

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/335

Mudança de metodologia executiva em projeto de fundações durante a fase de execução de uma obra em Canaã dos Carajás-PA

Bruno Nogueira Urpia

Engenheiro Civil, Tecnosonda S/A, Salvador-BA, Brasil, brunourpia@tecnosonda.com.br

Jonas Madeira Guimarães Neto

Engenheiro Civil, Tecnosonda S/A, Salvador-BA, Brasil, jonasneto@tecnosonda.com.br

Rafael Barbosa da Silva Vieira

Engenheiro Civil, Tecnosonda S/A, Salvador-BA, Brasil, rafaelvieira@tecnosonda.com.br

Vitor Marcel Melo Souza

Engenheiro Civil, Tecnosonda S/A, Salvador-BA, Brasil, vitormarcel@tecnosonda.com.br

RESUMO: A escolha do tipo de fundação é uma das principais etapas na elaboração de um projeto de fundação. Uma investigação geotécnica de qualidade, um bom estudo das condições de contorno e a execução de uma campanha de testes de carga antes da emissão do projeto executivo da fundação são essenciais para fornecer a melhor informação possível e para que o projeto seja bem dimensionado. Este artigo tem como objetivo apresentar um estudo de caso de uma obra em Canaã dos Carajás-PA, cuja parte do projeto executivo de fundação era composta por estacas tipo escavadas com utilização de fluido estabilizador ($\varnothing 1,0\text{m}$), mas, durante a execução da estaqueamento, a empresa executora comprovou que existe a possibilidade de substituição da metodologia executiva pelo tipo hélice contínua monitorada ($\varnothing 1,0\text{m}$), com as estacas mobilizando igual ou maior capacidade de carga geotécnica, reduzindo o comprimento útil do fuste, o peso do armadura de aço e volume de concreto, além, principalmente, do tempo de execução. Após a confirmação da possibilidade de atingir os comprimentos úteis dimensionados por métodos semi-empíricos, foram realizados ensaios de carga dinâmica e ensaios de carga estática, que comprovaram a mobilização da capacidade de carga mínima exigida. A substituição da metodologia executiva das fundações trouxe redução de 2,5% no comprimento perfurado, 26,9% no peso do aço, 4,3% no volume de concreto e 62,5% no tempo de execução. Portanto, verifica-se que os avanços na tecnologia de sondas de perfuração que executam estacas helicoidais contínuas monitoradas trouxeram um aumento na capacidade de perfuração em solos competentes, promovendo a viabilidade da metodologia em cenários utópicos de anos atrás.

PALAVRAS-CHAVE: estaca – hélice contínua monitorada – mineração - provas de carga estática – ensaio de carregamento dinâmico

ABSTRACT: Choosing the type of foundation is one of the main steps in preparing a foundation project. Several variables are considered until the final choice, and, among them, the required load capacity, the soil characteristics of the installation site and the spatial logistics of the implementation area are the main ones. For this, a quality geotechnical investigation, a good study of the boundary conditions and the execution of a load testing campaign before issuing the foundation's executive project are essential to provide the best possible information and for the project to be well sized. This article aims to present a case study of a project in Canaã dos Carajás-PA, whose part of the executive foundation project was composed of Excavated type piles with the use of stabilizing fluid ($\varnothing 1.0\text{m}$), but, during the execution of the piling, the executing company proved that the possibility of replacing the executive methodology for the continuous flight auger type ($\varnothing 1.0\text{m}$), with the piles mobilizing the same or greater geotechnical load capacity, reducing the useful length of the shaft, the weight of the steel reinforcement and the volume of concrete, in addition to, mainly, the execution time. After confirming the possibility of achieving the useful lengths sized by semi-empirical methods, dynamic loading tests and static load tests were carried out, which proved the mobilization of the minimum required load capacity. Replacing the foundations' executive methodology brought a reduction of 2.5% in drilled length, 26.9% in steel weight, 4.3% in concrete volume and 62.5% in execution time. Therefore,

it appears that advances in the technology of drilling rigs executing monitored continuous helix piles have brought an increase in drilling capacity in competent soils, promoting the viability of the methodology in utopian scenarios years ago.

