

Análise do recalque de fundações superficiais em sapatas na cidade de Ponta Grossa (Paraná - Brasil)

Rafael Anibele

Acadêmico, Universidade Estadual de Ponta Grossa, Ponta Grossa, Brasil, rafaelanibele@gmail.com

Bianca Penteadó de Almeida Tonus

Professora, Universidade Estadual de Ponta Grossa, Ponta Grossa, Brasil, bpatonus@uepg.br

Carlos Emmanuel Ribeiro Lautenschläger

Professor, Universidade Estadual de Ponta Grossa, Ponta Grossa, Brasil, cerlautenschlager@uepg.br

Vítor Pereira Faro

Professor, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, Brasil, vpfaro@ufpr.br

Luiz Henrique Felipe Olavo

Engenheiro civil, Ensolo Engenharia, Curitiba, Brasil, luiz@ensolo.com.br

RESUMO: Este estudo objetiva a verificação dos recalques em sapatas para um edifício residencial com 16 andares na cidade de Ponta Grossa. A escolha pela fundação superficial baseou-se nos boletins de sondagem à percussão, que apresentaram material de elevada compactidade em baixas profundidades e material impenetrável entre 7 e 8 metros. O solo regional consiste de solo residual proveniente de rocha sedimentar e o estudo das suas características geomecânicas deu-se através de ensaios de placa. Além dos ensaios de campo, o estudo do material da fundação foi complementado por ensaios laboratoriais de caracterização e cisalhamento direto. As sapatas projetadas têm grandes dimensões, sendo que a maior delas possui área da base igual a 135 m². Foram realizadas análises de recalques em seis sapatas do projeto, considerando três abordagens distintas: teoria da elasticidade, extrapolação de resultados de ensaios de placa e modelagem numérica em elementos finitos. Os resultados desse estudo indicam as diferenças encontradas nas análises dos recalques pelos métodos avaliados, diretamente relacionadas às hipóteses assumidas em cada abordagem. A extensão do bulbo de tensões das sapatas, consideradas isoladamente ou em conjunto, bem como a geometria e parâmetros do perfil geológico-geotécnico estabelecido, governaram as principais diferenças encontradas nas análises de recalque. Este estudo demonstrou que determinar o recalque por diferentes abordagens enriquece o processo de tomada de decisões, principalmente quando se conhecem as características e limitações de cada método.

PALAVRAS-CHAVE: Sapata, Recalque, Ensaio de Placa, Teoria da Elasticidade, Modelagem Numérica.

ABSTRACT: The purpose of this work is to verify the settlements of footings for a 16-floor residential building in Ponta Grossa city. The choice for the shallow foundation was based on percussion penetration tests, which presented high compactness material at low depths and impenetrable material between 7 and 8 meters. Regional soil consists on residual soil from sedimentary rock and the study of geomechanical characteristics occurred through plate bearing tests. In addition to the field tests, the study of the foundation material was complemented by laboratory tests, like characterization and direct shear tests. The designed footings have large dimensions, the largest of which has a base area of 135 m². The settlements analysis was realized for six footings, considering three different approaches: elasticity theory, extrapolation of plate bearing tests results and numerical modeling in finite elements. The results indicate the differences found in the settlement analyzes for the evaluated methods, directly related to the hypotheses assumed in each approach. The pressure bulb extension of the footings, considered isolated or together, as well as the geometry and parameters of the geological-geotechnical profile defined, control the main differences found in the settlement analysis. This study demonstrated that determining settlement by different approaches helps the decision process, especially when the characteristics and limitations of each method are known.

KEYWORDS: Footing, Settlement, Plate Bearing Test, Elasticity Theory, Numerical Modeling.

1 Introdução

Qualquer projeto de fundações deve apresentar segurança adequada ao colapso do solo e dos elementos estruturais, que são os estados limites últimos (ELU), e também deformações aceitáveis sob as condições de trabalho, os estados limites de serviço (ELS) (VELLOSO E LOPES, 2010).

Segundo a NBR 6122:2010, o estado limite último deve evitar a ruptura por perda da capacidade de carga do terreno, perda da estabilidade global, deslizamento da base (fundações superficiais), ruptura estrutural ou arrancamento da fundação. Por sua vez, o estado limite de serviço deve evitar os recalques excessivos, levantamento da edificação e vibrações inaceitáveis.

Quanto ao estado limite de serviço, a previsão de recalques é um dos exercícios mais difíceis de geotecnia, de forma que o resultado dos cálculos, por mais sofisticados que sejam, deve ser encarado apenas como uma estimativa (VELLOSO E LOPES, 2010). A maneira mais simples de se calcular os recalques de uma fundação superficial é considerar a estrutura como rígida, no entanto, a distribuição real do recalque se dá através da análise da interação solo-fundação, considerando sua flexibilidade.

Neste trabalho será analisado o recalque de fundações superficiais de um edifício com 16 pavimentos, que possui sapatas de grandes dimensões, através de três metodologias: métodos teóricos baseados na teoria da elasticidade, extrapolação dos resultados de ensaios de placa e métodos numéricos considerando o solo com comportamento elasto-plástico.

