

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/758

Fundações em Subsolo Rochoso: Comparação Entre Fundações Superficiais e Profundas

Carina Silvani

Professora na Unidade Acadêmica de Engenharia Civil, Universidade Federal de Campina Grande, Campina Grande, Brasil, carinasilvani@gmail.com

Alisson do Nascimento Lima

Doutorando em Engenharia Civil e Ambiental, Universidade Federal de Campina Grande, Campina Grande, Brasil, alissonnascimentolim@gmail.com

Vitor Braga de Azevedo

Mestrando em Engenharia Civil e Ambiental, Universidade Federal de Campina Grande, Campina Grande, Brasil, vitorba.eng@gmail.com

Victor Emmanuel Avelino Gomes Bahia

Mestrando em Engenharia Civil e Ambiental, Universidade Federal de Campina Grande, Campina Grande, Brasil, victorbahiatreze@gmail.com

RESUMO: As fundações estão presentes em todas as obras de construção civil e implantadas nos mais diversos perfis geológico-geotécnicos. Cidades como Campina Grande na Paraíba apresentam solos rasos e afloramentos rochosos, e em se tratando do contexto de expansão urbana e verticalização das edificações, cidades desse porte podem demandar novas abordagens em termos de soluções em fundações. Neste sentido, o presente estudo objetivou dimensionar e comparar soluções em fundações superficiais e profundas em subsolo rochoso da cidade de Campina Grande-PB, buscando apresentar as estacas embutidas em rocha como uma alternativa não convencional. Resultados de designação qualitativa da rocha (RQD), obtidos por ensaio de sondagem rotativa, serviram de base para o cálculo da capacidade de carga e dimensionamento das fundações. Para dimensionamento das fundações superficial (sapata) e profunda (estaca raiz) foram utilizados métodos semi-empíricos. Em relação à fundação superficial e profunda, adotou-se, respectivamente, o método de Wyllie (1999) e o método de Reese e O'Neill (1999), que se mostraram mais adequados por serem conservadores, considerando o nível de informações disponíveis. Assim, para termos estruturais e geotécnicos, ambas as fundações são potencialmente aplicáveis. No entanto, considerando os aspectos e práticas regionais torna-se mais viável economicamente a utilização de fundações superficiais.

PALAVRAS-CHAVE: designação qualitativa da rocha (RQD), fundações em rocha, mecânica das rochas

ABSTRACT: Foundations are present in all civil construction projects and are implemented in various geological-geotechnical profiles. Cities like Campina Grande in Paraíba have shallow soils and rock outcrops, and with urban expansion and building verticalization, cities of this size may require new approaches to foundation solutions. This study aims to design and compare solutions for shallow and deep foundations in the rocky subsoil of Campina Grande-PB, proposing rock-embedded piles as a non-conventional alternative. Rock Quality Designation (RQD) results, obtained through rotary drilling tests, were the basis for calculating load capacity and foundation design. Semi-empirical methods were used to design shallow (footing) and deep (root pile) foundations. For shallow and deep foundations, the Wyllie method (1999) and the Reese and O'Neill method (1999) were adopted, respectively, as they are more conservative, considering the available information. Therefore, in structural and geotechnical terms, both foundations are potentially applicable. However, shallow foundations are more feasible considering regional practices and economic viability.

KEYWORDS: Rock quality designation (RQD), rock foundations, rock mechanics

1 INTRODUÇÃO

A maioria das fundações em rocha são do tipo rasas, em contato direto com a superfície da rocha, mas há condições para as quais este tipo de fundação não pode ser adequado. Essas condições incluem locais onde a área de contato disponível é insuficiente, resultando em excessivas tensões de contato ou, quando a capacidade de carga adequada ocorre a uma profundidade considerável e não é econômico escavar o material subjacente (rocha de baixa resistência). Nesses casos, soluções com estacas embutidas em rocha se torna uma solução bastante adequada (WYLLIE, 1999; MISHRA e SAWANT, 2022).

