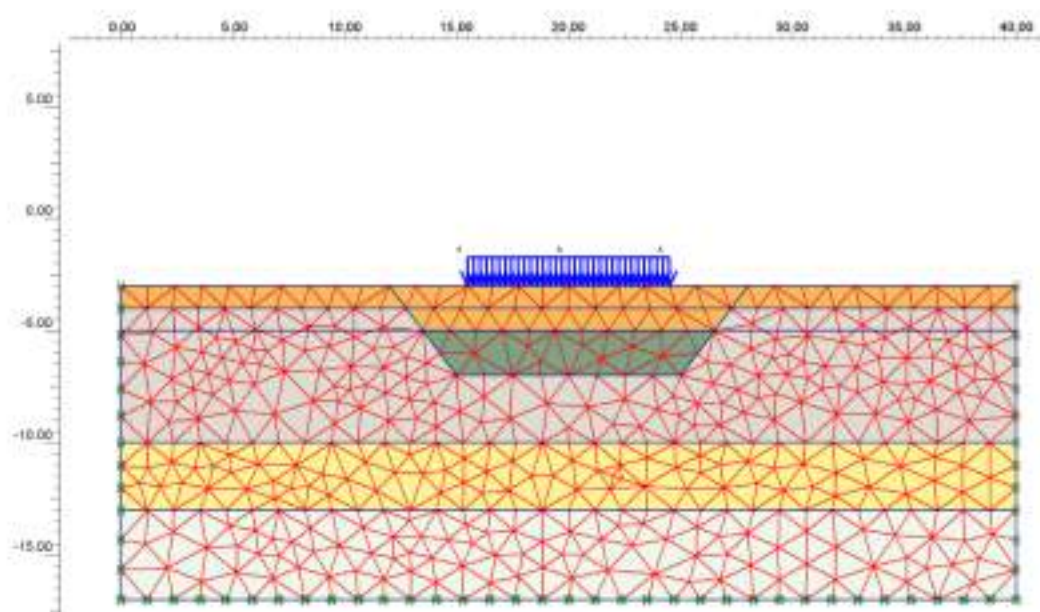


Figura 11. Modelo considerando as cargas operacionais

Como método construtivo propõe-se o preenchimento da escavação com rachão até a cota correspondente ao nível d'água existente durante a execução da obra. A partir dessa cota, recomenda-se a execução de uma camada filtrante, ou a colocação de um elemento geotêxtil separador, seguida do preenchimento com material argiloso compactado até a cota de implantação da estrutura do pavimento.

Na modelagem numérica, o lançamento da camada pétrea (rachão), da camada filtrante e da camada de material argiloso compactado foi idealizado como uma única etapa construtiva, representando a aplicação imediata do

carregamento sobre a argila mole em condições não drenadas. Na sequência, foi simulada uma etapa de dissipação do excesso de poropressões gerado pelo carregamento, representando a evolução do processo de adensamento da camada compressível.

Cada uma dessas etapas resulta em uma parcela distinta dos recalques. Na primeira, ocorrem os recalques imediatos, associados à deformação da camada argilosa sob condição de volume praticamente constante e ao consequente aumento das poropressões. Para a geometria analisada, esses recalques correspondem a aproximadamente 20% do recalque total.

Com o decorrer do tempo, a dissipação do excesso de poropressões promove a expulsão da água dos vazios e o consequente processo de adensamento da camada argilosa, originando a segunda parcela dos recalques. A magnitude e a duração desse processo dependem, principalmente, da espessura da camada compressível e das condições de drenagem existentes. No perfil adotado para este estudo, o fundo da escavação permanece aproximadamente 3,0 m acima da camada arenosa, mantendo uma espessura significativa de argila mole entre a base do reaterro e o estrato drenante inferior, condição que controla o tempo necessário para a estabilização dos recalques bem como a sua magnitude.

A Figura 12 mostra os recalques observados imediatamente após o reaterro do canal, a Figura 13 mostra as deformações após o processo de adensamento e a Figura 14 mostra as deformações após a consolidação para as cargas induzidas pelo tráfego.

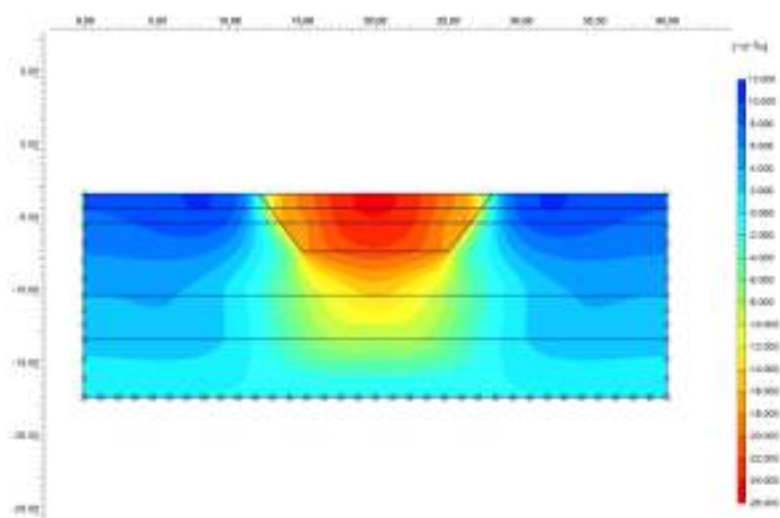


Figura 12. Recalques imediatos.

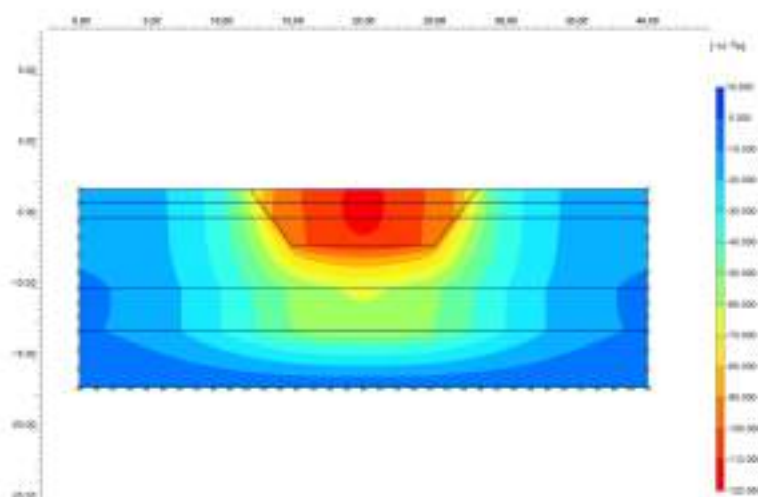


Figura 13. Recalques imediatos + recalques por adensamento.

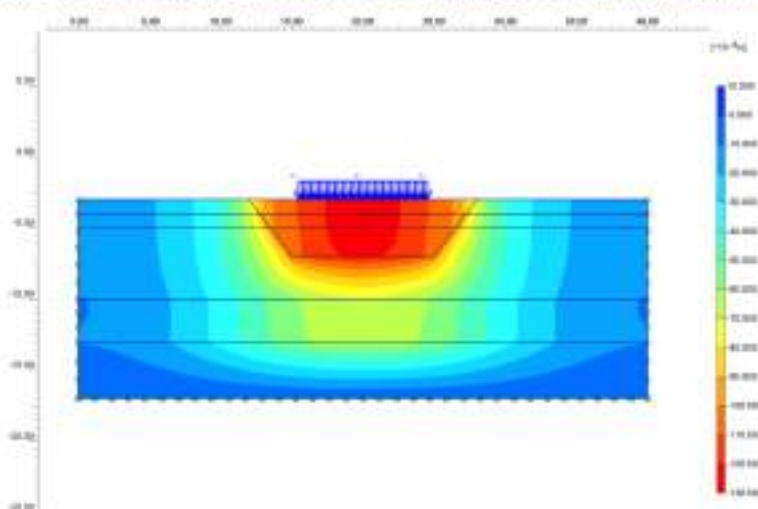


Figura 14. Recalques imediatos + recalques por adensamento + recalques devidos à sobrecarga (tráfego).

A Figura 15 apresenta a evolução dos recalques na superfície previstos ao longo das diferentes etapas simuladas na análise numérica, contemplando os recalques imediatos, os recalques após o adensamento e a condição final após a estabilização da sobrecarga.

Observa-se que os recalques imediatos apresentam pequena magnitude, atingindo aproximadamente 2 cm no eixo do canal. Em função das alterações no nível de tensões provocada pelo reaterro, verifica-se ainda que pode ser possível uma elevação da superfície do terreno natural nas regiões adjacentes, alcançando valores de aproximadamente 1 cm a uma distância de cerca de 10 m do eixo do canal, o que pode impactar nas estruturas precárias presentes na região.

Com a dissipação das poropressões geradas pelo reaterro, desenvolvem-se os recalques por adensamento, que representam a principal parcela das deformações previstas. Considerando o efeito conjunto dos recalques imediatos e do adensamento, estimam-se deslocamentos verticais da ordem de 12 cm no

eixo do canal, reduzindo gradativamente com a distância, para aproximadamente 8 cm a 7,5 m, 4 cm a 10 m e 2 cm a 15 m do eixo do canal. Tais magnitudes podem ser suficientes para provocar impactos significativos nas edificações de baixo padrão construtivo existentes no entorno da intervenção.

Após a estabilização da sobrecarga, observa-se apenas um incremento residual nos recalques, inferior a 1 cm em toda a seção analisada. Esse comportamento decorre da redução da largura do carregamento após a conclusão da obra, o que resulta em um bulbo de tensões de menor profundidade e, conseqüentemente, em menores acréscimos de tensão na camada de solo mole remanescente. Dessa forma, conclui-se que a maior parte dos recalques ocorre durante a fase de construção e no processo inicial de adensamento, sendo pouco significativa a contribuição das cargas de serviço após a entrada em operação da via.

Não foram avaliados efeitos de recalque secundário, podendo ser estimado de 5 a 10% da magnitude do recalque por adensamento, porém ao longo de décadas.

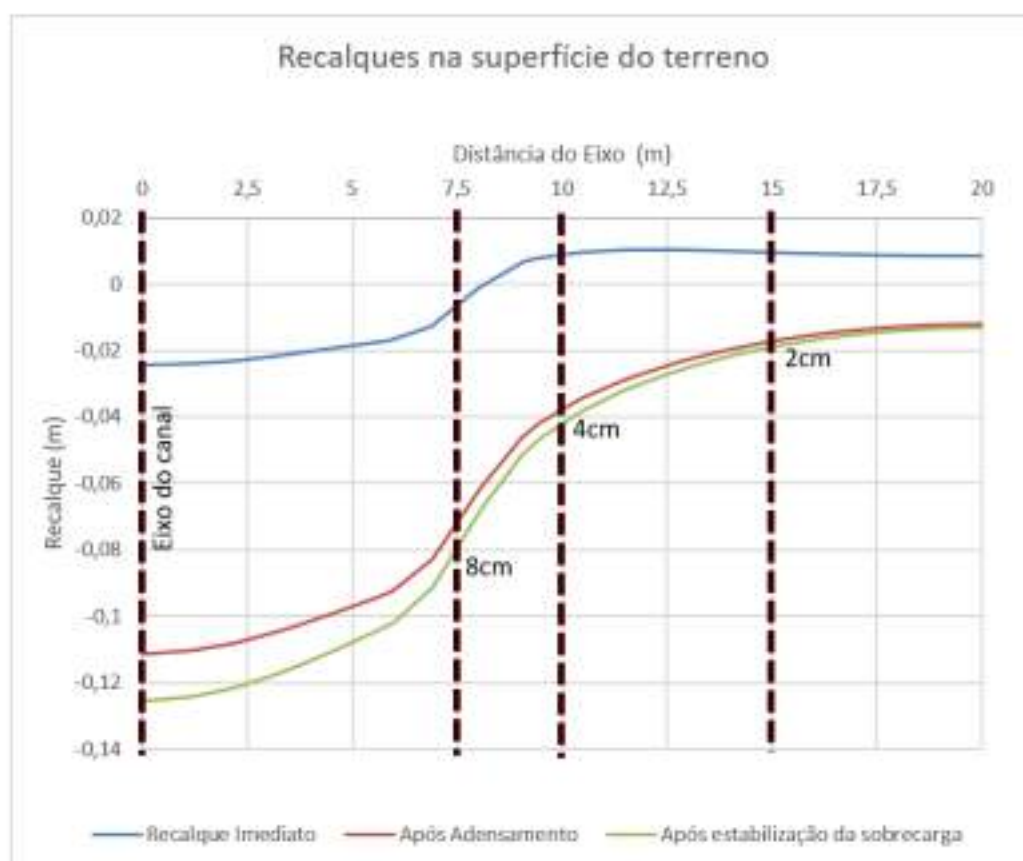


Figura 15. Recalques na superfície do terreno.

4.1 AVALIAÇÃO DO EFEITO DA INSERÇÃO DE ELEMENTOS DE MADEIRA JUNTO AO CANAL

Buscando identificar soluções de baixo custo capazes de reduzir os recalques induzidos pelo reaterro do canal, foi avaliada a inserção de elementos de madeira, escoras de eucalipto com diâmetro de 20 cm, espaçadas a cada 0,5 m ao longo do canal, inseridas na camada mole.

A solução foi considerada por apresentar elevada viabilidade executiva e econômica, sendo compatível com a disponibilidade financeira da obra. Além disso, sua implantação poderia ser realizada com a utilização de um bate-estacas de pequeno porte instalado sobre uma pequena balsa, dispensando equipamentos de grande porte e minimizando a geração de vibrações capazes de provocar danos às edificações existentes no entorno da intervenção.

A Figura 16 apresenta a geometria adotada na modelagem numérica para avaliação da influência desses elementos sobre o comportamento deformacional do maciço e as deformações ocorridas após a estabilização dos recalques.

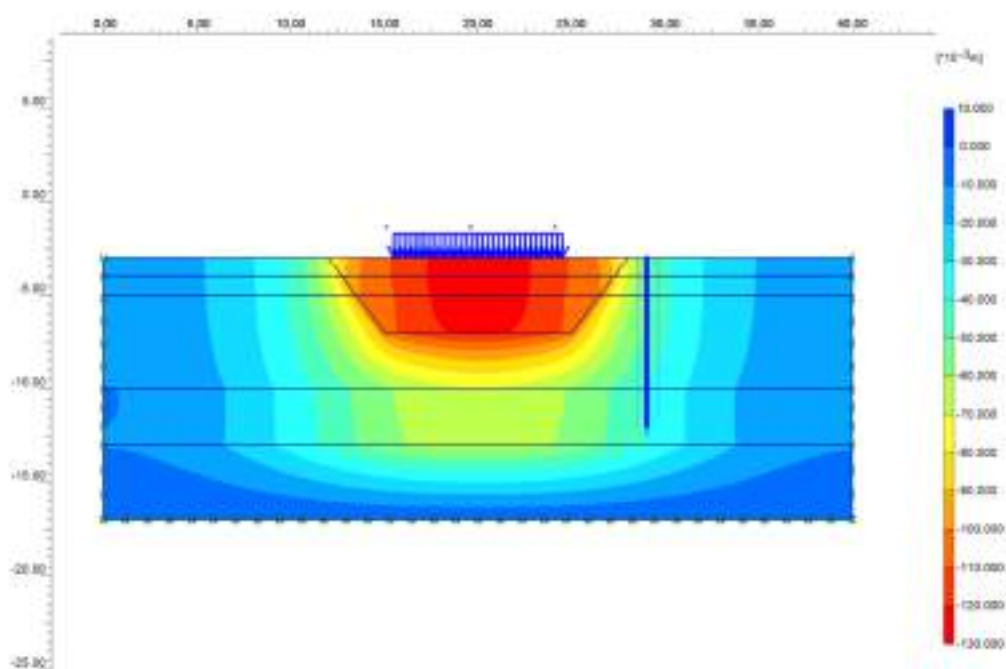


Figura 16. Modelo numérico empregado para avaliação da inserção de elementos rígidos adjacentes ao canal.