O edifício em estudo localiza-se no município de Ponta Grossa, no estado do Paraná, Brasil. O município de Ponta Grossa está inserido na Bacia do Paraná, ampla bacia sedimentar situada na porção centro-leste da América do Sul. Essa região possui grande heterogeneidade geológica, sendo que a área urbana do município tem predominância da Formação Ponta Grossa e Formação Furnas, ambas do Grupo Paraná do período Devoniano, e Formação Campo Mourão e Formação Taciba, ambas do Grupo Itararé do período Permiano. Os dois grupos têm sua origem no Paleozóico (MINEROPAR, 2007).

A Formação Ponta Grossa é constituída principalmente por rochas argilosas, denominadas folhelhos, e a Formação Furnas, por arenitos quartzosos. As rochas argilosas da Formação Ponta Grossa são atravessadas em alguns pontos por diques e soleiras de diabásio da Formação Serra Geral, do Mesozóico. Já o Grupo Itararé, onde o edifício em estudo está localizado, é um conjunto heterogêneo de rochas sedimentares, representado principalmente por arenitos, siltitos, folhelhos, argilitos e diamectitos. Portanto, conclui-se que o solo onde estão assentes as fundações superficiais é um solo residual originário de rocha sedimentar.

2 Fundações superficiais

2.1 Capacidade de carga

A capacidade de carga contra ruptura, para fundações superficiais, pode ser definida como o esforço que provoca o colapso ou o escoamento do solo que lhe dá suporte, ou mesmo do próprio elemento. Assim sendo, será definida pelo menor valor entre resistência estrutural da fundação e resistência do solo que dá suporte ao elemento. Normalmente, o solo é a parte menos resistente e definirá a capacidade de carga (ALONSO, 2011).

A capacidade de carga é a principal verificação do estado limite último e pode ser calculada através de métodos teóricos, baseados nos parâmetros de resistência do solo, métodos semi-empíricos, que utilizam dados de ensaios de campo, ou curvas carga-recalque, obtidas de ensaios de placa. O dimensionamento pode ainda ser limitado pelo estado limite de serviço, quando há limitação na deformação que pode ser absorvida pela estrutura sem comprometer o seu uso (NBR 6122:2010).

Segundo Fellenius (2018), o projeto de fundações superficiais deve priorizar as análises de recalque e utilizar a estimativa da capacidade de carga por diferentes métodos apenas como cálculo preliminar, pois ensaios em escala real mostram que o valor último de capacidade de carga costuma ser obtido em níveis de deformação muito elevados. Dessa forma, mostra-se mais adequado obter a tensão admissível por meio de ensaios de placa na própria cota de assentamento das fundações.

No entanto, para que o ensaio de placa possa ser estendido à uma fundação, é necessário que os bulbos de tensão da placa e da fundação englobem solos com as mesmas características de resistência e deformabilidade. Além disso, é necessário corrigir a curva carga-recalque levando em conta o efeito de escala

entre modelo (placa) e realidade (fundação) (ALONSO, 2011). A Figura 1 mostra um exemplo de diferença entre curva carga-recalque para a placa do ensaio e para a sapata, fundação real. Nota-se que, mesmo com valor semelhante de tensão de ruptura, a tensão admissível e o recalque são bem distintos nas duas situações.

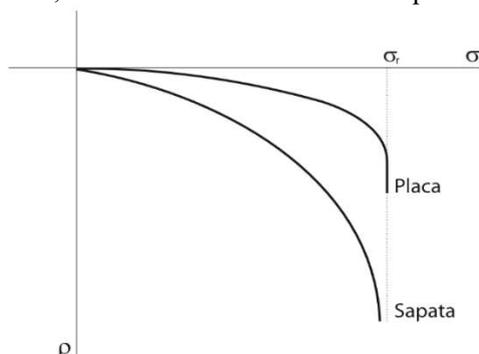


Figura 1. Curva carga-recalque para placa e sapata (TAYLOR, 1946 *apud* CINTRA *et al.*, 2011).

2.2 Ensaio de placa

O ensaio de placa procura reproduzir no campo o comportamento da fundação sob a ação das cargas que lhe serão impostas pela estrutura. O ensaio costuma ser feito empregando-se uma placa rígida com área não inferior a 0,5m², que é carregada por meio de um macaco hidráulico reagindo contra uma carga ou contra um sistema de tirantes ancorados no solo. A curva carga-recalque é obtida com a pressão aplicada, lida no manômetro acoplado ao macaco hidráulico, e o recalque medido nos defletômetros (ALONSO, 2011).

A execução do ensaio de placa é regulamentada pela NBR 6489:1984, que estabelece que a carga seja aplicada em estágios e que um estágio de carga somente seja aplicado após terem praticamente cessado os recalques do estágio anterior. As cargas são aplicadas até a ruptura do solo e, caso isso não aconteça, até que se atinja o dobro da tensão admissível presumida para o solo, ou um recalque julgado excessivo (TEIXEIRA E GODOY, 1996).