A NBR 6122 (ABNT, 2019) estabelece métodos para a determinação da capacidade de carga dos sistemas sapata-solo e estaca-solo, visando o dimensionamento adequado das fundações. Observa-se que as especificações priorizam o dimensionamento considerando o solo como o elemento que recebe as tensões transmitidas pelas fundações. No entanto, há poucos procedimentos detalhados para sapatas assentes ou estacas embutidas em rocha. A escassez de investigações e detalhamentos sobre o dimensionamento de fundações em rocha pode ser atribuída a uma das características distintivas das fundações em rocha, conforme apontado por Wyllie (1999): as rochas apresentam capacidade de carga muito maior do que o solo. Contudo, outra característica relevante é a presença de defeitos na rocha, que resultam em uma resistência do maciço rochoso bem menor do que a da rocha intacta. Investigar essas fragilidades é essencial, pois uma única descontinuidade de baixa resistência, orientada em uma determinada direção, pode causar a ruptura abrupta da fundação.

A caracterização de maciços rochosos e a avaliação de suas propriedades mecânicas são fundamentais na estimativa de capacidade de carga desses maciços. O índice de designação da qualidade da rocha (RQD), proposto por Deere (1964), é um dos índices de classificação de maciços rochosos comumente disponível e no qual, por correlações empíricas, são estimadas as diferentes propriedades do maciço (ZHANG, 2016). Assim, existem vários métodos de dimensionamento de fundações rasas, como Wyllie (1999) e a Norma Portuguesa EN 1997-1 (2010), e profundas, como Cabral e Antunes (2000) e Horvath e Kenney (1979), que se baseiam nesse índice e demais correlações associadas à geologia local.

No Brasil, as fundações em rochas podem ser observadas em cidades que não se encontram em bacias sedimentares ou em regiões com solos residuais pedologicamente pouco evoluídos. No Estado da Paraíba, a cidade de Campina Grande está localizada sobre rochas pré-cambrianas, e este tipo de subsolo corresponde a mais de 80% do território. Os outros 20% são representados por bacias sedimentares, rochas vulcânicas cretáceas, coberturas plataformais e formações superficiais quaternárias (SANTOS ET AL., 2002). Assim, com a expansão e verticalização de cidades como essa e outras com geologia similar, pode-se demandar novas soluções em fundações. Desse modo, o uso de estacas pode se apresentar como alternativa a ser tecnicamente e economicamente válidas, já que as estacas são comuns em projetos de fundação em edifícios altos e estruturas fortemente carregadas devido à necessidade de um sistema de maior capacidade para suportar as cargas (REZAZADEH e ESLAMI, 2017).

Neste sentido, o presente estudo objetivou dimensionar e comparar soluções em fundações superficiais e profundas em subsolo rochoso da cidade de Campina Grande-PB, buscando apresentar as estacas embutidas em rocha como uma alternativa não convencional.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Área de estudos

A área em estudo está localizada no planalto de Borborema, em rochas pré-cambrianas, configurando um subsolo rochoso. Especificamente um terreno de dimensões 69,72 x 50,98 metros, conforme a Figura 1.

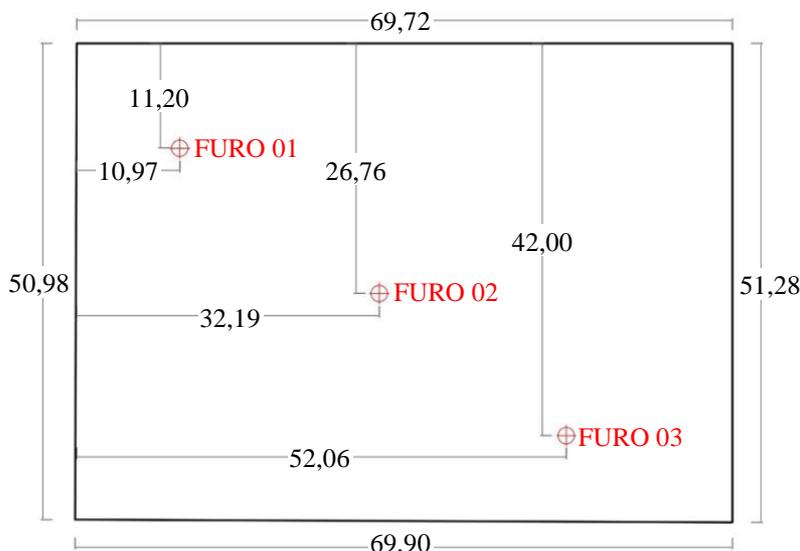


Figura 1 - Área de estudo e localização de furos

2.2 Materiais

Resultados de designação qualitativa da rocha (RQD), apresentados na Figura 2 obtidos por ensaio de sondagem rotativa, serviram de base para o cálculo da capacidade de carga e dimensionamento das fundações assentes em rocha. Além disso, para base de cálculo foi considerado um pilar típico de dimensões de 0,30 x 2,20 metros transmitindo um carregamento da ordem de 8200 kN. Para aplicação dos dados calculou-se o RQD médio e feita a caracterização do maciço rochoso, de acordo com a NBR 6502 (ABNT, 1995) como grau de fraturamento, de coerência, de alteração e classificação do material, apresentados na Tabela 1.

