

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/270

Análise de viabilidade para aplicação de fundação direta em solo expansivo na implantação de uma subestação de energia elétrica

João Paulo Santos Silva

Engenheiro Civil, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, Brasil, solocalcengenharia@gmail.com

Vítor Pereira Faro

Engenheiro Civil, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, Brasil, vitor@solution-ipd.com

Marcelo Heidemann

Engenheiro Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Joinville, Brasil, marcelo.heidemann@ufsc.br

RESUMO: Este artigo apresenta um estudo de caso sobre a viabilidade da aplicação de fundações diretas para equipamentos leves em uma subestação de energia elétrica na região de Rio Branco, estado do Acre. Devido à predominância de solos argilosos na região, que possuem características expansivas, como trincas e recalques, é crucial realizar estudos geotécnicos detalhados para projetos nesse local. A análise abrangeu a caracterização do solo por meio de sondagens e ensaios de campo e laboratório, onde foram observadas as propriedades expansivas do solo. Além disso, foram aplicados conceitos de adensamento de solos para estimar os recalques e expansões nos equipamentos, considerando diferentes cenários de carga e propriedades do solo em diversas profundidades. Os resultados indicaram que, com tensões de carga entre 60 kPa e 200 kPa na base das fundações, os recalques e expansões dos equipamentos estão dentro dos limites aceitáveis. Portanto, foi concluído que as fundações diretas são viáveis para os equipamentos leves da subestação, desde que sejam respeitados os intervalos de tensão especificados.

PALAVRAS-CHAVE: Fundação direta, Solo expansivo, Tensão de expansão, Adensamento, Recalque, Subestação.

ABSTRACT: This article presents a case study on the feasibility of applying shallow foundations for light equipment in a power substation in the Rio Branco region, Acre state, Brazil. Due to the predominance of clayey soils in the area, which exhibit expansive characteristics such as cracks and settlements, it is crucial to conduct detailed geotechnical studies for projects in this location. The analysis involved soil characterization through boreholes and field and laboratory tests, where the expansive properties of the soil were observed. Additionally, soil consolidation concepts were applied to estimate settlements and expansions in the equipment, considering different loading scenarios and soil properties at various depths. The results indicated that with loading stresses between 60 kPa and 200 kPa at the foundation base, the settlements and expansions of the equipment are within acceptable limits. Therefore, it was concluded that shallow foundations are feasible for the light equipment of the substation, as long as the specified stress intervals are respected.

KEYWORDS: Shallow foundation, Expansive soil, Expansion stress, Consolidation, Settlement, Substation.

1 INTRODUÇÃO

Os terrenos na região de Rio Branco, devido à sua origem geológica continental lacustre, resultam em materiais superficiais predominantemente argilosos, incluindo solos, rochas alteradas e coberturas sedimentares. Como resultado, a paisagem consiste em colinas com topos planos e vertentes suavemente inclinadas, com exceção das áreas próximas ao rio Acre, onde a hidrografia dendrítica é bem desenvolvida. Essas características fazem da região um local adequado para assentamentos urbanos. No entanto, problemas como trincas em edifícios, recalques em pavimentos e deslizamentos de terra podem estar relacionados à presença de argilas expansivas.

A capacidade de suporte das fundações está diretamente ligada à estratigrafia local e ao nível topográfico. Com base nas características observadas em sondagens, torna-se evidente a necessidade de estudos geotécnicos detalhados para projetos em Rio Branco, devido à heterogeneidade do substrato argiloso, que contém intercalações de areia.

Em fundações diretas, os ciclos de umedecimento e ressecamento na subsuperfície podem causar recalques nas estruturas e trincas em paredes e pavimentos. No caso específico de subestações de energia elétrica, é crucial analisar a magnitude dos recalques para garantir que os deslocamentos na estrutura não comprometam o funcionamento do projeto elétrico e eletromecânico.

Portanto, o presente artigo tem como objetivo apresentar um estudo de caso no qual esses recalques foram analisados, tanto para adensamento quanto para expansão, visando viabilizar a aplicação de fundações diretas em equipamentos de pequeno porte.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Solos expansivos

Existem várias definições para solos expansivos. De acordo com Mahler (1994), a expansibilidade refere-se à capacidade de um solo de sofrer variações em seu volume, geralmente causadas pela penetração de água. Esse fenômeno está diretamente ligado à capacidade de certos solos argilosos, principalmente aqueles contendo montmorilonita, de mudar sua estrutura original e expandir.