Quando a tensão de ruptura do solo não puder ser caracterizada ao se realizar o ensaio de placa, pode-se estimar essa tensão através do ajuste de uma equação matemática à curva carga-recalque, sendo a expressão proposta por Van der Veen uma das mais difundidas no meio técnico (ALONSO, 2011). De acordo com o método de Van der Veen, a curva carga-recalque pode ser expressa pela equação 1, conforme apresentado na Figura 2, onde σ e r são as coordenadas dos diversos pontos da curva carga-recalque, do trecho I (onde a curva é conhecida), σ_r é a tensão de ruptura, e α é um coeficiente que depende da forma da curva.

$$\sigma = \sigma_R(1 - e^{-\alpha \cdot r}) \quad (1)$$

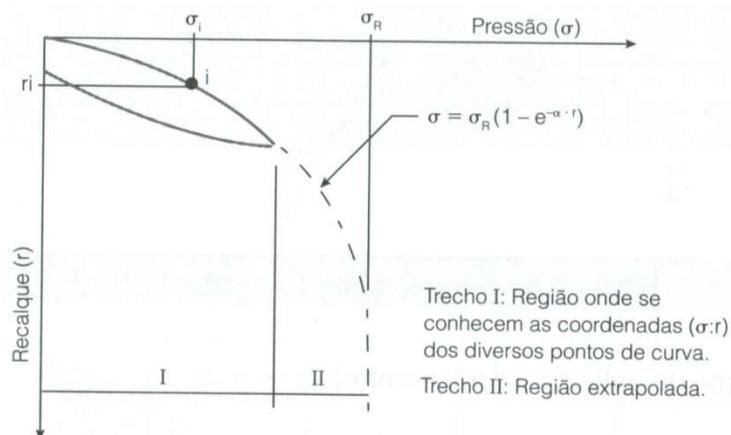


Figura 2. Equação proposta por Van der Veen (ALONSO, 2011).

Como se dispõe de apenas uma equação com duas incógnitas (σ_r e α) a solução é obtida por tentativas, sendo que o valor de σ_r que satisfaz à equação de Van der Veen representa uma reta em um gráfico semilogarítmico ($-\ln(1-\sigma/\sigma_r)$;r). O coeficiente angular da reta de melhor ajuste fornece o valor de α .

2.3 Recalque

Uma fundação, ao ser carregada, sofre recalques que se processam, em parte, imediatamente após o carregamento e, em parte, com o decorrer do tempo. O recalque que ocorre imediatamente após o carregamento é chamado de recalque instantâneo ou imediato. O recalque que se processa com o tempo, deve-se ao adensamento causado pela migração de água dos poros com conseqüente redução no índice de vazios e ocorre em solos finos (VELLOSO E LOPES, 2010). Como as fundações superficiais em estudo estão assentes em solo arenoso, apenas o recalque imediato será contemplado.

Segundo Velloso e Lopes (2010) existem soluções da teoria da elasticidade que permitem o cálculo de recalques para um grande número de casos. Por exemplo, o recalque de uma sapata sob carga centrada pode ser previsto pela equação 2; onde q é a pressão média aplicada, B é a menor dimensão da sapata, ν é o coeficiente de Poisson, E é o módulo de Young, I_s é o fator de forma e rigidez da sapata (variando conforme a posição para sapatas flexíveis), I_d é o fator de embutimento e I_h é o fator de espessura de camada compressível.

$$w = q \cdot B \cdot \frac{1-\nu^2}{E} \cdot I_s \cdot I_d \cdot I_h \quad (2)$$

Lopes (1979) recomenda desprezar o fator de embutimento, pois o efeito da profundidade se deve mais ao fato de se alcançar um material de diferentes propriedades do que pelo efeito geométrico previsto nas soluções da teoria da elasticidade. Os demais fatores podem ser encontrados em Velloso e Lopes (2010) para recalques em meio de espessura infinita (PERLOFF, 1975) e espessura finita (HAAR, 1966).

Quando se dispõe de resultados de ensaios de placa, o recalque da sapata assente em solo arenoso, com módulo de elasticidade crescente linearmente com a profundidade, pode ser estimado através da equação 3, conforme proposto por Terzaghi (1955), onde w_{sapata} é o recalque na sapata, w_{placa} é o recalque medido no ensaio de placa, B é a menor dimensão da sapata e b é a dimensão da placa.

$$w_{sapata} = w_{placa} \cdot \left(\frac{2 \cdot B}{B+b} \right)^2 \quad (3)$$

Dispondo de conjunto de dados adequado, notadamente parâmetros de resistência e deformabilidade, o emprego de ferramentas numéricas para obtenção de informações sobre o comportamento do conjunto solo-fundação se demonstra bastante eficaz. O método dos elementos finitos, associado ao uso de modelos constitutivos representativos do comportamento do solo e dos elementos estruturais que compõem o modelo, pode fornecer resultados bastante realistas no que se refere aos recalques. Como vantagem, a abordagem numérica fornece campos de deslocamento mais detalhados, bem como considera a interferência entre elementos de fundação adjacentes na geração do comportamento global. Um exemplo dos efeitos da incorporação dos efeitos da interação pode ser observado no estudo de Januzzi e Moreira (2016), no qual são comprovados numericamente os benefícios de uso de sapatas estaqueadas.

3 Metodologia

O edifício em estudo localiza-se no município de Ponta Grossa, no estado do Paraná, Brasil. Trata-se de um edifício residencial com 16 pavimentos, que abriga unidades comerciais nos pavimentos inferiores, possuindo 9.142,45m² de área construída. Suas fundações são compostas por sapatas isoladas e associadas, assentes em solo residual de rocha sedimentar. A Figura 3 apresenta um desenho esquemático da disposição das sapatas com indicação do local onde foram realizadas as sondagens à percussão (SP01 a SP03) e os ensaios de placa (EP1 e EP2).

