



Caracterização Geológico – Geotécnica de depósito Flúvio Lagunar na Baixada Santista – SP, Objetivando-se a implantação de Moega Ferroviária em obra portuária

Luis Brian Apaza Fuentes

Engenheiro geotécnico, Universidade estadual de Campinas UNICAMP, Campinas – SP, Brasil, brianapaza@gmail.com

Sérgio Murari Ludemann

Consultor Geotécnico, Ludemann Engenharia, São Paulo, Brasil, sergio@ludemann.com.br

David de Carvalho

Prof. Doutor Universidade estadual de Campinas UNICAMP, Campinas – SP, Brasil, david@unicamp.br

Paulo Rocha de Albuquerque

Prof. Doutor Universidade estadual de Campinas UNICAMP, Campinas – SP, Brasil, pjra@unicamp.br

RESUMO: Para a elaboração do projeto e execução de uma obra de escavação em sedimentos marinhos moles nos depósitos de solos flúvio lagunares (SFL) os estudos e mapeamentos geológicos-geotécnicos são imprescindíveis e, sua adequada interpretação, de extrema importância.

Desta forma, no presente artigo apresentam-se os estudos efetuados para o projeto e execução de uma escavação profunda (8,5 a 14,5m) em solos moles para permitir a construção de uma moega ferroviária no Terminal Integrador Portuário Luiz Antônio Mesquita – TIPLAM, pertencente à VLI-Vale, localizado em Santos – SP.

As paredes de contenção da escavação e o “tampão” de fundo constituir-se-ão de maciços de Jet grouting (JG) armados com perfis e tubos metálicos, respectivamente. Para seu dimensionamento foram necessários a obtenção de parâmetros de resistência, deformabilidade e do coeficiente de empuxo em repouso do subsolo local. Estes parâmetros foram obtidos através de correlações com resultados de ensaios laboratoriais e ensaios de campo (Piezocone, Vane Teste e SPT) realizados no local.

PALAVRAS-CHAVE: Solos flúvio lagunares, mapeamento geológico, escavações profundas.

ABSTRACT: For the elaboration of the project and execution of an excavation work in very soft marine sediments in the fluvial lagoon (SFL) soil deposits, geological-geotechnical studies and mapping are essential and, their proper interpretation, extremely important.

Thus, this article presents the studies carried out for the design and execution of a deep excavation (8.5 to 14.5m) in very soft soils to allow the construction of a railway hopper at the Luiz Antônio Mesquita Port Integrator Terminal – TIPLAM, belonging to VLI-Vale, located in Santos – SP.

The excavation retaining walls and the bottom “plug” are made up of massive Jet grouting (JG) reinforced with metal profiles and tubes, respectively. For its design, it was necessary to obtain parameters of resistance, deformability and the at rest earth pressure coefficient of the local subsoil. These parameters were obtained through correlations with results of laboratory tests and field tests (Piezocone, Vane Teste and SPT) carried out on site.

KEYWORDS: Fluvial lagoon soils, geological mapping, deep excavations.

1. Introdução

Este artigo trata da elaboração do projeto e execução de uma escavação profunda em solos muito moles para permitir a construção de uma moega ferroviária no Terminal Integrador Portuário Luiz Antônio Mesquita – TIPLAM, pertencente à VLI-Vale, localizado em Santos – SP, entre os anos de 2015 e 2016. O desafio foi executar uma escavação em formato de planta em “L”, num perímetro aproximado de 480 m, com as dimensões

indicadas na Figura 1, e profundidades variando entre 8,5 m e 14,5 m, conforme mostrado na Figura 2. A sustentação lateral da escavação foi realizada através da execução de colunas de Jet Grouting (JG) injetadas e com disposição secante uma da outra. O maciço de JG formado, foi reforçado por perfis metálicos no caso das contenções e por tubos tipo API no caso do tampão de fundo, de forma a suportar os empuxos laterais e esforços de subpressão, respectivamente.

Para implantação desta obra, foram efetuadas uma série de ensaios do subsolo os quais foram analisados de forma a obter uma correta interpretação do meio geológico onde o projeto seria implantado e um melhor conhecimento das propriedades geotécnicas do subsolo local, Baixada Santista – SP. Nas figuras 3 a 6, apresentam-se o local e fotos da obra.

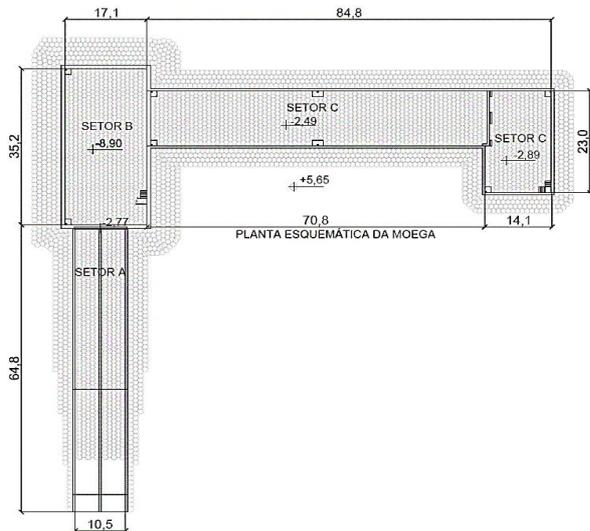


Figura 1 - Planta esquemática da moega ferroviária.