Diversos tipos de solos estão sujeitos à expansão, incluindo aqueles originados de rochas ígneas como basaltos, diabásios e gabros, e também os provenientes de rochas sedimentares como folhelhos, margas e calcários, todos contendo filossilicatos expansivos na fração argila. Dois requisitos são essenciais para que um solo apresente expansividade: um intrínseco, relacionado à sua composição mineralógica, textura e estrutura, e outro extrínseco, relacionado ao clima, hidrogeologia, vegetação e atividades humanas que podem transferir umidade de um ponto a outro do terreno (Paiva *et al.*, 2016).

Os solos expansivos, quando não saturados e sujeitos a variações de umidade, tendem a aumentar de volume. Além disso, é característico desse tipo de solo apresentar altos limites de liquidez e índices de plasticidade. Durante períodos de seca, esses solos podem apresentar rachaduras devido à contração causada pela perda de umidade. Eles podem ser encontrados em profundidades de até 6 metros em depósitos de solos residuais, enquanto o lençol freático geralmente está a profundidades maiores (Cavalcante *et al.*, 2006).

Ferreira (1999, *apud* Amorim, 2004) enfatiza a importância da identificação precisa de solos problemáticos para o sucesso de projetos de engenharia, pois o descuido nessa etapa pode resultar em danos às obras. A identificação visual e alguns índices usados em ensaios de caracterização de solos podem não ser suficientes para determinar com precisão a expansibilidade e a colapsibilidade de um solo. Portanto, é crucial determinar o grau de susceptibilidade dos solos problemáticos.

2.2 Bulbo de tensões em sapatas

Das e Sobhan (2014) explicam que a estimativa do aumento da tensão vertical no solo causado por uma área retangular uniformemente carregada, resultando em recalque elástico, é baseada em certas suposições. Essas incluem que a carga é aplicada na superfície do solo, a área carregada é flexível e o solo é homogêneo, elástico, isotrópico e se estende a uma grande profundidade. Embora seja reconhecido que, na realidade, os depósitos de solo geralmente não atendem completamente a essas condições, os resultados desses cálculos são considerados razoavelmente precisos para aplicações práticas.

Existem várias formulações para calcular as tensões em um ponto a uma determinada profundidade, resultantes de carregamentos distribuídos, derivadas das deduções de Boussinesq. Essas formulações originalmente permitem o cálculo das tensões em um ponto situado a uma profundidade z em um maciço semi-infinito e horizontal carregado por uma força vertical e pontual.

Uma dessas formulações é a de Newmark (1935), que oferece uma maneira específica de calcular a tensão vertical transmitida a um ponto no meio elástico devido a placas carregadas, integrando a equação de Boussinesq e assumindo que a área uniformemente carregada com uma pressão q seja infinitamente flexível.

Para facilitar o processo de cálculo, há na literatura uma variedade de tabelas e gráficos que permitem determinar o Fator de Influência (I_σ) apenas com base nos parâmetros m e n , que são intercambiáveis e dependentes das dimensões da fundação e da profundidade do ponto estudado.

Para obter a tensão induzida no centro da carga utilizando a solução de Newmark, é necessário dividir o retângulo em quatro partes iguais, onde as coordenadas de um dos cantos de cada novo retângulo coincidam com as coordenadas do centro do retângulo inicial. Multiplicando o Fator de Influência (I_σ) correspondente a cada subdivisão retangular por quatro, obtém-se o Fator de Influência Equivalente para o centro do retângulo carregado em análise.

2.3 Recalque primário ou de adensamento

De acordo com Caputo (1988), uma das principais causas de recalques é a compressibilidade do solo, que se refere à sua redução de volume sob a ação das cargas aplicadas. Um caso de grande importância prática é a compressibilidade de uma camada de solo saturada e confinada lateralmente, que resulta nos chamados recalques por adensamento. Geralmente, o recalque total pode ser dividido em três parcelas: recalque imediato ou elástico, recalque primário e recalque secundário.

O recalque primário ocorre devido ao adensamento resultante da expulsão da água nos vazios do solo, sendo o único que pode ser tratado pelas teorias de adensamento. A camada compressível pode ser subdividida em subcamadas com base na disponibilidade de parâmetros de compressibilidade (C_r , C_c e σ'_p) ao longo da profundidade e no nível de detalhamento desejado para o cálculo. Assim, o valor do recalque total por compressão primária (ρ) corresponde à soma dos recalques de cada subcamada (ρ_i), que podem ser determinados pela Equação 1 (Castello, 2019):

$$\rho_i = \frac{H_i}{1 + e_{oi}} \left[C_{ri} \log \left(\frac{\sigma'_{pi}}{\sigma'_{voi}} \right) + C_{ci} \log \left(\frac{\sigma'_{vfi}}{\sigma'_{pi}} \right) \right] \quad (1)$$

Sendo H_i a espessura da subcamada; e_{oi} o índice de vazios inicial da subcamada; σ'_{pi} a tensão de pré-adensamento; σ'_{voi} a tensão inicial; σ'_{fi} a tensão final aplicada; e C_{ri} e C_{ci} os índices de compressão e recompressão da subcamada, respectivamente.