Os resultados obtidos são apresentados na Figura 17, na qual são comparados os recalques previstos para a condição original e para a condição com a inserção dos elementos de eucalipto.



Figura 17. Avaliação dos recalques na superfície do terreno com inserção de elementos de madeira na crista do canal.

Observa-se que, para elementos com a rigidez correspondente às escoras de eucalipto adotadas, a redução dos recalques foi pouco significativa, não promovendo alterações relevantes na distribuição ou na magnitude das deformações previstas. Embora seja possível identificar uma discreta redução dos deslocamentos verticais, principalmente nas proximidades do eixo do canal, os ganhos obtidos não justificam a adoção da solução como medida de mitigação dos recalques.

Elementos de maior rigidez, como estacas hélice contínua ou estacas-prancha, tenderiam a proporcionar uma restrição mais efetiva às deformações do maciço, reduzindo a propagação dos recalques para as áreas adjacentes. Entretanto, entende-se que tais soluções são incompatíveis com as restrições do empreendimento e não apresentam viabilidade executiva, uma vez que a implantação demandaria equipamentos de grande porte em uma região com espaço operacional reduzido, antes da execução do reaterro do canal. Bem como, a cravação de elementos pré-moldados de concreto, podem gerar vibrações elevadas que podem vir a comprometer as estruturas existentes.

Dessa forma, conclui-se que a utilização de elementos de eucalipto, nas dimensões e espaçamentos avaliados, não constitui uma solução tecnicamente eficaz para mitigação dos recalques previstos, permanecendo praticamente inalteradas as previsões de deformações obtidas para a condição sem contenção.

4.2 AVALIAÇÃO DO EFEITO DE ESTACAS DO TIPO RAIZ ADJACENTES AO CANAL

De maneira complementar às alternativas anteriormente avaliadas para redução dos deslocamentos induzidos pelo reaterro, foi analisada a utilização de estacas do tipo raiz executadas nas laterais do canal, com o objetivo de aumentar a rigidez do conjunto e reduzir a propagação das deformações para as áreas adjacentes.

Para esta avaliação, foi considerada a execução de estacas raiz com diâmetro de 32 cm, espaçadas a cada 40 cm e com aproximadamente 9,0 m de comprimento. A profundidade foi definida de maneira que a ponta das estacas permaneça embutida na primeira camada resistente identificada abaixo do depósito de solo mole, buscando mobilizar a maior rigidez desse estrato e restringir os deslocamentos horizontais e verticais associados ao carregamento provocado pelo reaterro.

A adoção de estacas do tipo raiz para esta avaliação está associada principalmente às condicionantes executivas existentes no local. Os equipamentos empregados na execução desse tipo de fundação apresentam dimensões significativamente inferiores às necessárias para alternativas como estacas do tipo hélice contínua, proporcionando maior flexibilidade operacional em áreas com acesso e espaço de trabalho restritos. Dessa forma, a solução apresenta maior compatibilidade com as limitações geométricas existentes nas margens do canal, constituindo uma alternativa potencialmente executável para a implantação de elementos de maior rigidez antes da realização do reaterro.

Em função das limitações inerentes à representação de elementos discretos em um modelo bidimensional, as estacas não foram simuladas individualmente. Para fins de cálculo, o conjunto de estacas foi representado por uma parede contínua com rigidez equivalente ao estaqueamento proposto, considerando o diâmetro e o espaçamento entre os elementos. Dessa forma, buscou-se reproduzir, de maneira simplificada, o efeito da rigidez do conjunto sobre o comportamento tensão-deformação do maciço.

A Figura 18 apresenta os recalques previstos pelo modelo após a conclusão do reaterro, dissipação das poropressões e posterior liberação da via para o tráfego.

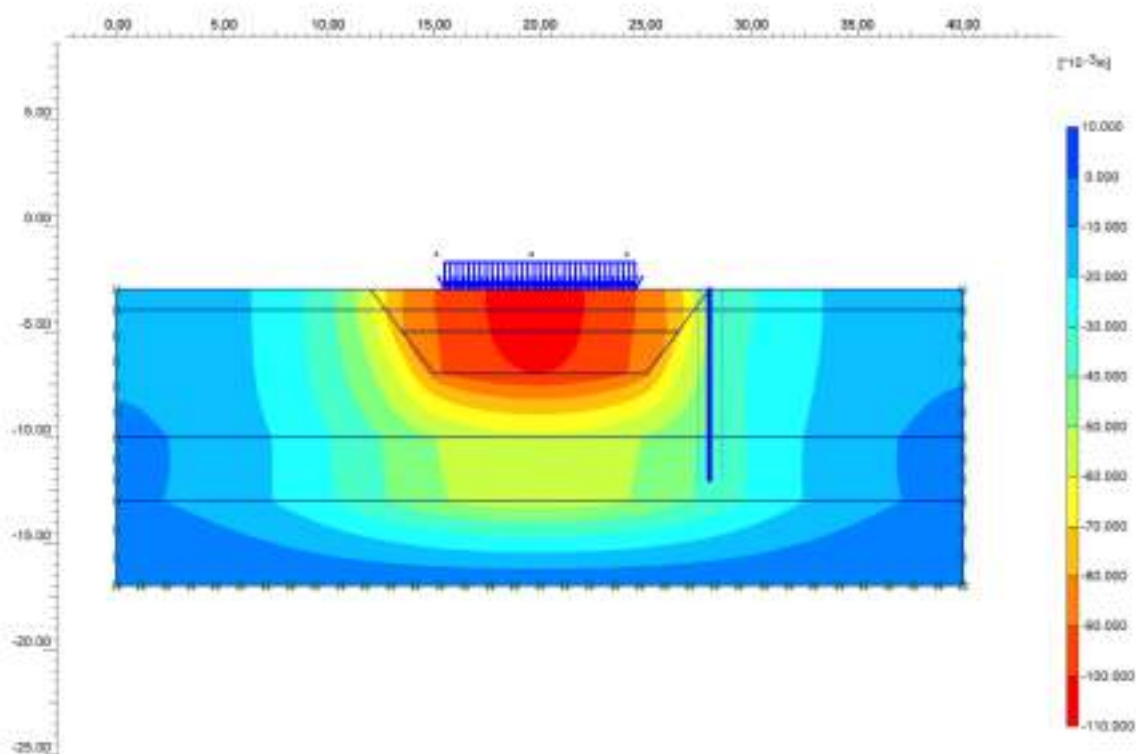


Figura 18. Recalques previstos após a liberação da via para o tráfego, considerando a implantação das estacas raiz.

Conforme apresentado na Figura 19, a adoção de estacas raiz adjacentes ao canal mostrou-se uma alternativa eficaz para a redução das deformações induzidas pelo reaterro. A presença dos elementos de maior rigidez promove uma diminuição significativa dos recalques nas áreas adjacentes ao canal e, principalmente, das distorções previstas na superfície do terreno existente. Este último aspecto é particularmente relevante para as edificações localizadas no entorno da intervenção, uma vez que os danos às estruturas estão diretamente relacionados não apenas à magnitude absoluta dos recalques, mas também aos recalques diferenciais. As distorções previstas serão discutidas em um capítulo posterior deste relatório.

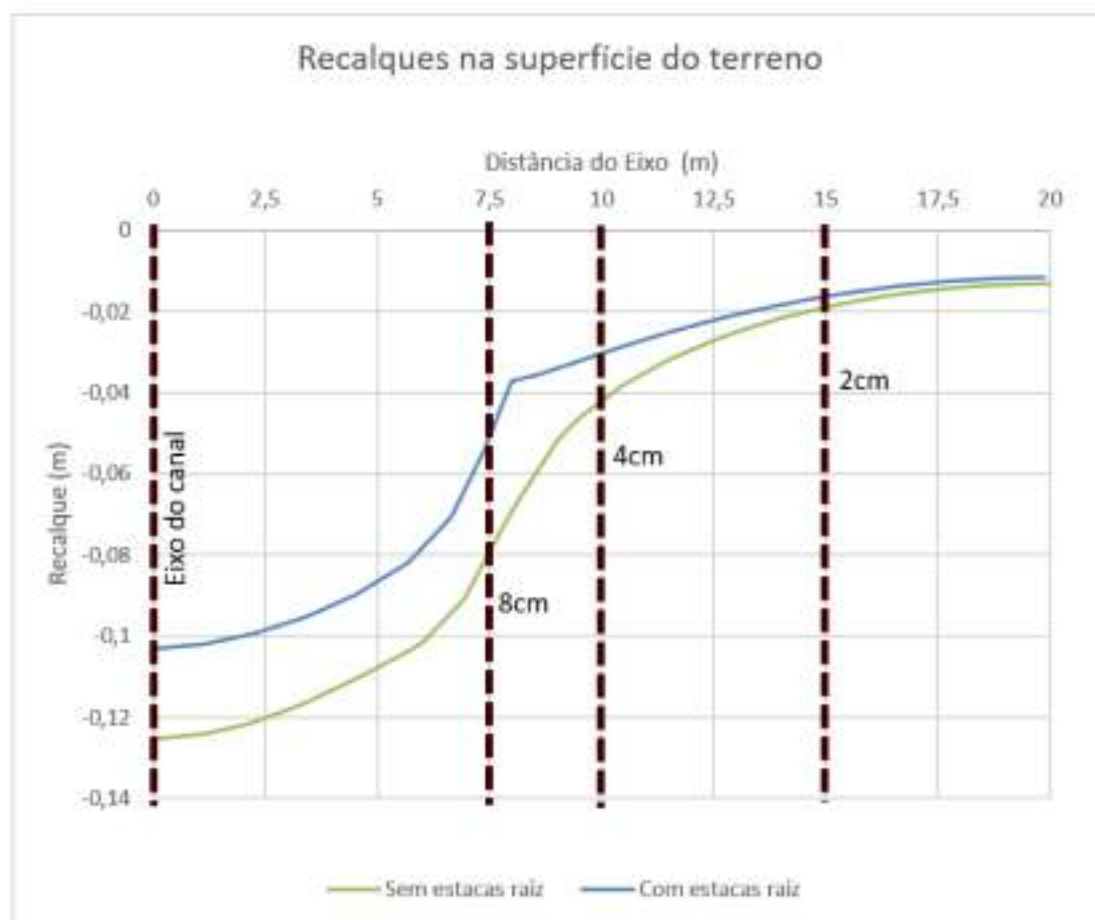


Figura 19. Recalques previstos considerando a implantação de estacas raiz adjacentes ao canal.

4.3 AVALIAÇÃO DA UTILIZAÇÃO DE MATERIAIS LEVES PARA O REATERRO

Buscando fornecer subsídios técnicos para a definição da solução executiva do reaterro, foi realizada uma avaliação da influência da utilização de materiais de menor peso específico sobre os recalques previstos. O objetivo desta análise é permitir que a equipe técnica da contratante avalie soluções alternativas de preenchimento do canal, conciliando desempenho geotécnico, viabilidade executiva e disponibilidade de materiais.

Como condição de referência, considerou-se um perfil constituído por 2,0 m de material pétreo submerso (rachão), com peso específico natural de 20 kN/m³, sobre o qual foram considerados 2,0 m de aterro compactado, com peso específico natural igual a 16 kN/m³, acrescido de uma sobrecarga operacional de 10 kPa correspondente às cargas de serviço da via.

Considerando que a camada pétreia permanece submersa durante toda a vida útil da estrutura, o acréscimo de tensão efetiva transmitido ao topo da camada de solo mole pode ser estimado por:

$$\Delta\sigma' = 2(\gamma_{rachão} - \gamma_w) + 2\gamma_{aterro} + q$$

Substituindo os valores adotados:

$$\Delta\sigma' = 2(20 - 10) + 2(16) + 10 = 62 \text{ kPa}$$

A partir dessa condição de referência, foram simulados cenários com reduções sucessivas da tensão aplicada ao fundo do canal, representando a utilização de materiais de preenchimento de menor peso específico. Foram avaliados acréscimos de tensão efetiva de 50, 40 e 30 kPa, permitindo estimar a sensibilidade dos recalques em função da redução do carregamento aplicado.

A Tabela 4 apresenta a magnitude dos recalques previstos para cada cenário avaliado, enquanto a Figura 20 ilustra a distribuição espacial dos deles ao longo da seção transversal do canal.

Tabela 4. Recalques previstos em função do acréscimo de tensão efetiva aplicado ao fundo do canal.

Acréscimo de Carga (kPa)	Recalque após estabilização (cm)			
	Distância do eixo (m)			
	0	7,5	10	15
62	12	8	4	2
50	11	7	4	2
40	9	6	3	2
30	8	5	3	1

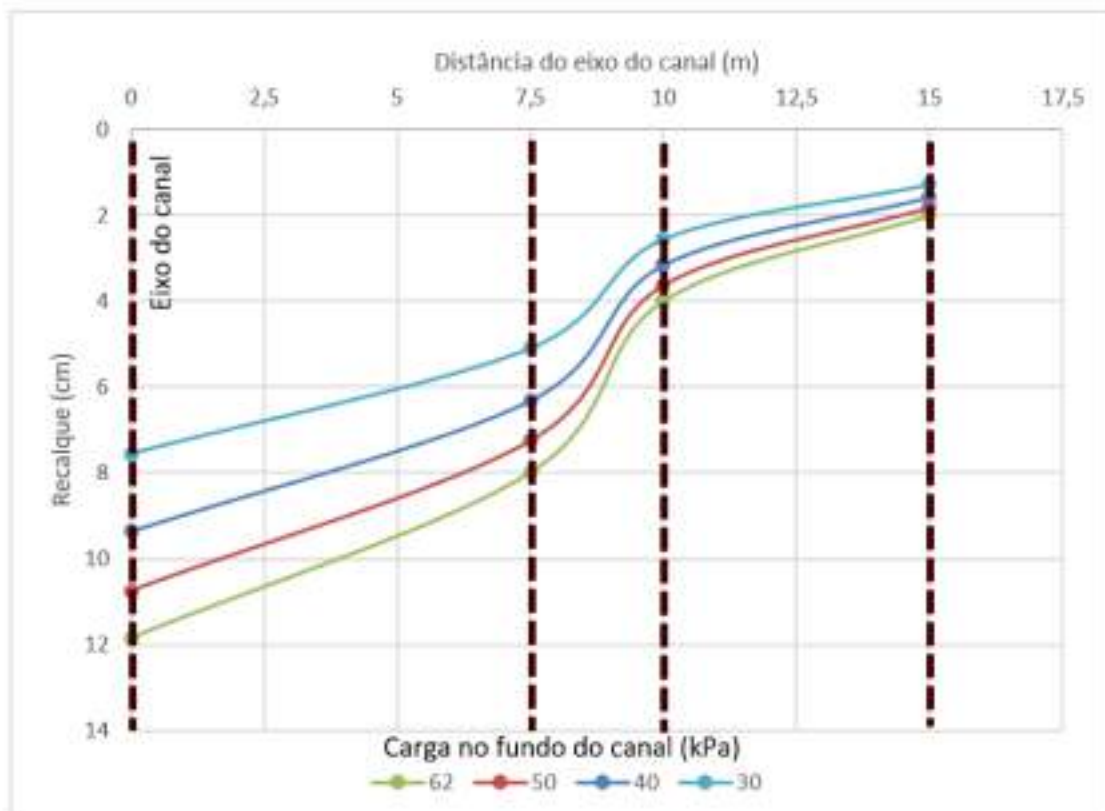


Figura 20. Distribuição dos recalques superficiais para os diferentes cenários de carregamento avaliados.