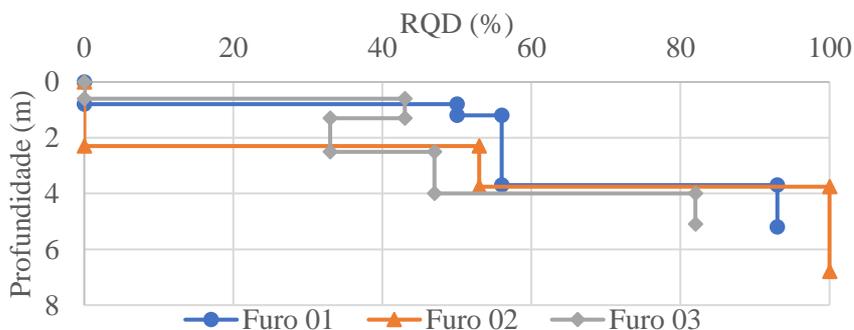


Figura 2 - Perfil de sondagem rotativa para os furos 01, 02 e 03

Tabela 1 - Resultados da SR referentes à curva RQD Médio

Profundidade (m)	0,6	0,9	1,4	2,5	3,25	4,1	5,1
Designação Qualitativa da Rocha – RQD (%)	0	0	25	52	73	91	91
Classificação do Material	Material pouco argiloso, de cor escura.	Rocha xisto-gnaissica. RQD pobre a regular.	Rocha xisto-gnaissica. RQD regular a excelente.	Rocha xisto-gnaissica. RQD regular a excelente.	Rocha xisto-gnaissica. RQD excelente.	Rocha xisto-gnaissica. RQD excelente.	Rocha xisto-gnaissica. RQD excelente.
Grau de Fraturamento	-	-	F4	F2	F2	F2	F2
Grau de Coerência	-	-	C3	C2	C2	C2	C2
Grau de Alteração	-	-	A3	A2	A2	A2	A2

2.3 Métodos

Para o cálculo da capacidade de carga das fundações, foram utilizados métodos empíricos que consideram o RQD e correlações específicas. Para as sapatas (fundações superficiais), adotaram-se os métodos de Wyllie (1999), sintetizados na Equação 1, e o método da norma portuguesa EN 1997-1 (IPQ, 2010). Neste contexto, m e s são constantes que dependem do grau de fraturamento e do tipo de rocha, $\sigma_u(r)$ é a tensão de compressão não confinada da rocha intacta, C_1 é o fator de correção em função da forma da sapata, e FS é o fator de segurança.

Para utilização de tais métodos, considerou-se a sapata assente na rocha a uma cota de -2 m, fundação retangular do tipo $L/B = 5$, fator de segurança igual a 3, conforme a NBR 6122 (ABNT, 2019), e rocha gnáissica de qualidade boa e levemente intemperizada. Com relação à resistência à compressão da rocha a ser solicitada, Cabral e Antunes (2000) estipulam que a resistência à compressão de rochas gnáissicas varia de 70 a 250 MPa, portanto, nesta pesquisa será adotado o valor de 70 MPa, por ser mais conservador.

$$q_{adm} = C_1 \sqrt{s} \sigma_{u(r)} \left[1 + \left(ms^{-\frac{1}{2}} + 1 \right)^{-\frac{1}{2}} \right] \quad (1)$$

Para o cálculo da capacidade de carga do sistema estaca-rocha, foram utilizados métodos que se adequam ao nível de interpretação possível da geologia local e do RQD, sendo eles: Cabral e Antunes (2000) (Equação 2); Horvath e Kenney (1979) (Equação 3) e Reese e O'Neill (1999) (Equação 4). As variáveis nessas equações são: r_p é resistência de ponta unitária; β_p o coeficiente de correlação em função do grau de alteração da rocha; q_u é a resistência a compressão uniaxial da rocha; $\tau_{m\acute{a}x}$ é o atrito lateral máximo; f_{ck} é a resistência à compressão do concreto; P_{atm} a pressão atmosférica β_1 é um fator de redução obtido com auxílio da razão do módulo de deformabilidade do maciço rochoso (E_M) e o módulo de elasticidade da rocha intacta (E_R).