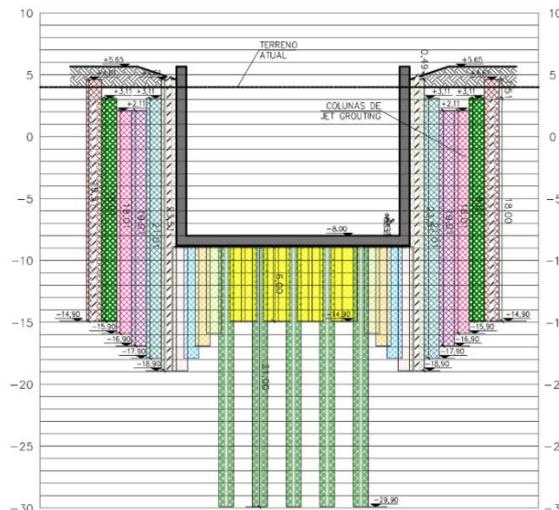


Figura 2 – Seção típica da moega, setor B (dimensões e cotas em metros)

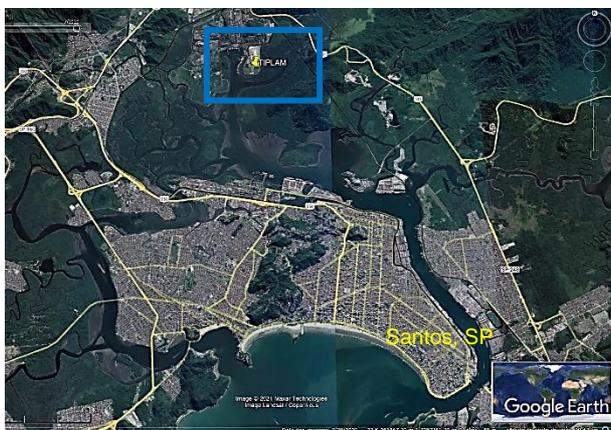


Figura 3 – Localização do projeto, Cubatão, Santos-SP.

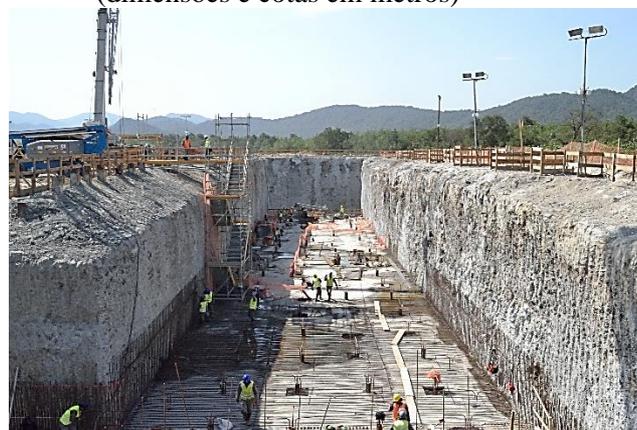


Figura 4 - Vista geral do Setor C.



Figura 5 - Vista do Setor A (rampa) a partir do Setor B.



Figura 6 - Vista Geral do Setor B, com Setor C na lateral



2. Caracterização do Subsolo Local

Segundo Massad (2009), o entendimento da história geológica dos sedimentos da baixada santista não é simples. No entanto, os conhecimentos geológicos sobre a região evoluíram nas últimas décadas com o descobrimento das “ondas” de transgressões marinhas entremeadas por regressões marinhas nos últimos 8 mil anos na costa oeste da Suécia, e as oscilações rápidas e negativas do nível do mar (N. M.) registradas em períodos de cem a mil anos no litoral Nordeste, Centro e Sul do Brasil. As transgressões que ocorreram há cerca de 120 mil anos deixaram suas marcas em várias partes do litoral brasileiro, sendo que as flutuações do N. M. foram responsáveis pela formação de sedimentos que datam do Pleistoceno, diferindo em suas características geotécnicas dos sedimentos Holocênicos, que se depositaram após a última glaciação.

O projeto localiza-se geopoliticamente na região Santos, no entanto afastado da península da cidade, conforme apresentado nas Figuras 7 e 8, as mesmas que mostram a localização da obra sobre um perfil e planta geológicos. Na sequência, apresenta-se a figura 9 que esquematiza a variação do nível do mar nos últimos 35,000 anos e os possíveis estágios da gênese das planícies costeiras paulistas, onde localiza-se o projeto, para melhor elucidação.

