

Comparativo entre tipos de fundações profundas e rasas com melhoramento de solo na cidade de João Pessoa – estudo de caso

Comparison between types of deep and shallow foundations with soil improvement in the city of João Pessoa – a case study

Comparativo entre tipos de cimentaciones profundas y superficiales con mejoramiento del suelo en la ciudad de João Pessoa – estudio de caso

Recebido: 15/11/2025 | Revisado: 18/11/2025 | Aceitado: 18/11/2025 | Publicado: 20/11/2025

Rosane Kelen Rodrigues Delfino
ORCID: <https://orcid.org/0009-0005-6711-1201>
Universidade Federal de Pernambuco, Brasil
E-mail: rosanekrd@gmail.com

Hanna Barreto de Araújo Falcão Moreira
ORCID: <https://orcid.org/0009-0005-0325-7519>
Universidade Federal de Pernambuco, Brasil
E-mail: hanna.bfalcão@ufpe.br

Resumo

Para um bom desempenho das edificações é necessário projetar elementos de fundação adequados a transmitir as ações ao solo. Neste sentido, é proposto um estudo que verifica a viabilidade de uma fundação direta assente sobre o solo natural para um edifício na cidade de João Pessoa-PB. Para tal, foi realizado o dimensionamento da fundação direta, com verificação dos Estados-Limites Último (ELU) e de Serviço (ELS). A capacidade de carga e os recalques imediatos foram avaliados pelos métodos de Schmertmann (1970), MEH e da camada finita com multicamadas. Os resultados indicaram a inviabilidade da fundação direta em solo natural, conduzindo a aplicação da fundação direta associada a melhoramento de solo. Além disso, foi verificada a possibilidade de execução de fundação profunda, com o intuito de substituir o melhoramento do solo. A estaca metálica foi escolhida conforme o perfil estratigráfico do terreno, com presença de argilas moles e rocha calcária a aproximadamente 30 m de profundidade. O dimensionamento da fundação profunda considerou a capacidade estrutural dos perfis metálicos e a capacidade de carga geotécnica, segundo o método de Aoki e Velloso (1975). A partir dos resultados, elaborou-se um orçamento comparativo para os métodos, analisando a viabilidade técnica e econômica das soluções propostas. Concluiu-se que a fundação rasa associada à técnica de melhoramento de solo, apresentou melhor custo-benefício para o empreendimento analisado.

Palavras-chave: Fundação; Dimensionamento; Melhoramento de solo; Análise de viabilidade.

Abstract

For optimal building performance, it is essential to design foundation elements capable of effectively transmitting loads to the soil. In this context, a study is proposed to assess the feasibility of a shallow foundation resting on natural soil for a building located in João Pessoa, PB. The design of the shallow foundation was carried out, including verification of Ultimate Limit States (ULS) and Serviceability Limit States (SLS). Load-bearing capacity and immediate settlements were evaluated using the Schmertmann (1970) method, MEH, and the multilayer finite layer method. The results indicated that a shallow foundation on natural soil was unfeasible, leading to the consideration of shallow foundations combined with soil improvement techniques. Additionally, the possibility of implementing a deep foundation was examined as an alternative to soil improvement. A steel pile was selected based on the stratigraphic profile of the site, which includes soft clays and limestone rock at approximately 30 meters depth. The deep foundation design considered both the structural capacity of the steel profiles and the geotechnical bearing capacity, according to the Aoki and Velloso (1975) method. Based on the findings, a comparative cost analysis was conducted for the proposed methods, evaluating their technical and economic feasibility. It was concluded that the shallow foundation combined with soil improvement techniques offered the best cost-benefit ratio for the analyzed project.

Keywords: Foundation; Design; Soil improvement; Feasibility analysis.

Resumen

Para un buen desempeño de las edificaciones, es necesario diseñar elementos de cimentación adecuados para transmitir las acciones al suelo. En este sentido, se propone un estudio que verifica la viabilidad de una cimentación superficial apoyada directamente sobre el suelo natural para un edificio ubicado en la ciudad de João Pessoa-PB. Para ello, se realizó el dimensionamiento de la cimentación superficial, con la verificación de los Estados Límite Último (ELU) y de Servicio (ELS). La capacidad portante y los asientos inmediatos fueron evaluados mediante los métodos de Schmertmann (1970), MEH, y el método de la capa finita con múltiples capas. Los resultados indicaron la inviabilidad de la cimentación superficial en suelo natural, lo que condujo a la aplicación de una cimentación superficial asociada a técnicas de mejoramiento del suelo. Además, se analizó la posibilidad de ejecutar una cimentación profunda, con el objetivo de sustituir el mejoramiento del suelo. El pilote metálico fue seleccionado conforme al perfil estratigráfico del terreno, con presencia de arcillas blandas y roca caliza a aproximadamente 30 m de profundidad. El dimensionamiento de la cimentación profunda consideró la capacidad estructural de los perfiles metálicos y la capacidad portante geotécnica según el método de Aoki y Velloso (1975). A partir de los resultados, se elaboró un presupuesto comparativo para los métodos, analizando la viabilidad técnica y económica de las soluciones propuestas. Se concluyó que la cimentación superficial asociada a la técnica de mejoramiento del suelo presentó la mejor relación costo–beneficio para el emprendimiento analizado.

Palabras clave: Cimentación; Dimensionamiento; Mejoramiento del suelo; Análisis de viabilidad.

1. Introdução

A subestrutura de uma edificação, denominada fundação, é composta por elementos estruturais responsáveis por transmitir ao solo todas as ações provenientes da superestrutura, como cargas verticais, esforços de vento e ações acidentais (Bastos, 2016). Estes elementos se encontram abaixo do nível do terreno, e que desempenham papel essencial na segurança e desempenho global da edificação.

Entretanto, em diversas regiões, os solos superficiais não apresentam resistência adequada para suportar diretamente as cargas da construção, exigindo o emprego de soluções que melhorem suas propriedades geotécnicas. Nesse contexto, o melhoramento de solos tem sido amplamente utilizado como alternativa técnica e econômica para aumentar a capacidade de carga e reduzir recalques. De acordo com Soares (2005), a compactação e a densificação do solo adjacente promovem incremento na resistência e diminuição da compressibilidade, resultando na majoração de capacidade de carga do solo e redução de recalques.

A aplicação de técnicas de melhoramento torna possível o uso de fundações diretas em locais onde, de outro modo, seriam necessárias fundações profundas, como estacas ou tubulões, que geralmente implicam custos mais elevados e maior complexidade executiva (Moura et. al 2024). Deste modo, a escolha entre empregar fundações rasas com melhoramento do solo ou fundações profundas depende de uma análise integrada entre desempenho técnico e viabilidade econômica (Batista, 2024).

Neste sentido, é proposto um estudo que verifica a viabilidade de uma fundação direta assente sobre o solo natural para um edifício na cidade de João Pessoa-PB. Para tal, foi realizado o dimensionamento da fundação, incluindo a verificação dos recalques. Adicionalmente, desenvolveu-se o dimensionamento de uma fundação profunda, proposta como alternativa à fundação direta associada ao melhoramento do solo. Com base nos resultados obtidos, elaborou-se uma análise comparativa entre as soluções, considerando aspectos técnicos e econômicos.

2. Metodologia

A metodologia adotada neste estudo consistiu na aplicação de procedimentos clássicos e normatizados para o dimensionamento de fundações, com base nas características geotécnicas do subsolo e nas solicitações provenientes da superestrutura. O dimensionamento, tanto para fundações diretas como profundas, foi conduzido conforme os critérios estabelecidos pelas normas técnicas vigentes, contemplando verificação de capacidade de carga, recalques admissíveis e fatores de segurança.

Realizou-se uma pesquisa descritiva, de natureza quantitativa e do tipo específico de Estudo de Caso, o qual é um tipo

de pesquisa centrada ou focada em um fenômeno que é descrito com a maior profundidade possível para o momento (Pereira et al., 2018) com uso de fórmulas matemáticas e, de estatística descritiva simples com gráfico de setores, gráfico de barras e valores de frequência absoluta em quantidades e, frequência relativa em porcentagens (Shitsuka et al., 2018).

2.1 Fundações diretas

2.1.1 Capacidade de carga de fundação direta

Para a NBR 6122, a grandeza fundamental do projeto de fundações superficiais é a tensão admissível de projeto (σ_{adm}) ou a tensão resistente de projeto (σ_{rd}), dependendo da filosofia de cálculo utilizada pelo projetista. Em ambos os casos, as tensões devem atender simultaneamente aos Estados-Limites Últimos (ELU), que são associados ao colapso parcial ou total da obra, e aos Estados-Limites de Serviço (ELS), quando ocorrem deformações, fissuras, entre outros danos que comprometam o uso da obra (ABNT, 2010).

E, de acordo com a NBR 6122/2010, seja qual for a filosofia usada, a tensão admissível ou tensão resistente de projeto deve ser fixada a partir da utilização e interpretação de um ou mais dos seguintes procedimentos: prova de carga estática, métodos teóricos e métodos semiempíricos.

Para Teixeira e Godoy (1998), os métodos semiempíricos são aqueles em que as propriedades dos solos são estimadas com base em correlações diretas entre os valores do índice de resistência à penetração padrão (NSPT), obtidos do ensaio de sondagem à percussão (SPT), ou da resistência de ponta (q_c), do ensaio de Penetração Estática de Cone (CPT). Existem fórmulas semiempíricas, apresentadas na Tabela 1, que levam em conta o tipo de solo, o que confere um resultado mais preciso, em Kgf/cm^2 .

Tabela 1 - Fórmulas para determinação da tensão admissível do solo, pelo método semiempírico.

Tipo de solo	Fórmula
argila pura	$\sigma_{adm} = \frac{N_{SPT}}{4}$
argila siltosa	$\sigma_{adm} = \frac{N_{SPT}}{5}$
argila areno siltosa	$\sigma_{adm} = \frac{N_{SPT}}{7,5}$

Fonte: Adaptado de Santos (2015).