Embora a adoção de materiais leves implique, em geral, maior custo direto de execução, a redução dos recalques pode representar benefícios importantes para a preservação das edificações existentes no entorno e para a redução dos riscos associados à execução da obra. Dessa forma, os resultados apresentados constituem uma ferramenta de apoio para a avaliação técnico-econômica de soluções alternativas de reaterro.

A utilização de materiais leves em regiões suscetíveis a alagamentos, ou com N.A. próximo deve ser executada com cautela, para evitar o levantamento de materiais.

5 AVALIAÇÃO DAS DISTORÇÕES ANGULARES

A distorção angular é um parâmetro utilizado para auxiliar na avaliação dos efeitos dos recalques diferenciais sobre estruturas e edificações. Diferentemente do recalque absoluto, que representa o deslocamento vertical de determinado ponto, a distorção angular considera a diferença de recalque entre dois pontos e a distância horizontal existente entre eles, permitindo avaliar a variação de inclinação imposta à estrutura pelos movimentos do terreno.

De maneira simplificada, a distorção angular pode ser expressa pela seguinte relação:

$$\beta = \Delta s / L$$

onde:

β = distorção angular;

Δs = diferença de recalque entre dois pontos;

L = distância horizontal entre os pontos considerados.

Dessa forma, mesmo recalques absolutos relativamente elevados podem apresentar consequências limitadas para uma estrutura quando ocorrem de maneira aproximadamente uniforme. Por outro lado, diferenças significativas de recalque ocorrendo em pequenas distâncias resultam em distorções angulares mais elevadas, podendo ocasionar fissuras, trincas, desaprumos e outros danos às edificações.

Esse aspecto assume particular importância no presente estudo devido à presença de edificações adjacentes ao canal, algumas delas com características construtivas que podem conferir maior sensibilidade aos movimentos diferenciais do terreno. Assim, além da avaliação das magnitudes absolutas dos recalques, foram analisadas as distorções angulares associadas às principais soluções estudadas, buscando avaliar comparativamente o potencial de impacto das intervenções sobre as estruturas existentes no entorno.

Como referência para a avaliação das distorções angulares, a Figura 21 apresenta os limites originalmente propostos por Bjerrum (1963) e posteriormente complementados por Vargas e Silva (1973), relacionando diferentes magnitudes de distorção angular aos possíveis efeitos sobre edificações e estruturas. Entre os valores apresentados, destacam-se distorções da ordem de 1/500 como limite de segurança para edifícios nos quais não são admitidas fissuras, enquanto valores próximos a 1/300 estão associados ao início esperado de fissuração em paredes divisórias. Para distorções mais elevadas, da ordem de 1/150 a 1/100, passam a ser esperados danos mais significativos,

incluindo fissuração considerável em paredes de alvenaria e, nos casos mais severos, possibilidade de danos estruturais.

Esses limites devem ser interpretados pelo projetista como referências indicativas, e não como critérios absolutos de aceitabilidade, uma vez que a resposta de cada edificação depende de suas características construtivas, rigidez, geometria, tipo de fundação, estado de conservação e capacidade de acomodação das deformações. Essa consideração assume especial importância no presente estudo em razão da existência de edificações de baixo padrão construtivo e potencialmente sensíveis a recalques diferenciais nas proximidades do canal. Dessa forma, a avaliação das soluções propostas deve considerar não apenas a magnitude dos recalques absolutos previstos, mas principalmente as distorções angulares impostas às áreas adjacentes.

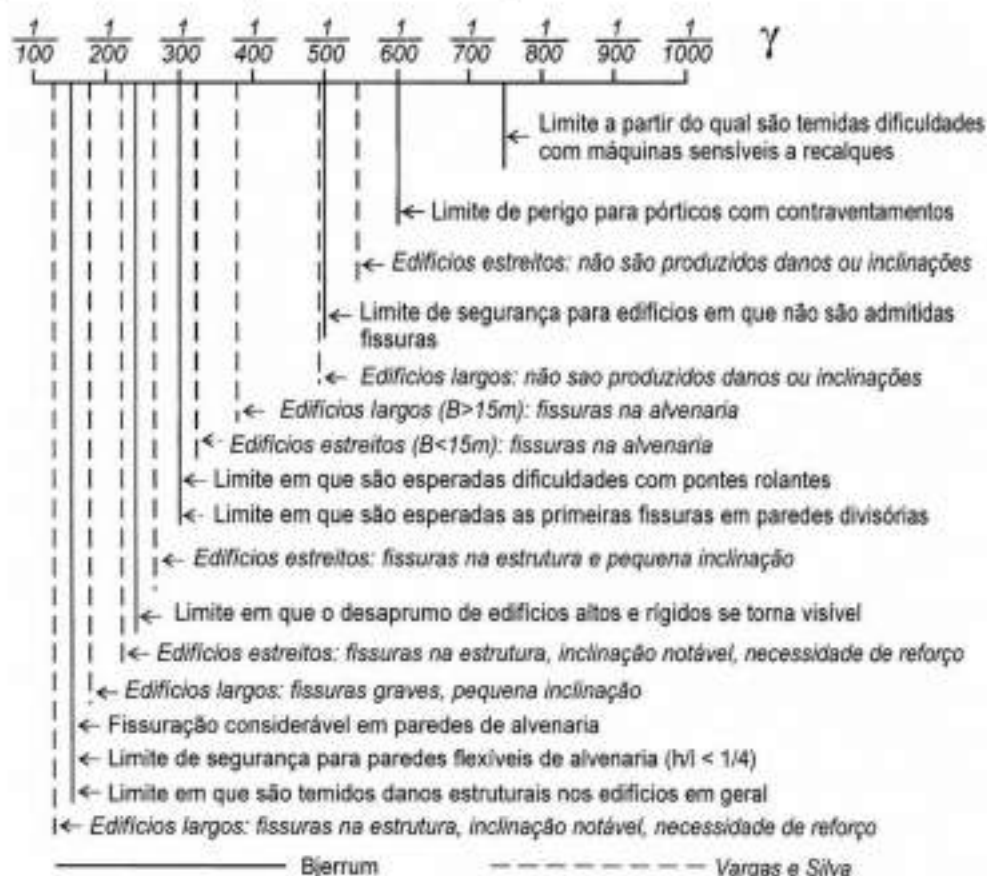


Figura 21. Valores de distorção angular e danos associados, segundo Bjerrum (1963), complementados por Vargas e Silva (1973).

A partir dos perfis de recalque obtidos nas análises numéricas, foram calculadas as distorções angulares em diferentes intervalos de distância em relação ao eixo do canal. Os resultados foram expressos na forma $1/X$, de modo que menores valores de X representam maiores distorções e, conseqüentemente, piores condições para as edificações existentes.

Para a condição sem a utilização de estacas raiz, observa-se que as maiores distorções ocorrem no intervalo compreendido entre 7,5 m e 10 m do

eixo do canal, coincidente com a região de maior gradiente das curvas de recalque. Para o carregamento de referência de 62 kPa, foram obtidas distorções da ordem de 1/194 entre 0 e 7,5 m, 1/63 entre 7,5 m e 10 m e 1/250 entre 10 m e 15 m, conforme mostrado na Tabela 5.

A redução do carregamento decorrente da utilização de materiais de menor peso específico promove uma redução progressiva das distorções. Para acréscimos de carga de 50, 40 e 30 kPa, as distorções calculadas no trecho crítico entre 7,5 m e 10 m passam, respectivamente, para aproximadamente 1/69, 1/79 e 1/98. Apesar da melhora observada, os valores permanecem elevados quando comparados aos limites indicativos apresentados por Bjerrum (1963) e Vargas e Silva (1973). Esses resultados demonstram que, embora a utilização de materiais mais leves contribua para a redução dos recalques absolutos, sua capacidade de controlar os gradientes de deformação nas proximidades do canal é limitada.

Tabela 5. Distorções angulares previstas para diferentes acréscimos de carga, sem a utilização de estacas raiz.

Acréscimo de Carga (kPa)	Distorção 1/X		
	Distância do Eixo (m)		
	0 a 7,5	7,5 a 10	10 a 15
62	194	63	250
50	214	69	276
40	246	79	316
30	305	98	392

Para a condição considerando a implantação das estacas raiz adjacentes ao canal, observa-se uma alteração mais significativa na distribuição das distorções. Para o mesmo carregamento de referência de 62 kPa, foram obtidos valores da ordem de 1/125 entre 0 e 7,5 m, 1/250 entre 7,5 m e 10 m e 1/500 entre 10 m e 15 m.

Tabela 6. Distorções angulares previstas considerando a implantação de estacas raiz adjacentes ao canal.

Acréscimo de Carga (kPa)	Distorção 1/X		
	Distância do Eixo (m)		
	0 a 7,5	7,5 a 10	10 a 15
62	125	250	500

Comparativamente à condição sem estacas, o principal benefício da solução ocorre justamente nas regiões adjacentes ao canal. No trecho entre 7,5 m e 10 m, a distorção passa de aproximadamente 1/63 para 1/250, enquanto entre 10 m e 15 m passa de 1/250 para 1/500. Dessa forma, os elementos de maior rigidez promovem uma redução expressiva dos gradientes de recalque transmitidos em direção às áreas onde estão localizadas as edificações existentes.

À luz dos limites indicativos apresentados por Bjerrum (1963) e Vargas e Silva (1973), a diferença entre as alternativas é relevante. A condição sem estacas apresenta, no trecho mais crítico, distorção da ordem de 1/63, associada

a elevado potencial de danos às edificações. A implantação das estacas raiz reduz esse valor para aproximadamente 1/250, enquanto no trecho entre 10 m e 15 m é atingida uma distorção da ordem de 1/500, caracterizando uma condição significativamente mais favorável.

Ressalta-se, contudo, que os valores apresentados representam ordens de grandeza obtidas a partir da modelagem numérica, devendo a eventual adoção da solução ser objeto de dimensionamento, observações experimentais e detalhamento e verificação específicos no âmbito do projeto executivo.

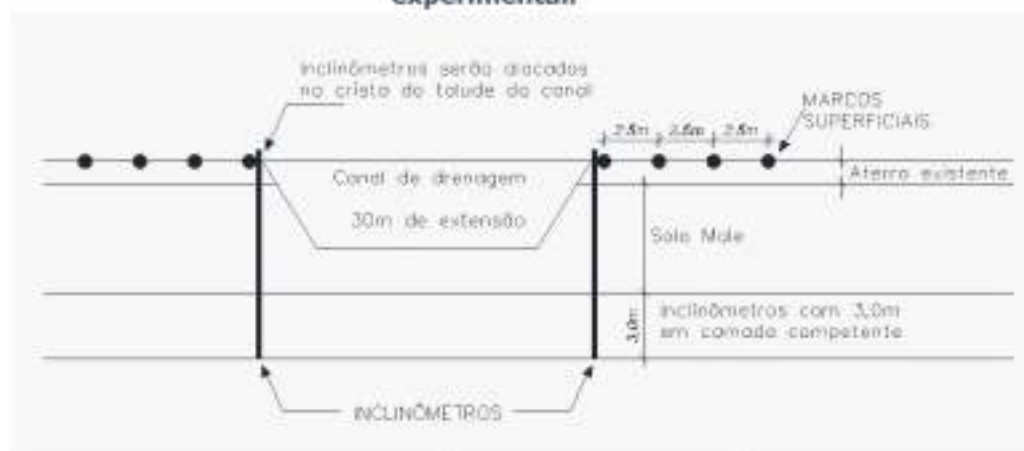
6 SUGESTÃO DE ATERRO EXPERIMENTAL

Em função da proximidade de edificações com características construtivas precárias, da magnitude das deformações previstas e das limitações inerentes às estimativas obtidas por meio de modelos numéricos, recomenda-se a execução de um aterro experimental instrumentado antes da implantação definitiva da solução de reaterro ao longo do canal.

O aterro experimental deverá ser implantado em trecho onde não existam edificações ou outras estruturas sensíveis nas proximidades, permitindo avaliar o comportamento real do depósito de solo mole frente à sequência executiva prevista. O objetivo principal será aferir as previsões de recalques e deslocamentos horizontais obtidas nas análises numéricas, bem como acompanhar sua evolução durante a execução do reaterro e ao longo do processo de adensamento.

Sugere-se a execução de um segmento experimental com aproximadamente 30 m de comprimento, contendo, no mínimo, uma seção instrumentada, conforme arranjo esquemático apresentado na Figura 21.

Figura 22. Arranjo esquemático da instrumentação proposta para o aterro experimental.



Cada seção de instrumentação deverá ser composta, no mínimo, por:

- dois inclinômetros, com profundidade estimada de 18 m, instalados em posições representativas da seção transversal;
- oito marcos superficiais para acompanhamento dos deslocamentos verticais;
- caso necessário, um nível de referência profundo, com profundidade aproximada de 18 m, de forma a estabelecer uma referência estável para o acompanhamento topográfico.

Considerando os resultados das análises apresentadas neste relatório, recomenda-se ainda que, se viável, um outro aterro experimental similar seja utilizado para avaliar o comportamento da solução constituída por estacas raiz adjacentes ao canal. A instrumentação permitirá verificar em campo a capacidade desses elementos de restringir a propagação das deformações para as áreas externas ao canal, especialmente no que se refere aos recalques diferenciais e às distorções angulares. Essa avaliação é particularmente importante diante das simplificações necessárias para representação do estaqueamento no modelo numérico bidimensional, no qual o conjunto de estacas foi idealizado por meio de uma parede de rigidez equivalente.