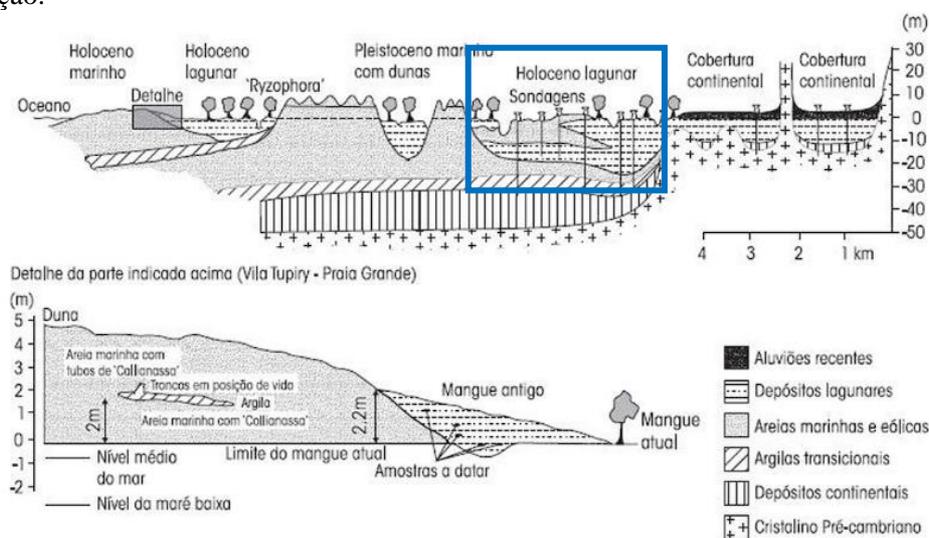


Figura 7 – Perfil interpretativo do padrão de sedimentação na planície de Santos (Suguio e Martin, 1976)

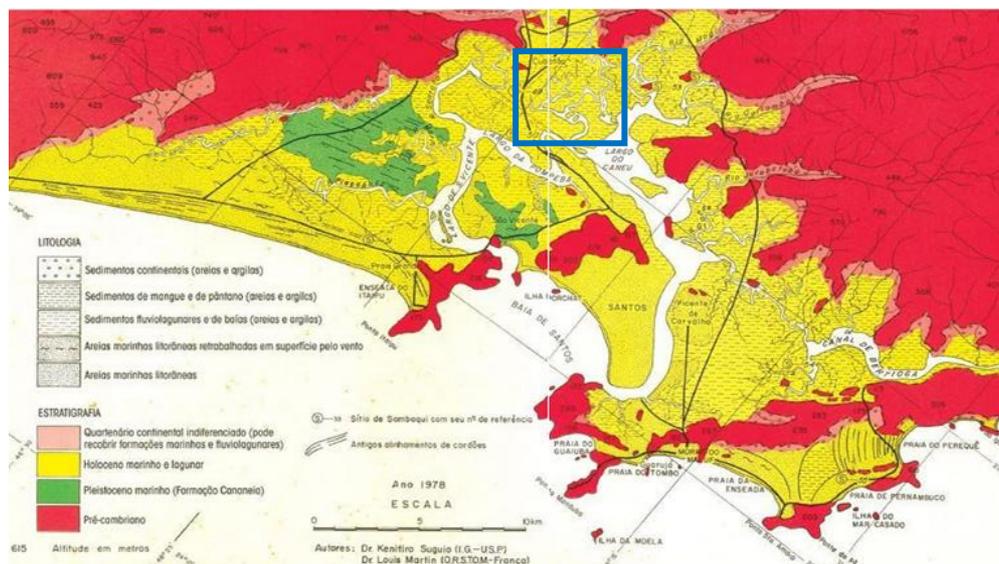


Figura 8 – Mapa geológico da Baixada Santista (Suguio e Martin, 1978)

Conforme observado nas imagens apresentadas, e constatado através dos ensaios efetuados no local, a obra está localizada sobre uma camada de sedimentos flúvio-lagunares (SFL) compostos por uma argila siltosa com matéria orgânica e fragmentos de conchas de consistência muito mole ($N_{sp} < 1$) com profundidade de até



25,0 m, sobrejacente a uma camada de solo residual composto por uma areia grossa com pedregulhos, medianamente compacta a compacta, com resistência crescente com a profundidade, conforme boletim típico apresentado na Figura 10. O lençol freático se apresentava próximo à superfície do terreno. Foram feitos ensaios laboratoriais de caracterização dos solos moles, tendo sido obtidos os resultados indicados na Tabela 1. Além das sondagens de simples reconhecimento com SPT e dos ensaios de caracterização, foram executados ensaios de palheta (Vane-test) e ensaios de piezocone (CPTu), cujos resultados típicos estão apresentados nas Figuras 11 e 12.