2.1.1 Recalques em fundações diretas

Para Aoki (2000), o comportamento de uma obra de engenharia civil ao longo de sua vida útil — especialmente no que se refere às fundações — está diretamente relacionado ao nível de modificação imposto ao maciço de solo durante a fase construtiva. O autor também destaca que a resposta da fundação às cargas de serviço pode ser interpretada por meio da curva que relaciona carga, tempo e recalque dos elementos de apoio da estrutura.

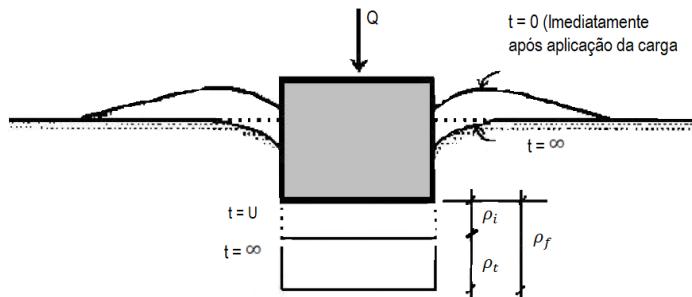
Na concepção de Rebello (2008), o recalque tem a ver com a deformação do solo quando submetido a cargas, provocando movimentação na fundação que, dependendo da intensidade, pode causar sérios danos à estrutura.

Rebello (2008) descreve o recalque imediato (ρ_i na Equação (1)) como aquele que ocorre logo após a aplicação da carga, sendo os solos não coesivos aqueles que apresentam maiores deslocamentos (Figura 1). De acordo com Velloso e Lopes (2004), esse tipo de recalque resulta de deformações que ocorrem mantendo-se o volume constante, caracterizadas por distorções sem

alteração do índice de vazios. Tais deformações se desenvolvem simultaneamente à aplicação das cargas, ocorrendo em condições drenadas quando se trata de solos arenosos e em regime não drenado no caso das argilas. Na Equação (1), o termo ρ_t representa a parcela do recalque que se manifesta ao longo do tempo.

$$\rho_f = \rho_i + \rho_t \quad (1)$$

Figura 1 - Recalque de uma fundação superficial sob carga vertical centrada.



Fonte: Adaptado de Velloso e Lopes (2004).

A parcela de recalque que se processa com o tempo ρ_t ocorre devido ao processo de adensamento, que, de acordo com Santos (2015), ocorre pela diminuição no volume aparente do maciço de solo, causado pelo fechamento dos vazios deixados pela água expulsa em função da pressão da fundação aplicada ao solo.

2.1.2.1 Recalques imediatos em MEH

Ao admitir que o solo se comporta como um meio elástico, homogêneo e isotrópico (MEH), torna-se possível estimar os recalques imediatos em fundações rasas a partir de dois modelos clássicos de representação do maciço: a camada finita e a camada semi-infinita (Cintra et al., 2011).

2.1.2.1.1 Camada semi-infinita

Quando se adota a hipótese de que o solo possui espessura suficientemente grande para ser tratado como um meio semi-infinito, o recalque imediato ρ_i pode ser obtido utilizando a Equação (2), a qual considera a distribuição de tensões e a deformabilidade do material no domínio elástico.

$$\rho_i = \sigma B \left[\frac{1 - \nu^2}{E} \right] I_p \quad (2)$$

Em que:

σ - Tensão aplicada pela fundação direta;

B - Menor dimensão da sapata;

ν - Módulo de Poisson do solo;

E - Módulo de elasticidade do solo;

I_p - Fator de influência de forma da sapata, obtido através da Tabela 2.

Tabela 2 - Fator de forma I_p .

Forma	Sapata Flexível			Rígida
	Centro	Canto	Médio	-
Circular	1,00	0,64*	0,85	0,79
Quadrada	1,12	0,56	0,95	0,99
$L/B^* = 1,5$	1,36	0,67	1,15	-
2	1,52	0,76	1,30	-
3	1,78	0,88	1,52	-
5	2,10	1,05	1,83	-
10	2,53	1,26	2,25	-
100	4,00	2,00	3,70	-

*Razão entre o lado maior (L) e o lado menor (B) de uma sapata retangular

Fonte: Cintra et. al 2011.

Conforme discutido por Cintra et al. (2011), a formulação empregada baseia-se nos pressupostos da elasticidade linear, assumindo que o maciço se comporta como um meio homogêneo e elástico com extensão semi-infinita. Para representar adequadamente as características do solo estudado, tornou-se imprescindível adotar um valor de coeficiente de Poisson compatível com o material, conforme indicado na Tabela 3.

Tabela 3 - Valores do coeficiente de Poisson em função do tipo de solo.

Solo	ν
Areia pouco compacta	0,2
Areia compacta	0,4
Silte	0,3-0,5
Argila saturada	0,4-0,5
Argila não saturada	0,1-0,3

Fonte: Adaptado de Teixeira et. al (1996).

2.1.2.1.2 Camada finita

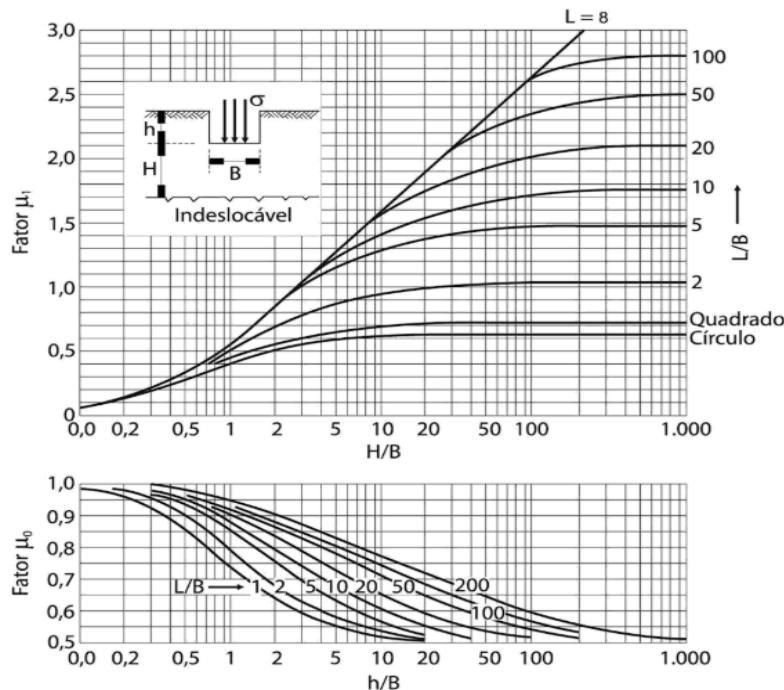
Em determinadas situações, a camada de solo que se comporta como MEH apresenta espessura limitada. Nesses casos, a estimativa dos recalques pode ser realizada adotando-se a modelação do terreno como um meio contínuo composto por uma camada finita apoiada sobre um estrato de elevada rigidez, no qual os deslocamentos podem ser considerados desprezíveis (Cintra et al., 2011).

Ao considerar deformações de volume constante e adaptando a teoria da elasticidade, permitem obter o recalque médio das sapatas flexíveis por meio da Equação (3) (Simons & Menzies, 1981).

$$\rho_i = \mu_0 \mu_1 \frac{\sigma B}{E_S} \quad (3)$$

Os valores μ_0 e μ_1 são fatores de influência provenientes do embutimento das sapatas e da espessura da camada de solo, ambos são determinados em função de B e retirados no ábaco presente na Figura 2.

Figura 2- Fatores μ_0 e μ_1 para cálculo de recalques imediato - camada finita.



Fonte: Simons e Menzies (1981).

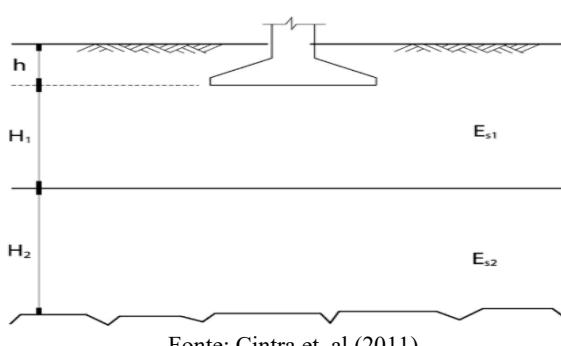
O maciço de solo pode apresentar diferentes camadas, com características distintas, cada uma com seu respectivo módulo de deformabilidade. E o recalque total será a soma dos recalques oriundos de cada camada de solo. Cintra et. al (2011) destacam duas soluções para o cálculo de recalque em multicamadas: camada hipotética e sapata fictícia.

a) Camada hipotética

No caso de duas camadas compressíveis (Figura 3), o cálculo do recalque da camada superior, ρ_1 , é realizado aplicando-se a técnica que consiste em transladar a camada considerada indeformável para o topo da segunda camada, utilizando-se para o cálculo o módulo de deformabilidade da primeira camada (E_{s1}).

Para a obtenção do recalque da camada inferior, ρ_2 , Simons e Menzies (1981) propuseram um método no qual inicialmente se determina o recalque de uma camada fictícia cuja espessura corresponde à soma das duas camadas reais, adotando-se o módulo de deformabilidade da segunda camada (E_{s2}); Em seguida, subtrai-se desse valor o recalque previamente obtido para a primeira camada, também calculado com base em E_{s2} . O recalque total resulta da soma das parcelas individuais.

Figura 3 - Duas camadas compressíveis.

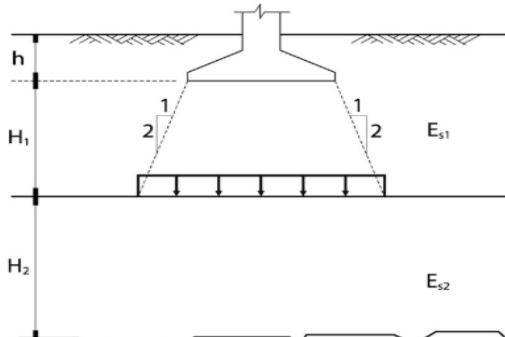


Fonte: Cintra et. al (2011).

b) Sapata fictícia

Esse procedimento de cálculo serve para simplificar a determinação do recalque na segunda camada, onde se considera uma sapata fictícia apoiada no topo da segunda camada, com uma propagação da área, uma ampliação 1:2, conforme ilustra a Figura 4. Os resultados desse método são similares ao procedimento anterior da camada hipotética.