Durante a execução do reaterro, recomenda-se que as leituras da instrumentação sejam realizadas diariamente, permitindo acompanhar a evolução dos deslocamentos e identificar precocemente eventuais comportamentos distintos daqueles previstos nas análises. Após a conclusão do reaterro, sugere-se a realização de leituras semanais durante os três primeiros meses, período no qual deverá ocorrer parcela relevante dos recalques por adensamento. A continuidade do monitoramento e eventuais alterações na frequência das leituras deverão ser definidas pelo engenheiro geotécnico responsável, com base na evolução dos deslocamentos observados em campo.

Os resultados do aterro experimental deverão ser confrontados com as previsões obtidas nos modelos numéricos, permitindo a calibração das análises de tensão-deformação e a avaliação da eficiência das estacas raiz no controle das deformações transmitidas às áreas adjacentes. A partir dessa comparação, poderão ser realizados os ajustes necessários na solução antes de sua aplicação nos trechos próximos às edificações existentes.

Dessa forma, o aterro experimental deverá ser entendido como uma etapa de validação da solução proposta, permitindo reduzir as incertezas associadas ao comportamento do depósito de solo mole e fornecer subsídios para o desenvolvimento do projeto executivo, especialmente quanto à definição da solução de reaterro, ao dimensionamento das estacas raiz, aos critérios de controle das deformações e às medidas necessárias para proteção das edificações e de seus ocupantes.

7 CONCLUSÕES

Com base nas investigações geotécnicas, nas análises numéricas realizadas e nas avaliações apresentadas neste relatório, conclui-se que:

1. O reaterro do canal constitui, predominantemente, um problema de Estado Limite de Serviço (ELS), estando o comportamento da obra diretamente relacionado às deformações induzidas na camada de solo mole. Dessa forma, o controle dos recalques e dos deslocamentos nas estruturas adjacentes representa o principal condicionante para a definição da solução executiva.
2. Os recalques apresentados neste estudo constituem estimativas obtidas a partir de modelos numéricos e de correlações geotécnicas, devendo ser interpretados como representativos da ordem de grandeza das deformações esperadas. Os resultados apresentados têm como objetivo subsidiar a tomada de decisão durante as etapas de projeto e planejamento da obra, não devendo ser interpretados como previsões exatas do comportamento em campo.
3. As análises indicam que existe risco de ocorrência de danos às edificações existentes durante e após a execução do reaterro, em função da magnitude dos recalques previstos. Dessa forma, recomenda-se que o projeto executivo contemple medidas específicas de mitigação dos riscos às estruturas vizinhas e à segurança de seus ocupantes, incluindo, quando necessário, procedimentos administrativos, executivos e de monitoramento.
4. A adoção de soluções estruturais robustas para contenção de deslocamentos, como cortinas ou elementos rígidos de elevada rigidez, mostra-se fortemente limitada pelas condições locais de implantação. A reduzida disponibilidade de espaço operacional dificulta a utilização de equipamentos de grande porte antes da execução do reaterro, restringindo significativamente as alternativas executivas disponíveis.
5. Recomenda-se a execução de aterros experimentais instrumentados, implantados em regiões afastadas das edificações existentes, com o objetivo de validar as previsões apresentadas neste estudo, calibrar os modelos numéricos e reduzir as incertezas associadas ao comportamento do maciço durante a execução da obra e assim subsidiar a elaboração de projeto executivo.
6. A utilização de materiais de menor peso específico para o reaterro mostrou-se uma alternativa eficaz para redução dos recalques previstos, devendo ser considerada durante a elaboração do projeto executivo sempre que tecnicamente e economicamente viável.



7. A utilização de estacas raiz adjacentes ao canal mostrou-se uma alternativa eficaz para o controle das deformações transmitidas às áreas adjacentes, apresentando redução significativa dos recalques e, principalmente, das distorções angulares. A solução deverá ser avaliada e dimensionada no âmbito do projeto executivo.
8. As análises de distorção angular indicaram condições potencialmente críticas para as edificações existentes na solução sem estacas, especialmente na região entre 7,5 m e 10 m do eixo do canal. A utilização das estacas raiz reduziu significativamente essas distorções, melhorando as condições previstas nas áreas adjacentes.
9. Durante o desenvolvimento do projeto executivo, recomenda-se a realização de uma avaliação específica do impacto da obra sobre as estruturas existentes e sobre a segurança de seus ocupantes, contemplando a vulnerabilidade das edificações, os deslocamentos admissíveis e as medidas preventivas necessárias para minimizar os riscos decorrentes da execução dos serviços.
10. Por fim, ressalta-se que as recomendações apresentadas neste relatório foram elaboradas com base nas informações geotécnicas atualmente disponíveis. Eventuais alterações nas condições de projeto, na geometria da obra ou nas características dos materiais empregados deverão ser acompanhadas de reavaliação geotécnica específica, de modo a garantir que as premissas adotadas permaneçam válidas ao longo do desenvolvimento do projeto.

8 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 11682:2009. *Estabilidade de Encostas*. Rio de Janeiro: ABNT, 2009.

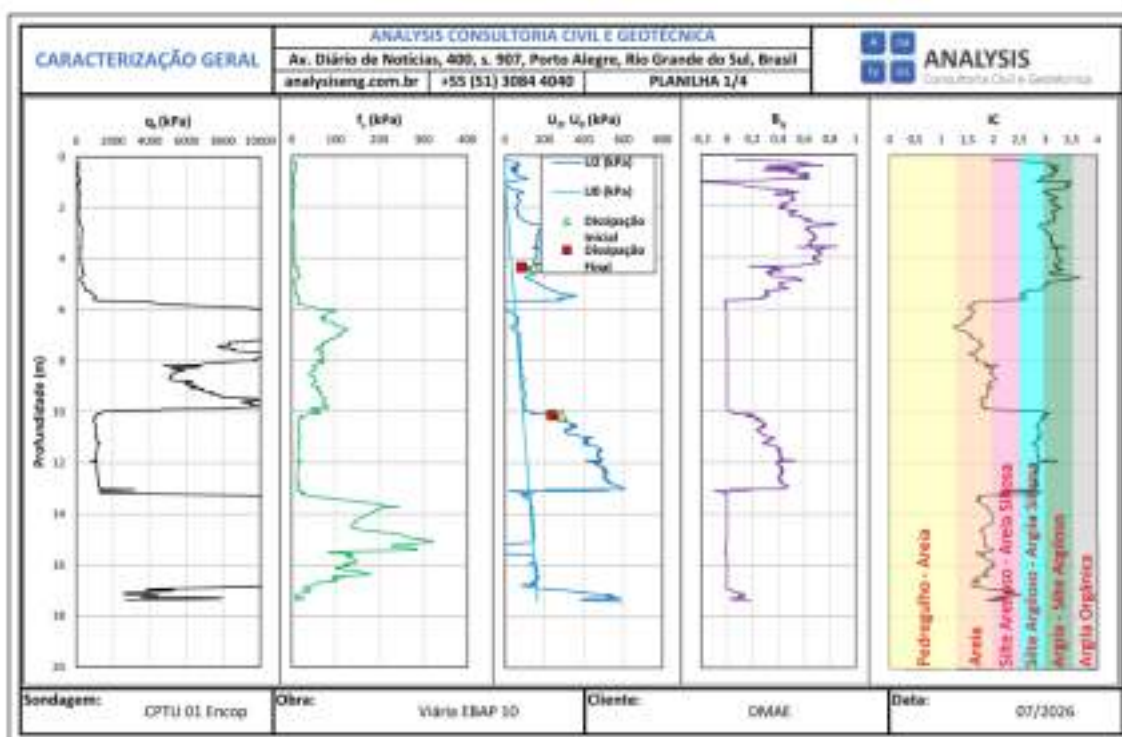
BJERRUM, L. Allowable settlement of structures. In: EUROPEAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 3., 1963, Wiesbaden. *Proceedings...* Wiesbaden, 1963. v. 2, p. 135–137.

SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. *Ensaio de Campo e suas Aplicações à Engenharia de Fundações*. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

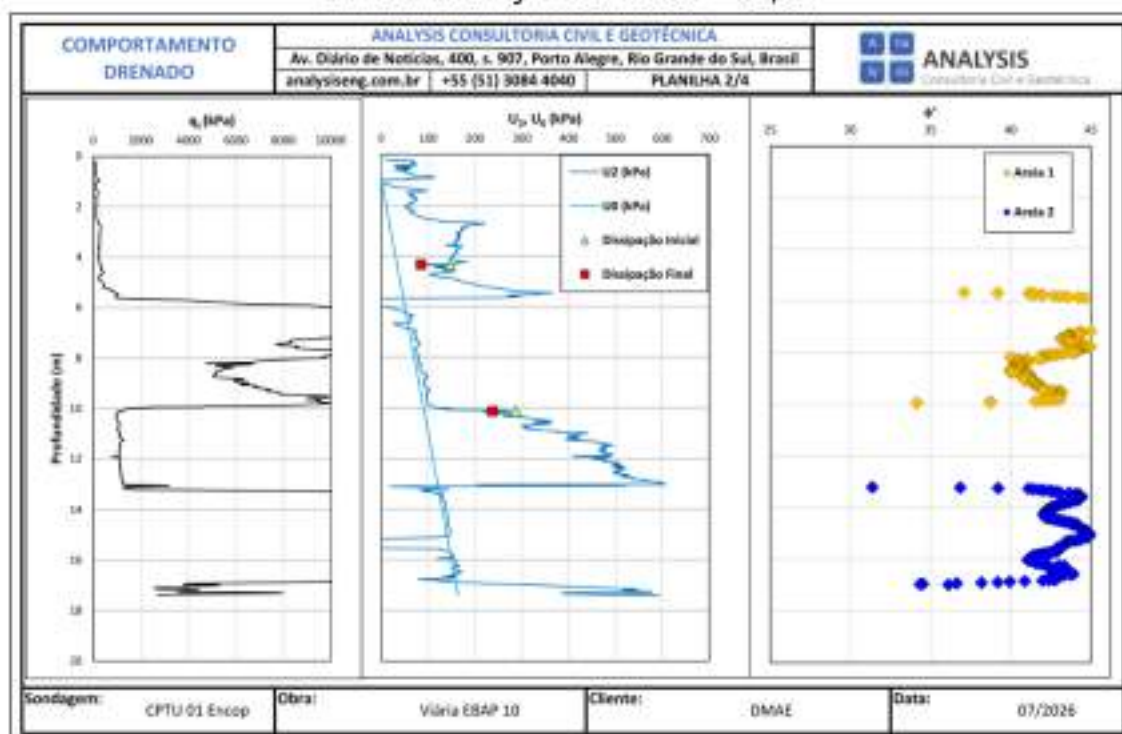
VARGAS, M.; SILVA, F. P. O problema das fundações de edifícios altos: experiência em São Paulo e Santos. In: CONGRESSO PANAMERICANO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 5., 1973, Buenos Aires. *Anais...* Buenos Aires, 1973.