3 MATERIAIS E MÉTODOS

Para o caso em questão, foi estudada a viabilidade de aplicação de fundação direta para alguns equipamentos leves da subestação que se resumem basicamente em isoladores de pedestal, transformadores de corrente, transformadores de potencial, para-raios e postes para SPDA. Estes equipamentos estão previstos para setores com potência instalada de 69 kV e de 230 kV.

Visando o estudo dos possíveis recalques nestes equipamentos, foi analisada a geologia local e realizados ensaios de campo e laboratório para uma melhor visão do comportamento do solo local. Considerando que a interligação destes equipamentos com as demais estruturas da subestação se dá por meio de conexões flexíveis (cabos), foi tomado como admissível a ocorrência de deslocamentos verticais de até 60 mm para as fundações.

A seguir serão apresentadas as informações utilizadas na análise.

3.1 Local de estudo

O estudo em questão foi conduzido em uma subestação de energia elétrica localizada no município de Rio Branco, no estado do Acre. Do ponto de vista geológico, essa subestação está situada na Formação Solimões, composta por rochas sedimentares predominantemente argilosas, que abrangem uma vasta área na parte ocidental da Bacia Amazônica (Maia, 1977 *apud* Oliveira e Ferreira, 2006).

Conforme observado por Oliveira e Ferreira (2006), uma série de levantamentos de campo revelou a presença de um depósito de sedimentos argilosos sobre essa formação, muitas vezes apresentando uma coloração mosqueada de vermelho a cinza esverdeado. Esses sedimentos estão distribuídos em uma fina

camada (com espessura de 5 a 16 metros), sobrepondo as rochas subjacentes de forma discordante. Essa camada superficial de solo é caracterizada por uma composição mineralógica que confere um alto potencial expansivo ao solo nesta região.

Além das características intrínsecas dos materiais que compõem o solo, os solos de Rio Branco exibem evidências suficientes de que as variações volumétricas observadas em obras de engenharia estão intimamente relacionadas às condições ambientais. O estado do Acre apresenta um clima caracterizado por um período quente e seco entre julho e agosto, seguido por um período de chuvas intensas entre outubro e abril. Durante esses períodos, ocorrem frequentes chuvas intermitentes de alta intensidade, especialmente durante os períodos de déficit de umidade no solo, quando as trincas superficiais facilitam a entrada de água no perfil do solo através das bordas das construções (Barbosa, 2020).

3.2 Sondagens executadas

Para caracterização do solo local, foram realizadas 3 campanhas de sondagem ao longo da obra. Em todas as sondagens, foi constatada a presença de um material argiloso potencialmente expansivo até uma profundidade aproximada de 12 m. Todas as sondagens executadas seguiram os prescritos da norma NBR 6484 (ABNT, 2020).

A estratigrafia característica encontrada pode ser observada através da Figura 1.