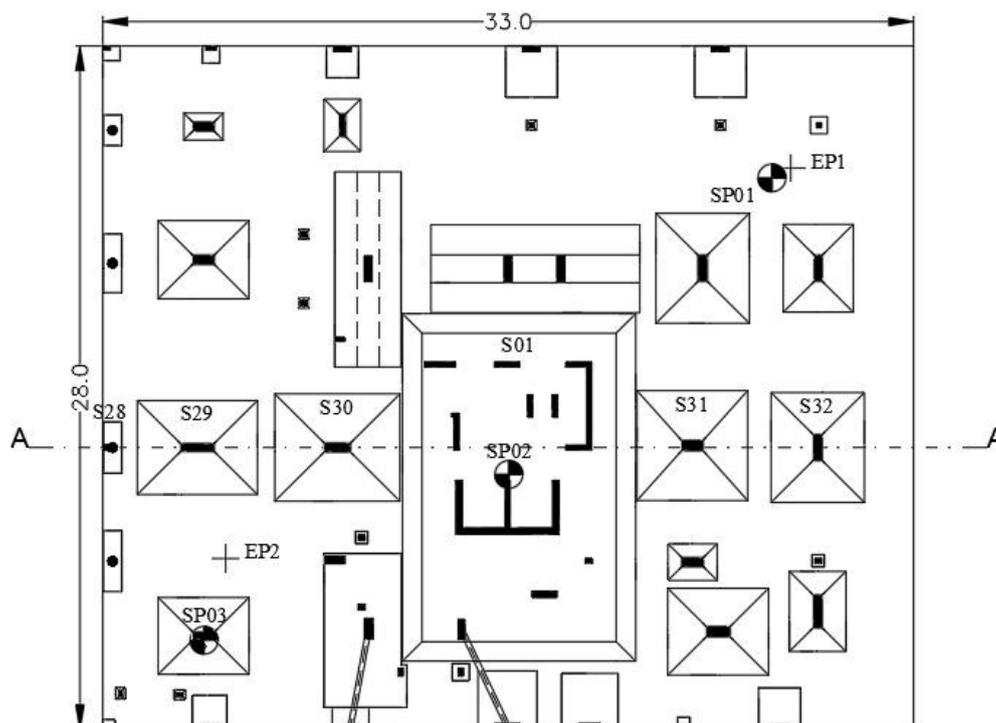


Figura 3. Desenho esquemático das sapatas e locação das sondagens à percussão e ensaios de placa.

A maior sapata da obra, S01, possui 9,50x14,24m de dimensões da base e altura de 2,50m. Ela recebe a carga de 10 pilares, totalizando um esforço característico de compressão de 37.963kN e esforço de cálculo de 5.545,26kN, considerando as combinações de carga devido ao esforço de vento. As cotas de assentamento das sapatas S28, S29, S30, S01, S31 e S32, são, respectivamente -5,10 m, -5,70 m, -6,30 m, -6,30 m, -6,30 m e -5,40 m.

A Tabela 1 apresenta o resultado das sondagens à percussão realizadas no início das investigações geotécnicas. Nota-se que todos os furos apresentaram uma camada superficial de argila mole, seguida nos furos SP01 e SP02 de uma camada de 1,0 a 2,0m de areia siltosa, sobre uma espessa camada de areia argilo-siltosa em todos os furos, bastante compacta, até aproximadamente 7,0 e 8,0m, onde se atingiu o impenetrável à sondagem à percussão. O nível de água médio foi encontrado a 1,0m da superfície.

Tabela 1. Sondagens à percussão.

Prof. (m)	N _{SPT}			Solo
	SP01	SP02	SP03	
1	2/40	2/43	2	Argila silto-arenosa
2	6	3/34	34	Areia siltosa
3	8	12	15/7	
4	24	30/12	10/4	Areia argilo-siltosa
5	27	30/10	30/10	
6	23/15	30/4	30/5	
7	30/3	30/3	30/2	Impenetrável
8	30/3	-	-	
9	-	-	-	

A compacidade elevada do solo, observada nas sondagens à percussão, mesmo em baixas profundidades, condicionou ao uso de fundações superficiais. Com o intuito de verificar o comportamento mecânico do solo, para confirmar a viabilidade técnica da escolha, foram realizados dois ensaios de placa,

cujos resultados são apresentados na Figura 4(a). Nota-se que em ambos os ensaios de placa não foi atingida a ruptura física do solo, sendo necessário extrapolar os resultados para definição da capacidade de carga disponível. Definiu-se a capacidade de carga da fundação através dos ensaios de placa realizados, utilizando-se a extrapolação de Van der Veen para estimar a tensão de ruptura do solo, conforme pode ser observado na Figura 4(b). Dessa forma, obteve-se tensão de ruptura igual a 1150 kN/m² e tensão resistente de cálculo de 821 kN/m² para o ensaio de placa 01, e tensão de ruptura igual a 855 kN/m² e tensão resistente de cálculo de 611 kN/m² para o ensaio de placa 02, considerando-se fator de segurança igual a 1,40, recomendado pela NBR 6122:2010 ao se utilizar o método de valores de cálculo com dois ou mais ensaios de placa realizados na etapa de projeto.