Para tanto, considerou-se estaca tipo raiz argamassada, rocha gnáissica pouco alterada, resistência a compressão da argamassa igual a 20 MPa, RQD = 91% e juntas fechadas. Ainda, no dimensionamento foram analisadas algumas soluções com 1, 2 e 3 estacas e verificados os comprimentos necessários, em função do diâmetro comercial pré-definido de 200, 310, 400 e 410 mm.

$$r_p = \beta_p q_u \quad (2)$$

$$\frac{\tau_{m\acute{a}x}}{P_{atm}} = 0,65 \left(\frac{q_u}{P_{atm}} \right)^{0,5} < 0,65 \left(\frac{f_{ck}}{P_{atm}} \right)^{0,5} \quad (3)$$

$$\frac{\tau_{m\acute{a}x}}{P_{atm}} = \beta_1 0,65 \left(\frac{q_u}{P_{atm}} \right)^{0,5} < 7,8 P_{atm} \left(\frac{f_{ck}}{P_{atm}} \right)^{0,5} \quad (4)$$

Diante da determinação das capacidades de carga e dimensionamento das fundações para cada solução, em seguida fez-se uma análise crítica considerando o método de dimensionamento mais adequado para a fundação superficial e para a fundação profunda.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 Dimensionamento Fundação Superficial

3.1.1 Método de Wyllie (1999)

A aplicação do método Wyllie (1999) demanda a determinação das constantes e fatores que são obtidos a partir de valores de referência estipulado pelo próprio autor. Portanto, considerando uma rocha gnáissica de qualidade boa, levemente intemperizada e de juntas espaçadas de 1 a 3 m, o valor proposto para as constantes de materiais são: $m = 2,052$ e $s = 0,00293$. Ademais, considerando uma fundação retangular do tipo $L/B = 5$, o fator de forma é $C_1 = 1,05$. Uma vez definidos os parâmetros, utilizou-se a Equação 1 proposta por Wyllie (1999) para obter a capacidade de suporte para o sistema solo-sapata.

A capacidade de suporte obtida foi de 3,52 MPa, mas, aplicando o fator de segurança obtêm-se a tensão admissível de 1,17 MPa. Conforme recomendação de Araújo (2010), estimou-se que o peso próprio da sapata

é igual a 5% da carga do pilar, sendo assim, o esforço solicitante é a soma da carga do pilar com o peso próprio da sapata. Assim, pôde-se calcular a área necessária da sapata, a partir quociente entre o esforço solicitante a a tensão admissível, totalizando 7,33 m². As dimensões da sapata foram calculadas, a partir da imposição de uma largura de 2,5 m, a fim de otimizar o elemento frente o terreno disponível, sendo então, o comprimento de 2,95 m necessário para atingir a área calculada. Com base nas recomendações da NBR 6118 (2014), calculou-se uma altura total para a sapata de 0,75 m e uma altura da base de 0,25 m.

3.1.2 Método da Norma Portuguesa (EN 1997-1, 2010)

O dimensionamento pelo método da Norma Portuguesa EN 1997-1 (2010) demanda a determinação, do grupo de rochas a ser assente a sapata. As rochas gnáissicas são rochas metamórficas e conforme definido na própria norma, o gnaisse na profundidade considerada faz parte do grupo 2. Assim, considerou-se que a rocha possui 70 MPa de resistência à compressão e descontinuidades pouco espaçadas, utilizou-se o ábaco descrito na normativa para determinar a capacidade de carga do sistema sapata-rocha.

Portanto, a capacidade de carga obtida foi de 10 MPa e a tensão admissível de 3,33 MPa. A área da base da sapata obtida foi de 2,58 m². Para tanto, impôs-se a largura da sapata igual a 1,00 m e determinou-se o comprimento de 2,60 m. Conforme recomendado pela NBR 6118 (2014), calculou-se uma altura total para a sapata de 0,30 m e uma altura da base de 0,10 m.