Figura 4 - Sapata fictícia na segunda camada.



Fonte: Cintra et. al (2011).

2.1.2.2 Recalques imediatos em areias

Ruver (2005) faz um levantamento dos principais modelos apresentados por pesquisadores para obtenção dos valores dos recalques em areias. Ele afirma que o primeiro modelo foi apresentado por Terzaghi (1948), o qual foi posteriormente modificado por muitos autores, na tentativa de melhorar a precisão do modelo original, considerado muito conservador.

Dentre os modelos para o cálculo de recalques, será descrito, a seguir, o de Schmertmann (1978).

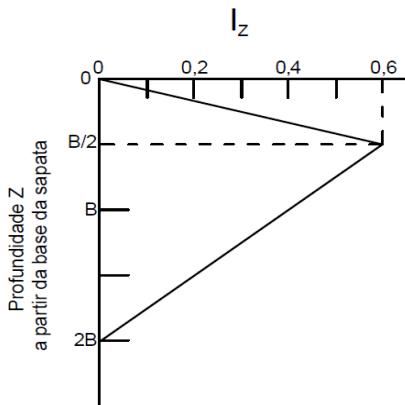
2.1.2.2.1 Método de Schmertmann

A metodologia proposta por Schmertmann (1970) permite estimar os recalques de sapatas rígidas isoladas assentadas em solos arenosos, considerando o solo como um semi-espacô elástico, homogêneo e isotrópico. O método relaciona a deformação vertical (ε_z), sob o centro da fundação e a uma profundidade z , a tensão uniformemente aplicada (σ) e ao módulo de deformabilidade do solo (E) (Equação 4). Dessa forma, a distribuição das deformações ao longo do perfil é utilizada para calcular o recalque total por meio da integração das parcelas de deformação na zona influenciada pelo carregamento.

$$\varepsilon_z = \frac{\sigma}{E} I_z \quad (4)$$

O fator I_z representa o coeficiente de influência da deformação ao longo da profundidade (Figura 5). Schmertmann (1970) considera que, no bulbo de tensões, a deformação vertical atinge seu valor máximo aproximadamente na profundidade $B/2$ estendendo-se de forma significativa até cerca de $2B$, onde B corresponde à largura da sapata. Esse comportamento é utilizado para definir a distribuição da deformação ao longo do perfil e, consequentemente, para estimar o recalque por meio da integração das deformações influenciadas pelo carregamento.

Figura 5 - Fator de influência na deformação vertical.



Fonte: Schmertmann (1970 apud Cintra et. al 2003).

Ao incluir a influência da sapata no cálculo, o autor introduz o fator C_1 , apresentado na Equação 5. Nesse contexto que representa a tensão vertical efetiva na profundidade de apoio da fundação, enquanto σ^* corresponde à tensão transmitida pela sapata, definida por ($\sigma^* = S - q$).

$$C_1 = 1 - 0,5 \left(\frac{q}{\sigma^*} \right) \geq 0,5 \quad (5)$$

Schmertmann (1970) identificou que, em solos arenosos, além do recalque imediato, existe uma parcela adicional que se manifesta ao longo do tempo. Para contemplar esse efeito, ele propôs um fator de correção denominado C_2 , expresso na Equação 6, no qual t representa o tempo em anos.

$$C_2 = 1 + 0,2 \log \left(\frac{t}{0,1} \right) \quad (6)$$

Ao considerar a existência de n camadas homogêneas no intervalo de profundidade entre 0 e $2B$, e ao incorporar tanto os efeitos do tempo quanto o do embutimento, obtém-se um recalque descrito pela Equação 7. Nessa formulação, I_z indica o fator de influência associado à deformação na metade da espessura da i -ésima camada, enquanto E , é o módulo de deformabilidade dessa mesma camada, cuja espessura é ΔZ_i .

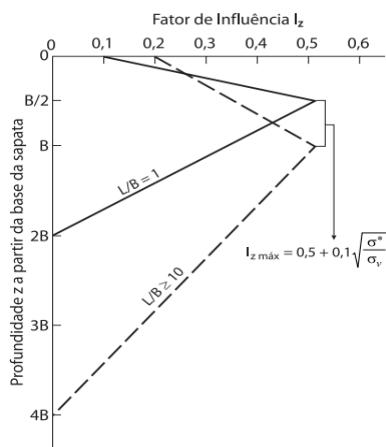
$$\rho_d = C_1 C_2 \sigma^* \sum \left(\frac{I_z}{E} \Delta Z_i \right) \quad (7)$$

Schmertmann et al. (1978) introduziram modificações com o objetivo de distinguir o comportamento entre sapatas corridas e sapatas quadradas. Para isso, elaboraram dois novos diagramas que representam a distribuição do fator de influência I_z , reconhecendo que tanto a profundidade do solo quanto a geometria da sapata afetam o valor desse fator. Nos resultados apresentados, o valor máximo de I_z ocorre em $Z = B$ para sapatas corridas, enquanto para sapatas quadradas esse pico aparece em, em $Z = B/2$. Tal relação é apresentada na Equação 8, onde σ_v corresponde à tensão vertical efetiva associada ao ponto de $I_{Zmáx}$.

$$I_{Zmáx} = 0,5 + 1 \sqrt{\frac{\sigma^*}{\sigma_v}} \quad (8)$$

Na profundidade $z=0$, o fator I_z não é igual a zero em nenhum dos dois diagramas: ele assume o valor 0,2 no caso de sapatas corridas e 0,1 para sapatas quadradas. Vale ressaltar que, no novo diagrama, a sapata corrida vai ser até 4B, conforme exposto no gráfico da Figura 6.

Figura 6 - Fatores de influência na deformação vertical.



Fonte: Schmertmann et al. (1978 apud Cintra, Aoki & Albiero, 2003).

2.2 Fundações profundas

2.2.1 Métodos de previsão de capacidade de carga em estacas

De acordo com a NBR 6122 (ABNT, 2010), a capacidade admissível ou carga resistente de projeto é a grandeza principal em um projeto de fundação. As cargas ou tensões geradas por cada elemento isolado de fundação bem como o conjunto devem obedecer simultaneamente ao Estado-Límite Último (ELU) e de Serviço (ELS), sendo a carga admissível determinada a partir da carga de ruptura.

Para Pedreira e Pacheco (2016), a capacidade de carga pode ser encontrada por meio de métodos estáticos, dinâmicos ou provas de carga. O autor acrescenta que os estáticos podem ser divididos em métodos semiempíricos de transferência de cargas e racionais ou teóricos. A metodologia mais utilizada no cálculo da capacidade de carga são os semiempíricos e, entre estes, está o método Aoki-Velloso (1975).

Ressalta-se que cada vez mais esses métodos semiempíricos estão sendo associados a aplicação de inteligência artificial, de maneira a compilar conhecimento do tipo de estacas estudadas, dos ensaios geotécnicos utilizados, das informações do subsolo, entre outros. De acordo com Carvalho, Sales e Cavalcante (2023), as RNAs demonstraram ser uma ferramenta muito eficiente quando comparadas aos métodos empíricos clássicos já consolidados, de modo que os resultados obtidos se assemelharam as informações obtidas em provas de carga estática.

2.2.1.1 Método Aoki-Velloso (1975)

O método Aoki-Velloso (1975) foi desenvolvido a partir de correlações estabelecidas entre resultados de ensaios de penetração dinâmica (SPT) e estática (CPT), possibilitando a estimativa da capacidade de carga última de estacas por meio de parâmetros obtidos em sondagens. A metodologia permite avaliar separadamente as contribuições de resistência de ponta e de resistência lateral, utilizando para isso um coeficiente de transformação K, diretamente relacionado ao número de golpes do SPT, e um coeficiente α , dependente das características geotécnicas do solo atravessado. A Tabela 4 reúne os valores de K e α para diferentes classes de solo.

Para considerar as particularidades do tipo de estaca utilizada, o método aplica ainda os coeficientes de correção F1 e F2 (Tabela 5), que ajustam, respectivamente, a resistência de ponta e a resistência lateral, em função do sistema executivo, do material da estaca e de possíveis efeitos de adensamento ou deslocamento lateral do solo.

Tabela 4 - Coeficientes K e α em função do tipo de solo.

Tipo de solo	K (Mpa)	α (%)
Areia	1,0	1,4
Areia siltosa	0,8	2,0
Areia argilosa	0,6	3,0
Silte	0,4	3,0
Silte arenoso	0,55	2,2
Silte argiloso	0,23	3,4
Argila	0,2	6,0
Argila arenosa	0,35	2,4
Argila siltosa	0,22	4,0

Fonte: Adaptado de Schnaid e Odebrecht (2012).

Tabela 5 - Coeficientes F1 e F2 em fatores de correção da resistência.

Tipo de estaca	F1	F2	α (%)
Escavada	3,00	6,00	1,4
Franki	2,30	3,00	2,0
Pré-moldada concreto	2,50	3,50	3,0
Strauss	4,20	3,90	3,0
Hélice continua	3,00	3,80	2,2
Raiz	2,20	2,4	3,4

Fonte: Adaptado de Monteiro (1997).

A partir desses parâmetros, a capacidade de carga é obtida somando-se as parcelas de resistência de ponta e resistência lateral ao longo do fuste, utilizando as formulações apresentadas na Tabela 6.

Tabela 6 - Equações para determinação da capacidade de carga pelo método de Aoki e Velloso (1975).