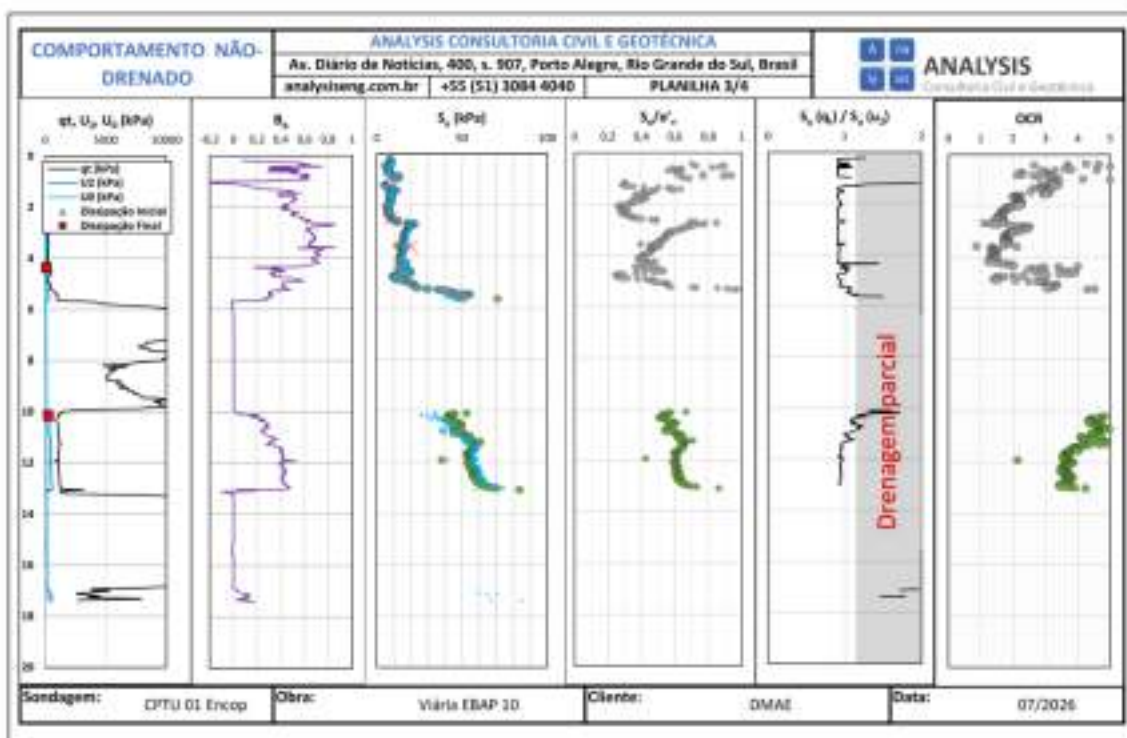
APÊNDICE A. AVALIAÇÃO DOS CPTUS



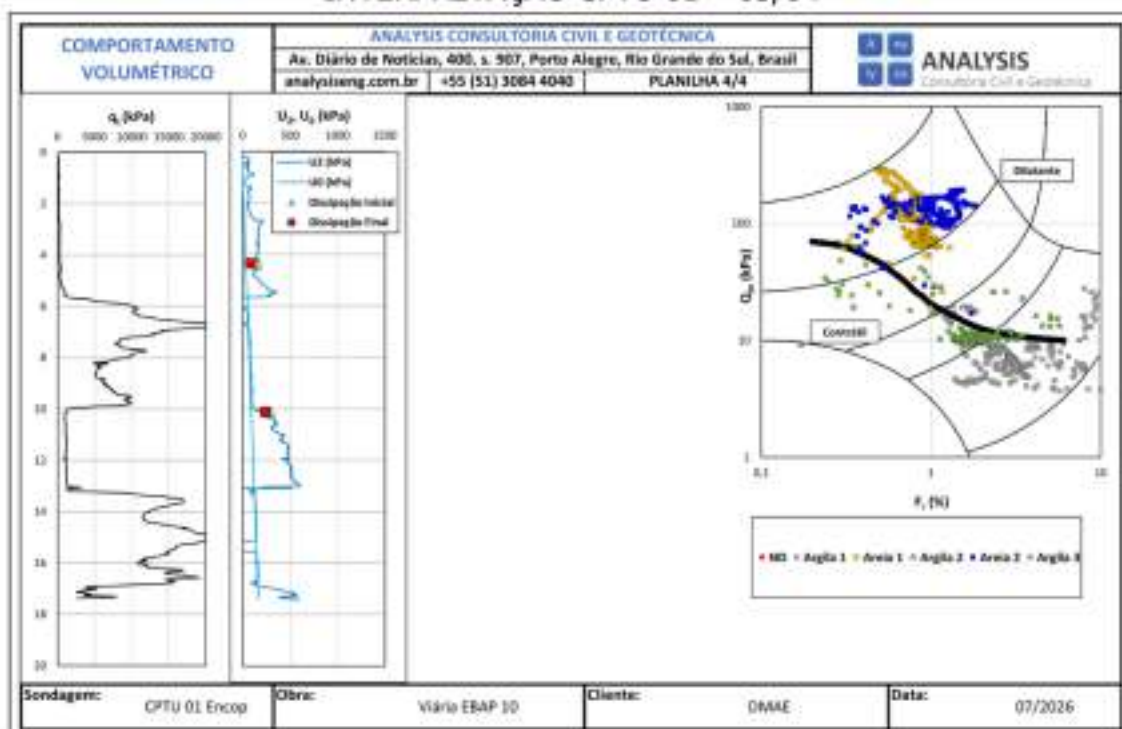
INTERPRETAÇÃO CPTU 01 – 01/04



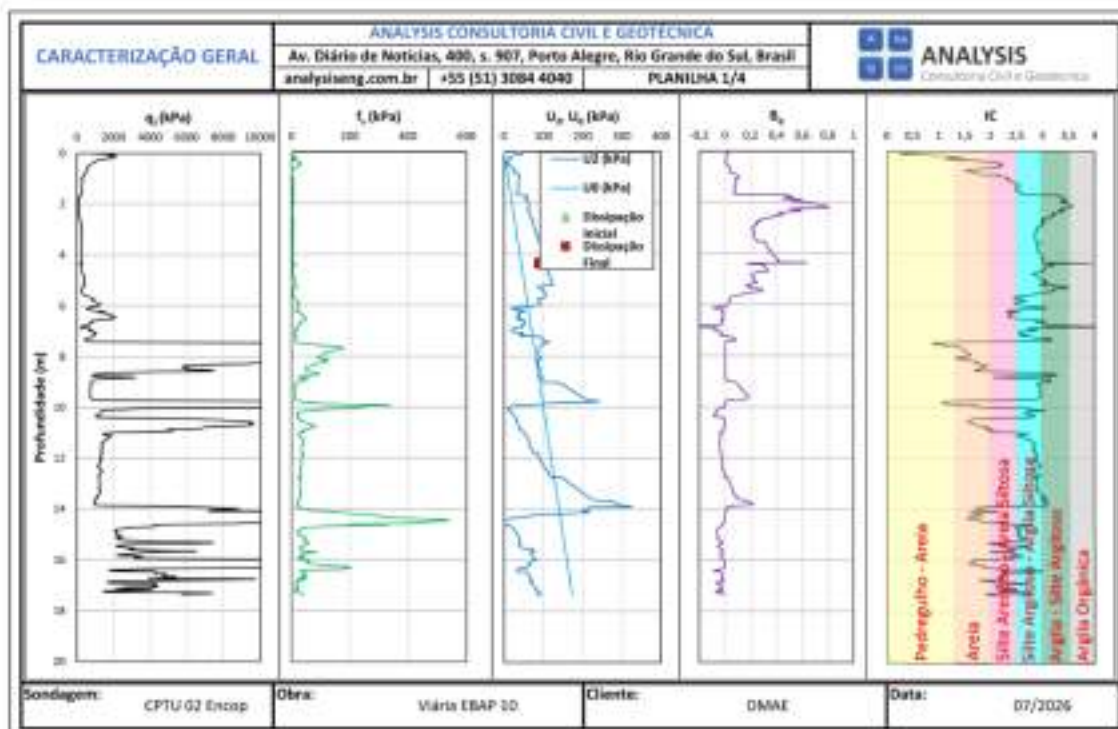
INTERPRETAÇÃO CPTU 01 – 02/04



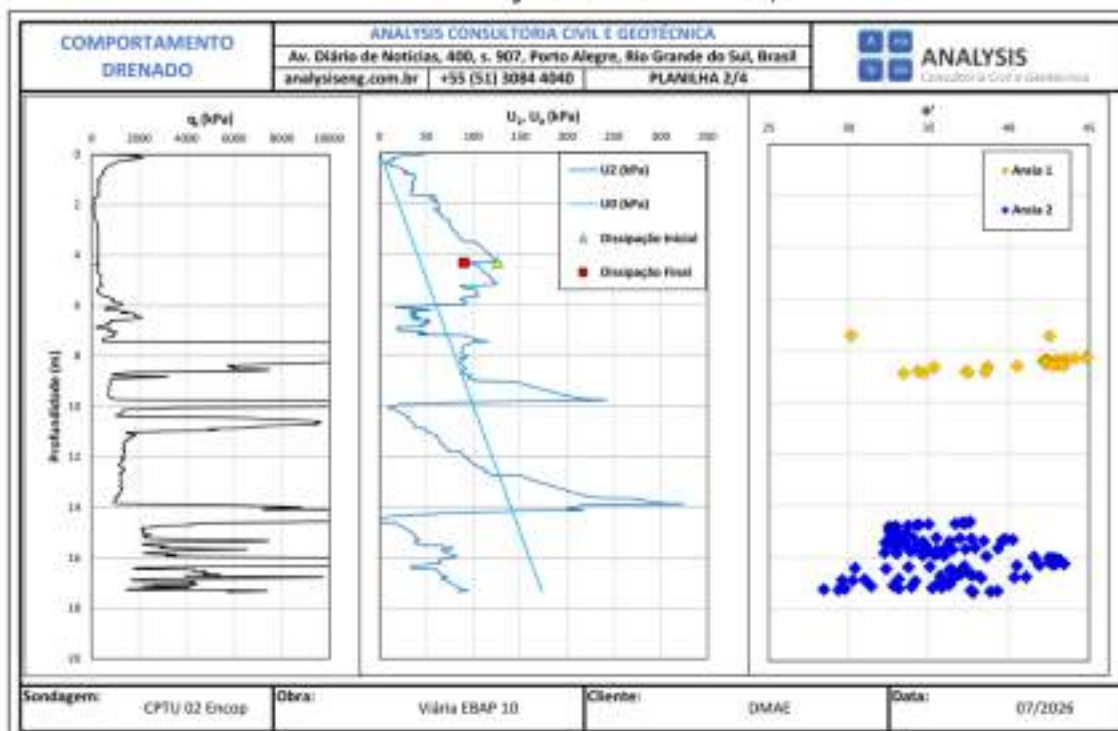
INTERPRETAÇÃO CPTU 01 – 03/04



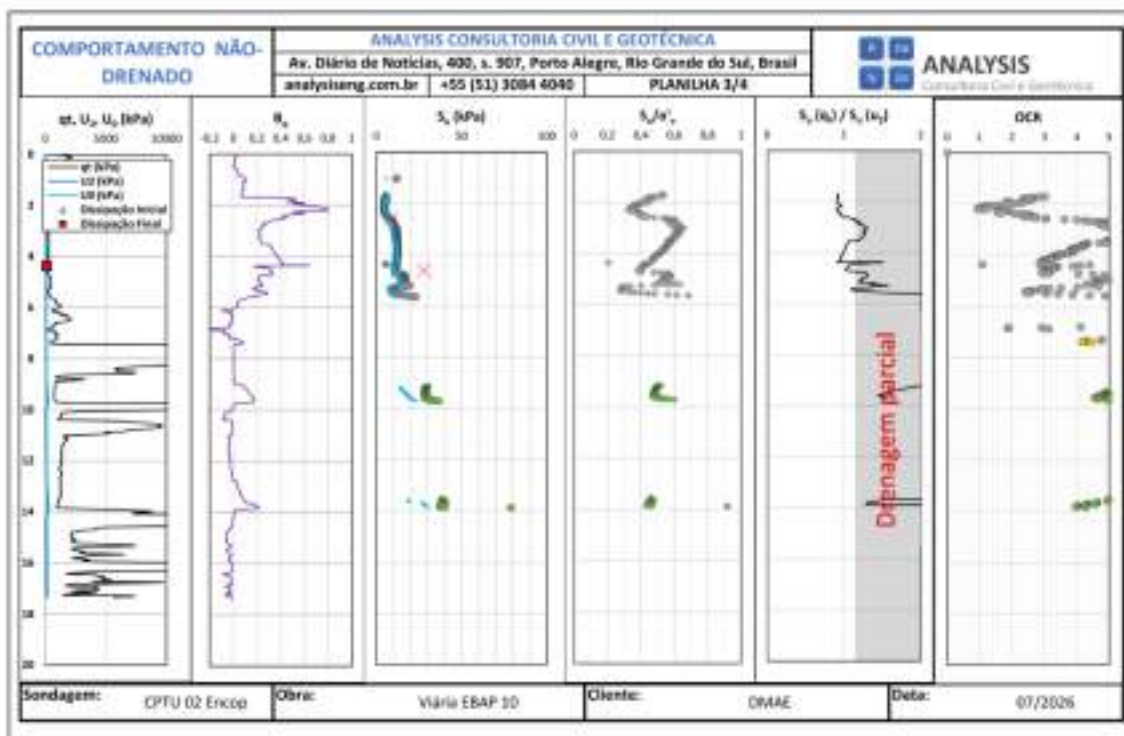
INTERPRETAÇÃO CPTU 01 – 04/04



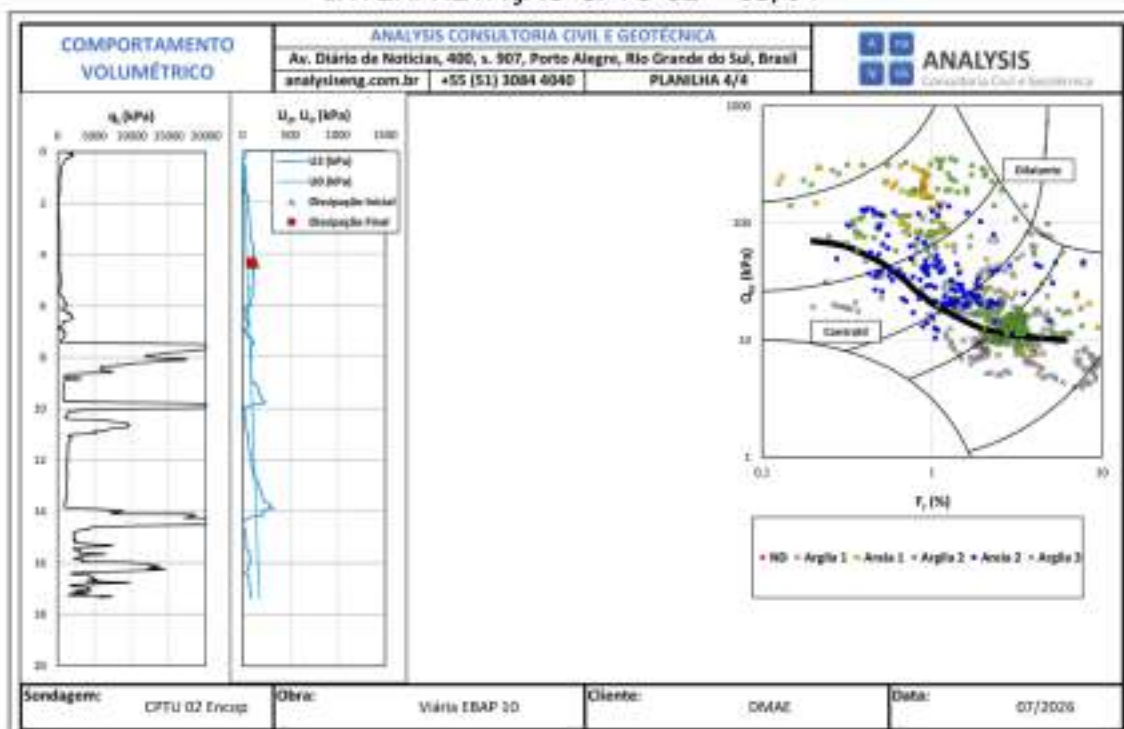
INTERPRETAÇÃO CPTU 02 – 01/04



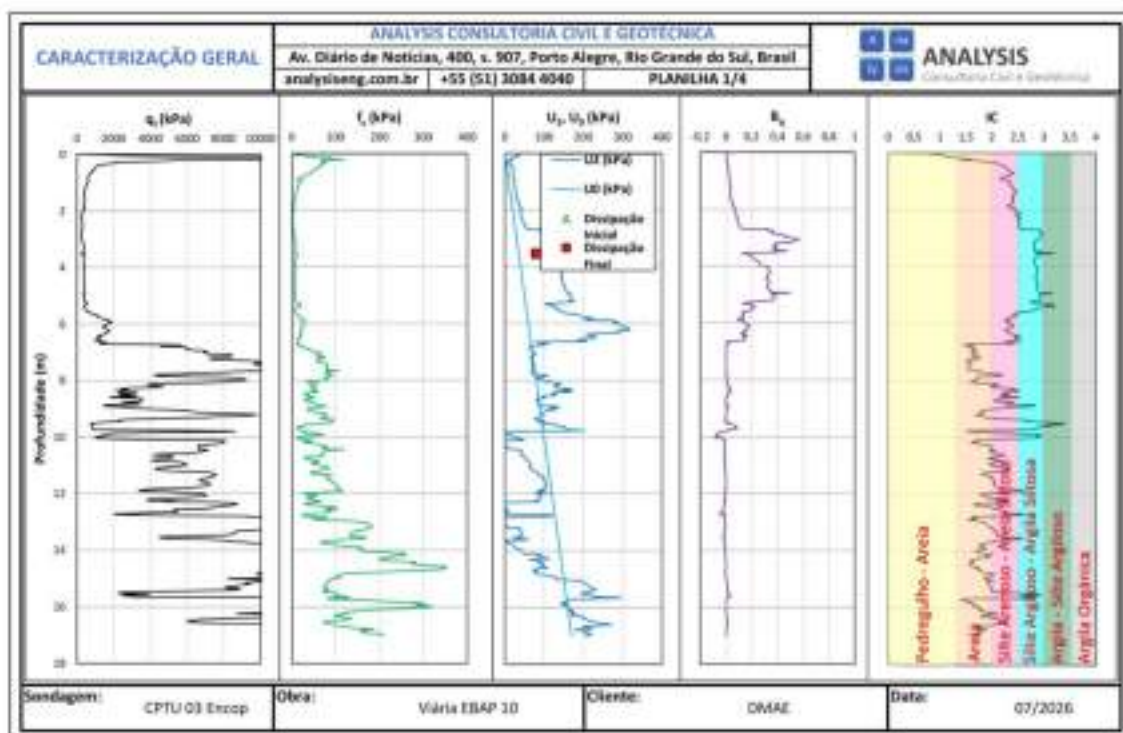
INTERPRETAÇÃO CPTU 02 – 02/04



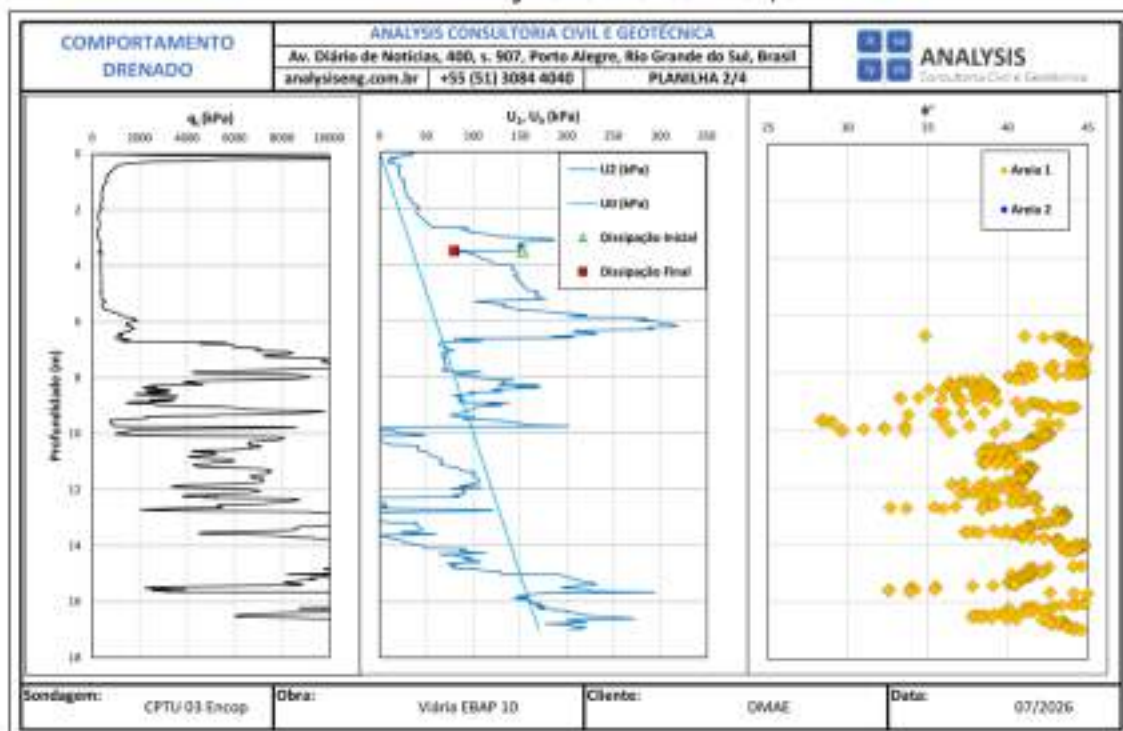
INTERPRETAÇÃO CPTU 02 – 03/04



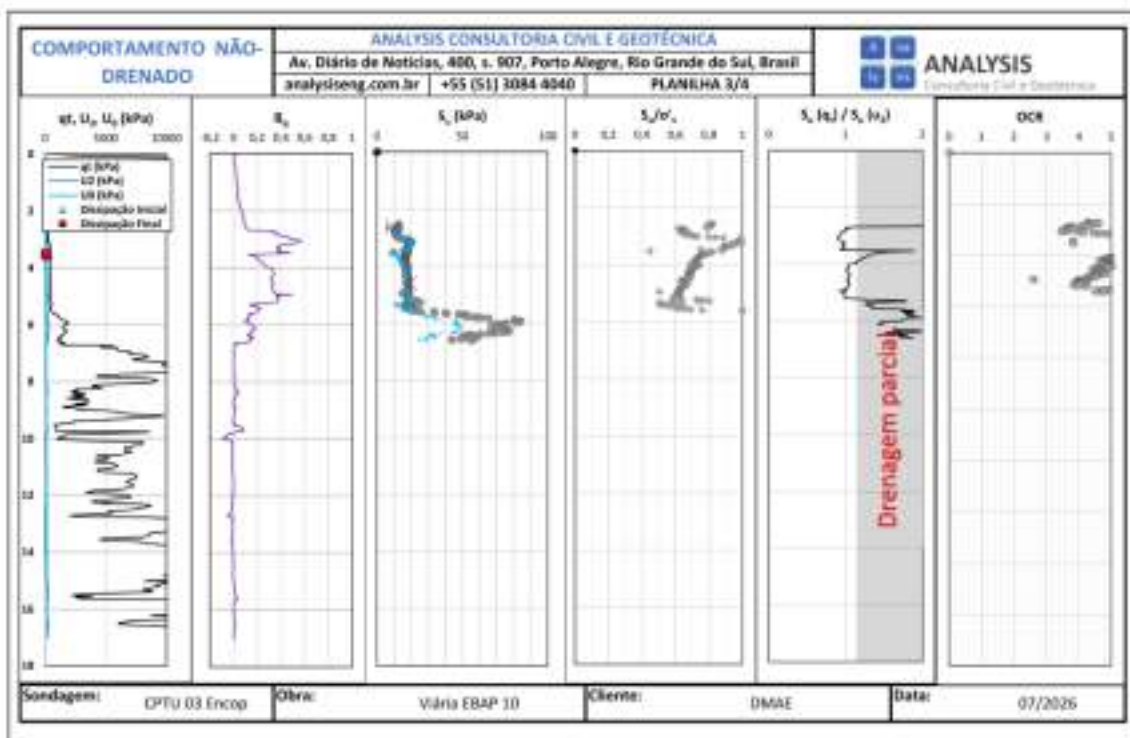
INTERPRETAÇÃO CPTU 02 – 04/04



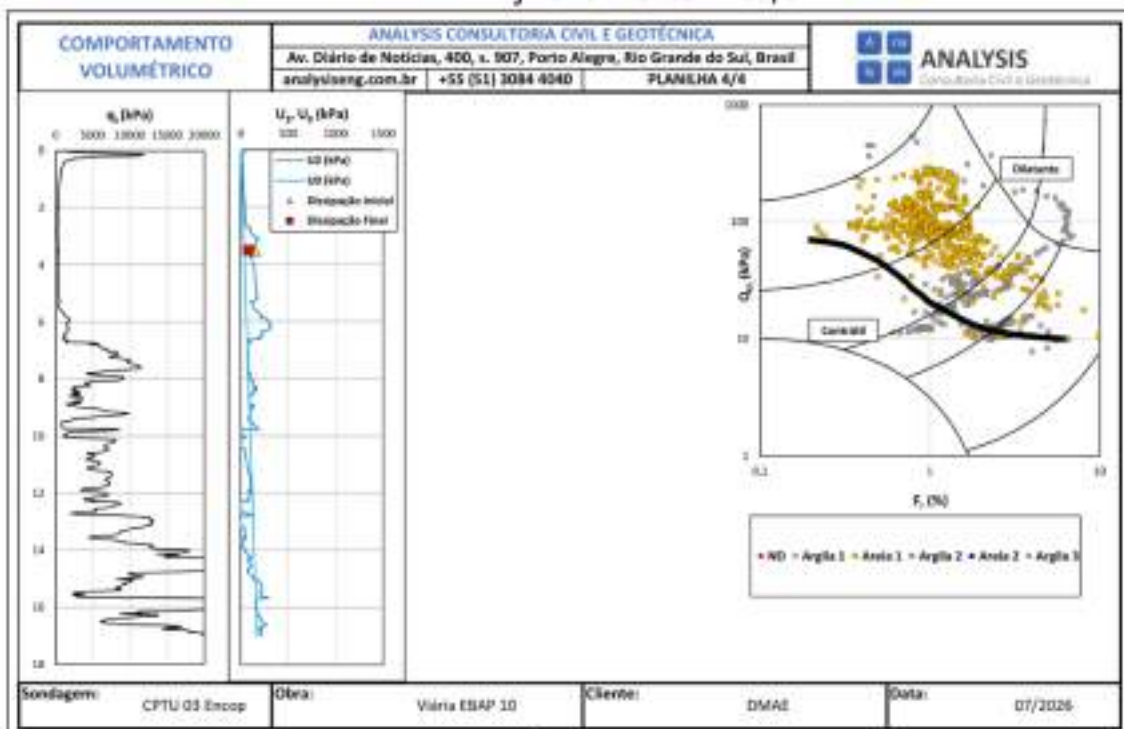
INTERPRETAÇÃO CPTU 03 – 01/04



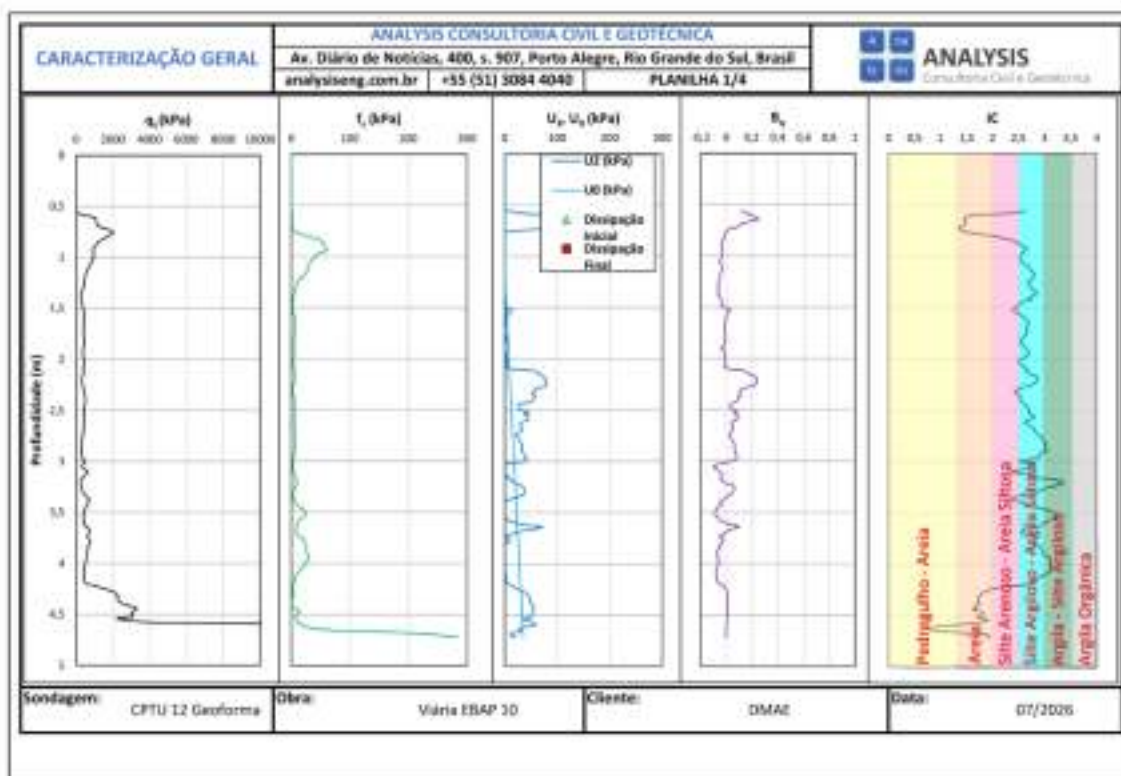
INTERPRETAÇÃO CPTU 03 – 02/04



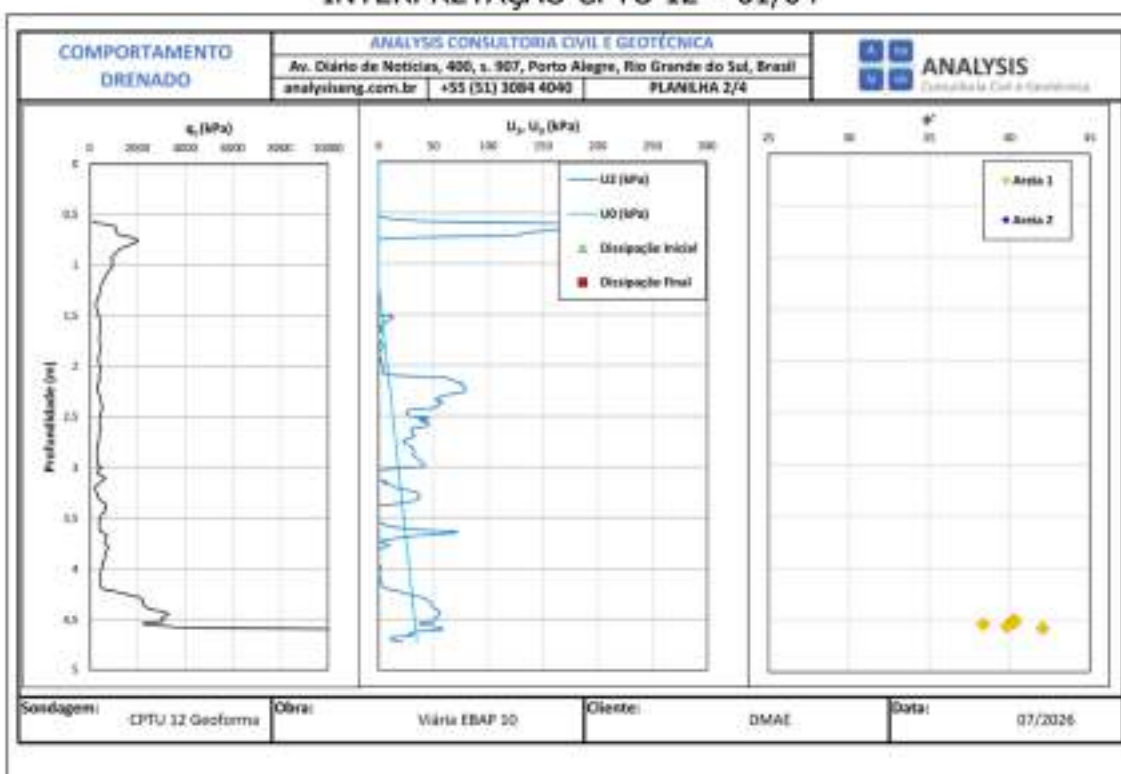
INTERPRETAÇÃO CPTU 03 – 03/04



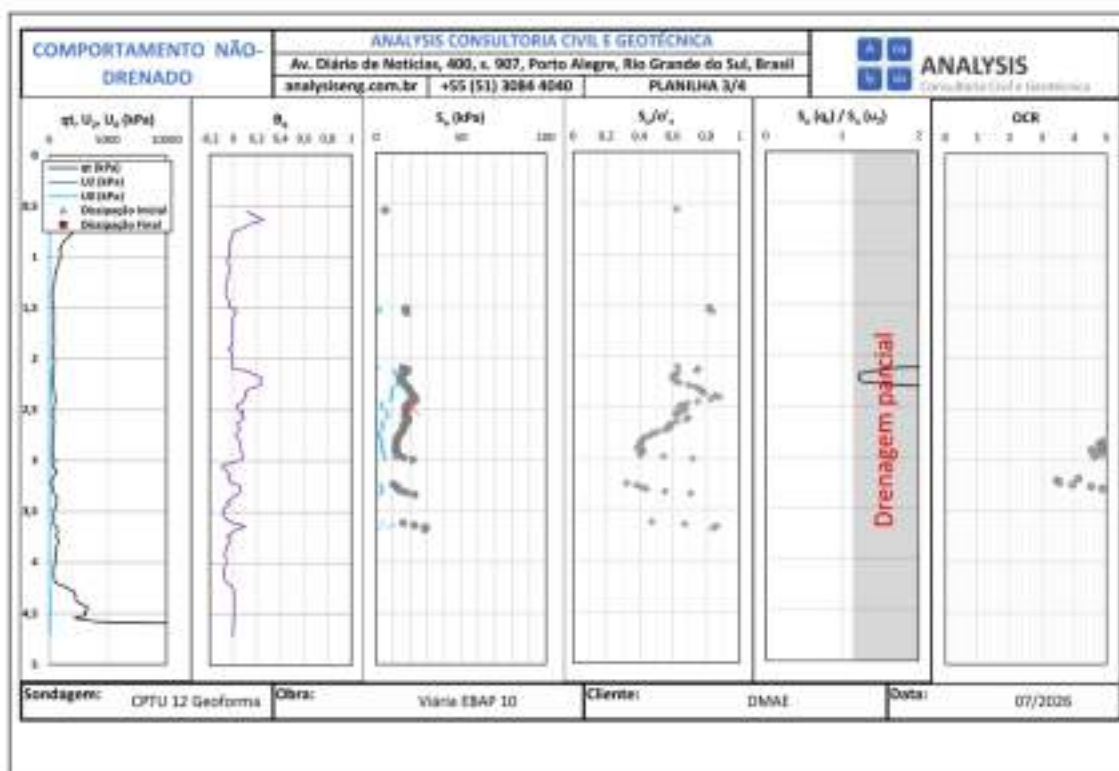
INTERPRETAÇÃO CPTU 03 – 04/04