3.2 Dimensionamento Fundação Profunda

3.2.1 Método de Cabral e Antunes (2000)

Para o método proposto por Cabral e Antunes (2000), a capacidade de carga da estaca é estimada como soma da parcela de ponta e de atrito lateral. Para cálculo da resistência de ponta, os autores propõem valores para o coeficiente de correlação com base na alteração da rocha solicitada, que com base na Tabela 1, foi definida como pouco alterada. Assim, obtêve-se um coeficiente de correlação de 0,54. Então, pode-se calcular a resistência de ponta da estaca a partir do produto da resistência à compressão da rocha com o coeficiente de correlação, resultando em um valor total de 37,8 MPa. Adicionalmente, foi aplicado um fator de segurança igual a 3, totalizando uma resistência de ponta admissível de 12,6 MPa. No cálculo da resistência lateral, Cabral e Antunes (2000) recomendam a adoção de 2,5% a 3,5% da resistência de ponta da estaca. De forma conservadora, foi adotada a relação de 2,5% em relação à tensão de ponta admissível.

Assim, pôde-se calcular o comprimento individual necessário das estacas para atender à carga do pilar. Foram analisados diferentes cenários, com 1, 2 e 3 estacas e os diâmetros comerciais de 200, 310, 400 e 450 mm.

Tabela 2 - Comprimento individual das estacas em diferentes situações - método Cabral e Antunes (2000)

Quantidade de estacas	Diâmetro da estaca (mm)			
	200	310	400	450
1	40 m	24 m	17 m	14 m
2	20 m	11 m	7 m	5 m
3	12 m	6 m	3 m	2 m

Com base nos resultados expostos na Tabela 2 e buscando reduzir a profundidade de escavação, bem como trazer mais estabilidade para o pilar, definiu-se a solução de 3 estacas de diâmetro 450 mm e comprimento 2 m como a solução mais adequada pelo método de Cabral e Antunes (2000).

3.2.2 Método de Horvath e Kenney (1979)

No método Horvath e Kenney (1979) a resistência é função apenas do atrito lateral, que é obtido pela Equação (3) com inserção da resistência à compressão da rocha. Considerando a pressão atmosférica da região de 101325 Pa. O atrito lateral calculado foi de 1,73 MPa, considerando o fator de segurança, o atrito lateral

admissível foi de 0,58 MPa. Com isso, pôde-se calcular a o comprimento individual das estacas para diferentes cenários, com 1, 2 e 3 estacas e os diâmetros comerciais de 200, 310, 400 e 450 mm.

Tabela 3 - Comprimento individual das estacas em diferentes situações - método Horvath e Kenney (1979)

Quantidade de estacas	Diâmetro da estaca (mm)			
	200	310	400	450
1	23 m	15 m	12 m	11 m
2	12 m	8 m	6 m	5,5 m
3	8 m	5 m	4 m	3,5 m

Com base nos resultados expostos na Tabela 3 e buscando reduzir a profundidade de escavação, bem como, trazer mais estabilidade para o pilar, definiu-se a solução de 3 estacas de diâmetro 450 mm e comprimento 3,5 m como a solução mais adequada pelo método de Horvath e Kenney (1979).

3.2.3 Método de Reese e O'Neill (1999)

O método Reese e O'Neill (1999) considera que a resistência da estaca advém apenas de seu atrito lateral. Para aplicação da Equação (4) a pressão atmosférica considerada foi de 101325 Pa. O fator de redução β_l foi atribuído de acordo com quociente entre o módulo de deformabilidade do maciço rochoso e o módulo de elasticidade da rocha intacta (E_M/E_R), que por sua vez é dependente do RQD da rocha. Logo, em função do comprimento e a conseqüente variação do RQD, cada estaca tem seu valor para o fator β_l , que variaram de 0,96 a 1,00. A resistência lateral calculada variou de 0,554 a 0,577 MPa. Com isso, também foram calculados o comprimento individual das estacas para diferentes cenários.

Tabela 4 - Comprimento individual das estacas em diferentes situações - método Reese e O'Neill (1999)

Quantidade de estacas	Diâmetro da estaca (mm)			
	200	310	400	450
1	23 m	15 m	12 m	10,5 m
2	12 m	8 m	6 m	5,5 m
3	8 m	5,5 m	4 m	4 m

Com base nos resultados expostos na Tabela 4 e buscando reduzir a profundidade de escavação, bem como, trazer mais estabilidade para o pilar, definiu-se a solução de 3 estacas, porém vale ressaltar que, para os diâmetros 400 mm e 450 mm, o comprimento é o mesmo. Então, buscando reduzir o volume de argamassa, foram definidas 3 estacas de diâmetro 400 mm e comprimento 4 m como a solução mais adequada.