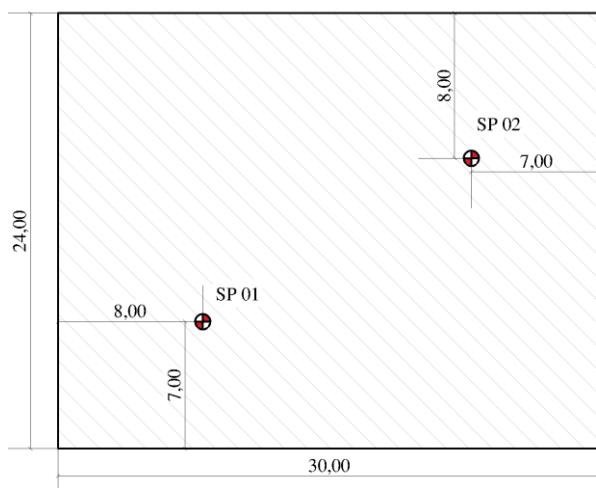
Resistência lateral	$RL = \frac{\alpha K N_{SPT}}{F_2} U \Delta_L$	$U = \text{Perímetro da estaca}$ $\Delta_L = \text{Espessura da camada em análise}$
Resistência de ponta	$RP = \frac{K N_{SPT}}{F_1} \Delta_P$	$\Delta_P = \text{Área da seção transversal da estaca}$
Resistência total	$R = \frac{K N_{SPT}}{F_1} \Delta_P + \frac{\alpha K N_{SPT}}{F_2} \sum_{cp}^{ca} U \Delta_L$	

Fonte: Adaptado de Lobo (2005).

2.3 Caracterização geotécnica

A área de estudo, que se localiza no bairro do Bessa, na cidade de João Pessoa, apresenta características de planície de restinga. De acordo com Furrier (2007), esta planície é formada por sedimentos marinhos, fluviais e flúvio marinhos. Em termos geológicos, Sarmento (2012) descreve que o solo superficial é composto de areia de graduação fina, seguido de camadas de argilas com cor variando do cinza ao amarelado. A análise do subsolo do edifício foi caracterizada através de dois furos de sondagem à percussão (SPT), cuja localização dos furos está ilustrada na Figura 7.

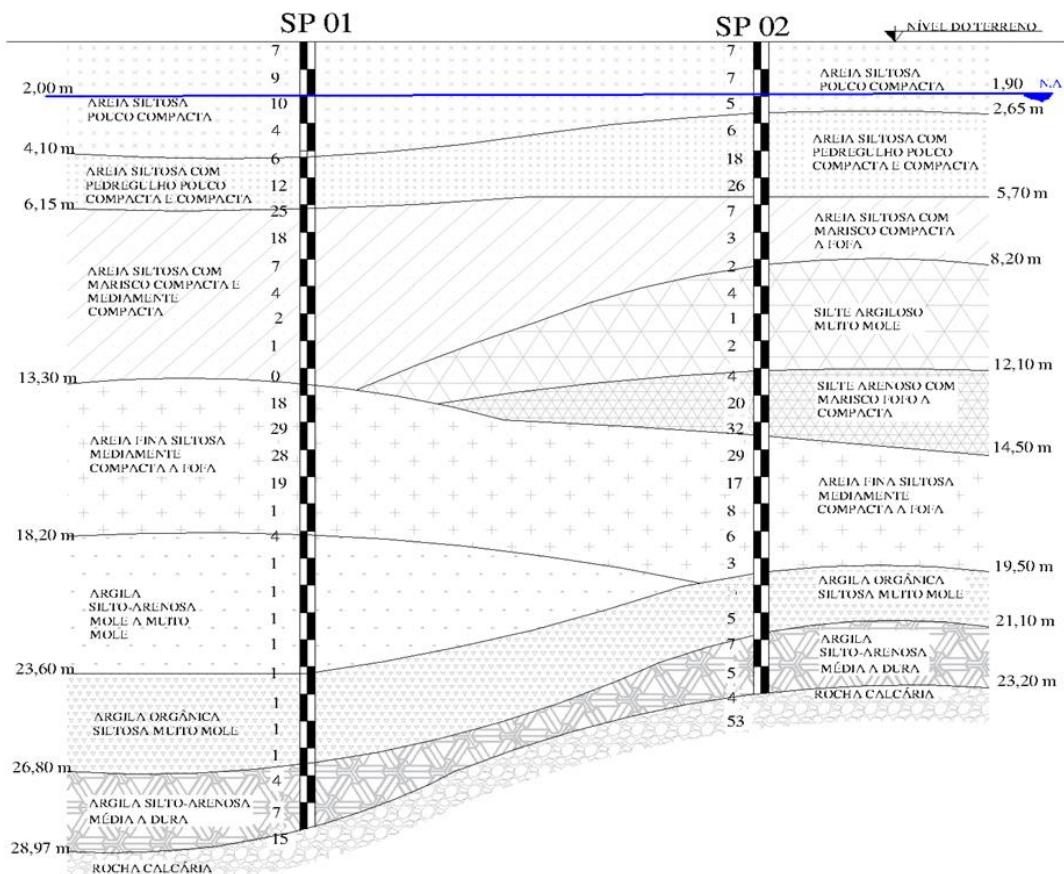
Figura 7 - Localização dos furos de sondagem.



Fonte: Adaptado do acervo da obra (2019).

De posse dos boletins de sondagem foi possível determinar o perfil estratigráfico do terreno, o qual está apresentado na Figura 8. Através do perfil é possível observar camadas predominantemente arenosa nos primeiros metros, com presença significativa de camadas argilosas mais profundas, além de uma interface com rocha calcária em torno de 28–29 m. Observa-se um nível d'água raso, aproximadamente entre 1,90 m (SP02) e 2,00 m (SP01).

Figura 8 - Perfil estratigráfico do local da obra.



Fonte: Adaptado do acervo da obra (2019).

Nos dois furos, os primeiros 4 a 8 m são constituídos por areias siltosas pouco compactas a compactas, com pequenas variações laterais e locais com presença de pedregulhos ou mariscos. Tal situação promove valores de resistência mais elevados como comprova os resultados do NSPT. A porção intermediária, entre 18 e 23 m, apresenta presença marcante de argilas siltosas e argilas orgânicas muito moles, tanto no SP01 quanto no SP02, embora com espessuras e profundidades variáveis. Essa é a zona mais crítica do perfil, com elevada compressibilidade e baixíssima resistência não drenada, representando risco significativo de recalques e baixa capacidade de carga. Abaixo da camada de argila mole é identificada uma camada de argila dura que indica a transição para solos mais competentes, como é o caso da identificação da rocha calcária.

2.4 Descrição da obra analisada

A pesquisa se desenvolveu em um edifício residencial, localizado na planície costeira da cidade de João Pessoa – PB. A Figura 9 apresenta a proposta do edifício, constituído de 8 pavimentos, construídos acima da superfície do terreno, com pé direito de 2,8 metros, compostos por três unidades residenciais em cada pavimento, um apartamento duplex com área de lazer própria e uma cobertura com área de festas e piscina, possui também um reservatório elevado.

Figura 9- Elevação do projeto do residencial analisado.



Fonte: Adaptado do acervo da obra (2019).

A estrutura da edificação é constituída de pilares, vigas, rampas e escadas em concreto armado e possui lajes lisas. O edifício possui 18 pilares com cargas que variam entre 58 tf e 212 tf (Tabela 7). O fechamento da estrutura é composto por alvenaria de vedação.

Tabela 7 - Cargas atuantes nos pilares da edificação.

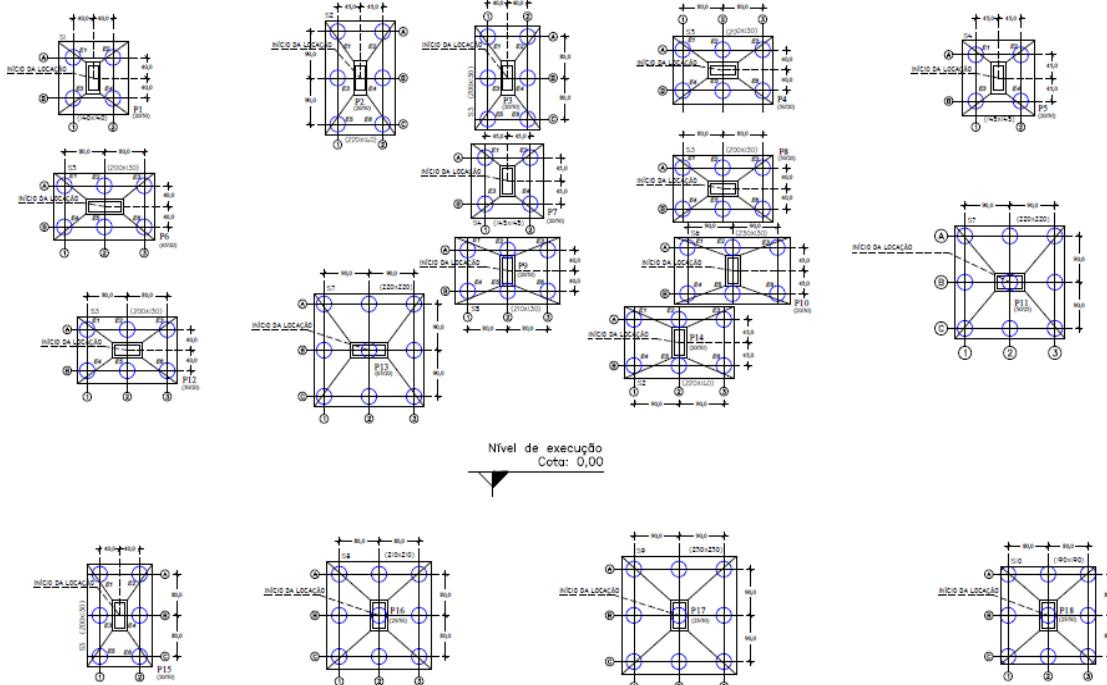
PILAR	tf	PILAR	tf
P1	58	P10	118
P2	116	P11	184
P3	61	P12	97
P4	80	P13	175
P5	65	P14	120
P6	83	P15	80
P7	84	P16	168
P8	88	P17	212
P9	92	P18	131

Fonte: Adaptado do acervo da obra (2019).