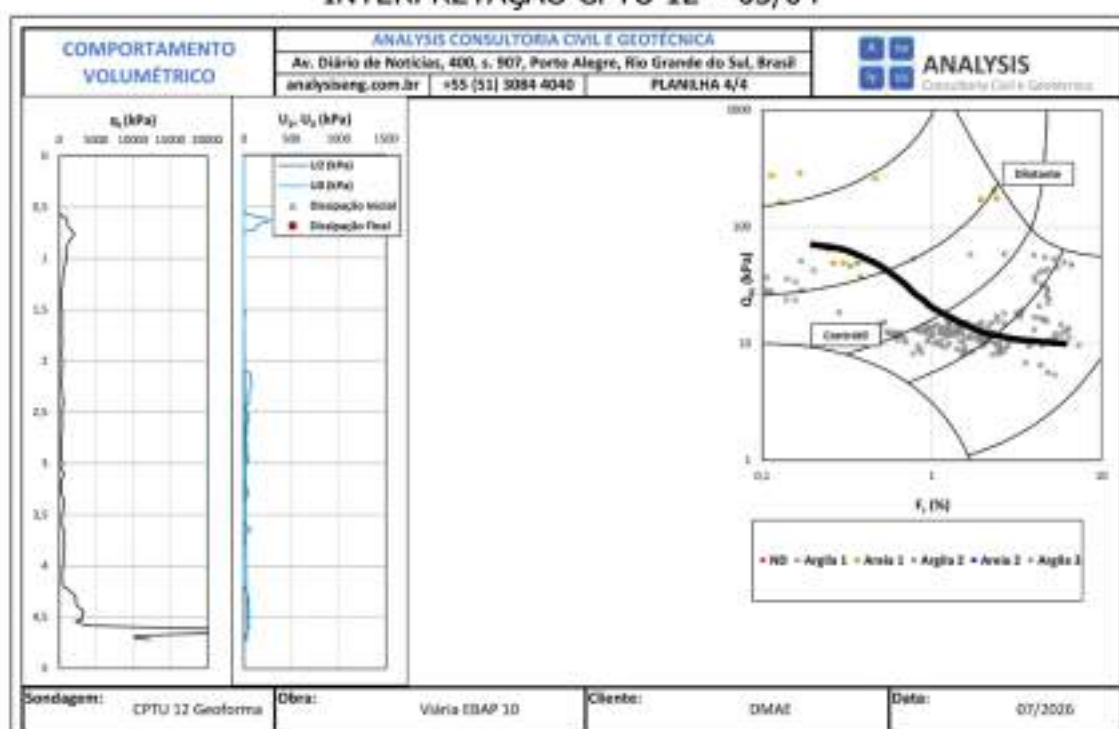
INTERPRETAÇÃO CPTU 12 – 01/04



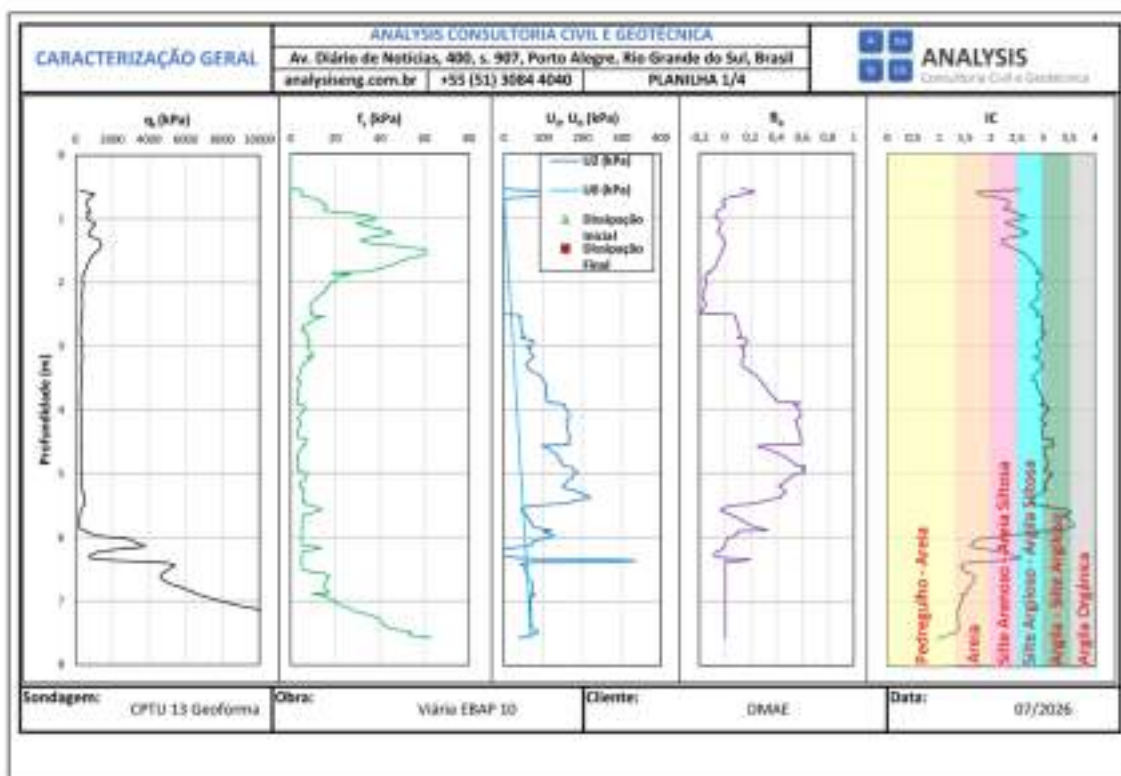
INTERPRETAÇÃO CPTU 12 – 02/04



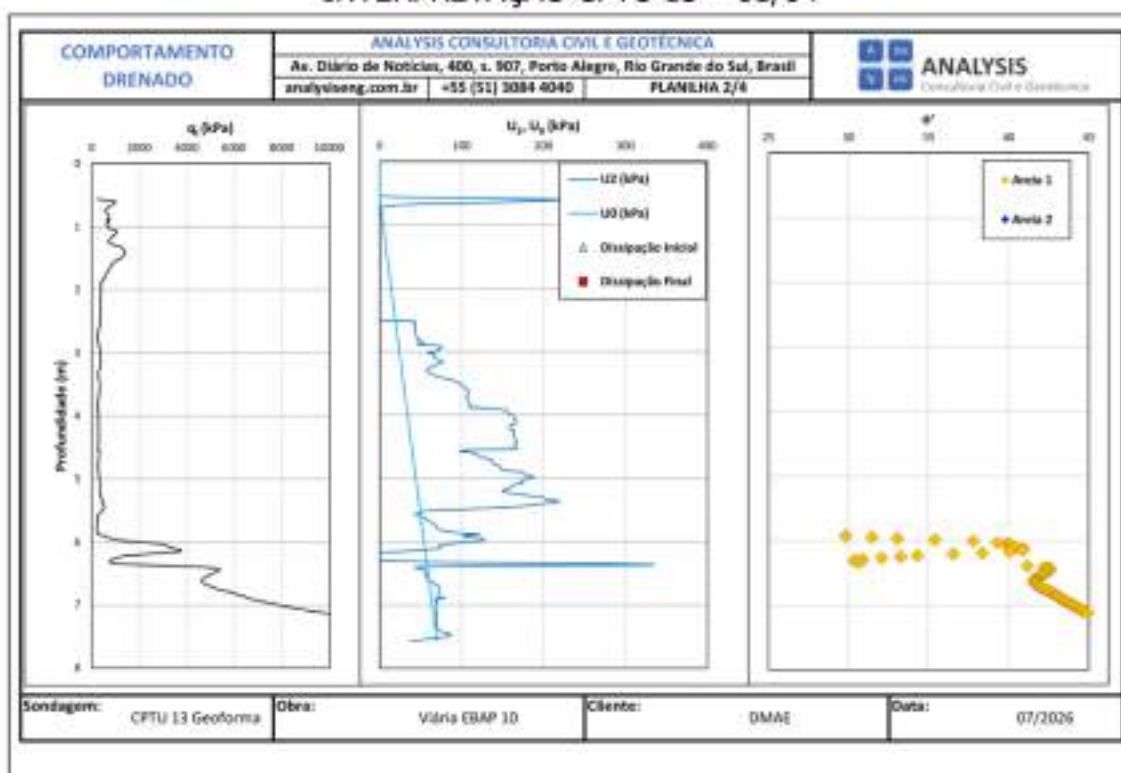
INTERPRETAÇÃO CPTU 12 – 03/04



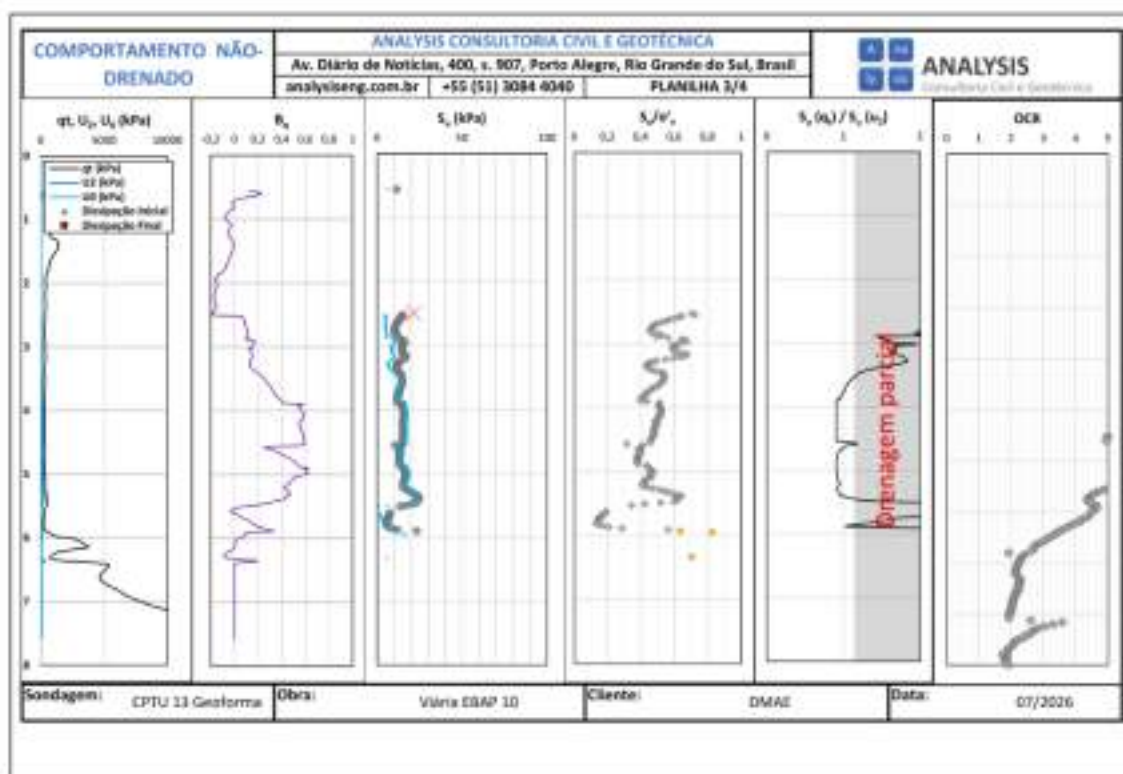
INTERPRETAÇÃO CPTU 12 – 04/04



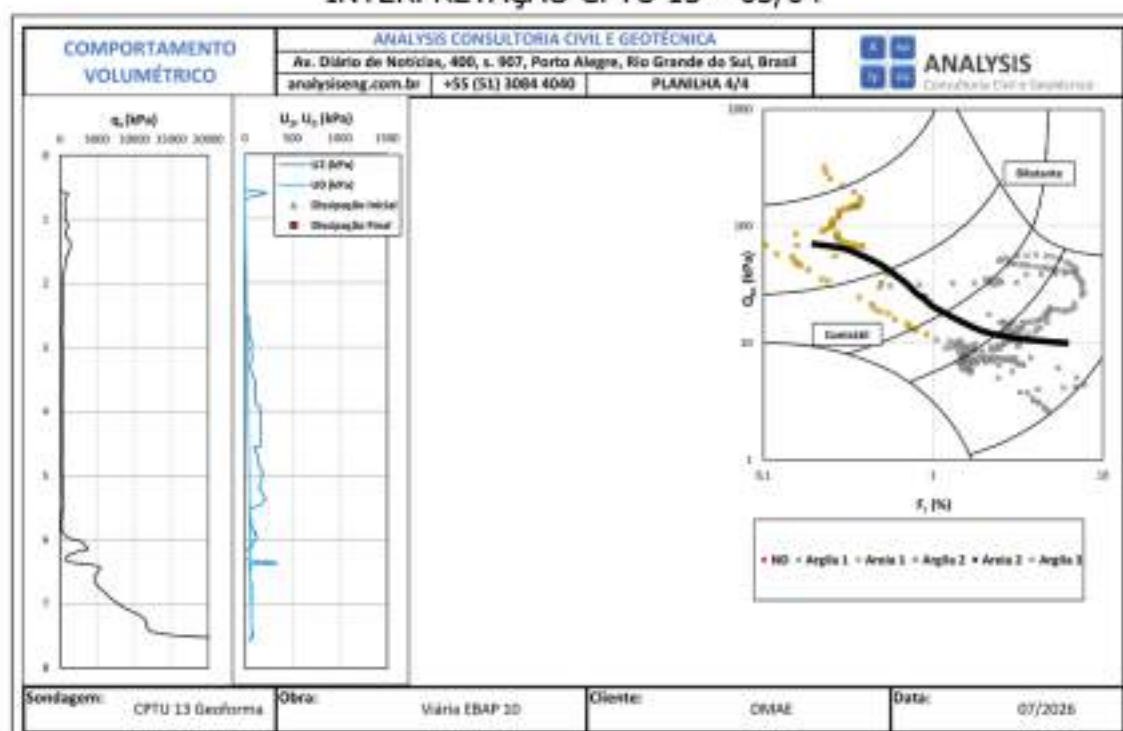
INTERPRETAÇÃO CPTU 13 – 01/04



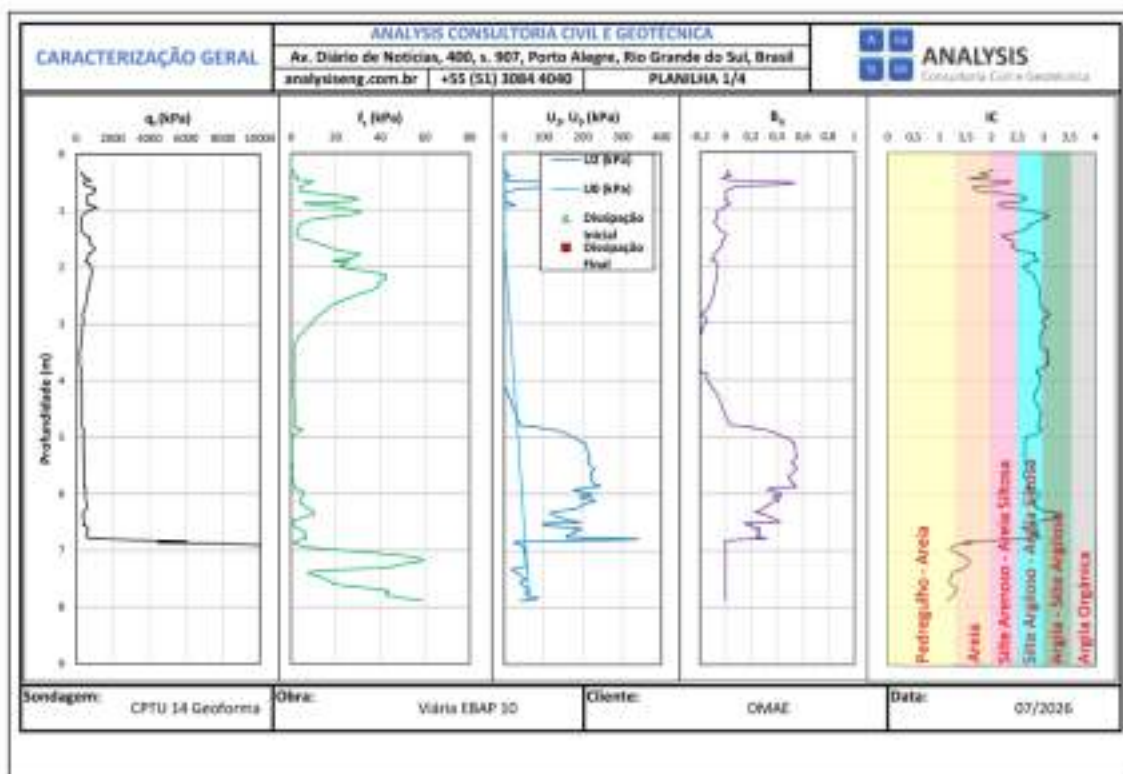
INTERPRETAÇÃO CPTU 13 – 02/04



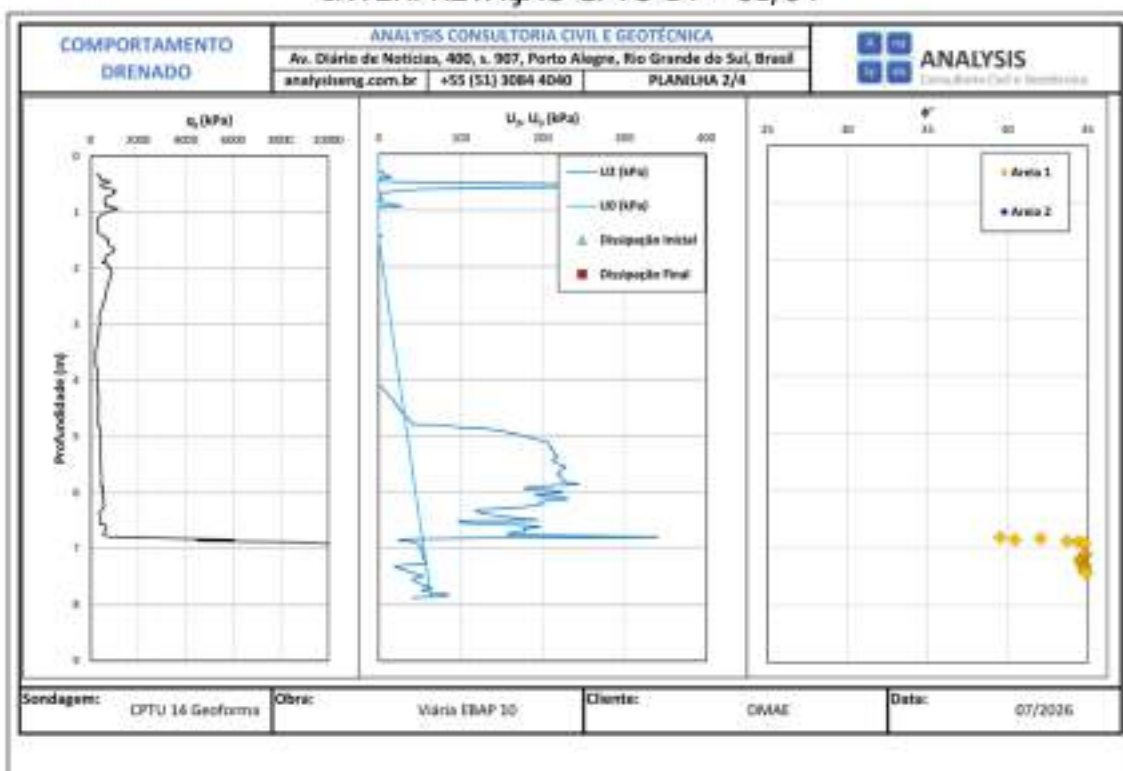
INTERPRETAÇÃO CPTU 13 – 03/04



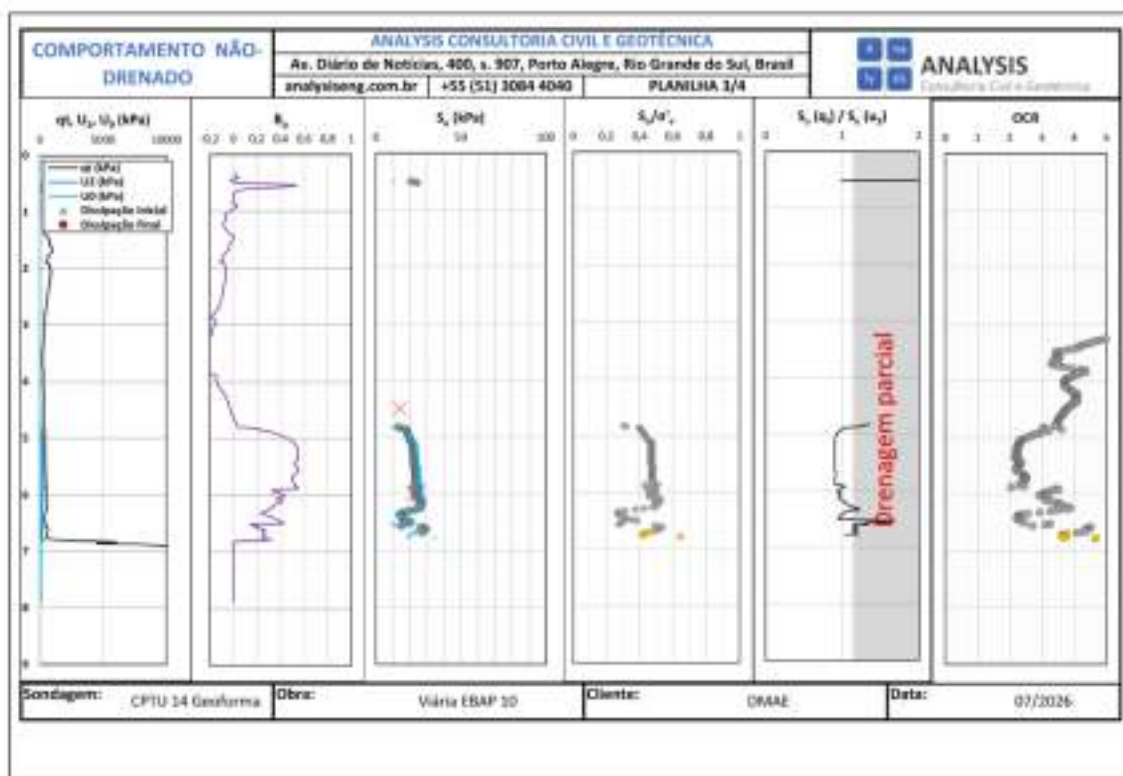
INTERPRETAÇÃO CPTU 13 – 04/04



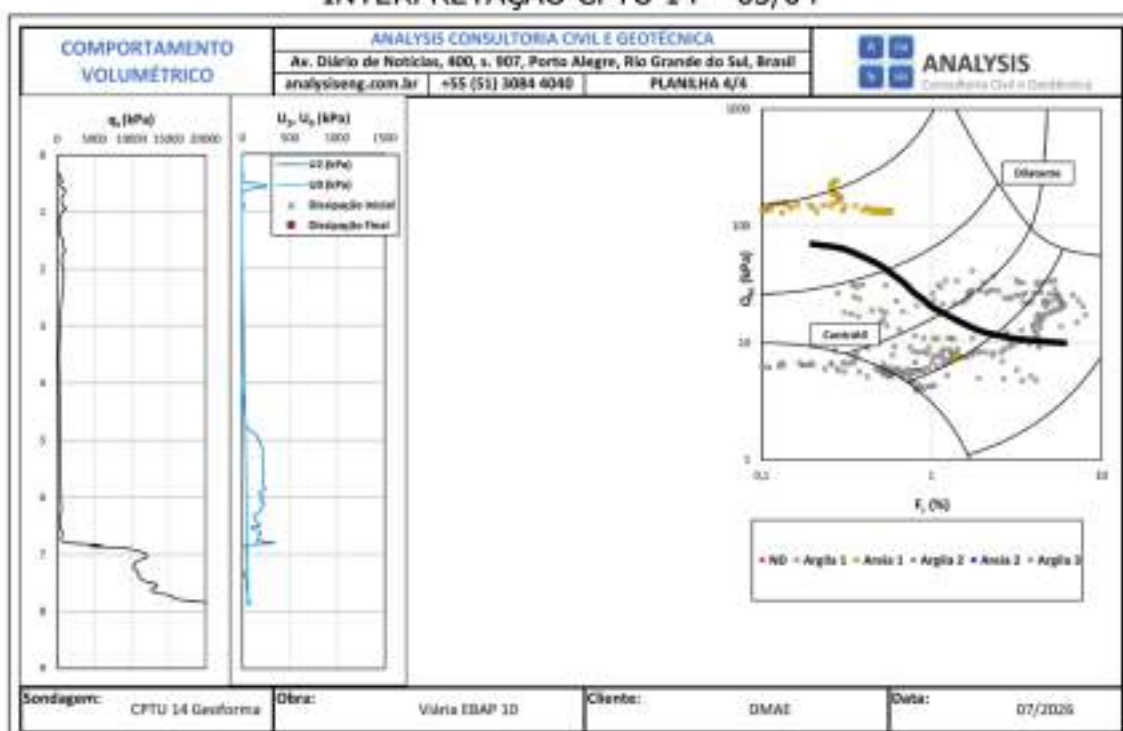
INTERPRETAÇÃO CPTU 14 – 01/04



INTERPRETAÇÃO CPTU 14 – 02/04



INTERPRETAÇÃO CPTU 14 – 03/04



INTERPRETAÇÃO CPTU 14 – 04/04

carlos.tucci@rihama.com.br

D4Sign



Carlo Eduardo Tucci Tucci

Assinado

technoi@gmail.com

D4Sign



Assinado

2607 DMAE GeotecEBAP10 NT 01 R02 pdf
Código do documento c9d63c16-a49d-49cb-852b-738a9ab54acc