3.3 Comparativo

3.3.1 Métodos para fundação superficial

Os resultados apresentados na Tabela 5, mostram que a capacidade de carga encontrada em ambos os métodos foi muito próxima.

Tabela 5 - Comparativo entre os métodos para dimensionamento de sapatas para o pilar P1

Parâmetros	Comprimento (A)	Largura (B)	Altura (h)	Altura da Base (h ₀)	Capacidade de Carga (q _u)	Tensão	Carga	
						Admissível (σ_{adm})	Admissível (q _{adm})*	
Métodos	Wyllie (1999)	2,95 m	2,50 m	0,75 m	0,25 m	3,52 MPa	1,17 MPa	8653 kN
	EN 1997-1 (2010)	2,60 m	1,00 m	0,30 m	0,10 m	10 MPa	3,33 MPa	8658 kN

*A carga admissível é obtida a partir do produto entre a área da base da sapata ($A \cdot B$) e a tensão admissível encontrada

No entanto, o método de Wyllie (1999) apresentou todas as dimensões da sapata maiores que o método da norma portuguesa (EN 1997-1, 2010), mostrando-se um método conservador. As áreas da base da sapata encontradas apresentaram grande diferença, mostrando que o método da norma portuguesa considera que o subsolo possui uma capacidade de suporte superior que a considerada pelo método de Wyllie (1999).

Desse modo, optando pela segurança, considera-se o método de Wyllie (1999) como sendo a melhor solução para o dimensionamento de sapatas assentes em rocha, especialmente quando há limitações nas investigações do subsolo.

3.3.1 Métodos para fundação profunda

Analisando os resultados apresentados na Tabela 6 nota-se que os 3 métodos optam pela maior quantidade de estacas e menor comprimento delas. Além disso, observa-se que as capacidades de cargas das três opções são bem similares, ocorrendo a principal diferença no comprimento das estacas, sendo o método de Reese e O'Neill (1999) como o que apresenta o maior comprimento de estaca e menor diâmetro.

Tabela 6 – Comparativo entre os métodos para dimensionamento de estacas para o pilar P1

Parâmetros	Métodos		
	Cabral e Antunes (2000)	Horvath e Kenney (1979)	Reese e O'Neill (1999)
Quantidade de Estacas	3	3	3
Comprimento de Embutimento da Estaca na Rocha (L_e)	2 m	3,5 m	4 m
Diâmetro da Estaca (D)	450 mm	450 mm	400 mm
Capacidade de Carga	8683,76 kN	8565,47 kN	8353,37 kN

O método de Cabral e Antunes (2000) considera a capacidade de carga como sendo a soma entre as resistências de ponta e lateral, o que resulta em um valor de capacidade de carga maior para profundidades menores quando comparado com os outros dois métodos em questão. No entanto, o deslocamento necessário para a mobilização da resistência de ponta da estaca é maior, assim a resistência de ponta foi desprezada.

Os métodos de Horvath e Kenney (1979) e Reese e O'Neill (1999) consideram apenas a resistência de fuste para a determinação da capacidade de carga do sistema estaca-rocha, o que implica em um comprimento final da estaca maior para suportar a carga transferida do pilar para a fundação. Reese e O'Neill consideram um fator de redução em função do índice de qualidade da rocha (RQD), tornando-o um método mais conservador em comparação com o método de Horvath e Kenney em profundidades que o RQD é menor que 100%, no caso de rochas com juntas fechadas, e em qualquer profundidade em que a rocha apresenta juntas abertas.

3.3.1 Comparação entre fundação superficial e fundação profunda

É importante levar em consideração diversos fatores no momento de definição de qual método deve ser escolhido para o dimensionamento de uma fundação, o fator mais impactante sendo a segurança. Logo, para o caso é proposta uma abordagem mais conservadora em termos de dimensionamento, e para isso deve-se levar em consideração diversas características do local e a disponibilidade de ensaios que caracterizem o perfil do local, visto que o RQD é apenas um dos muitos fatores que afetam a deformabilidade e a resistência dos maciços rochosos articulados. Outros fatores, como a orientação da descontinuidade e as condições da superfície da descontinuidade, também podem ter um grande efeito na deformabilidade e na resistência dos maciços rochosos (ZHANG, 2016).

