

XX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
IX Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
IX Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
VI Conferência Sul Americana de Engenheiros Geotécnicos Jovens
15 a 18 de Setembro de 2020 – Campinas - SP



Comportamento de Aterro Sobre Solo Mole da Fase 2 das obras de Expansão do Porto de Itapoá (SC), Brasil.

Silva, André

Engenheiro Geotécnico, Teknier Engenharia, São Paulo, Brasil, andre@teknier.com.br

Corgnier, Fabian

Director, Teknier Engenharia, São Paulo, Brasil, fabian@teknier.com.br

Bosan, Gabriel

Coordenador, Teknier Engenharia, São Paulo, Brasil, gabriel@teknier.com.br

RESUMO: Os portos marítimos do litoral do estado de Santa Catarina são considerados como pontos essenciais da atividade econômica do estado, para além de serem considerados dos terminais mais ágeis e eficientes da América Latina. No final de 2016 iniciaram-se os trabalhos de expansão do terminal de cargas do Porto de Itapoá, numa área total de 105.000 m² (Fase 1) e no início de 2019 com mais 30.000 m² (Fase 2), ambas com forte presença de solos moles, o qual exigiu a execução de ensaios CPTU para uma caracterização adequada dos estratos argilosos.

O presente trabalho tem como objetivo apresentar e analisar o comportamento do aterro da Fase 2 da expansão do terminal de containers do Porto de Itapoá através do monitoramento geotécnico implementado durante o período de execução dos geodrenos e aterro de pré-carga e, deste modo, acompanhar o comportamento do solo mole subjacente e verificar se ocorreu um adensamento de acordo com as premissas de projeto.

PALAVRAS-CHAVES: obras portuárias, solos moles, aterro sobre solos moles, monitoramento geotécnico, piezômetros

ABSTRACT: The seaports on the coast of the state of Santa Catarina are considered as essential points of the state's economic activity, in addition to being considered one of the most agile and efficient terminals in Latin America. At the end of 2016, work began on expanding the cargo terminal at the Port of Itapoá, in a total area of 105,000 m² (Phase 1) and at the beginning of 2019 with an additional 30,000 m² (Phase 2), both with a strong presence of soft soils, which required the execution of CPTU tests for an adequate layer characterization. The present work aims to present and analyze the behavior of the Phase 2 landfill of the expansion of the container terminal at the Port of Itapoá through the geotechnical monitoring implemented during the period of execution of the geodrains, preload landfill and, in this way, monitor the behavior of the underlying soft soil and check if consolidation process occurred according to the design premises.

KEYWORDS: ports, soft soils, landfills on soft soils, geotechnical monitoring, piezometers

1 Introdução

A presente publicação tem como objetivo a apresentação do projeto de expansão do monitoramento geotécnico da segunda fase de ampliação do porto de Itapoá, localizada na cidade de Itapoá, no estado de Santa Catarina, Brasil. No final de 2016 iniciaram-se os trabalhos de expansão do terminal de cargas, numa área total de 105.000 m² (Fase 1) e no início de 2019 com mais 30.000 m² (Fase 2), ambas com forte presença de solos moles

A obra consistiu em uma nova expansão da área operacional e armazenamento do Porto de Itapoá através da implantação de um aterro sobre solo mole. A existência de solo mole normalmente resulta na ocorrência de recalques diferidos no tempo, que exigem muitas vezes o recurso a processos artificiais de aceleração do adensamento dessas camadas. Neste caso específico, a solução prevista considerou a aplicação de um pré-carregamento e ainda a instalação de dreno verticais.



Figura 1 – Projeto de expansão do Porto de Itapoá

Um plano abrangente de investigações geotécnicas permitiu estabelecer perfis geológicos representativos e estimar grandezas relevantes para o dimensionamento das malhas de drenos verticais e do aterro de sobrecarga.

A pré-carga é um método que permite realizar um aterro que transmita ao maciço uma carga superior àquela que se pretende transmitir na fase definitiva da obra. A carga em excesso só será retirada quando se tiverem verificado recalques de grandeza semelhante aos previstos.

A utilização de drenos verticais é uma prática normalmente combinada com a pré-carga. Trata-se de um processo que consiste na introdução, no maciço a adensar, de drenos verticais de material de elevada permeabilidade, o qual permite para além do escoamento vertical para as fronteiras drenantes, um escoamento radial para os drenos encurtando o percurso que a água tem de percorrer para abandonar o estrato argiloso.