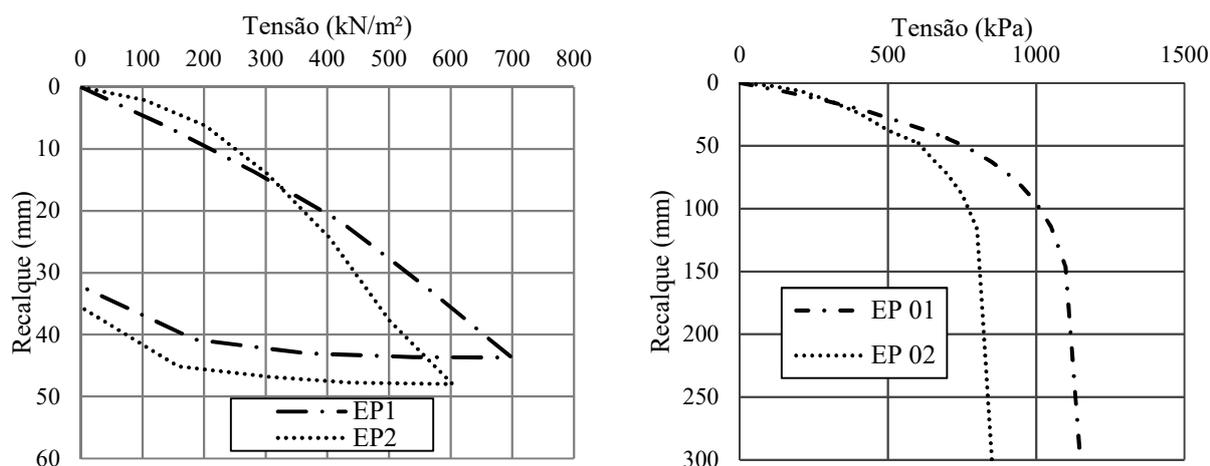


Figura 4. (a) Ensaios de placa. (b) Curvas carga recalque.

O valor de tensão de ruptura adotado foi o resultante do ensaio de placa 02, devido a sua localização mais próxima à seção em estudo, e por estar a favor da segurança, considerando a diferença entre os resultados dos ensaios. A máxima tensão aplicada às sapatas foi igual a 500 kN/m², atendendo dessa forma às recomendações do estado limite último (ELU) quanto a ruptura por perda da capacidade de carga do terreno.

A investigação geotécnica foi ainda complementada, posteriormente, por ensaios de laboratório de caracterização do solo e de cisalhamento direto. As amostras indeformada e deformada para tais ensaios foram obtidas na camada de areia argilo-siltosa, na cota de -6,30 m, onde as maiores sapatas da obra estão assentes.

O solo apresentou densidade real de 25,97 kN/m³, limite de liquidez de 28% e limite de plasticidade de 21%. A

Figura 5 apresenta a curva granulométrica (a) e a envoltória de ruptura (b) do ensaio de cisalhamento direto, que apresentou ângulo de atrito de 33,9° e intercepto coesivo de 19,3 kN/m².

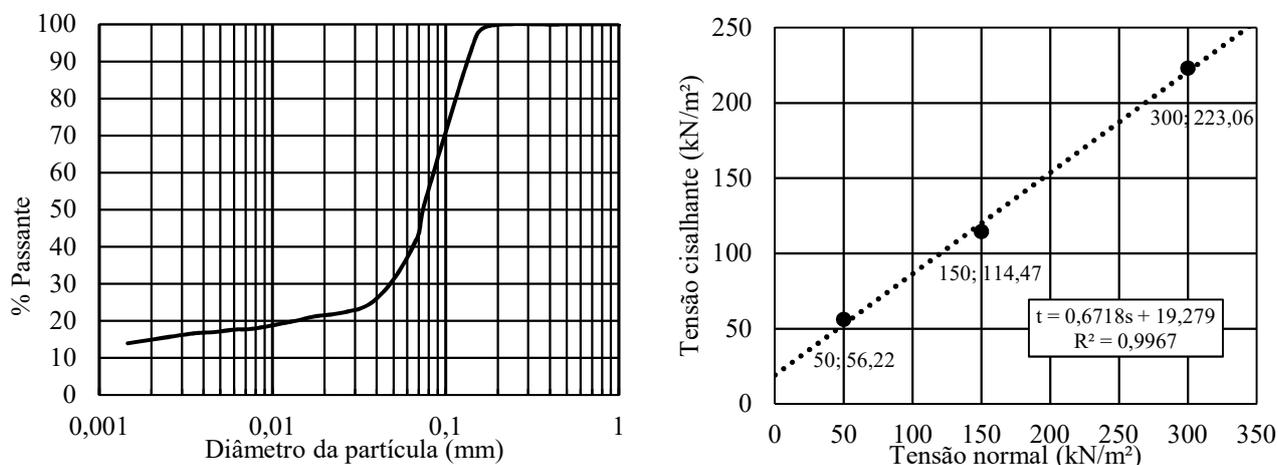


Figura 5. (a) Curva granulométrica. (b) Envoltória de ruptura.