A fundação é do tipo direta, com sapatas isoladas e assentadas a uma cota de 1,5 metro da superfície do terreno, sobre uma camada compactada com solo melhorado por meio de uma mistura de areia e cimento.

No melhoramento do solo, foram realizadas 117 estacas de compactação com um traço em volume 1:15 (cimento, areia), tendo sido utilizado o processo de vibro-deslocamento para execução das estacas. As estacas possuem diâmetro de 0,3m e profundidade de 3,5m. A Figura 10 apresenta a planta de locação das sapatas e estacas de compactação.

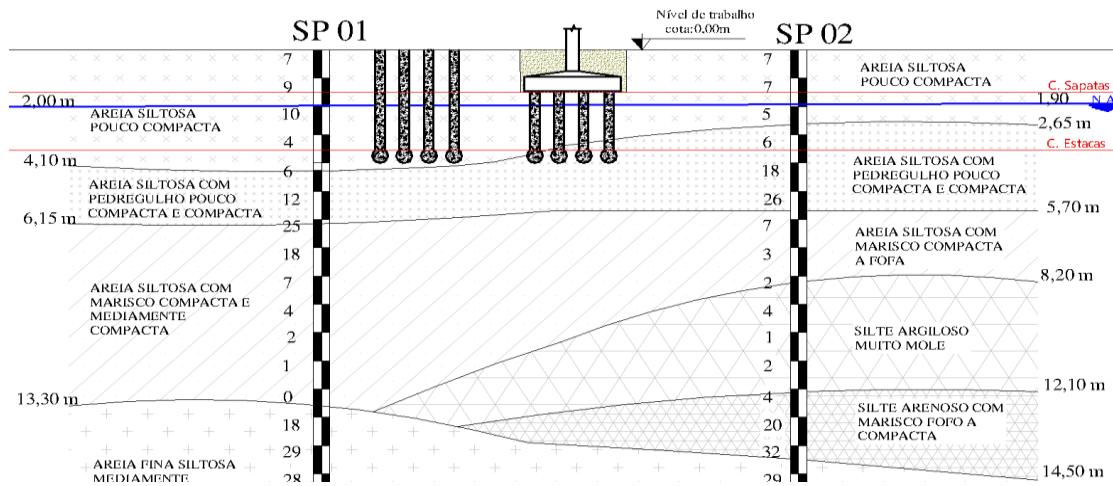
Figura 10 - Locação das sapatas e estacas de compactação.



Fonte: Adaptado do acervo da obra (2019).

Após a execução das estacas de compactação, deu-se início à escavação da vala e ao arrasamento das estacas até a cota prevista para o assentamento das sapatas, conforme ilustrado na Figura 11. A execução foi iniciada pelas sapatas localizadas nas cotas mais profundas, as quais, após a concretagem, foram reaterradas com material adequadamente compactado. Somente então prosseguiu-se com a construção das sapatas adjacentes, garantindo estabilidade local e evitando interferências entre as escavações.

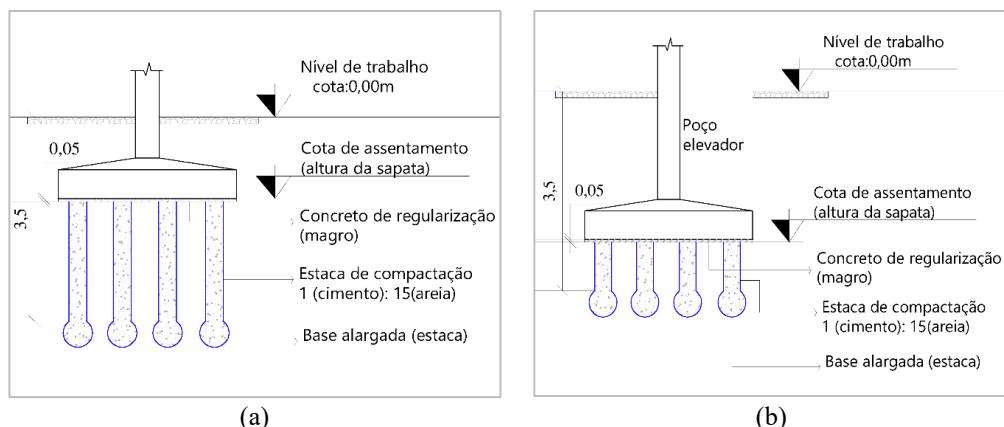
Figura 11 - Ilustração do processo de execução das sapatas após densificação do terreno.



Fonte: Adaptado do acervo da obra (2019).

A função das estacas é densificar o solo durante sua instalação. Em virtude das cargas elevadas previstas para as sapatas dos elevadores, houve um maior arrasamento dessas estacas, conforme ilustra a Figura 12.

Figura 12 - Cortes esquemáticos para execução das estacas de compactação sem elevador (a) e com elevador (b).



Fonte: Adaptado do acervo da obra (2019).

A Figura 13 ilustra a elevação da edificação com o sistema de fundação descrito, sapatas isoladas e associadas assentadas em solo densificado com estacas de compactação.

Figura 13 - Elevação do projeto com o sistema de fundação completo (sapatas e estacas de compactação).



Fonte: Adaptado do acervo da obra (2019).

3. Resultados

3.1 Análise de fundação direta em solo natural

A priori se verificou a possibilidade de uma fundação direta, do tipo sapata isolada, estando ela assentada no terreno natural. Para isso, foram verificados os Estados-Limites Último (ELU) e de Serviço (ELS). A análise foi realizada no pilar 17, por se tratar de situação mais desfavorável (Tabela 7).

3.1.1 Tensão admissível

Para o cálculo da tensão admissível, foi utilizado o método descrito por Teixeira e Godoy (1998), representado pela Equação (9). Utilizando uma sapata que apresenta $B = 3\text{ m}$, o bulbo de tensão é de 6 m, logo o $N_{SPT\text{ (médio)}}$ do bulbo é 12,5. Ao se aplicarem os valores na Equação (9), encontra-se uma $\sigma_{adm} = 25\text{ tf/m}^2$ e uma carga admissível $P = 225\text{ tf}$.

$$\sigma_{adm} = \frac{N_{SPT\text{ (médio)}}}{5} \quad (9)$$

Ao analisar as cargas dos pilares descrito na Tabela 7, sendo a maior carga de 212 Tf, constatou-se que, com relação à tensão admissível para uma sapata de $B = 3\text{ m}$, é possível sua execução em solo natural, desde que atenda também aos recalques limites.

3.1.2 Recalques

3.1.2.1 Recalques imediatos em areia

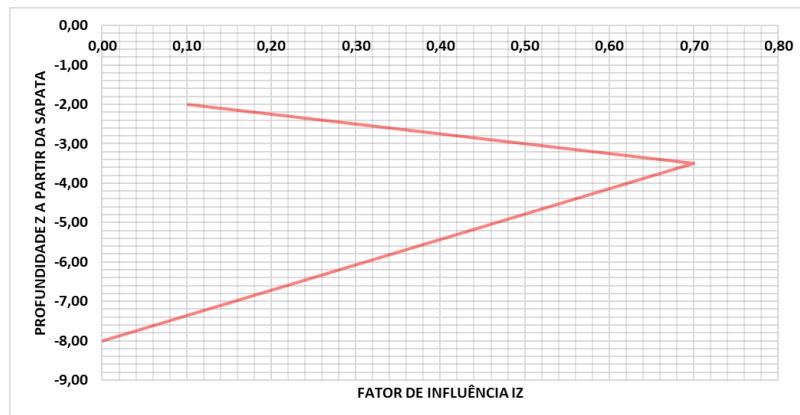
Para calcular o recalque imediato em areia, se fez uso do método proposto por Schmertmann (1970), o qual propõe que a maior concentração dos recalques e da distribuição das cargas ao solo ocorrem dentro do bulbo de tensão $2B$. Como a menor

dimensão da sapata permitida pela tensão admissível foi de $B=3m$, o bulbo de tensão para o pilar 17 será de 6 metros.

Ao encontrar o fator de influência máximo $I_{Z_{max}} = 0,70$, foi possível desenvolver o gráfico do fator de influência I_Z em função da profundidade do bulbo de tensão, conforme apresenta a

Figura 14.

Figura 14 - Fator de influência na deformação vertical.



Fonte: Autoria própria.

O procedimento de cálculo seguiu conforme descrito no método Schmertmann, fazendo-se uso da Equação (7, para determinação dos recalques para duas sondagens, conforme descrito na

Tabela 8.

Tabela 8 – Recalques calculados pelo método de Schmertmann.

SONDAGEM	ρ
01	28,63 mm
02	28,23 mm

Fonte: Autoria própria.

3.1.2.2 Recalques imediatos em MEH

O recalque imediato em MEH foi calculado com o método da camada finita com o princípio das multicamadas, para o qual foram utilizados dois procedimentos distintos: camada hipotética e sapata fictícia.

Para uma maior precisão, o cálculo do recalque para os dois métodos foi realizado a cada 1m, seguindo as especificações descritas nas sondagens, como tipo e características do solo. O resultado dos recalques para ambos os procedimentos se encontra descrito na Tabela 9.

Tabela 9 - Recalques imediatos em MEH para multicamadas.

	SONDAGEM	CAMADA HIPOTÉTICA	SAPATA FICTÍCIA
RECALQUE	01	31,40 mm	31,84 mm
	02	36,70 mm	36,21 mm

Fonte: Autoria própria.

O recalque médio dos três métodos utilizados na pesquisa, encontra-se descrito na Tabela 10.

Tabela 10 – Comparativo do valor do recalque médio para os diferentes métodos.

RECALQUE	SONDAGEM	SCHMERTMANN (1978)	CAMADA HIPOTÉTICA	SAPATA FICTÍCIA	RECALQUE MÉDIO
01		28,63 mm	31,40 mm	31,84 mm	30,62 mm
02		28,23 mm	36,70 mm	36,21 mm	33,71 mm

Fonte: Autoria própria.