Repare-se que o adensamento resulta também em outra consequência benéfica que é o aumento da resistência ao cisalhamento do solo devido ao fato de processo de adensamento implicar uma redução do índice de vazios e de teor em água do solo argiloso. (Fernandes, 2006)



Figura 2 – Vista aérea da área de expansão do porto durante a movimentação do aterro de sobrecarga.

2 Caracterização geológica e geotécnica

2.1 Campanha de investigação geotécnica

A campanha de investigação geotécnica consistiu na realização de ensaios de piezocone do tipo CPTu.

Foram realizados 13 ensaios de piezocone elétrico (CPTu) com medida da poro-pressão in situ e ensaios de dissipação em camadas de natureza coesiva e muito mole para a estimativa do coeficiente de consolidação horizontal (ch).

A realização de ensaios com recurso ao piezocone elétrico permitiu a restituição de forma contínua ao longo de toda a vertical dos valores de resistência de ponta (qt), resistência lateral (fs), relação de atrito (Rf) e poro-pressão (u), das quais, por meio de correlações consagradas pela bibliografia, foi possível obter a sucessão litostratigráfica e estimar os parâmetros de cálculo que governam os fenômenos de recalque e consolidação dos terrenos.

A campanha de investigação permitiu a geração de perfis geológicos representativos subdividindo a área de expansão total em áreas representativas, nas quais se pode fazer o respectivo dimensionamento dos geodrenos e estimativa dos recalques.

A área de estudo em causa localiza-se junto ao pátio de containers atual, isto é, entre os CPTU-14 a CPTU17. Restantes CPTU serão utilizados nas fases de expansão seguintes

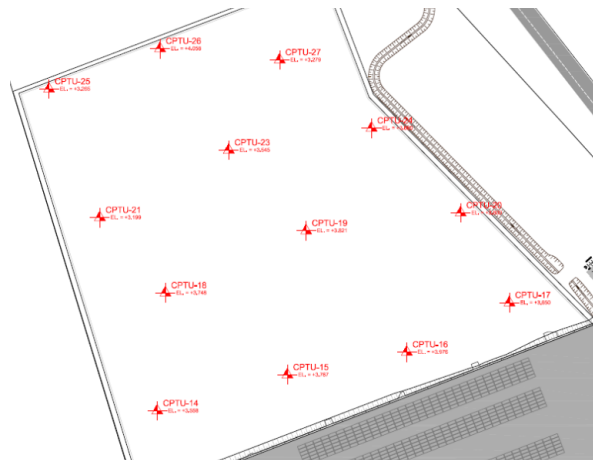


Figura 3 – Localização das investigações geotécnicas (Ensaios CPTU)

2.2 Critérios de projeto

A análise dos recalques e o dimensionamento dos geodrenos foram feitos considerando cada uma das 13 CPTs verticais individualmente e, posteriormente, identificando áreas homogêneas em termos de consolidação.

As análises foram realizadas assumindo um recalque residual médio de 5 cm (grau de consolidação $U = 90\%$) e a permanência de pré-carga de 4 meses.

O aterro de sobrecarga foi definido com base nas cargas operacionais devido aos contêineres esperados, assumindo a mesma configuração considerada para o pátio referente à expansão da 1ª fase.

Para o dimensionamento da entidade da pré-carga de projeto a ser aplicado no pátio são levadas em conta as cargas estáticas permanentes de longo prazo, ou seja as cargas transmitidas para os blocos de containeres em estoque. Os blocos de containeres de projeto são de 6 níveis e, para estes, pode ser considerado de forma cautelara uma carga uniforme transmitida a base de 72kPa.

2.2.1 Parâmetros de consolidação

A partir da análise de todos os testes de dissipação disponíveis, realizados ao longo dos 13 CPTu, sem considerar aqueles não significativos, foram determinados os seguintes valores de cálculo do coeficiente de consolidação c_h e da permeabilidade k_h , distinguindo entre o solo mais superficial argiloso (argila) e a argila siltosa mais profunda (argila siltosa).

As medidas do coeficiente de consolidação c_h , obtidas dos ensaios de dissipação, estão disponíveis apenas para a camada de argila mais superficial. Para definir o coeficiente de consolidação c_h , e também a permeabilidade, a partir dos dados disponíveis para a camada de argila mais superficial, foi determinada uma relação entre c_h e o valor soil type index, I_c , como apresentado na Figura 7.