A campanha total de investigação do subsolo, constituiu-se de 8 sondagens SPT, duas ilhas de investigação cada uma com: dois ensaios Dilatométricos de Marchetti Sísmicos (SDMT), dois ensaios Vane test em profundidade e quatro ensaios CPTU, assim como a extração de amostras para a obtenção dos limites de Atterberg dos solos.



Figura 9 - Variações do nível do mar nos últimos 35 mil anos (Suguio e Martin, 1981)

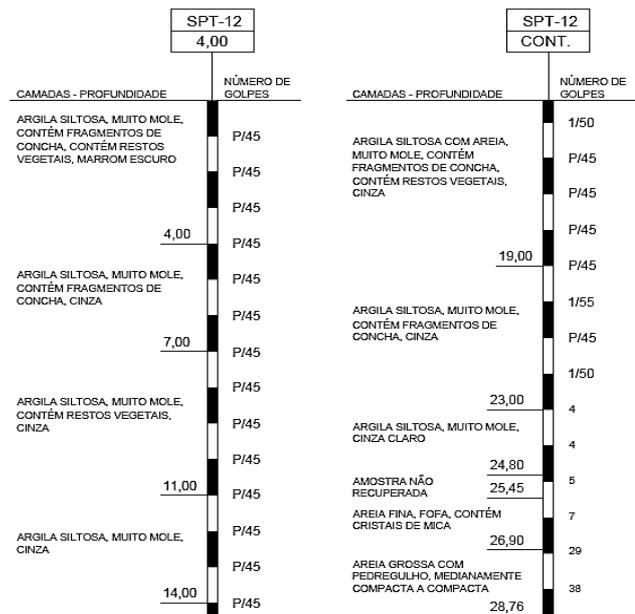


Figura 10 - Sondagem a percussão típica (SPT-012)

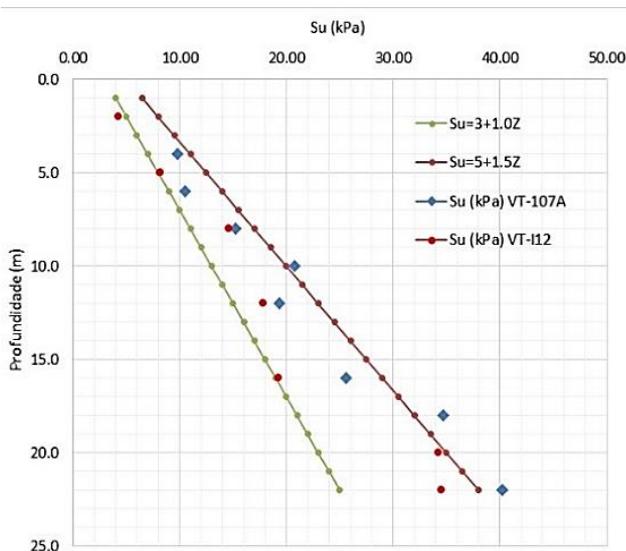


Figura 11 – Interpretação das envoltórias de Su (kPa) com base nos ensaios de palheta efetuados pe Fugro In Situ, ilha de investigação nº12.

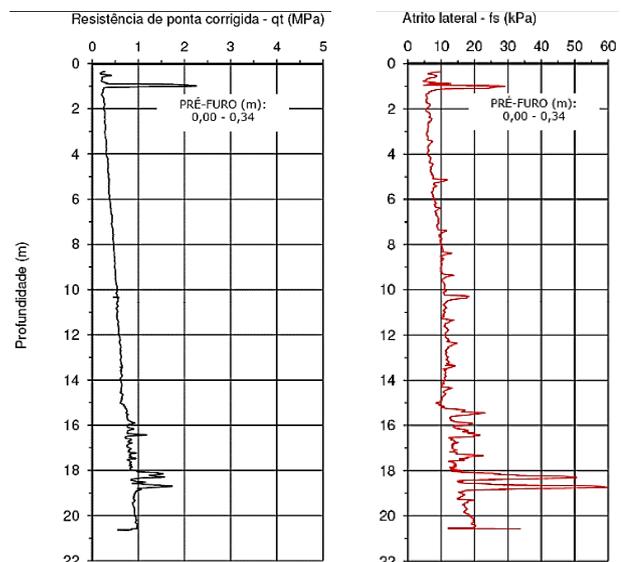


Figura 12 - Resultado de ensaio CPTu, próximo ao local da obra (ilha de investigação nº12 – Fugro In Situ).