Observa-se que o recalque imediato médio estimado para os dois furos de sondagem ultrapassou 30 mm. Esse valor é considerado elevado para fundações rasas, sobretudo porque a análise contemplou apenas o recalque imediato, desconsiderando os efeitos de adensamento ao longo do tempo e a influência de sapatas vizinhas, que tenderiam a aumentar ainda mais a deformação total. Diante desse comportamento do solo, conclui-se que a adoção de fundações diretas assentadas sobre o terreno natural é tecnicamente inviável.

3.2 Análise de fundação profunda

A escolha do tipo de estaca utilizada na fundação profunda foi realizada com base na análise do perfil estratigráfico do terreno. Conforme observado anteriormente, o perfil do solo apresenta camadas compressíveis menos resistentes (argila silto-arenosa mole e argila orgânica de 2m de espessura) e a profundidade considerada indeslocável foi obtida a 30m com a camada de rocha calcária. Diante deste cenário, a estaca mais adequada para o respectivo terreno é a metálica, que é capaz de atingir grandes profundidades sem sofrer interferência pela presença de camadas mais moles.

3.2.1 Capacidade de carga estrutural

A capacidade de carga estrutural corresponde à resistência estrutural do aço que compõe o perfil; trata-se da carga máxima a que a estaca poderá resistir. De acordo com a NBR 6122 (ABNT, 2010), o dimensionamento das estacas deve atender às especificações descritas na NBR 8800 (ABNT, 2008); a qual recomenda a redução de uma parcela da espessura da estaca metálica, em todo o perímetro do elemento que esteja em contato com o solo, denominada de espessura de sacrifício. A

Tabela 11 apresenta os descontos da espessura de sacrifício, uma compensação para corrosão.

Tabela 11 - Espessura de compensação de corrosão.

Classe	Espessura a reduzir (mm)
Solos em estado natural e aterros controlados	1,0
Argila orgânica; solos porosos não saturados	1,5
Aterros não controlados	2,0
Turfas	3,0
Solos contaminados (*)	3,2
(*) Casos de solos agressivos devem ser estudados especificamente	

Fonte: Adaptado da Gerdau (2018).

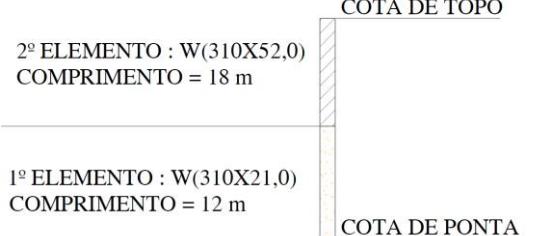
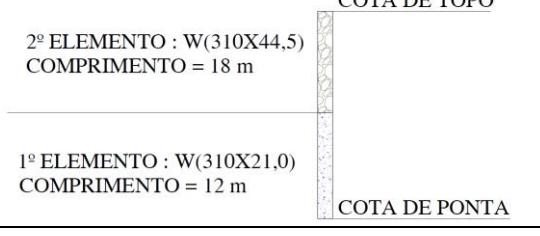
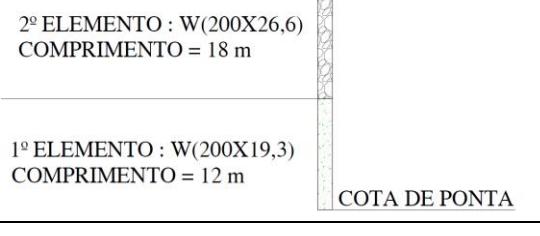
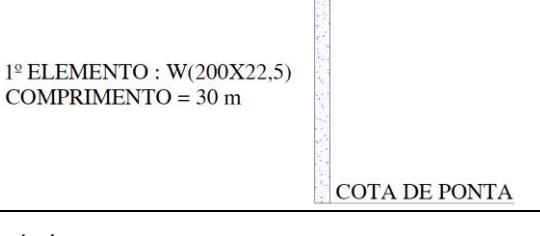
Em função do carregamento e das especificações do terreno foram escolhidos os perfis W (200 x 19,3), W (200 x 22,5), W (200 x 26,6), W (310 x 21,0), W (310 x 44,5) e W (310 x 52,0) da tabela de Carga Admissível Estrutural da Gerdau, que aponta como carga de trabalho já considerando a camada de sacrifício de 1,0mm.

3.2.2 Capacidade de carga geotécnica

Para calcular a capacidade de carga geotécnica, foi utilizado o método semiempírico proposto por Aoki e Velloso (1975). O método propõe que o cálculo da resistência da estaca é a soma da resistência lateral com a resistência da ponta da estaca. Os resultados encontram-se descritos na

Tabela 12, de modo a estabelecer a quantidade de estacas em função da carga de trabalho do elemento estrutural e da carga geotécnica suportada pelo solo.

Tabela 12 - Especificações das estacas metálicas.

Legenda	Carga de trabalho	Quant.	Tipo	Configuração
	101 tf	6	1	<p>2º ELEMENTO : W(310X52,0) COMPRIMENTO = 18 m</p>  <p>1º ELEMENTO : W(310X21,0) COMPRIMENTO = 12 m</p>
	77 tf	15	2	<p>2º ELEMENTO : W(310X44,5) COMPRIMENTO = 18 m</p>  <p>1º ELEMENTO : W(310X21,0) COMPRIMENTO = 12 m</p>
	43 tf	10	3	<p>2º ELEMENTO : W(200X26,6) COMPRIMENTO = 18 m</p>  <p>1º ELEMENTO : W(200X19,3) COMPRIMENTO = 12 m</p>
	36 tf	6	4	<p>1º ELEMENTO : W(200X22,5) COMPRIMENTO = 30 m</p> 

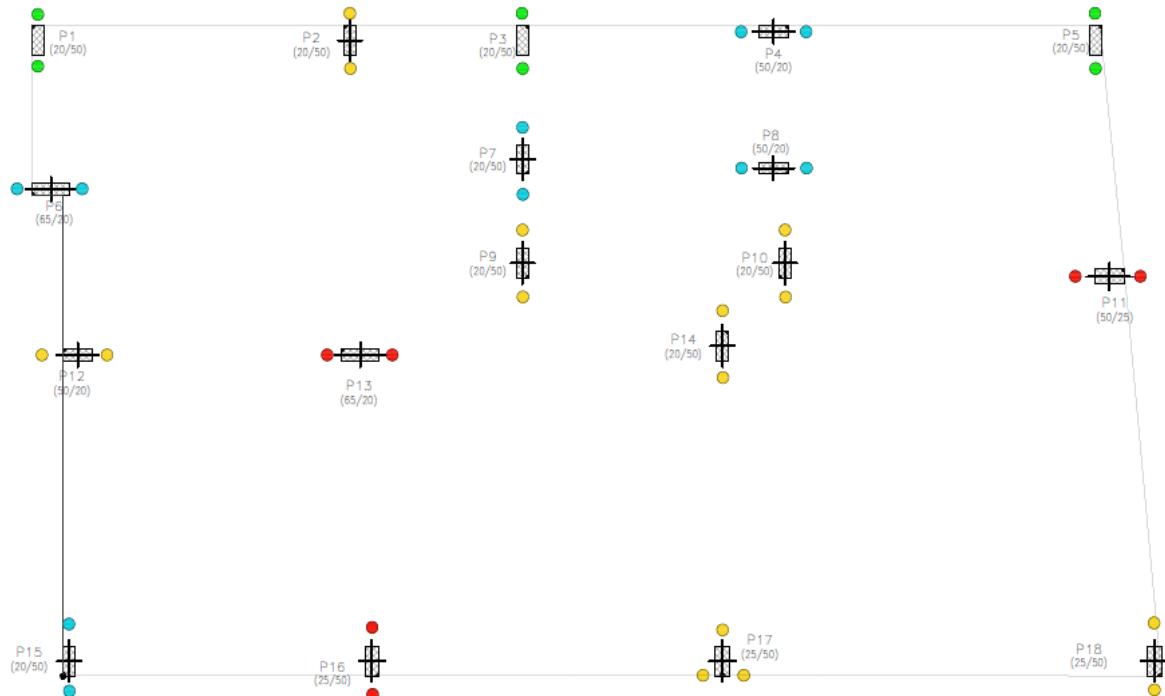
Fonte: Autoria própria.

As estacas presentes na

Tabela 12 tiveram suas seções reduzidas de forma decrescente ao longo da profundidade. Para Falconi et. al (2014), o desenvolvimento das seções de perfis laminados possibilitou a utilização de estacas metálicas como elemento de fundação profunda com seção decrescente ao longo da profundidade. Essa redução decrescente torna-se possível desde que se atenda a alguns critérios de dimensionamento, onde todos os perfis devem pertencer ao mesmo grupo de fabricação para não comprometer o processo de soldagem.

A distribuição das estacas para cada pilar encontra-se representado em planta, conforme ilustra a Figura 15. Em cada pilar, será executado um bloco de coroamento para distribuir as cargas do pilar para as estacas; esses blocos não se encontram representados, pois seu dimensionamento será realizado pelo engenheiro calculista.

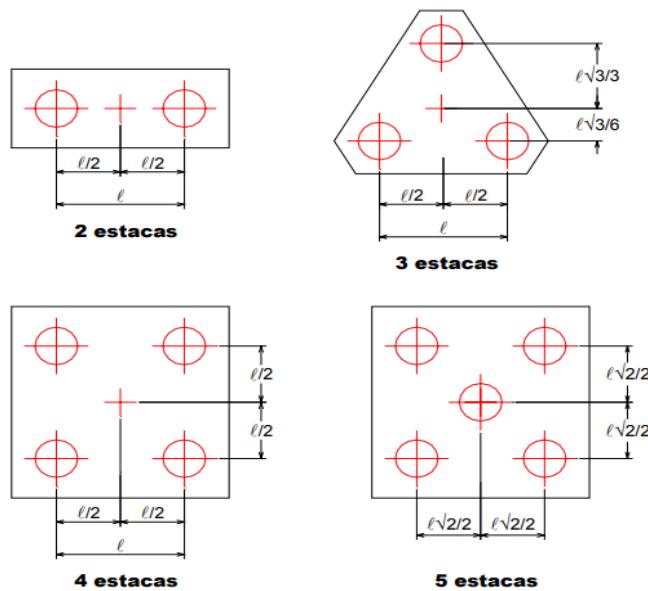
Figura 15 - Locação das estacas.