Como é evidente a partir dos dados, à medida que o índice I_c aumenta, ou seja, à medida que o conteúdo de material fine aumenta, o coeficiente de consolidação diminui.

A favor da segurança, optou-se pela interpolação do limite inferior (percentual 15%).

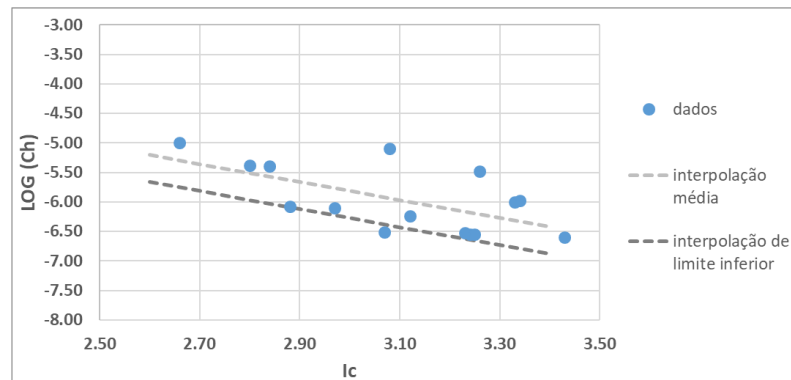


Figura 4 - Correlação c_h x I_c

Abaixo são apresentados os valores do coeficiente de consolidação para as duas camadas de argila e de argila limosa, determinados respectivamente em maneira direta e indireta, e os valores do coeficiente de permeabilidade, obtidos a partir dos ensaios CPTu.

O coeficiente de permeabilidade k_h foi avaliado a partir do coeficiente de consolidação da seguinte forma:

$$k_h = c_h \times \gamma_w / M_d \text{ (m/s)}$$

c_h = coeficiente de consolidação (m²/s)

γ_w = peso específico da água = 9.81 kN/m³

M_d = módulo edométrico (kPa)

Tabela 1 – Coeficiente de consolidação (c_h) e coeficiente de permeabilidade (k_h) de argila e argila siltosa por ensaio CPTU da área de estudo

Ensaio	Argila		Argila Siltosa	
	c_h (m ² /s)	k_h (m/s)	c_h (m ² /s)	k_h (m/s)
CPTU-14	8E-07	2,8E-09		
CPTU-15	9,9E-07	4,7E-09		
CPTU-16	3,1E-07	9,4E-09	5,7E-07	6,1E-09
CPTU-17	8,3E-07	2,7E-09	4,4E-07	7,5E-09