Tabela 1 - Ensaio de Caracterização do solo mole (Fugro In Situ, 2014 – Ilha de investigação nº12)

Localção	Prof. (m)	Ensaio de Caracterização						Triaxial (CIU)	
		LL	LP	IP	%<2u	γ_n	w(%)	c(kPa)	$\phi(^{\circ})$
ILHA 12	3	147	41	106	44	13,2	152	3	26
	10	133	44	89	60	13,7	128	7	23
	15	93	37	56	30	14,9	82	13	20
	20	142	42	100	60	13,8	103	0	35

Onde: LL= Limite de Liquidez; LP= Limite de Plasticidade; IP= Índice de Plasticidade; γ_n = Peso específico natural; w= Umidade; c= Coesão; $\phi(^{\circ})$ = Ângulo de Atrito

2.1 Parâmetros de resistência e deformabilidade

Os parâmetros de resistência ao cisalhamento foram definidos a partir de correlações com resultados de sondagens de simples reconhecimento com SPT, ensaios de palheta (Vane Test) e ensaio de piezocone (CPTu), executados no local, além da comparação com dados disponíveis na bibliografia técnica sobre solos moles. Foi possível estimar uma faixa de variação da resistência não drenada para os SFL, além da coesão efetiva e do ângulo de atrito efetivo para as camadas de aterro de conquista superficial e do solo residual no embasamento (SR).

A resistência não drenada foi determinada através de ensaios de palheta (Vane-test), cujos resultados foram conduzidos em uma única linha de tendência e utilizados para determinar os valores de N_K e N_{KT} necessários à determinação de S_u a partir dos resultados de ensaios piezocone, segundo as expressões apresentadas a seguir (Schnaid, 2000):

$$N_K = \frac{q_c - \sigma_V}{S_u} \quad \text{e} \quad N_{KT} = \frac{q_t - \sigma_V}{S_u}$$

Foi aplicada a correção de Bjerrum nos resultados dos ensaios de palheta (Schnaid, 2000). Os valores corrigidos estão plotados no gráfico da Figura 13. Com base nestes resultados, foi possível estimar o valor de N_{kt} para os ensaios CPTu, conforme apresentado na Figura 14. Para um valor comumente encontrado na bibliografia de $N_{kt}=20$, foi obtida uma equação de *resistência não drenada* em função da profundidade de $S_u = 5,0+1,5z$, considerada como envoltória de máxima resistência. Porém, com os valores corrigidos nos ensaios de palheta, foi obtido um valor de $N_{kt}=30$, parâmetro para o qual não foi encontrada referência similar na bibliografia, e que conduziu a uma equação $S_u = 3,0+1,0z$, considerada como a envoltória de mínima resistência.

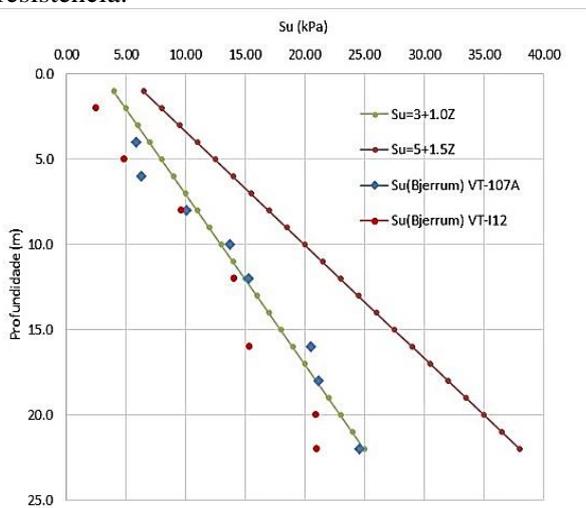


Figura 13 - Envoltórias de S_u (kPa) com base nos ensaios de palheta corrigidos.

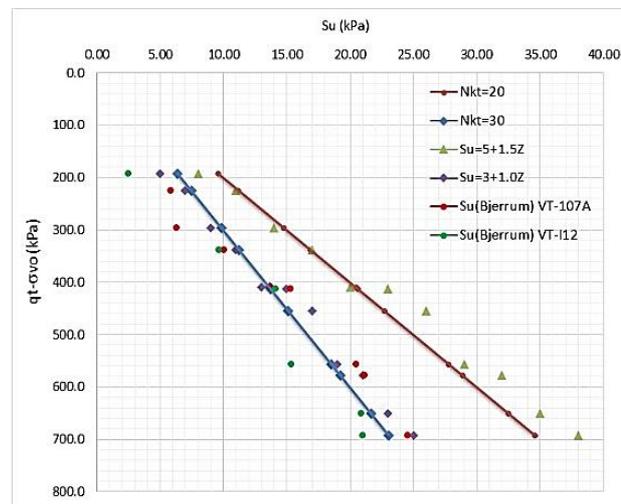


Figura 14 - Estimativa de N_{kt} em função dos ensaios de palheta corrigidos

Em função da possível variabilidade dos resultados, foram admitidos dois conjuntos de parâmetros, sendo um deles classificado como um panorama favorável e o outro como um panorama desfavorável, conforme apresentado na Tabela 2.