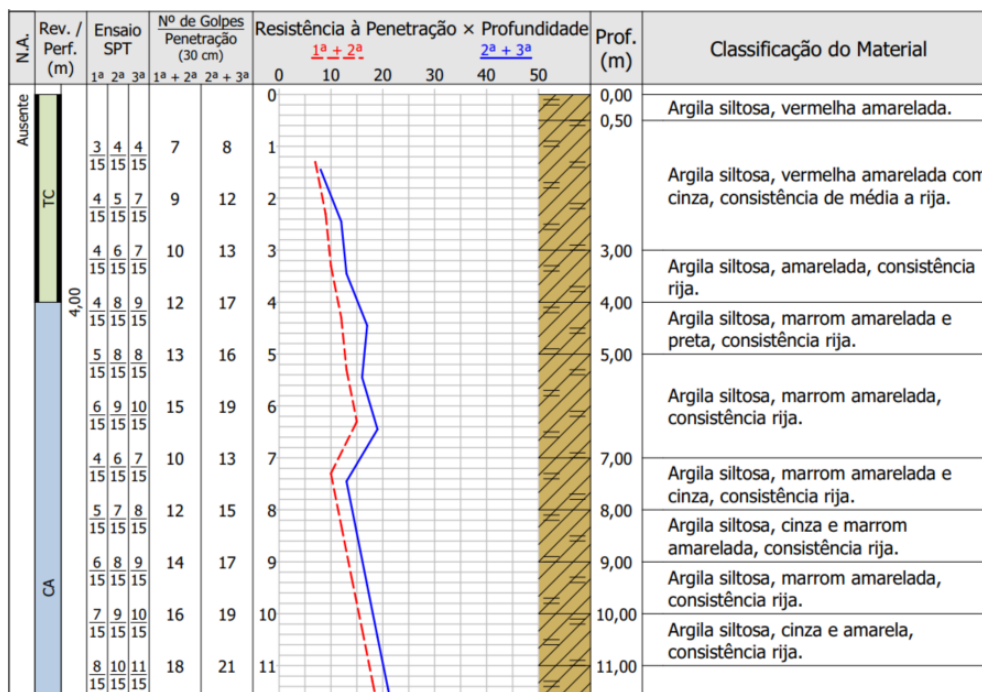


Figura 1. Estratigrafia característica encontrada nas sondagens.

3.3 Ensaios oedométricos com expansão

Para a realização dos ensaios de laboratório, foram retiradas 4 amostras indeformadas em diferentes pontos da subestação após a terraplenagem concluída. Devido às condições e disponibilidades no local, estas amostras foram retiradas por meio da cravação de tubos PVC com 200 mm de diâmetro e 500 mm de comprimento.

Os corpos de prova utilizados nos ensaios oedométricos foram extraídos da região central das amostras indeformadas. Na extração foram desprezadas as extremidades das amostras, buscando áreas de estrutura mais bem preservada. A moldagem dos corpos de prova foi executada com auxílio de ferramenta de corte como espátula e lâmina cortante de forma a obter corpos de prova contidos em anéis circulares de diâmetro igual a 50 mm e altura da ordem de 20 mm.

Os ensaios foram executados conforme norma técnica norma ASTM D2435 (ASTM, 2020), utilizando equipamento padrão para ensaios de adensamento. O ensaio foi realizado com aplicação inicial de uma carga de 0,8 kPa, feita então a inundação e monitoramento da ocorrência de expansão.

Com a indicação de estabilização da expansão fez-se então a aplicação sequencial de cargas da ordem de aproximadamente 12,5 kPa até cerca de 100 kPa, em 4 etapas, seguido de descarga sob mesmas tensões até 12,5 kPa, aproximadamente. Cada carregamento foi mantido por ao menos 24 horas, e as etapas de descarga duraram ao menos 4 horas ou a estabilização das deformações.

Em complemento aos ensaios de adensamento, foram realizados também ensaios de caracterização do material. As amostras utilizadas nos ensaios de caracterização foram preparadas conforme recomendações da norma NBR 6457 (ABNT,2016), secas ao ar e destorroadas. Os resultados finais encontrados nos ensaios realizados nas amostras retiradas podem ser observados na Tabela 1.

Tabela 1. Resumo dos resultados encontrados nos ensaios de adensamento, por amostra.

Amostra 1		Amostra 2		Amostra 3		Amostra 4	
w_{nat} (%)	24,09	w_{nat} (%)	25,03	w_{nat} (%)	21,48	w_{nat} (%)	22,02
γ_{nat} (kN/m ³)	19,17	γ_{nat} (kN/m ³)	19,32	γ_{nat} (kN/m ³)	19,26	γ_{nat} (kN/m ³)	20
γ_d (kN/m ³)	15,45	γ_d (kN/m ³)	15,45	γ_d (kN/m ³)	15,85	γ_d (kN/m ³)	16,42
e	0,808	e	0,789	e	0,680	e	0,63
Sr	0,83	Sr	0,88	Sr	0,84	Sr	0,93
E_{liv} (%):	1,85	E_{liv} (%):	2,25	E_{liv} (%):	5,25	E_{liv} (%):	1,95
σ'_p (kPa)	19,00	σ'_p (kPa)	19,00	σ'_p (kPa)	31,00	σ'_p (kPa)	31,00
C_r	0,006	C_r	0,020	C_r	0,010	C_r	0,010
C_c	0,103	C_c	0,103	C_c	0,085	C_c	0,078

Na tabela acima, w_{nat} representa a umidade natural da amostra, γ_{nat} o peso específico aparente natural do solo da amostra, γ_d o peso específico aparente seco do material da amostra, e o índice de vazios da amostra, Sr o grau de saturação da amostra, e E_{liv} a expansão livre da amostra quando inundada.