Especificamente neste estudo, as capacidades de carga para fundação superficial e profunda são muito próximas, não havendo uma diferença significativa entre as duas. Logo, deve-se levar em consideração qual fundação seria mais eficiente economicamente para o caso apresentado sendo que estas foram tecnicamente comprovadas e avaliadas. Deste modo, toma-se a fundação superficial como a de maior potencialidade para

uso, pois a fundação profunda do tipo estaca raiz provavelmente se apresentaria como mais onerosa. Dado o contexto regional, fundações profundas necessitariam de maquinário e mão-de-obra especializada nesse tipo de serviço, que a localidade não dispõe. No entanto, este tipo de solução poderia se tornar viável em casos que a área necessária para uma fundação rasa viesse a superar as dimensões do terreno e/ou interferir em outras estruturas vizinhas.

4 CONCLUSÕES

Dado o contexto geológico-geotécnico de Campina Grande-PB e o nível de prospecção do terreno disponível, o método mais adequado de dimensionamento para a fundação superficial em sapata, foi o método de Wyllie (1999), e para fundação profundo método de Reese e O'Neill (1999). Ambos conservadores, que se justificam por considerarem apenas o RQD como parâmetro e sendo favorável à segurança.

Ademais, infere-se que, para a situação em questão, a solução que potencialmente mais econômica a ser executada é a fundação superficial do tipo rasa em sapata. Uma vez que a fundação profunda do tipo estaca raiz demanda equipamentos e funcionários especializados, e que diferem da atual cultura local de projetos. Essa diferença entre o custo total para execução da fundação superficial e da fundação profunda está diretamente ligada aos custos referentes ao maquinário e mão-de-obra necessária para execução das estacas, o que não ocorre para a sapata, haja vista que a própria equipe de execução da superestrutura da edificação é capaz de executar a fundação superficial.

AGRADECIMENTOS

À Fundação Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES), à Fundação de Apoio à Pesquisa do Estado da Paraíba (FAPESQ) e à Universidade Federal de Campina Grande (UFCG).

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Araújo, J.M. (2010). *Curso de Concreto Armado*, V.4, 3ª ed, Rio Grande: Dunas.
- Associação Brasileira De Normas Técnicas (2014). NBR 6118/2014. *Projeto de estruturas de concreto – Procedimento*. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira De Normas Técnicas (2019). NBR 6122/2019. *Projeto e execução de fundações*. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira De Normas Técnicas (1995). NBR 6502/1995. *Rochas e solos*. Rio de Janeiro.
- Norma Portuguesa (2010). EN 1997-1: *Eurocódigo 7 - Projeto Geotécnico – Parte 1: Regras Gerais*. Instituto Português de Qualidade.
- Cabral, D. A.; Antunes, W. R. (2000). Sugestão para Determinação da Capacidade de Carga de Estacas Escavadas Embutidas em Rocha. In: Seminário De Engenharia De Fundações Especiais E Geotecnia, São Paulo, *Anais...* n. 4, v. 2, p. 169-173.
- Deere D. U. (1964). Technical description of rock cores for engineering purposes. *Rock Mechanics and Engineering Geology*. n. 1, v. 1, p. 16-22.
- Horvath, R.G., Kenney, T.C. (1979). *Shaft resistance of rock-socketed drilled piers*. In: *Proceedings of Symposium on Deep Foundations*, Atlanta, Georgia, USA, ASCE, p.182-214.
- Mishra, A., Sawant, V.A. (2022). Optimization of Empirical Methods in Determining the Load Capacity of Rock Socketed Piles. *Indian Geotech. Journal*. v.52, n. 4, p. 852–864.
- Reese, L.C., O'neil, M.W (1999). *Drilled Shafts: Construction Procedures and Design Methods*. Report FHWA-IF-99-025, Washington, D.C, Federal Highway Administration, 758p.
- Rezazadeh, S. Eslami A. (2017) Empirical methods for determining shaft bearing capacity of semi-deep foundations socketed in rocks. *J. of Rock Mech. and Geotech. Eng.* v.9, n. 6 p.1140-1151.
- Santos, E. J.; Ferreira, C. A.; Silva Junior, J. M. F. (2002). *Geologia e recursos minerais do Estado da Paraíba*. Recife – PE: Ministério das Minas e Energia; CPRM.
- Wyllie, D. C. (1999). *Foundations on rock*, 2ª ed., E & FN Spon. London.
- Zhang, Lianyang. (2016) Determination and applications of rock quality designation (RQD). *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*. v. 8, n. 3, p. 389-397.