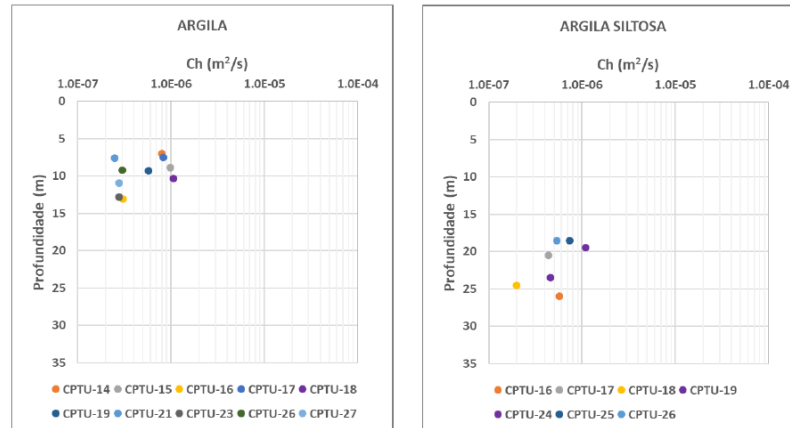


Figura 5 - Coeficientes de consolidação de acordo com a profundidade

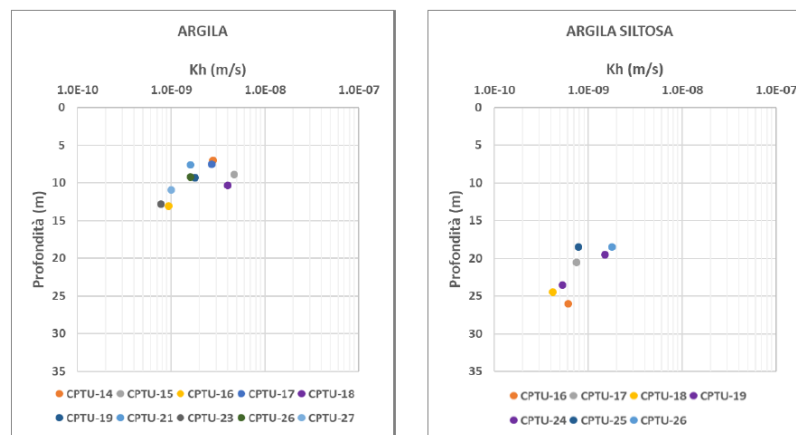


Figura 6 - Coeficientes de consolidação de acordo com a profundidade

Com base nas conclusões acima, os seguintes valores de projeto foram definidos:

Argila

$$c_h = 4.5 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$$

$$k_h = 2.0 \times 10^{-9} \text{ m/s}$$

Argila siltosa

$$c_h = 5.0 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$$

$$k_h = 8.0 \times 10^{-10} \text{ m/s}$$

Os parâmetros hidráulicos verticais foram assumidos, na base de quanto indicado na literatura, como:

$$k_v = k_h / 3 \text{ coeficiente de permeabilidade vertical}$$

$$c_v = c_h / 3 \text{ coeficiente de consolidação vertical}$$

$$k_v = k_h / 3 \quad (1)$$

$$c_v = c_h / 3 \quad (2)$$

Argila

$$c_v = 1,5 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$$

$$k_v = 6.6 \times 10^{-11} \text{ m}^2/\text{s}$$

Argila siltosa

$$c_v = 1.6 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$$

$$k_v = 2.6 \times 10^{-10} \text{ m}^2/\text{s}$$

2.2.2 Drenos Verticais

As investigações geotécnicas permitiram elaborar perfis geológicos que levaram à subdivisão da área total em 5 áreas características em termos de espaçamento, profundidade e tipologia dos drenos, tal como ilustrado na Fig. 7 e indicado no Tabela 1

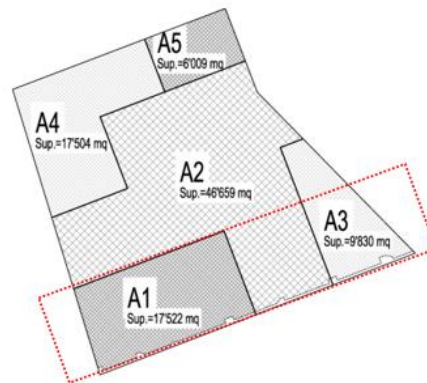


Figura 7 – Divisão em áreas características A1,A2,A3,A4 e A5 e destaque a vermelho da área em estudo

Tabela 2 - Características geométricas dos geodrenos de acordo com a localização e tempo esperado de sobrecarga

ÁREA	CPTU	i(m)	L(m)	Geodreno	
				Tipologia	Prazo de sobrecarga esperado (dias)
A1/A5	14-15	1,8	20	T1	120-135
A2	16	1,8	28	T1	120-125
A3/A4	17	2	24	T1	120-125

T1 - geodrenos Romadrain 90, vazão dreno in situ $q=1.3 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}$

3 Plano de instrumentação

O plano de instrumentação geotécnica previu a instalação de 4 placas de recalque (M1, M2, M3, M4 e M4A), 4 pontos (P1, P2, P3 e P4) com 11 piezômetros elétricos em profundidades distintas ilustrado na Fig 8. As campanhas de leitura foram executadas, tanto para os piezômetros como para as placas de recalque de 3 a 4 vezes por semana durante os 8 meses de obra.