4 ANÁLISE DE RECALQUES

Para a realização da análise possíveis deslocamentos verticais nos equipamentos em questão, foram utilizados os conceitos de propagação de tensões no solo ao longo de sua profundidade e da teoria do adensamento de solos.

Com isso, foi considerado uma hipótese simplificadora de que o solo apresentaria as mesmas propriedades de adensamento ao longo de toda sua estratigrafia, tendo como divergência apenas a tensão de confinamento atuante em cada camada. Além disto, foi considerado também que os resultados de deslocamentos encontrados através da análise do solo expandido seriam os resultados críticos, tendo estes valores uma maior grandeza quando comparados aos valores a serem encontrados caso o ensaio oedométrico tivesse sido realizado no solo ainda não expandido.

Por experiência de obras anteriores e pela realização de pré-dimensionamentos das sapatas, sabe-se que, em média, estas fundações deverão possuir como dimensão algo em torno de uma base quadrada de 2,0 m de largura, aplicadas a uma profundidade de 1,5 m. Pela análise das hipóteses de cargas advindas dos suportes dos equipamentos, sabe-se também que as tensões solicitantes estarão entre um mínimo de 40 kPa e um máximo de 200 kPa.

A partir destas considerações, foram calculados os recalques e expansões para cada metro de solo, partindo da profundidade de 1,5 m e considerando as propriedades geotécnicas de cada amostra de solo separadamente. Um exemplo com os dados utilizados e obtidos na camada entre 1,5 m e 2,5 m pode ser observado através da Tabela 2.

Tabela 2. Resumo dos resultados encontrados nos ensaios de adensamento para a subcamada a 2,0 m de profundidade, por amostra.

Amostra 1		Amostra 2		Amostra 3		Amostra 4	
Prof. (m):	2,00	Prof. (m):	2,00	Prof. (m):	2,00	Prof. (m):	2,00
I_{σ_2} (%)	0,72	I_{σ_2} (%)	0,72	I_{σ_2} (%)	0,72	I_{σ_2} (%)	0,72
σ'_{v02} (kPa)	38,34	σ'_{v02} (kPa)	38,64	σ'_{v02} (kPa)	38,52	σ'_{v02} (kPa)	40,00
σ'_{p2} (kPa)	57,34	σ'_{p2} (kPa)	57,64	σ'_{p2} (kPa)	69,52	σ'_{p2} (kPa)	71,00
σ'_{f2+} (kPa)	218,34	σ'_{f2+} (kPa)	218,64	σ'_{f2+} (kPa)	218,52	σ'_{f2+} (kPa)	220,00
σ'_{f2-} (kPa)	81,54	σ'_{f2-} (kPa)	81,84	σ'_{f2-} (kPa)	81,72	σ'_{f2-} (kPa)	83,20
ρ_{2+} (mm)	33,66	ρ_{2+} (mm)	35,28	ρ_{2+} (mm)	26,69	ρ_{2+} (mm)	25,03
ρ_{2-} (mm)	9,29	ρ_{2-} (mm)	10,71	ρ_{2-} (mm)	5,08	ρ_{2-} (mm)	4,82
ΔE_{liv2} (mm)	-18,50	ΔE_{liv2} (mm)	-22,50	ΔE_{liv2} (mm)	-52,50	ΔE_{liv2} (mm)	-19,50
ΔE_{p2} (mm)	28,25	ΔE_{p2} (mm)	54,40	ΔE_{p2} (mm)	25,55	ΔE_{p2} (mm)	26,72
ΔE_2 (mm)	0,00	ΔE_2 (mm)	0,00	ΔE_2 (mm)	-26,95	ΔE_2 (mm)	0,00

Onde ρ_{i+} é o recalque primário na camada em questão resultante da aplicação da tensão de 200 kPa na base da sapata, ρ_{i-} o recalque primário na camada em questão resultante da aplicação da tensão de 40 kPa na base da sapata, ΔE_{liv2} a parcela de expansão do solo caso estivesse livre (sem sobrecarga), ΔE_{p2} a parcela de adensamento do solo livre somente pela sobrecarga de solo das camadas superiores (tensão σ'_{v0i}), e ΔE_2 a expansão da subcamada em questão sob sua tensão confinante, resultante da soma das parcelas ΔE_{liv2} e ΔE_{p2} . A Figura 2 reproduz de maneira gráfica estes deslocamentos determinados para uma subcamada.