Assinaturas



Carlos Eduardo Morelli Tucci
carlos.tucci@rhama.com.br
Assinou

Carlos Eduardo Morelli Tucci



FERNANDO SCHNAID
fschnaid@gmail.com
Assinou

Fernando Schnaid

Eventos do documento

17 Aug 2026, 17:08:57

Documento c9d63c16-a49d-49cb-852b-738a9ab54acc **criado** por KARINE RODRIGUES SILVA (5a380059-951c-448f-bafb-933f2908649f). Email: karine.silva@rhama.com.br. - DATE_ATOM: 2026-08-17T17:08:57-03:00

17 Aug 2026, 17:11:45

Assinaturas **iniciadas** por KARINE RODRIGUES SILVA (5a380059-951c-448f-bafb-933f2908649f). Email: karine.silva@rhama.com.br. - DATE_ATOM: 2026-08-17T17:11:45-03:00

17 Aug 2026, 17:12:36

CARLOS EDUARDO MORELLI TUCCI **Assinou** - Email: carlos.tucci@rhama.com.br - IP: 200.155.137.222 (200-155-137-222.static.telium.net.br porta: 3758) - Documento de identificação informado: 112.780.720-04 - DATE_ATOM: 2026-08-17T17:12:36-03:00

19 Aug 2026, 16:50:43