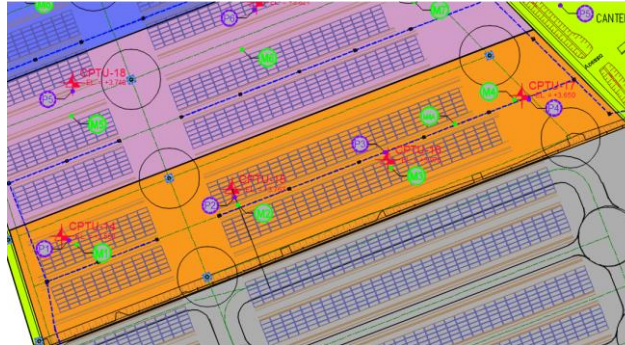


Figura 8 - Localização dos instrumentos (placas de recalque e piezômetros elétricos multinível)

As placas de recalque são utilizadas para medidas de recalque através da diferença de cota inicial da ponta da haste e, após a execução do aterro e acréscimos das hastas, das cotas obtidas em leituras posteriores, permitindo assim o acompanhamento dos recalques ao longo do tempo. Elas são largamente utilizadas em aterros sobre solos moles, em aterros com presença de geodrenos e onde há presença de sobrecarga temporária onde o deslocamento vertical deve ser monitorado.

O piezômetro elétrico é constituído por um corpo metálico de forma cilíndrica onde internamente é alocado um transdutor de pressão complementado por um filtro frontal poroso em aço sinterizado. A pressão da água deforma a membrana unida com o sensor o qual converte a pressão em um sinal elétrico, interpretado pela leitora portátil. Os piezômetros utilizados foram do tipo OTR 200 AoS com range de medição até 500kPa.

Os piezômetros foram instalados em multinível, ou seja, mais que um piezômetro no mesmo furo com o objectivo de acompanhar o comportamento dos estratos argilosos em diferentes profundidades na geração e dissipação de excessos de poropressão.

Tabela 3 - Tabela resumo da profundidades de instalação dos piezômetros elétricos multinível

Piezômetro	Nível		
	N1(m)	N2(m)	N3(m)
1	8	14,5	
2	5	10	15
3	13	23	28
4	8	14	20,5

4 Resultados de instrumentação geotécnica

4.1 Recalques

A execução do aterro ocorreu entre janeiro a meados de abril de 2018, ou seja, cerca de 4 meses.

Com os valores de recalque verificados ao longo do período de monitoramento entre janeiro e agosto de 2018 foi possível estabelecer três regiões distintas de recalque que pode ser observado no gráfico resumo da figura

No gráfico apresentado é possível constatar que o maior recalque ocorreu em PR-01 71,5cm, e os menores recalques aconteceram na região das placas, PR-03, PR-04, PR-04A na ordem de 25 a 32cm. Já PR-02 apresentou-se como uma região de transição na qual ocorreu um recalque de dimensão intermédia na ordem dos 45cm.

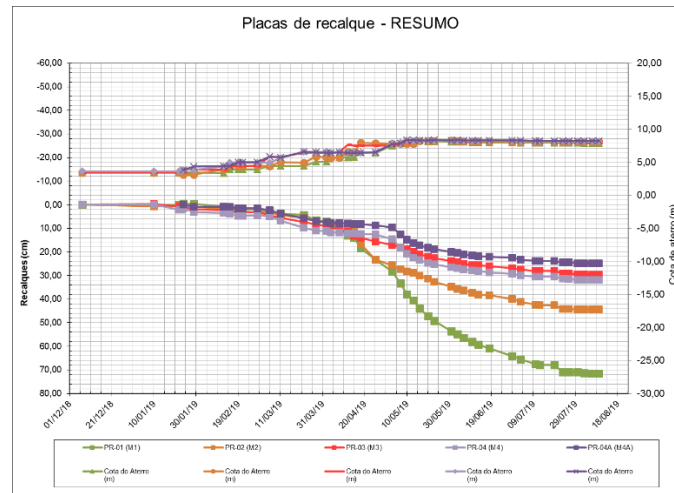


Figura 9 - Evolução de recalques durante a aplicação do aterro de sobrecarga na área com solo arenoso aflorante

4.1 Dados piezométricos

A seguir são apresentados os resultados gráficos do acompanhamento de alguns pontos de monitoramento do aterro. Onde são disponibilizados gráficos individuais de cada piezômetro vs evolução do aterro, de maneira a obter uma melhor visualização da variação das poropressões com a subida do aterro.