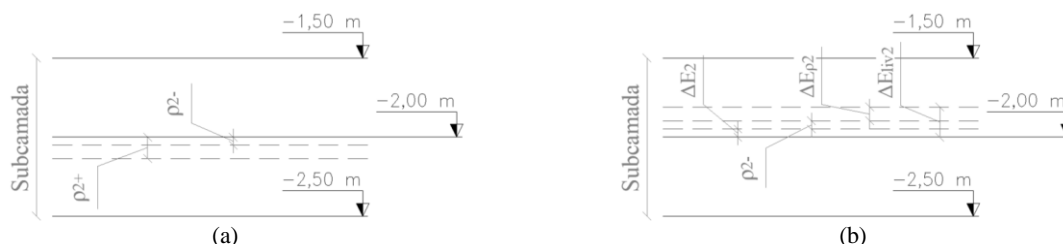


Figura 2. Representação gráfica dos deslocamentos verticais calculados para: (a) rebaixamento da subcamada pelo adensamento do solo; (b) levantamento da subcamada pela expansão do solo.

Como o cálculo de ΔE_2 objetiva uma previsão do potencial de expansão do solo na subcamada em específico, este valor é limitado para apenas valores negativos, não podendo resultar em valores positivos para que o valor da expansão nas primeiras camadas não seja mitigado pelo adensamento do solo nas camadas inferiores que estão sob maior nível de tensão.

Seguindo este mesmo processo para as camadas posteriores, tem-se os resultados encontrados na Tabela 3. A estimativa foi paralisada em 10,0 m devido à magnitude insignificante dos recalques e expansão a partir desta profundidade. Para verificação do quanto uma fundação poderia se deslocar a partir da expansão do solo, se faz necessário somar as parcelas ΔH_e e ΔH_c .

Como é possível observar, com este nível de intervalo de carga aplicado, teríamos como possibilidades um recalque máximo de 50,20 mm obtido a partir da Amostra 2 e um deslocamento de expansão máximo de 63,95 mm obtida a partir da Amostra 3. Ou seja, os equipamentos leves que tivessem uma tensão aplicada na fundação de 40 kPa estariam sujeitos a um levantamento da estrutura de até 63,95 mm, enquanto os equipamentos que tivessem uma tensão aplicada na fundação de 200 kPa estariam sujeitos a um rebaixamento de até 50,20 mm.

Como a expansão máxima ultrapassa o limite de deslocamento imposto para o caso em questão, se faz necessário um ajuste da tensão mínima admissível atuante nestas fundações. Repetindo o processo agora para uma tensão mínima de 60 kPa, o resultado de deslocamento de expansão nestas fundações cai para 59,90 mm, o que está dentro do limite pré-determinado.

Desta maneira, fica estabelecido que as fundações dos equipamentos leves em questão podem ser dimensionadas como fundações diretas, deste que as tensões aplicadas na base da sapata estejam entre o intervalo de 60 kPa e 200 kPa.

Tabela 3. Resumo dos resultados encontrados nos ensaios de adensamento, por amostra.