Tabela 2 – Parâmetros de resistência e deformabilidade

Parâmetros	Panorama Favorável				Panorama Desfavorável			
	Aterro	SFL	SR	JG	Aterro	SFL	SR	JG
Coesão (kPa)	10	-	30	244	10	-	30	244
Su (kPa)	-	5 + 1,5z	-	-	-	3 + 1,0z	-	-
Ângulo de Atrito Efetivo (°)	28	18	30	38	28	18	30	38
Módulo de Elasticidade E ₅₀ (MPa)	3,0	3,5	25	280	3,0	1,5	25	560
Peso Específico (kN/m ³)	18	14	19	15	18	13,8	19	15
Coefficiente de Poisson (ν)	0,32	0,45	0,30	0,30	0,32	0,45	0,30	0,30
Coefficiente de empuxo (K _a →K ₀)	0,36	0,59	0,33	-	0,53	0,64	0,50	-

SFL – Solo flúvio lagunar; SR – Solo residual; JG – Jet Grouting

3. Coeficientes de Empuxo do Solo

Foram admitidas duas condições de empuxo geostático. A primeira condição verificada foi a de empuxo em repouso, cujo coeficiente foi estimado através da expressão $K_0 = 0,57 \cdot OCR^{0,45}$, obtida por Massad (2012) em estudos anteriores, especificamente para a área de implantação da obra, em Cubatão, Santos.

O grau de sobreadensamento (OCR) da camada de SFL foi obtido a partir de ensaios dilatométricos sísmicos (SDMT) efetuados no subsolo local através da interpretação do Índice de Tensão horizontal (k_D) efetuados por Massad (2012). Assim, o OCR da camada de SFL variou de $OCR = 1,21$ a $OCR = 1,39$, sendo que para os cálculos utilizou-se um valor médio obtido por $(1,21 + 1,39) / 2 = 1,30$, obtendo-se $K_0 = 0,64$.

A outra condição verificada foi a de empuxo ativo tendendo ao repouso. Considerando o ângulo de atrito efetivo da camada de SFL de $\phi' = 18^\circ$ obtido através de dados bibliográficos da baixada Santista, estimou-se $K_a = 0,53$, através da expressão $k_a = \tan^2(45 - \phi'/2)$. Assim, o coeficiente de empuxo ativo tendendo ao repouso foi adotado como uma média aritmética entre o coeficiente de empuxo ativo e o coeficiente em repouso, ou seja $k_a \rightarrow k_0 = (0,64 + 0,53/2) = 0,59$.

As tensões desenvolvidas pelos empuxos em repouso, foram calculadas com $\sigma_h = K_0 \gamma z$. Para o empuxo ativo tendendo ao repouso, a formulação utilizada foi $\sigma = \gamma \times h \times (K_a \rightarrow K_0) - 2 \times c \times \sqrt{(K_a \rightarrow K_0)}$, onde: γ = peso específico do solo (kN/m³); h = profundidade (m); c' = coesão efetiva (kPa); $K_a \rightarrow K_0$ = Coeficiente de empuxo ativo tendendo ao repouso.

4. Resultados

Com os resultados obtidos nas campanhas de investigação, sua análise, refinamento e interpretação, conforme apresentado nos itens anteriores, foram elaborados modelos tensão x deformação através de análises numéricas da estrutura utilizando o método dos elementos finitos (MEF). O software utilizado para esta análise foi o Plaxis 2D, V9.0, considerando critério de ruptura de Mohr-Coulomb e um modelo evolutivo, simulando as fases construtivas previstas.

Apresenta-se na Figura 15, a saída gráfica de um destes modelos, no qual é possível observar, em escala distorcida, as deformações estimadas.

Utilizando os mesmos modelos numéricos, foram feitas reduções sucessivas dos parâmetros c' e ϕ' (ϕ' - c' reduction) simulando um fator de segurança quanto à estabilidade geral, conforme pode ser visto a seguir na Figura 16. O resultado indica um coeficiente de segurança de 4,71 quanto à estabilidade geral, plenamente aceitável para a solução proposta.

Em função do caráter inovador do projeto e, tendo em vista as dimensões da obra e as características desfavoráveis do subsolo local, um item fundamental do projeto foi a instrumentação para monitoramento do avanço das escavações. Para tanto, o plano de instrumentação proposto previa a instalação de 6 inclinômetros, posicionados nas colunas de jet grouting (JG) internas das paredes e 25 pinos de convergência instalados no topo das colunas JG.

Foram previstas leituras de todos os instrumentos de segunda-feira a domingo durante todo o período de escavação. Estas leituras eram comparadas com as previsões feitas a partir dos modelos numéricos. Comparando-se as deformações que levariam a tensões atuantes menos ou mais próximas às tensões de plastificação estimadas.