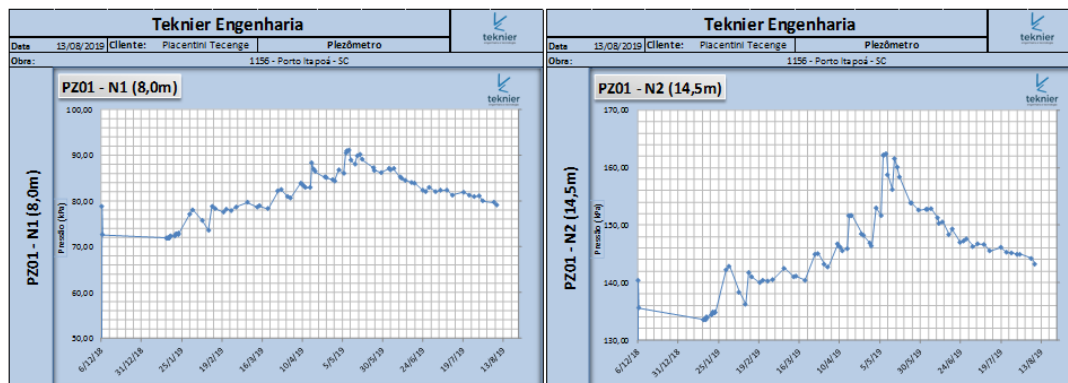


Figura 10 - Acompanhamento de dados piezométricos em PZ-01 à profundidade de 8,0m e 14,5m.

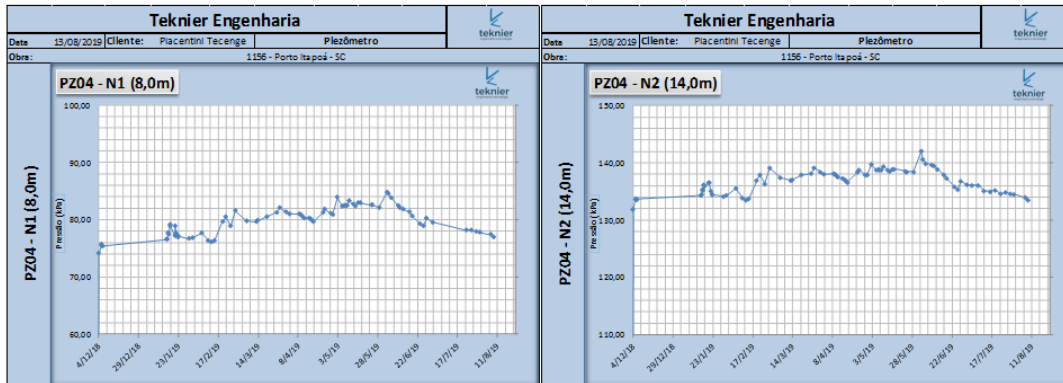


Figura 11 - Acompanhamento de dados piezométricos em PZ-04 à profundidade de 8,0m e 14,0m.

As figuras 10 e 11 representam 2 dos 4 pontos monitorados por piezômetros elétricos em diferentes profundidades, todos eles relativos aos momentos de subida do aterro com registro de excessos de poropressão. As dissipações ocorreram durante a manutenção da cota dos patamares de aterro, embora com geração de novas sobrepressões durante novos alteamentos, como pode ser observado no caso do PZ-01. Por outro lado, em PZ-04 demonstrou sobrepressões geradas menores, certamente por se tratar da região do aterro que demonstrou menores recalques acumulados.

As leituras dos piezômetros apresentaram variações entre 10 a 30kPa certamente associado à subida do aterro nesses pontos ou até áreas vizinhas. As maiores variações ocorreram no primeiro nível, entre 8,5 a 14,5m de profundidade, provavelmente por se localizarem em estratos mais superficiais, susceptíveis à maior influência dos bulbos de tensões provenientes da sobrecarga. Os outros dois níveis, localizados em profundidades maiores, entre 14,5 e 28m, apresentaram menores variações na ordem de 10 kPa.

5 Análise de resultados

Após a conclusão do aterro e posterior retirada da sobrecarga, o conjunto de dados resultante do monitoramento de recalque permitiu a comparação das previsões em projeto com o realmente ocorrido.