Amostra 1		Amostra 2		Amostra 3		Amostra 4	
Prof. (m):	2,00	Prof. (m):	2,00	Prof. (m):	2,00	Prof. (m):	2,00
$\Delta H+$ (mm)	29,20	$\Delta H+$ (mm)	30,78	$\Delta H+$ (mm)	22,74	$\Delta H+$ (mm)	21,32
$\Delta H-$ (mm)	4,48	$\Delta H-$ (mm)	5,87	$\Delta H-$ (mm)	1,44	$\Delta H-$ (mm)	1,44
ΔH_e (mm)	0,00	ΔH_e (mm)	0,00	ΔH_e (mm)	-26,95	ΔH_e (mm)	0,00
Prof. (m):	3,00	Prof. (m):	3,00	Prof. (m):	3,00	Prof. (m):	3,00
$\Delta H+$ (mm)	12,66	$\Delta H+$ (mm)	13,70	$\Delta H+$ (mm)	8,77	$\Delta H+$ (mm)	8,20
$\Delta H-$ (mm)	0,31	$\Delta H-$ (mm)	1,02	$\Delta H-$ (mm)	0,55	$\Delta H-$ (mm)	0,54
ΔH_e (mm)	0,00	ΔH_e (mm)	0,00	ΔH_e (mm)	-18,04	ΔH_e (mm)	0,00
Prof. (m):	4,00	Prof. (m):	4,00	Prof. (m):	4,00	Prof. (m):	4,00
$\Delta H+$ (mm)	3,47	$\Delta H+$ (mm)	4,23	$\Delta H+$ (mm)	1,08	$\Delta H+$ (mm)	1,06
$\Delta H-$ (mm)	0,12	$\Delta H-$ (mm)	0,39	$\Delta H-$ (mm)	0,21	$\Delta H-$ (mm)	0,21
ΔH_e (mm)	0,00	ΔH_e (mm)	0,00	ΔH_e (mm)	-11,72	ΔH_e (mm)	0,00
Prof. (m):	5,00	Prof. (m):	5,00	Prof. (m):	5,00	Prof. (m):	5,00
$\Delta H+$ (mm)	0,19	$\Delta H+$ (mm)	0,64	$\Delta H+$ (mm)	0,34	$\Delta H+$ (mm)	0,34
$\Delta H-$ (mm)	0,04	$\Delta H-$ (mm)	0,13	$\Delta H-$ (mm)	0,07	$\Delta H-$ (mm)	0,07
ΔH_e (mm)	0,00	ΔH_e (mm)	0,00	ΔH_e (mm)	-6,81	ΔH_e (mm)	0,00
Prof. (m):	6,00	Prof. (m):	6,00	Prof. (m):	6,00	Prof. (m):	6,00
$\Delta H+$ (mm)	0,09	$\Delta H+$ (mm)	0,29	$\Delta H+$ (mm)	0,16	$\Delta H+$ (mm)	0,16
$\Delta H-$ (mm)	0,02	$\Delta H-$ (mm)	0,06	$\Delta H-$ (mm)	0,03	$\Delta H-$ (mm)	0,03
ΔH_e (mm)	0,00	ΔH_e (mm)	0,00	ΔH_e (mm)	-2,81	ΔH_e (mm)	0,00
Prof. (m):	7,00	Prof. (m):	7,00	Prof. (m):	7,00	Prof. (m):	7,00
$\Delta H+$ (mm)	0,07	$\Delta H+$ (mm)	0,22	$\Delta H+$ (mm)	0,12	$\Delta H+$ (mm)	0,12
$\Delta H-$ (mm)	0,01	$\Delta H-$ (mm)	0,05	$\Delta H-$ (mm)	0,02	$\Delta H-$ (mm)	0,02
ΔH_e (mm)	0,00	ΔH_e (mm)	0,00	ΔH_e (mm)	0,00	ΔH_e (mm)	0,00
Prof. (m):	8,00	Prof. (m):	8,00	Prof. (m):	8,00	Prof. (m):	8,00
$\Delta H+$ (mm)	0,04	$\Delta H+$ (mm)	0,15	$\Delta H+$ (mm)	0,08	$\Delta H+$ (mm)	0,08
$\Delta H-$ (mm)	0,01	$\Delta H-$ (mm)	0,03	$\Delta H-$ (mm)	0,02	$\Delta H-$ (mm)	0,02
ΔH_e (mm)	0,00	ΔH_e (mm)	0,00	ΔH_e (mm)	0,00	ΔH_e (mm)	0,00
Prof. (m):	9,00	Prof. (m):	9,00	Prof. (m):	9,00	Prof. (m):	9,00
$\Delta H+$ (mm)	0,03	$\Delta H+$ (mm)	0,11	$\Delta H+$ (mm)	0,06	$\Delta H+$ (mm)	0,06
$\Delta H-$ (mm)	0,01	$\Delta H-$ (mm)	0,02	$\Delta H-$ (mm)	0,01	$\Delta H-$ (mm)	0,01
ΔH_e (mm)	0,00	ΔH_e (mm)	0,00	ΔH_e (mm)	0,00	ΔH_e (mm)	0,00
Prof. (m):	10,00	Prof. (m):	10,00	Prof. (m):	10,00	Prof. (m):	10,00
$\Delta H+$ (mm)	0,02	$\Delta H+$ (mm)	0,08	$\Delta H+$ (mm)	0,04	$\Delta H+$ (mm)	0,04
$\Delta H-$ (mm)	0,00	$\Delta H-$ (mm)	0,02	$\Delta H-$ (mm)	0,01	$\Delta H-$ (mm)	0,01
ΔH_e (mm)	0,00	ΔH_e (mm)	0,00	ΔH_e (mm)	0,00	ΔH_e (mm)	0,00
Total		Total		Total		Total	
$\Delta H+$ (mm)	45,78	$\Delta H+$ (mm)	50,20	$\Delta H+$ (mm)	33,38	$\Delta H+$ (mm)	31,37
$\Delta H-$ (mm)	5,00	$\Delta H-$ (mm)	7,59	$\Delta H-$ (mm)	2,36	$\Delta H-$ (mm)	2,36
ΔH_e (mm)	0,00	ΔH_e (mm)	0,00	ΔH_e (mm)	-66,31	ΔH_e (mm)	0,00