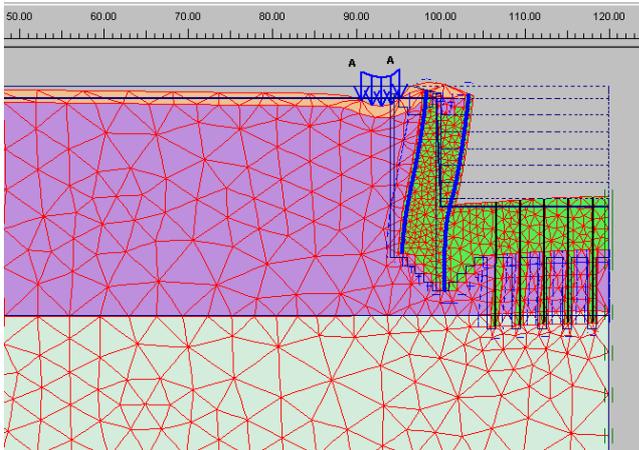


Figura 15 – Deformações Totais

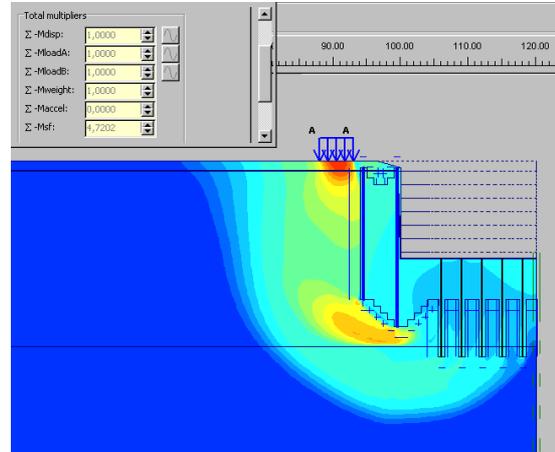


Figura 16 – Redução ϕ' - c' , FS = 4,71

Desta maneira, toda a escavação foi monitorada, passo a passo, conforme atestam os gráficos de leituras dos 25 pinos de convergência e de um dos 6 inclinômetros previstos, escolhido como representativo do comportamento geral da estrutura de JG, apresentados nas Figuras 17 e 18, a seguir:

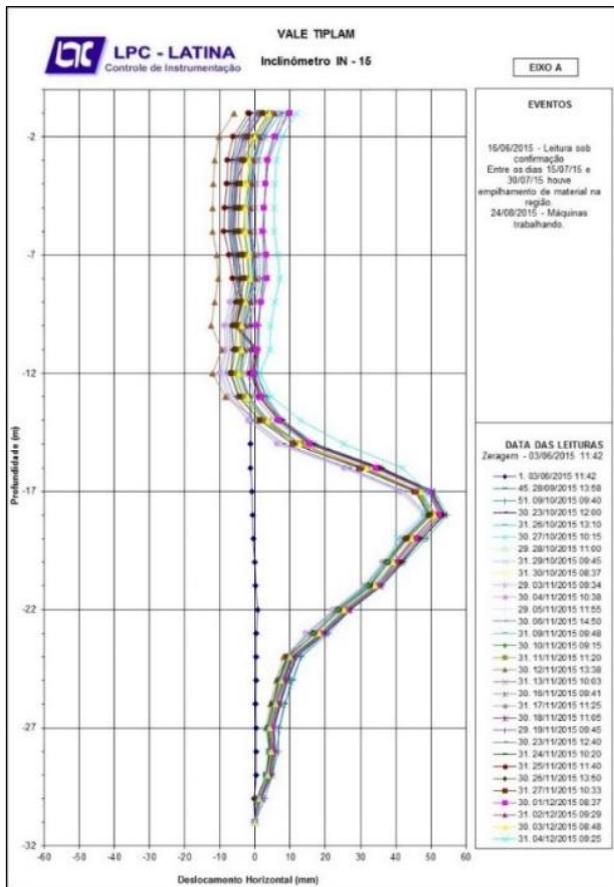


Figura 17 - Resultado típico de um dos Inclinômetros

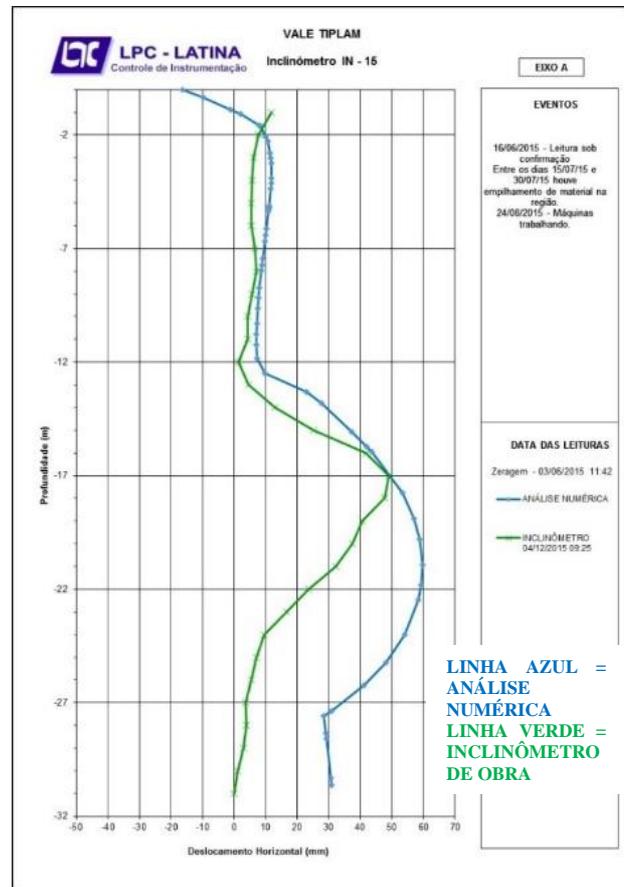


Figura 18 - Comparação entre deformação estimada no modelo MEF e deformação medida no Inclinômetro de referência da obra.