Considerando as áreas principais destacadas em pontos anteriores, as duas grandezas principais comparáveis são:

- Magnitude de recalques
- Tempo de aplicação de sobrecarga

Tabela 4 - Comparação entre recalques previstos para consolidação total e recalques reais

Placa de Recalque	CPTU Ref.	Recalque Previsto em Projeto	Recalque Real	Porcentagem de recalque
PR-01	14	54	71,5	132,4%
PR-02	15	107	44,4	41,5%
PR-03	16	49	29,4	60,0%
PR-04	17	47	31,8	67,7%



Tabela 5 - Comparação entre tempos de sobrecarga previstos e reais

Placa de Recalque	CPTU Ref.	Prazo de Sobrecarga Previsto	Prazo de Sobrecarga Real	Porcentagem de tempo
PR-01	14	120	94	78,3%
PR-02	15	135	113	83,7%
PR-03	16	120	91	75,8%
PR-04	17	120	94	78,3%

Conforme observado, o recalque máximo obtido, dentre todas as placas, ocorreu na PR-01 com cerca de 71,5cm, representando 132,4% do previsto em projeto no local da placa. As restantes placas monitoradas apresentaram recalques acumulados na ordem de 29,4cm a 44,4cm, representando entre 41,5% a 67,7% do total previsto. Apesar do processo de adensamento estar ainda em decorrência, os gráficos apresentados de piezômetros e placas indicam uma aparente estabilização do recalque no local, se bem que a velocidades cada vez menores o que possibilitou a retirada antecipada do aterro de sobrecarga

Perante os resultados (ver tabela 4) pode-se constatar que o projeto sobrestimou os recalques para PR-02, PR-03 e PR-04 (41,5% a 68% do previsto) e, por outro lado, subestimou o recalque na região de PR-01 que superou em mais de 30% o valor total previsto. Tudo isto em cerca de 80% do tempo de aplicação da sobrecarga prevista em projeto.

Estas diferenças podem estar associadas à sobrestimativa de parâmetros fulcrais para o estudo deste tipo de fenômenos como os coeficientes de permeabilidade e de consolidação dos estratos argilosos e a utilização destes, para efeitos de aproximação e cálculo, em diferentes áreas de intervenção. Pois, tal como referido no ponto 2.1, o cálculo dos geodrenos foi realizado pelo lado da segurança.

No entanto, a representatividade destes parâmetros trata-se de uma questão pertinente e recorrente em vários projetos do gênero devido à dificuldade da sua determinação. (Schnaid et al. 2010)

5 Conclusões

A instrumentação geotécnica é uma ferramenta essencial para acompanhar projetos de aterro sobre solo mole, por se tratarem de projetos com diversas variáveis a poder influenciar os resultados finais. Logo, tornou-se muito importante no entendimento dos processos de consolidação do terreno e validação ou reajuste dos pressupostos considerados em fase de projeto, tornando-se em muitos casos num processo iterativo de execução e análise com intuito de diminuir os riscos geotécnicos associados.

Resumindo, o comportamento observado entre piezômetros e placas de recalque reflete a heterogeneidade e complexidade do processo de adensamento, demonstrando a sua dependência de vários fatores, tais como:

- Estratigrafia e fronteiras drenantes (existência de solo mole, condições de contorno, histórico de tensões, heterogeneidade das camadas, espessura, permeabilidade e coeficientes de adensamento dos estratos, tal como a existência de lentes de areia entre camadas argilosas)
- Densidade da malha de geodrenos
- Sobrecarga (altura do aterro de sobrecarga, variações do peso específico do aterro devido à intensa precipitação e velocidade de subida do aterro)

A capacidade de previsão do comportamento de estratos com solo mole permanece como um dos maiores desafios da geotecnia mesmo tendo à disposição métodos mais avançados de caracterização e modelação geotécnica, comprovando que o método observacional implícito à instrumentação geotécnica mantém-se como

XX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
IX Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
IX Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
VI Conferência Sul Americana de Engenheiros Geotécnicos Jovens
15 a 18 de Setembro de 2020 – Campinas - SP



a base do entendimento deste tipo de casos.

AGRADECIMENTOS

Agradecimento especial à Piacentini Tecenge Brasil pela oportunidade de participar num projeto tão relevante e interessante de instrumentação geotécnica e que possibilitou a a publicação deste artigo.

REFERÊNCIAS

- Almeida, M., Marques, M.E.S, (2014) – Aterro sobre solos moles – projeto e desempenho 2ªed, Oficina de textos, São Paulo, Brasil
- Fernandes, M.M (2006) – Mecânica dos solos – Conceitos e princípios fundamentais Vol.1, FEUP Edições, Porto, Portugal
- Schnaid, F., Consoli, N.C., Dalla Rosa, F., Rabassa, C. (2010) – The role of in situ testing on interactive design on soft clay deposits. Symposium on New Techniques for Design and Construction in Soft Clays, Guarujá, Brazil.