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Por mais que haja inúmeras metodologias para previsão de recalque em fundações, vale ressaltar que a eficácia em sua aplicação está diretamente relacionada com a qualidade e quantidade dos dados obtidos. Para o caso apresentado, foram realizados possíveis para que a validação da solução fosse finalizada em tempo

hábil. Com isso, a análise foi em sua grande parte baseada em hipóteses simplificadoras, sendo estas hipóteses classificadas como válidas para este estudo em questão.

Tendo em vista estas limitações, a análise realizada constatou que, por mais que o solo em questão apresente um potencial expansivo, este não deve ser crítico a ponto de inviabilizar a aplicação de fundações superficiais em equipamentos de pequeno porte. Desta maneira, prosseguiu-se com os projetos para a fundação destes equipamentos em sapata pré-moldada.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia da Construção Civil da UFPR (PPGEC-UFPR), à Universidade Federal do Paraná (UFPR) e ao Laboratório de Mecânica dos Solos da Universidade Federal de Santa Catarina (LMS-UFSC) pelo apoio à pesquisa.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Amorim, S. F. (2004). *Contribuição à Cartografia Geotécnica: Sistema de Informações Geográficas dos Solos Expansivos e Colapsíveis do Estado de Pernambuco (SIGSEC-PE)*. Dissertação de Mestrado, Centro de Tecnologia e Geociências. Engenharia Civil, UFPE, 2004, 263 p.
- ASTM International (2020). *ASTM D2435: Standard Test Methods for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils Using Incremental Loading*.
- Associação Brasileira De Normas Técnicas (2016). *NBR 6457: Solos – Preparação de amostras para ensaios de compactação, caracterização e determinação de teor de umidade*. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira De Normas Técnicas (2020). *NBR 6484: Solo – Sondagens de simples Reconhecimento com SPT – Método de ensaio*. Rio de Janeiro.
- Barbosa, V. H. R.; Marques, M. E. S.; Guimarães, A. C. R.; Almeida, D. J.; Baia, M. V. M. (2020). Solos Expansivos do Acre: Identificação e Caracterização para o dimensionamento de um pavimento na BR-364. *XX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica*. Campinas.
- Caputo, H. P. (1988). *Mecânica dos Solos e suas aplicações*. 6 Ed. V 1. Rio de Janeiro: Editora Livros Técnicos e Científicos. 234p.
- Castello, J. P. (2019). *Avaliação das características de compressibilidade e adensamento de um depósito de argila mole de Santa Cruz, Rio de Janeiro*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. PUC-Rio, 213 p.
- Cavalcante, E. H., Cavalcante Júnior, D. de A. S., José, W. (2006). *Propriedades Geotécnicas de um Solo Expansivo de Sergipe*. GEOJOVEM, Nova Friburgo, Rio de Janeiro.
- Das, B. M.; Sobhan, K. (2014). *Fundamentos da engenharia geotécnica*. São Paulo: Cengage Learning.
- Ferreira, S. R. M. (1999). “*Mapa de Risco a Colapsibilidade e Expansividade de Solo do Estado de Pernambuco – Geotecnia Ambiental*”. Relatório Técnico do CNPQ, 100p.
- Mahler, C. F. (1994). *Análise de Obras Assentes em Solos Colapsíveis e Expansivos*. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Tese de Doutorado.
- Maia, R. G. N., et al (1977). *Projeto Carvão no Alto Solimões*; Relatório final. Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais. Vol I. 142p. Manaus. DNPM/CPRM/V.I.
- Newmark, N. M. (1935). *Simplified computation of vertical pressures in elastic foundations*. University of Illinois: Engineering Experiment Station. Circular 24, v. 33, n 4.
- Oliveira, A. O.; Ferreira, L. F. (2006). *Avaliação Geológico-Geotécnica da cidade de Rio Branco-AC*. Manaus: CRPM – Serviço Geológico do Brasil.
- Paiva, S. C., Lima, M. A. A., Ferreira, M. G. V., Ferreira, S. R. M. (2016). *Propriedades geotécnicas de um solo expansivo tratado com cal*. *Revista Matéria*, Artigo 11713, V. 21, Nº 2. 437-449 p.