Fonte: Autoria própria.

A geometria dos blocos de coroamento das estacas foi realizada com base no estudo feito por Munhoz (2004), no qual foi estudado o comportamento de blocos de concreto armado sobre estacas submetidas a forças centradas (Figura 16). Obedecendo aos critérios descritos na Figura, foi possível determinar a geometria dos blocos de coroamento, bem como o levantamento dos volumes de cada bloco, conforme apresentado na Tabela 13.

Figura 16 - Análise dos blocos de coroamento.



Fonte: Adaptado de Munhoz (2004).

Tabela 13 - Especificações dos blocos de coroamento.

Pilares	Características	Volume total	Configuração
P1/ P2/ P3/ P4/ P5/ P6/ P7/ P8/ P9/ P10/ P11/ P12/ P13/ P14/ P15/ P16/ P19	Área = $1,9 \text{ m}^2$ $h = 0,50 \text{ m}$ Volume = $0,95 \text{ m}^3$	$16,15 \text{ m}^3$	
P17	Área = 3 m^2 $h = 0,70 \text{ m}$ Volume = $2,10 \text{ m}^3$	$2,10 \text{ m}^3$	

Fonte: Autoria própria.

3.3 Comparativo entre fundação rasa e profunda

Com a conclusão do dimensionamento das fundações, foi possível verificar a viabilidade técnica e econômica para a execução dos dois tipos adotados, fundação rasa com melhoramento de solo e fundação profunda. Para tanto, foi realizado um orçamento com os insumos necessários para execução de ambas bem como foram solicitados os preços de sua execução, estes

fornecidos pelas empresas que prestam os serviços. Os valores dos itens especificados foram utilizados após tomada de preço em fornecedores locais.

3.3.1 Fundação direta

O orçamento para a execução da fundação direta foi elaborado em duas etapas. Na primeira, realizou-se o levantamento dos insumos e dos serviços necessários para execução do melhoramento do solo por meio de estacas de compactação em cimento e areia. Em seguida, foram estimados os custos de mão de obra e de materiais para a construção das sapatas isoladas, contemplando escavação, armaduras, fôrmas, concreto e reaterro. Essa abordagem permitiu quantificar separadamente os custos associados ao tratamento do solo e à execução estrutural das fundações.

a) Melhoramento de solo com estacas de cimento e areia

O quantitativo dos insumos utilizados nas estacas de compactação encontra-se descrito na Tabela 14, tendo sido considerado o traço em volume de 1:15 (cimento, areia).

Tabela 14 - Quantitativo de insumos das estacas para melhoramento de solo.

Diâmetro Ø (mm)	Cravação		Cimento	Areia
	Quantidade (un)	Comprimento (m)		
300	117	3,5	84	54
Total	117	409,5	84	54

Fonte: Autoria própria.

O orçamento para a elaboração do projeto e da mão de obra para execução das estacas foi de R\$ 15.000,00, cujo valor foi obtido através de empresas que prestam este tipo de serviço. Sendo assim, o custo total para a execução do melhoramento do solo é a soma dos custos referentes aos insumos e elaboração do projeto com mão de obra, conforme apresenta a Tabela 15.

Tabela 15 - Orçamento da solução de melhoramento de solo.

Código	Descrição	Unidade	Preço M.	Quant.	Custo total
367	Areia grossa	M3	R\$69,90	54	R\$3774,60
10511	Cimento Portland	50KG	R\$23,00	84	R\$1932,00
-	Elaboração de projeto e execução de estacas	-	-	117 estacas	R\$ 15.000,00
					R\$ 20.706,60

Fonte: Autoria própria.

b) Sapatas

O quantitativo dos insumos utilizados para a execução das sapatas foi realizado em função do seu volume. O cálculo do volume foi determinado a partir da Equação (10). Totalizando um volume de concreto de 34,37 m³.

$$V_S = \frac{(H - h_0)}{3} (AB + ab + \sqrt{ABab}) + (ABh_0) \quad (10)$$

As composições usadas na pesquisa são referentes às planilhas de custos do Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil (SINAPI). A Tabela 16 descreve o orçamento para execução das sapatas.

Tabela 16 - Orçamento para execução das sapatas.

Código	Descrição	Und	Preço M.	Quant. (m ³)	Custo total
96616	Lastro de concreto magro	M3	R\$357,68	3,49	R\$ 1.248,30
96523	Escavação manual para bloco de coroamento ou sapata	M3	R\$53,49	139,41	R\$ 7.457,04
96995	Reaterro manual apiload com soquete	M3	R\$32,16	105,04	R\$ 3.378,09
95952	Execução de estruturas de concreto armado convencional, FCK = 25 Mpa	M3	R\$ 1.260,28	34,37	R\$ 43.315,82
					R\$ 55.399,25

Fonte: Autoria própria.

O orçamento final para execução da fundação direta com o melhoramento de solo com estacas de cimento e areia encontra-se representado na Tabela 17.

Tabela 17 - Orçamento da fundação direta com melhoramento de solo.

Melhoramento de solo	Sapatas	Total
R\$ 20.706,60	R\$ 55.399,25	R\$ 76.105,85

Fonte: Autoria própria.

3.3.2 Fundação profunda

O orçamento da fundação em estaca metálica consiste no somatório do valor dos perfis metálicos, do custo para execução de cravação das estacas realizado por uma empresa especializada e a construção dos blocos de coroamento das estacas. Para determinar o custo dos perfis, foi utilizada a composição de R\$ 4,00 por kg de aço, conforme descrito na Tabela 18.

Tabela 18 - Orçamento dos perfis metálicos.

Perfil	Un	kg/m	m	kg	R\$/kg	Custo total (R\$)
W (310X52,0)	kg	52	108	5616	4,00	22.464,00
W (310 x 44,5)	kg	44,5	270	12015	4,00	48.060,00
W (310 x 21,0)	kg	21	252	5292	4,00	21.168,00
W (200 x 26,6)	kg	26,6	180	4788	4,00	19.152,00
W (200 x 22,5)	kg	22,5	180	4050	4,00	16.200,00
W (200 x 19,3)	kg	19,3	120	2316	4,00	9.264,00
						R\$136.308,00

Fonte: Autoria própria.

A cravação das estacas possui um preço de mercado de R\$ 50,00 por metro cravado. O orçamento para execução das estacas dimensionadas na pesquisa encontra-se descrito na

Tabela 19.

Tabela 19 - Orçamento referente à cravação das estacas.

Tipo	Estacas de 30 m	Un	R\$/m	m	Custo total (R\$)
1	6	m	50	180	9.000,00
2	15	m	50	450	22.500,00
3	10	m	50	300	15.000,00
4	6	m	50	180	9.000,00
					R\$55.500,00

Fonte: Autoria própria.

Semelhantemente as sapatas, os blocos de coroamento foram orçados com base nas composições de custos do SINAPI. Foram aplicados o volume total referente a todos os blocos de coroamento, como descreve a Tabela 20.

Tabela 20 - Orçamento dos blocos de coroamento.

Código	Descrição	Und	Preço M.	Quant. (m³)	Custo total
96616	Lastro de concreto magro	M3	R\$357,68	1,8	R\$643,82
96523	Escavação manual para bloco de coroamento ou sapata	M3	R\$53,49	24,7	R\$1.511,09
96995	Reaterro manual apilado com soquete	M3	R\$32,16	6,46	R\$321,60
95952	Execução de estruturas de concreto armado convencional, FCK = 25 Mpa	M3	R\$ 1.260,28	18,25	R\$23.000,11
					R\$25.476,63

Fonte: Autoria própria.

O orçamento final para execução da fundação profunda com estacas metálicas se apresenta na Tabela 21, apresentando o resultado da soma dos custos referentes aos perfis metálicos, do serviço de execução de cravação das estacas e dos blocos de coroamento.

Tabela 21 - Orçamento final da fundação profunda com estaca metálica.

Perfis	Cravação de estacas	Blocos de coroamento	Total
R\$136.308,00	R\$55.500,00	R\$25.476,63	R\$217.284,63

Fonte: Autoria própria.

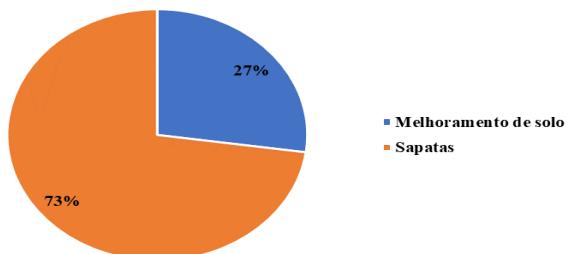
4. Discussão dos Resultados

A fundação direta se divide em duas etapas: a primeira trata da densificação do solo através de estacas de compactação e, posteriormente, da execução de sapatas isoladas e associadas. Os resultados mostram que, para o melhoramento de solo, foram gastos R\$ 20.706,60. Este valor se divide em R\$ 5.706,60 de materiais, equivalente a 27% do valor final do melhoramento, e R\$ 15.000,00 em mão de obra, cerca de 73% das despesas do projeto.

Para execução das sapatas, foram gastos aproximadamente R\$ 55.399,25, referentes à material e mão de obra. A

Figura 17 apresenta o percentual de cada etapa constituinte da fundação direta, com base no custo final da fundação que foi de R\$ 76.105,85.

Figura 17 - Percentuais de custos para cada etapa da fundação direta.