Toda a escavação transcorreu dentro da faixa de normalidade de deformações, sem o relato de intercorrências. Após a finalização da escavação, foi feita a comparação entre as deformações estimadas e as deformações medidas, tendo sido obtida uma convergência satisfatória, conforme pode ser observado na Figura 18, acima.



5. Conclusões

A adequada investigação e estudo geológico-geotécnico do subsolo local, permitiu estabelecer as suas propriedades de resistência e, por meio da pesquisa sobre o seu histórico de formação, aproximou-se o grau de sobreadensamento (OCR) do solo fluvio lagunar (SFL). O mesmo que conduziu a parâmetros de empuxo adequados que levaram a um apropriado dimensionamento das estruturas de contenção. Estas por sua vez, não tiveram nenhum sistema de escoramento interno, conforme pode ser observado nas Figuras 2 a 6, pois, desta forma, facilitava-se o processo construtivo e a montagem eletromecânica no interior da moega.

Os coeficientes de empuxo ativo tendendo ao repouso e de repouso, obtidos a partir dos estudos paramétricos dos solos locais, possibilitaram a estimativa das deformações das contenções durante o processo de escavação da cava, as mesmas que se mostraram dentro das faixas de deformação previstos nos modelos numéricos MEF.

O sucesso da obra já em operação, mostra a adequabilidade da metodologia adotada para a investigação geológica do local e determinação dos parâmetros de resistência, deformabilidade e coeficientes de empuxo, utilizados em projeto.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à VLI-Vale pela autorização de divulgação deste trabalho e aos engenheiros consultores envolvidos nos estudos para a execução da obra: Eng. Alberto Henriques Teixeira pela contribuição com sua vasta experiência em obras de JG; Prof. Faíçal Massad pela valiosa contribuição na definição dos parâmetros de resistência e deformabilidade dos solos; Costa Fortuna engenharia de fundações empresa executora do projeto; Consultora LPC-Latina, empresa que elaborou o projeto básico. E, à Universidade Estadual de Campinas, pós-graduação na área de estruturas e geotécnica, pela orientação e apoio na elaboração deste trabalho.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS:

- Fugro in Situ, (2014) Ensaio de Caracterização Ilha 12, São Paulo, SP, Brasil 12p.
- Massad F. (2009). Solos Marinhos da Baixada Santista, 1ª Ed. Oficina de Textos, São Paulo, SP, Brasil, 248p.
- Massad F. (2014) Estimativas do K_0 através do SDMT dilatômetro Marchetti Sismico
- Petri, S. Sugio K. Stratigraphy of the Iguape-Cananeia lagoonal region sedimentary deposits, São Paulo, Brazil. Part II: Heavy Mineral Studies, Micro-Organisms Inventories and Stratigraphical interpretations. Boletim IG, São Paulo, p. 71-85, 1973.
- Pinto C.S. (2006) Curso Básico de Mecânica dos Solos, 3ª Ed. Oficina de Textos, São Paulo, SP, Brasil, 368p.
- Schnaid F. (2000). Ensaio de Campo, 1ª Ed. Oficina de Textos, São Paulo, SP, Brasil, 224p.
- Sugio K., Martin L., Bittencourt A., (1985) Flutuações do nível relativo do mar durante o quaternário superior ao longo do litoral brasileiro e suas implicações na sedimentação costeira. 273-286.
- Sugio, K.; Martin, L. Mecanismos de gênese das planícies sedimentares quaternárias do litoral do estado de São Paulo. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA, 29., 1976 Ouro Preto (MG). Anais v.1, p. 295-305
- Sugio, K.; Martin, L. Mapas geológicos na Escala 1:100.000, cobrindo a costa paulista. São Paulo, DAEE, 1978.
- Sugio, K.; Martin, L. Progress in research on Quaternary sea level changes and coastal evolution in Brazil. Symposium on variations in sea level in the last 15,000 years, Magnitude and Causes, Univ. South Caroline (USA), 1981.
- Teixeira, A. H. Caso de um edifício em que la camada de arcilla (Santos) se encontraba inusitadamente preconsolidada. In: Congreso Panamericano de Mecánica de suelos y cimentaciones, 1960, México. Anais v.1, p149-177, 1960.