KEYWORDS: pile – continuous flight auger – mining – static load tests – dynamic loading test

1 INTRODUÇÃO

A engenharia de fundações está crescendo de forma exponencial com o avanço da tecnologia. Os jovens estudantes de engenharia tem sido formados com uma visão menos agressiva acerca da etapa de fundações da obra, pois a disseminação do conhecimento técnico e a conscientização da importância desta etapa da edificação tem sido intensa nas redes sociais e universidades, fator benéfico para o futuro da engenharia no Brasil.

A busca por otimizações em cada etapas da obra é uma das tarefas principais de um engenheiro, e, no âmbito das fundações, este ganho pode ser imenso. Na fase de elaboração do projeto das fundações, a partir da complexidade da estrutura (grandeza das cargas e finalidade), o primeiro passo de um engenheiro geotécnico é solicitar uma campanha de investigação geotécnica, para obter as características do solo presente no local de implantação da edificação.

Além da investigação geotécnica, antes de determinar o tipo de fundação à ser adotado para o dimensionamento e posterior execução, é preciso analisar as condições de contorno, de acesso e a topografia do local da obra, para tornar o projeto das fundações viável tecnicamente (VELLOSO; LOPES, 2010).

Nesta fase, o envolvimento entre a equipe de projeto e a equipe de execução é crucial, a primeira, busca soluções tendo por base os conhecimentos da engenharia geotécnica, e a segunda, complementa esses conhecimentos com os aspectos referentes às limitações dos equipamentos que serão envolvidos, às limitações de acessos e outros aspectos inerentes aos métodos construtivos (ALONSO, 2019).

Como a maioria dos métodos utilizados no Brasil para o dimensionamento geotécnico de fundações são semiempíricos, e, como o comportamento do maciço do solo detém incertezas, torna-se fundamental o conhecimento do real comportamento da fundação a partir da aplicação das cargas provisionadas nos dimensionamentos. Este conhecimento é obtido a partir da execução de provas de carga ou ensaios de carregamento dinâmico em um elemento de fundação isolado.

A partir disto, este trabalho tem como objetivo apresentar um estudo de caso no qual a metodologia executiva das fundações de uma obra, localizada na região de Canaã dos Carajás-PA, foi alterada durante a fase de execução do estaqueamento, de estacas tipo Escavadas com uso de fluido estabilizante para estacas tipo Hélice contínua monitorada.

2 TIPO DE ESTACAS

2.1 Estacas tipo Escavada com uso de fluido estabilizante

A norma técnica brasileira 6122 define-a como, “J.2 São estacas escavadas com uso de fluido estabilizante, que pode ser lama bentonítica para perfuração ou polímeros sintéticos, naturais ou naturais modificados para sustentação das paredes da escavação. A concretagem é submersa, com o concreto deslocando o fluido estabilizante em direção ascendente para fora do furo.” (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2022, p. 72).

O avanço da tecnologia na fabricação de fluidos trouxe a substituição da lama bentonítica, produto utilizado nas primeiras estacas escavadas de grande diâmetro e nocivo ao meio ambiente, por uma lama polimérica, fabricada a partir de polímeros biodegradáveis, trazendo sustentabilidade para a metodologia executiva de estacas escavadas. Em termos de limitações executivas, hoje no Brasil, existem perfuratrizes que possuem a capacidade de avançar em material rochoso com diâmetros de até 2,5m, e profundidades de 50,0m.

2.2 Estacas tipo Hélice Contínua Monitorada

A norma técnica brasileira 6122 define-a como, “N.2 É uma estaca de concreto moldada in loco, executada mediante a introdução no terreno, por rotação, de um trado helicoidal contínuo de diâmetro constante. A injeção de concreto é feita pela haste central do trado simultaneamente à sua retirada. A armadura é sempre colocada após a concretagem da estaca.” (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2022, p. 89).