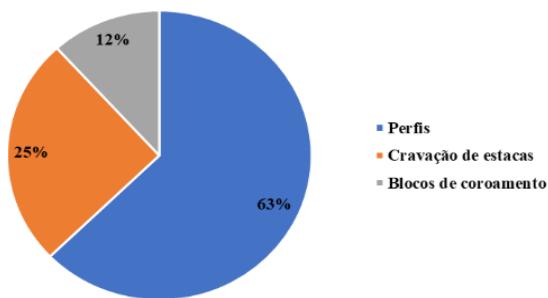


Fonte: Autoria própria.

A solução para fundação profunda com estacas metálicas teve um gasto de R\$ R\$217.284,63. Deste custo, 63% (R\$ 136.308,00) foram destinados aos materiais – perfis metálicos. Cerca de 25% (R\$ 55.500,00) foram referentes à execução das estacas– cravação dos perfis metálicos. E os outros 12% foram destinados a execução dos blocos– blocos de coroamento das estacas. Esses percentuais encontram-se ilustrados na

Figura 18.

Figura 18 - Percentuais de custos referentes a materiais e mão de obra de fundação profunda.

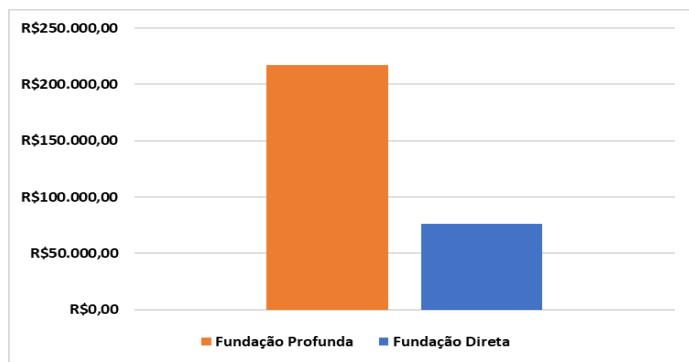


Fonte: Autoria própria.

O comparativo dos custos entre os dois tipos de fundação, direta e profunda, encontram-se ilustrados na

Figura 19.

Figura 19- Comparativo de custos entre fundação profunda e direta com melhoramento de solo.



Fonte: Autoria própria.

A fundação direta com a técnica do melhoramento de solo se mostrou a opção mais viável a ser executada no edifício em estudo, visto ter apresentado uma economia de 286% com relação à fundação profunda utilizando-se estacas metálicas. Sendo assim, o melhoramento de solo apresenta uma vantagem muito importante para edificações desse porte.

A conclusão obtida neste estudo está alinhada com resultados apresentados por Silvani et al. (2024), que também identificaram a fundação superficial como a alternativa de maior potencial de aplicação. Os autores destacam que, para condições semelhantes, a adoção de fundações profundas do tipo estaca raiz tende a resultar em custos significativamente superiores, reforçando a preferência por soluções rasas quando sua capacidade estrutural e geotécnica é satisfatória.

5. Conclusão

A presente pesquisa apresentou uma análise comparativa entre soluções de fundação rasa e profunda para uma edificação localizada em João Pessoa–PB. Inicialmente, avaliou-se a possibilidade de adoção de fundações rasas assentadas diretamente sobre o terreno natural. As verificações de capacidade de carga e recalques indicaram que, para as condições geotécnicas locais, essa alternativa não é tecnicamente viável.

Diante desse cenário, analisou-se a aplicação do melhoramento do solo por meio de estacas de compactação, com 3,5 m de comprimento e 0,3 m de diâmetro, executadas por vibrodeslocamento. Essa técnica mostrou-se compatível com o perfil geotécnico identificado, especialmente diante da presença de camadas de argila orgânica e solos de baixa resistência.

Para efeito de comparação, desenvolveu-se também o dimensionamento de uma solução em fundações profundas, adotando estacas metálicas até a profundidade aproximada de 30 m, conforme indicado pelas sondagens SPT. Foram considerados dois perfis distintos para as estacas, com seções reduzidas ao longo da profundidade, buscando-se otimizar o consumo de aço e reduzir o custo total da solução. Ainda assim, a alternativa em estacas profundas resultou em um consumo de 34.077 kg de aço e custo total de execução de R\$ 217.284,63, valor aproximadamente 286% superior ao da opção em fundação rasa com melhoramento do solo.

Os resultados demonstram que o melhoramento do solo por estacas de compactação se apresenta como a alternativa mais viável para a edificação estudada, tanto sob o ponto de vista técnico quanto econômico. Além disso, trata-se de uma técnica amplamente empregada na região, contribuindo para a viabilização de fundações diretas em diversos empreendimentos, incluindo o edifício analisado.

Referências

- ABNT. (2010). *NBR 6122: Projeto e execução de fundações*. Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT).
- ABNT. (2024). *NBR 8800: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edificações*. Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT).
- Aoki, N. (2000). Reflexões sobre o comportamento de sistema isolado de fundação. *Anais do SEFE IV*, São Carlos, 1, 24–39. ABEF/ABMS.
- Aoki, N., & Velloso, D. A. (1975). Na approximate method to estimate the bearing capacity of piles. In *V Congreso Panamericano de Mecanica de Suelos Y Cimentaciones – PASSMFE* (Vol. 5, pp. 367–374).
- Bastos, P. S. S. (2016). *Sapatas de fundação* [Notas de aula]. Universidade Estadual Paulista (UNESP), Bauru.
- Batista, H. V. C. L. (2024). *Considerações sobre aspectos gerais de projetos de fundações rasas e profundas*. Trabalho de conclusão de curso. Universidade Federal de Santa Catarina.
- Carvalho, S. L., Sales, M. M. & Cavalcante, A. L. B. (2023). Systematic literature review and mapping of the prediction of pile capacities. *Soils and Rocks*. 46(3). <https://doi.org/10.28927/SR.2023.011922>
- Cintra, J. C. A., Aoki, N., & Albiero, J. H. (2011). *Fundações diretas: Projeto geotécnico*. Oficina de Textos.
- Falconi, F. F., Maset, V. L., & Silva, H. (2014). Cravação de estacas metálicas com martelo hidráulico e instalação com martelo vibratório-comparação de resultados de provas de carga estáticas. In *Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica*.
- Furrier, M. (2007). *Caracterização geomorfológica e do meio físico da folha João Pessoa-1:100.000* [Tese de Doutorado]. Universidade de São Paulo.
- Gerdau. (n.d.). *Manual de estacas metálicas Gerdau*. (9ª ed.). Coletânea Barras e Perfis Gerdau. Recuperado em 18 de maio de 2019, de <https://www.gerdau.com.br/pt/productsservices/products>
- Lobo, B. O. (2005). *Método de previsão de capacidade de carga de estacas: Aplicação dos conceitos de energia do ensaio SPT* [Dissertação De Mestrado]. Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- Monteiro, P. F. (1997). *Capacidade de carga de estaca – Método de Aoki-Velloso* [Relatório interno]. Estacas Franki Ltda.
- Moura, L. A., Gusmão, A. D. & Oliveria, P. E. S. (2024). O impacto das técnicas de melhoramento de solo no desempenho estrutural e ambiental. *Revista Caderno Pedagógico*. v.21, n.9, p.01-17. DOI:10.54033/cadpedv21n9-112
- Munhoz, F. S. (2004). *Análise do comportamento de blocos de concreto armado sobre estacas submetidos à ação de força centrada* [Dissertação de Mestrado]. Universidade de São Paulo (EESC-USP).
- Pedreira, L. S., & Pacheco, T. M. (2016). Programa para cálculo de capacidade de carga e dimensionamento estrutural de estacas. *Seminário Estudantil de Produção Acadêmica*, 15.
- Pereira, A. S. et al. (2018). *Metodologia da pesquisa científica*. [free ebook]. Santa Maria. Editora da UFSM.
- Rebelo, Y. C. P. (2008). *Fundações: Guia prático de projeto, execução e dimensionamento*. Zigurate.
- Ruver, C. A. (2005). *Determinação do comportamento carga-recalque de sapatas em solos residuais a partir de ensaios SPT* [Dissertação de Mestrado]. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre/RS.
- Santos, G. V. (2015). *Patologias devido ao recalque diferencial em fundações* [Trabalho de Conclusão de Curso]. Centro Universitário de Brasília.
- Sarmento, M. F. (2012). *O processo de ocupação urbana de um setor litorâneo de uma capital brasileira: O caso do Bessa em João Pessoa - PB* [Dissertação de Mestrado]. Universidade Federal da Paraíba.
- Schmertmann, J. H. (1970). Static cone to compute static settlement over sand. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*. P.1011-1135.
- Schmertmann, J. H. (1978). *Guidelines for cone penetration test: Performance and design*. Federal Highway Administration (FHWA).
- Schnaid, F., & Odebrecht, E. (2012). *Ensaios de campo e suas aplicações à engenharia de fundações* (2ª ed.). Oficina de Textos.
- Shitsuka, R. et al. (2014). *Matemática fundamental para tecnologia* (2ed). Editora Érica.
- Simons, N., & Menezes, B. (1981). *Introdução à engenharia de fundações*. Internaciencia.
- Silvani, C., Lima, A. N., Azevedo, V. B. & Bahia, V. E. A. G. (2024). Fundações em Subsolo Rochoso: Comparação Entre Fundações Superficiais e Profundas. In *Anais XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica*. Balneário Camboriú.
- Soares, W. C. (2005). *Análise de recalques de edifícios em solos melhorados com estacas de compactação* [Tese de Doutorado]. Universidade de São Paulo.
- Teixeira, A. H., & Godoy, N. S. (1998). *Fundações: Teoria e prática* (2ª ed.). PINI.

Teixeira, C. Z., Albiero, J. H., & Carvalho, D. (1996). Capacidade de carga de fundações rasas na região sul de Minas. *Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia*, 3, 309–316.

Terzaghi, K. (1943). *Theoretical soil mechanics*. John Wiley & Sons.

Velloso, D. A., & Lopes, F. R. (2004). *Fundações (Vol. 1, Nova Edição)*. Oficina de Textos.