KARINE RODRIGUES SILVA (5a380059-951c-448f-bafb-933f2908649f). Email: karine.silva@rhama.com.br. **ALTEROU** o signatário **fernando.schnaid@rhama.com.br** para **fschnaid@gmail.com** - DATE_ATOM: 2026-08-19T16:50:43-03:00

19 Aug 2026, 17:00:39

FERNANDO SCHNAID **Assinou** (41383182-851e-4d3d-8281-5ee175ecf8c3) - Email: fschnaid@gmail.com - IP: 177.72.111.166 (dyn166.111.rltnetpoa.com.br porta: 56946) - Documento de identificação informado: 375.565.090-87 - DATE_ATOM: 2026-08-19T17:00:39-03:00

Hash do documento original

(sha256):9983bc4eb6282f67e0f1f3d943b0b424e030b95bbec3ab9e55ff0088b0e67e5

(sha512):12ed10409cd5939b96f04885be649c0c05ce29a76dffd19196d60c03b0f371612c93194990af5ec9359725c2bd92b1c78949a9cd6e8061da286c53132515ef24

Esse log pertence **única e exclusivamente** aos documentos de HASH acima



Esse documento está assinado e certificado pela D4Sign

Integridade certificada no padrão ICP-BRASIL

Assinaturas eletrônicas e físicas têm igual validade legal, conforme **MP 2.200-2/2001** e **Lei 14.063/2020**