Com o avanço da tecnologia de fabricação dos equipamentos, hoje no Brasil, as perfuratrizes possuem sistema hidráulico automatizado, garantindo mais controle e segurança durante a execução, e conseguem perfurar solos com valores NSPT >50 golpes, com diâmetro de 1,2m e comprimento de 40,0m. Todavia, ainda não é possível o embutimento em rocha, apenas o apoio, que com a técnica correta na etapa da concretagem, sem promover a sujeira na ponta da estaca, garante uma mobilização de resistência de ponta considerável.

3 MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS PARA O DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO

3.1 Aoki-Velloso (1975)

Método desenvolvido por Nelson Aoki e Dirceu Velloso, e a capacidade de carga geotécnica da estaca é encontrada a partir da Equação 1 abaixo.

$$R = \frac{K \cdot N_P}{F_1} \cdot A_P + U \cdot \sum \left(\frac{\alpha \cdot K \cdot \bar{N}_{SPT}}{F_2} \right) \cdot \Delta_L \quad (1)$$

Onde U é o perímetro da seção transversal da estaca, α e K são fatores que dependem do tipo de solo, NSPT é o número de golpes para a respectiva camada de solo, Δ_L é o segmento da estaca na respectiva camada de solo, F1 e F2 são fatores de correção que dependem do tipo de estaca, NP é o valor NSPT na camada de solo da ponta da estaca e AP é a área da ponta da estaca.

3.2 Décourt-Quaresma (1978)

Método desenvolvido por Luciano Décourt e Arthur Quaresma, e a capacidade de carga geotécnica da estaca é obtida com a Equação 2 abaixo.

$$R = \alpha \cdot C \cdot \bar{N}_P \cdot A_P + U \cdot \beta \cdot \Delta_L \cdot \left[10 \cdot \left(\frac{\bar{N}_{SPT}}{3} + 1 \right) \right] \quad (2)$$

Onde U é o perímetro da seção transversal da estaca, β e α são fatores que dependem do tipo de solo e da estaca, NSPT é o número de golpes para camada de solo, Δ_L é o segmento da estaca na respectiva camada de solo, C é um fator que depende do tipo de solo, NP é o valor resultante da média de três valores obtidos ao nível da ponta da estaca imediatamente acima e abaixo desta e AP é a área da ponta da estaca.

3.3 Antunes e Cabral (1996)

Método desenvolvido por William Antunes e David Cabral, aplicável somente a estacas tipo hélice contínua monitorada, tendo a capacidade de carga geotécnica da estaca é obtida com a Equação 5 abaixo.

$$R = \beta'_2 \cdot N_P \cdot A_P + U \cdot \sum (\bar{N}_{SPT} \cdot \beta'_1) \cdot \Delta_L \quad (3)$$

Onde U é o perímetro da seção transversal da estaca, β'_2 e β'_1 são fatores que dependem do tipo de solo, NSPT é o número de golpes para camada de solo, Δ_L é o segmento da estaca na respectiva camada de solo, NP é o valor NSPT na camada de solo da ponta da estaca e AP é a área da ponta da estaca.

4 TESTES DE DESEMPENHO EM ESTACAS

4.1 Prova de carga estática

De acordo com Alonso (2013, p. 2), “A prova de carga consiste em se carregar a estaca (à compressão, à tração ou horizontalmente) com incrementos progressivos de carga (P) e medida dos deslocamentos correspondentes (d), resultando um gráfico carga x deslocamento”.

O resultado principal de um ensaio de prova de carga estática é a curva carga x recalque, sendo obtida a partir da coleta dos valores de deslocamento vertical (recalques) apresentados para cada carga aplicada nos estágios de carregamento e descarregamento. E é a partir da análise desta curva que são retiradas as informações referentes à capacidade de carga da estaca.

O ensaio é executado em estágios de carregamento e descarregamento, que tem critérios definidos de acordo com o tipo de carregamento escolhido, lento, rápido, misto, cíclico lento ou cíclico rápido, sendo o lento o mais utilizado no Brasil, normatizado pela então vigente ABNT NBR 16903 (ABNT, 2020).