Conclui-se que o solo estudado é uma areia argilo-siltosa de baixa plasticidade, condizente com os solos residuais de rochas do Grupo Itararé.

O objetivo desse trabalho é verificar os recalques para as sapatas da seção AA, apresentada na Figura 3, através de métodos teóricos baseados na teoria da elasticidade e extrapolação do resultado dos ensaios de placa e, na sequência, comparar os resultados obtidos para as sapatas isoladas com a modelagem numérica em elementos finitos, onde é possível considerar a influência de cada sapata sobre as demais, além de levar em conta o comportamento elasto-plástico do solo.

4 Resultados e discussões

4.1 Perfil geológico-geotécnico

Com base nas informações e resultados de ensaios apresentados no item 3, estabeleceu-se o perfil geológico-geotécnico apresentado na Figura 6.

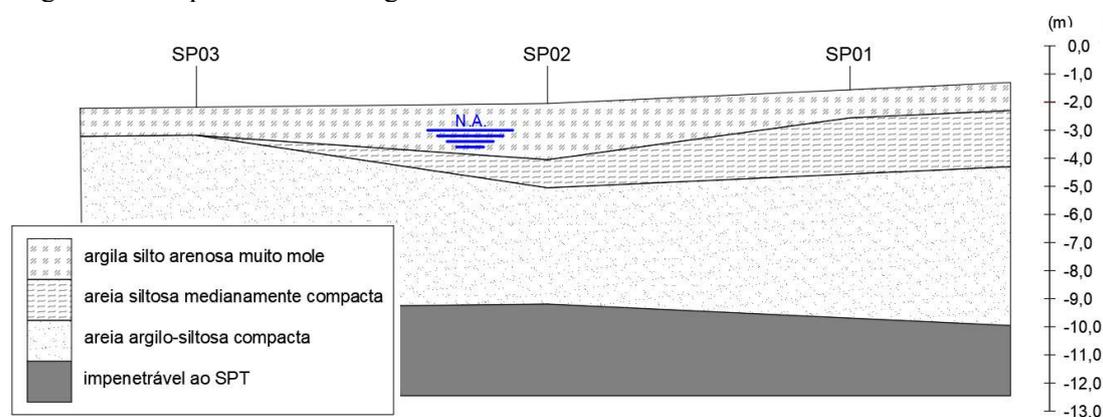


Figura 6. Perfil geológico-geotécnico.

Os parâmetros de resistência e deformabilidade utilizados para cada um dos solos são apresentados na Tabela 2, onde γ é o peso específico do solo, c é a coesão, ϕ é o ângulo de atrito interno, E é o módulo de Young e ν é o coeficiente de Poisson.

Tabela 2. Parâmetros de resistência e deformabilidade dos solos.

Material	γ (kN/m ³)	c (kPa)	ϕ (°)	E (MPa)	ν
argila silto-arenosa	17	5	20	2	0,3
areia siltosa	18	1	28	20	0,3
areia argilo-siltosa	20	6	33	50	0,3
impenetrável ao SPT	20	20	38	100	0,3

Como as sapatas estão assentes na camada de areia argilo-siltosa, a partir da cota -5,10 m, as duas camadas de solo superiores não foram consideradas nos cálculos e na modelagem. Para a camada de areia argilo-siltosa, os parâmetros de resistência ao cisalhamento basearam-se no resultado do ensaio de cisalhamento direto com uma redução de três vezes no valor da coesão obtida, devido à alta variabilidade de tal parâmetro. Para os demais solos, os parâmetros de resistência e peso específico basearam-se em valores típicos para solos residuais propostos por Joppert (2007) e os parâmetros de deformabilidade foram obtidos através de correlações com o N_{SPT} , propostas por Sandroni (1991) e Teixeira e Godoy (1996).

4.2 Recalque

Para a verificação do estado limite de serviço (ELS), os recalques foram determinados para a seção AA, indicada na figura 3, de forma a incluir a maior sapata do projeto. A seção engloba seis sapatas assentes em diferentes níveis, identificadas por S28, S29, S30, S01, S31 e S32. Os recalques foram obtidos a partir de três abordagens distintas: pela aplicação da teoria da elasticidade em sapatas isoladas, considerando assentamento sobre camada de espessura finita e espessura infinita; pela extrapolação do resultado do ensaio de placa e pelo método dos elementos finitos, através do software SVSOLIDTMGT da SoilVision. As camadas de argila silto-arenosa e areia siltosa foram desconsideradas na determinação dos recalques porque a cota de assentamento de todas as sapatas está situada na camada de areia argilo-siltosa. Na Tabela 3 são apresentados os resultados das análises de recalque e as tensões aplicadas em cada sapata, considerando o estado limite de serviço, onde a majoração dos esforços é desconsiderada.

Tabela 3. Tensões aplicadas e recalques das sapatas obtidos por diferentes métodos.