4.2 Ensaio de carregamento dinâmico

De acordo com Alonso (2019, p.141), “o ensaio de carregamento dinâmico possui certa similaridade com a prova de carga estática cíclica rápida. O objetivo é a obtenção de uma curva carga mobilizada x reclaque dinâmico máximo, referente a uma série de golpes do pilão com energias crescentes.”.

O ensaio consiste em aplicar, de forma análoga ao topo da estaca, uma série de golpes com um pilão, de massa conhecida. Em cada golpe do pilão, há um deslocamento axial causado pelo pilão que cai de uma altura definida, o carregamento é dito dinâmico. A carga mobilizada em cada golpe é obtida pela monitoração do golpe ou a partir da interpretação da curva deslocamento x tempo. O deslocamento pode ser medido a partir do controle de repique através de uma folha de papel fixada na seção da estaca ou com aparelhos que calculam a curva deslocamento x tempo em cada golpe (ALONSO, 2019).

O ensaio é executado no Brasil desde o início da década de 80, mas, só foi normatizado no país em 2007, com a criação da norma técnica ABNT NBR 13208 (2007), vigente até os dias atuais.

5 ESTUDO DE CASO

O projeto inicial de uma obra de grande porte, localizada em um complexo de mineração na cidade de Canaã dos Carajás-PA, previa a execução de parte das fundações com estacas tipo escavadas com fluido estabilizante, dimensionadas somente a partir de sondagens SPT. Todavia, após o início da obra, a baixa produtividade durante a execução destas estacas culminou na apresentação de um estudo técnico da empresa executante ao cliente final, acerca da possibilidade de modificação da metodologia executiva para estacas tipo hélice contínua monitorada, com o intuito de aumento substancial na produtividade e redução de insumos inerentes ao processo executivo.

Para o desenvolvimento deste trabalho, foram utilizados dados de 13 sondagens SPT, 05 provas de carga estáticas à compressão com carregamento lento e 03 ensaios de carregamento dinâmico, em estacas tipo hélice contínua monitorada e estacas tipo escavada com uso de fluido estabilizante, de uma obra de grande porte,

O dimensionamento geotécnico das estacas foi feito a partir de métodos semi-empíricos, utilizando dados de 13 sondagens SPT, escolhidas por terem sido executadas dentro de um raio de até 20,0m da área de estaqueamento em estudo. O fator de segurança global adotado foi otimizado conforme a norma técnica ABNT NBR 6122 (2022).

Os limites de validade dos valores NSPT de cada um dos métodos semi-empíricos aplicados foram respeitados, e, foram aplicados os respectivos coeficientes de segurança para a obtenção das resistências admissíveis, que são as resistências apresentadas neste trabalho.

Foram executadas provas de carga estáticas e ensaios de carregamento dinâmico após a substituição da metodologia, com aplicação de cargas para mobilizar a 2,0x a carga de trabalho das estacas, definidas nos projetos executivos da obra. Todavia, as provas de carga números 3, 4 e 5 não atingiram 2,0x a carga de trabalho, somente 1,6x, devido a possibilidade de instabilidade do sistema de reação.

5.1 Projeto inicial

O projeto executivo inicial contemplava a execução de 547 estacas tipo escavadas com uso de fluido estabilizante, distribuídas em uma área de aproximadamente 11.380m², em 06 radiers estaqueados e 04 blocos sob estacas, com comprimento útil de fuste entre 25,0m e 30,0m de comprimento, integralmente armado, e capacidade de carga provisionada em 400,0tf.

5.2 Característica do solo

Foram utilizadas 13 sondagens SPT para este estudo, executadas em elevações distintas, apresentadas na Tabela 2. Em geral, praticamente todos os perfis indicaram a presença predominante de Silte argiloso (Residual maduro) nos primeiros 3,0m, seguido de Argila Siltosa (Residual jovem a partir de 13,0m e saprólito de 18,0m, com estrutura da rocha xisto) com NSPT variando entre 10 e >50 golpes, com posterior presença de uma camada impenetrável, e nível d'água a partir de 9,0m. As sondagens, em sua totalidade, foram paralisadas por critérios de impenetrabilidade preconizados na norma técnica ABNT NBR 6484 (2020).