Sapata	Tensão (kN/m ²)	Recalque por extrapolação do ensaio de placa (cm)	Recalque pela teoria da elasticidade (cm)		Recalque pela modelagem numérica (cm)
			Camada de espessura finita (cm)	Semiespaço infinito (cm)	
S01	299,8	4,73	1,39	5,96	3,27
S28	296,5	1,27	0,49	0,60	2,41
S29	322,1	4,42	1,18	2,44	1,77
S30	320,1	4,56	1,22	2,69	2,71
S31	318,2	4,54	1,20	2,48	2,63
S32	317,2	4,27	0,60	2,32	1,17

Ao se comparar os recalques obtidos pelos diferentes métodos, observa-se que os valores provenientes da extrapolação do ensaio de placa foram os maiores para a maioria das sapatas, com exceção da sapata S28. Esse comportamento é esperado devido ao bulbo de tensões do ensaio de placa ficar exclusivamente na camada de areia argilo-siltosa e o bulbo de tensões das sapatas avançarem na camada impenetrável ao SPT, com exceção da sapata S28, que possui menor dimensão.

Os resultados obtidos pela aplicação da teoria da elasticidade em sapatas isoladas, assentes sobre uma camada elástica finita, indicaram os menores recalques na comparação com os outros métodos. Nesta abordagem, não há deformações associadas à camada impenetrável ao SPT, mesmo que o bulbo de tensões ultrapasse este limite, produzindo um recalque relativo apenas à camada de areia argilo-siltosa. Quando se considera que as sapatas estão assentes sobre camada elástica de profundidade infinita, os recalques apresentam valores maiores, conforme esperado, pelo fato do bulbo de tensões influenciar no processo de deformação ainda para maiores profundidades. Denota-se que os resultados obtidos com a consideração da camada infinita se aproxima melhor dos resultados da abordagem numérica.

A modelagem em elementos finitos forneceu valores de recalque intermediários aos demais métodos avaliados. Cabe salientar que o modelo numérico considera as deformações produzidas pela camada de areia argilo-siltosa e pela camada impenetrável ao SPT, ambas simuladas como materiais elastoplásticos, empregando o critério de ruptura de Mohr-Coulomb. O modelo numérico pode ser observado na Figura 7, onde são apresentadas as sapatas modeladas e o mapa de isovalores de deslocamento vertical decorrente do carregamento. Observa-se que o mapa dos deslocamentos pressupõe a ação conjunta das sapatas na promoção dos recalques, fato que não é considerado nos demais métodos abordados neste estudo.

Os valores numéricos para o recalque são inferiores aos obtidos pela extrapolação do ensaio de placa, uma vez que a extrapolação presume que todas as sapatas estão apoiadas sobre uma camada semi-infinita de areia argilo-siltosa e no modelo numérico a camada impenetrável ao SPT apresenta parâmetros de rigidez mais elevados. Já em comparação aos resultados da teoria da elasticidade, os recalques numéricos são superiores ao caso elástico com camada finita, por considerar que o recalque é produzido apenas pela espessura da camada de areia argilo-siltosa, e tipicamente inferiores ao caso elástico com camada infinita, novamente pelo fato de as propriedades elásticas atribuídas ao impenetrável no modelo numérico gerarem um modelo mais rígido.

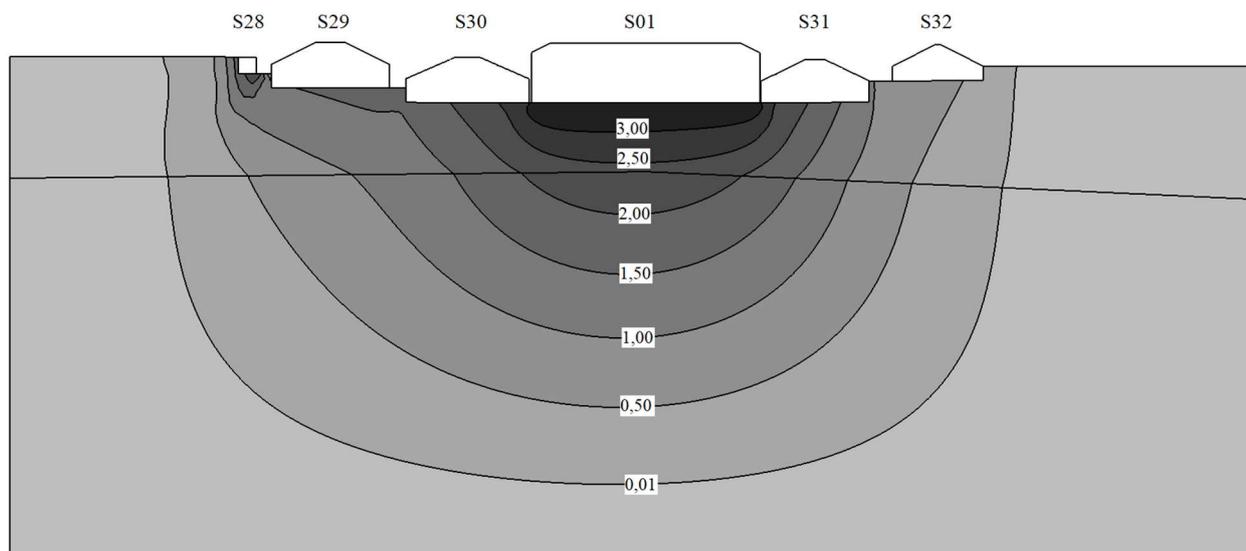


Figura 7. Isovalores de deslocamento vertical (cm) obtidos numericamente.

Os resultados que divergem da tendência são os da sapata S28, fato explicado pela dimensão reduzida da mesma, fazendo com que o seu bulbo de tensões fique totalmente na camada de areia argilo-siltosa, tornando válido o recalque pelo ensaio de placa. O recalque da sapata S28 pela modelagem numérica ficou elevado devido ao efeito das demais sapatas, que em conjunto provocam um recalque considerável no perfil onde está assente a sapata S28.

5 Conclusões

Os recalques em fundações diretas são influenciados diretamente pelas condições geométricas do perfil geológico-geotécnico, bem como pelas propriedades atribuídas aos materiais presentes sob a cota de assentamento. Cada abordagem deve ser avaliada individualmente na previsão de recalques, pois para determinadas situações um ou outro método pode ser mais conveniente e adequado.

Os recalques resultantes da extrapolação do resultado do ensaio de placa se mostraram menores para as maiores sapatas do modelo quando comparados aos demais métodos, devido à existência da camada impenetrável ao SPT em que parte do bulbo de tensões das sapatas incide, diferentemente do que ocorre no ensaio de placa.

Os recalques obtidos pelos métodos teóricos baseados na teoria da elasticidade se demonstraram coerentes nas comparações. Quando considerada camada de assentamento com espessura finita, os recalques obtidos nas comparações foram os menores, uma vez que não é atribuída qualquer deformação após o limite inferior da camada. Quando a camada foi considerada de extensão infinita, por empregar os mesmos parâmetros do solo da camada de assentamento, os recalques foram máximos na comparação, indicando valores maiores quando comparados aos demais métodos, em virtude da presença do impenetrável ao SPT.

Conforme observado na comparação de resultados em elasticidade e pela extrapolação do ensaio de placa, a consideração da deformabilidade das camadas impenetráveis ao SPT influencia diretamente na previsão de recalques de fundações diretas. Atribuindo-se parâmetros de resistência e deformabilidade à camada impenetrável ao SPT, o resultado numérico apresentou valores elevados de recalque, ligeiramente inferiores àqueles estimados pela elasticidade em camada infinita. O estudo numérico comprova a existência de deformações associadas à camada mais profunda, indicando a abrangência do bulbo de tensões gerado pelas sapatas, bem como a importância da consideração do efeito do agrupamento destes elementos na estimativa dos deslocamentos.

Este estudo demonstrou que abordar o estudo de recalques de diferentes maneiras enriquece o processo de análise, principalmente quando se conhecem as características e limitações de cada método empregado.

Este conhecimento, associado a uma investigação de subsolo completa e de qualidade, sensibiliza o analista ao entendimento dos diferentes valores encontrados, levando à adoção da abordagem mais conveniente ao projeto, que deve ser validada em campo através do monitoramento dos recalques.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Baza Engenharia por fornecer o projeto de fundações, bem como os dados de sondagem e ensaios de placa e agradecem ao GEGEO (UFPR) pela realização do ensaio de cisalhamento direto.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Allonso, U.R. (2011). *Previsão e controle das fundações*. Blucher, São Paulo, SP, Brasil, 146p.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (2010). NBR 6122. *Projeto e execução de fundações*. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (1984). NBR 6489. *Prova de carga direta sobre terreno de fundação*. Rio de Janeiro.
- Cintra, J.C.A., Aoki, N., Albier, J.H. (2011). *Fundações superficiais - projeto geotécnico*. Oficina de Textos, São Paulo, SP, Brasil, 136 p.
- Fellenius, B.H. (2018). *Bases para el Diseño de Fundaciones*. Edición Electrónica. www.Fellenius.net, 508p.
- Haar, M.E. (1966). *Foundations of theoretical soil mechanics*. MacGraw-Hill Book Co., Nova Iorque, Estados Unidos da América.
- Januzzi, R.V., Moreira, M.L. (2016). *Estudo do Comportamento Mecânico de Sapatas Estaqueadas Comparativamente às Sapatas Isoladas*. Em: Anais do Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica – COBRAMSEG 2016.
- Joppert Jr., I. (2007). *Fundações e contenções de edifícios*. Pini, São Paulo, SP, Brasil.
- Lopes, F.R. (1979). *The undrained bearing capacity of piles and plates studied by the Finite Element Method*. Tese de doutorado. Universidade de Londres, Londres, Reino Unido.
- Minerpar (2007). *Mapeamento geológico da folha de Ponta Grossa*. Governo do Estado do Paraná.
- Perloff, W.H. (1975). *Pressure distribution and settlement*. In: WINTERKORN, H.F., FANG, H-Y (Eds.) *Foundation engineering handbook*. Nova Iorque: Van Nostrand Reinhold Co.
- Sandroni, S.S. (1991) *Young metamorphic residual soils*. In: PCSMFE – Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 9. Vina del Mar, Valparaiso.
- Teixeira, A.H., Godoy, N.S. (1996). *Análise, projeto e execução de fundações rasas*. In: HACHICH, W. *et al.* *Fundações: teoria e prática*. Pini, São Paulo, SP, Brasil, p. 227-264.
- Velloso, D.A., Lopes, F.R. (2010). *Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas*. Oficina de Textos, São Paulo, SP, Brasil, 568 p.