Tabela 2. Valores de NSPT por sondagem a partir da profundidade. Elaborada pelo autor (2024).

Prof. (m)	SP1	SP2	SP3	SP4	SP5	SP6	SP7	SP8	SP9	SP10	SP11	SP12	SP13
1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	3	3	-
2	-	24	-	-	-	-	-	8	-	4	3	4	-
3	-	21	6	9	13	-	9	7	-	4	3	5	7
4	8	16	7	12	10	-	8	6	-	4	3	5	9
5	15	15	7	12	3	9	10	9	-	3	3	4	7
6	18	12	14	13	17	6	9	11	-	5	3	3	10
7	14	8	7	14	22	7	15	10	9	6	3	5	7
8	17	15	13	16	29	10	12	9	9	14	3	9	9
9	19	31	15	14	44	26	13	11	18	15	3	12	13
10	15	27	10	15	34	31	15	11	50	19	8	16	17
11	21	28	15	14	34	32	28	8	50	19	12	19	19
12	19	27	19	14	19	35	31	9	50	25	24	22	23
13	18	50	15	13	22	38	35	11	50	27	26	8	19
14	17	32	17	17	39	21	29	13	50	34	30	18	23
15	22	38	15	11	30	23	32	16	26	39	33	31	25
16	18	45	17	16	27	28	50	23	31	34	34	34	30
17	24	38	28	16	32	30	50	50	33	38	36	35	27
18	20	36	50	14	50	14	49	50	23	38	39	39	29
19	20	50	50	17	50	19	50	13	22	39	36	41	33
20	27	50	50	16	50	22	50	15	19	50	36	44	34
21	24	50	50	15	50	50	50	17	23	50	50	39	43
22	35	IMPENETRÁVEL	50	20	50	50	IMPENETRÁVEL	18	18	50	50	50	45
23	32	IMPENETRÁVEL	50	15	IMPENETRÁVEL	50	IMPENETRÁVEL	18	28	50	50	50	43
24	26	IMPENETRÁVEL	IMPENETRÁVEL	13	IMPENETRÁVEL	50	IMPENETRÁVEL	18	25	IMPENETRÁVEL	IMPENETRÁVEL	50	47
25	31	IMPENETRÁVEL	IMPENETRÁVEL	18	IMPENETRÁVEL	IMPENETRÁVEL	IMPENETRÁVEL	40	31	IMPENETRÁVEL	IMPENETRÁVEL	50	50
26	45	IMPENETRÁVEL	IMPENETRÁVEL	19	IMPENETRÁVEL	IMPENETRÁVEL	IMPENETRÁVEL	50	50	IMPENETRÁVEL	IMPENETRÁVEL	IMPENETRÁVEL	IMPENETRÁVEL
27	50	IMPENETRÁVEL	IMPENETRÁVEL	15	IMPENETRÁVEL	IMPENETRÁVEL	IMPENETRÁVEL	50	50	IMPENETRÁVEL	IMPENETRÁVEL	IMPENETRÁVEL	IMPENETRÁVEL
28	50	IMPENETRÁVEL	IMPENETRÁVEL	19	IMPENETRÁVEL	IMPENETRÁVEL	IMPENETRÁVEL	50	50	IMPENETRÁVEL	IMPENETRÁVEL	IMPENETRÁVEL	IMPENETRÁVEL
29	50	IMPENETRÁVEL	IMPENETRÁVEL	18	IMPENETRÁVEL	IMPENETRÁVEL	IMPENETRÁVEL	50	50	IMPENETRÁVEL	IMPENETRÁVEL	IMPENETRÁVEL	IMPENETRÁVEL
30	IMP.	IMPENETRÁVEL	IMPENETRÁVEL	22	IMPENETRÁVEL	IMPENETRÁVEL	IMPENETRÁVEL	IMP.	50	IMPENETRÁVEL	IMPENETRÁVEL	IMPENETRÁVEL	IMPENETRÁVEL
31	IMP.	IMPENETRÁVEL	IMPENETRÁVEL	35	IMPENETRÁVEL	IMPENETRÁVEL	IMPENETRÁVEL	IMP.	IMP.	IMPENETRÁVEL	IMPENETRÁVEL	IMPENETRÁVEL	IMPENETRÁVEL
32				30									
33				43									
34				44									
35				50									

5.3 Dimensionamento geotécnico por métodos semiempíricos

A partir das 13 sondagens SPT, foram realizados os dimensionamentos geotécnicos com os métodos de Aoki-Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978) e Antunes e Cabral (1996), sem a aplicação de fatores de segurança, com valores de resistência característica em toneladas-força apresentados na Tabela 3.

Tabela 3. Resultados do dimensionamento geotécnico, métodos semi-empíricos. Elaborado pelo autor (2024).

Sondagem	Tipo de estaca	Diâmetro (m)	Comp. útil (m)	Décourt-Quaresma (1978) (tf)	Aoki-Velloso (1975) (tf)	Antunes e Cabral (1996) (tf)
SP1	HCM	1,0	25,0	934,10	896,95	943,89
SP2	HCM	1,0	25,0	1.293,29	1.138,63	1.276,59
SP3	HCM	1,0	25,0	1.177,05	1.061,53	1.171,19
SP4	HCM	1,0	25,0	641,20	592,54	716,60
SP5	HCM	1,0	25,0	1.424,19	1.178,60	1.301,72
SP6	HCM	1,0	25,0	1.241,98	995,77	1.010,02
SP7	HCM	1,0	25,0	1.407,43	1.092,81	1.134,11
SP8	HCM	1,0	25,0	911,06	885,82	931,48
SP9	HCM	1,0	25,0	1.168,67	1.056,07	1.163,80
SP10	HCM	1,0	25,0	1.211,61	1.076,87	1.187,05
SP11	HCM	1,0	25,0	1.228,36	1.003,05	1.027,61
SP12	HCM	1,0	25,0	1.133,07	1.027,65	1.121,71
SP13	HCM	1,0	25,0	1.140,40	1.039,49	1.142,60

Com o intuito de otimizar o fator de segurança utilizado para a obtenção da carga admissível, foi aplicado o método proposto pela norma técnica ABNT NBR 6122 (2022), “6.2.1.2.1 Resistência determinada por método semiempírico”, regido pela Equação 4.

$$P_{adm} = \frac{\min \left[\frac{(R_{se})_{méd}}{\xi_1}, \frac{(R_{se})_{min}}{\xi_2} \right]}{FS_g} \quad (4)$$

Onde $(R_{se})_{méd}$ e $(R_{se})_{min}$ são as resistências determinada com base em valores médios e mínimos dos resultados dos ensaios de campo, ξ_1 e ξ_2 são os fatores de minoração da resistência especificados na Tabela 2 da ABNT NBR 6122 (2022) e FS_g é o fator de segurança global, definido como 1,4.

Os resultados obtidos após a otimização do fator de segurança estão dispostos na Tabela 4.

Tabela 4. Resistência admissível, após otimização do fator de segurança. Elaborado pelo autor (2024).

Resistência admissível	Tipo de estaca	Diâmetro (m)	Comp. útil (m)	Décourt-Quaresma (1978)	Aoki-Velloso (1975)	Antunes e Cabral (1996)
Padm (tf)	HCM	1,0	25,0	412,6	381,3	461,1

6 RESULTADOS

Analisando os resultados de resistência dos métodos semi-empíricos, nota-se de que um dos perfis de sondagem, SP4, apresentou valores de NSPT muito inferiores aos demais, fato que influenciou substancialmente na resistência admissível final ser muito inferior as demais.

A partir dos resultados obtidos no dimensionamento geotécnico, constatou-se de que as estacas, caso fossem executadas como tipo hélice contínua monitorada, atingiriam a capacidade de carga requerida de 400,0tf, com exceção do método de Aoki-Velloso (1975), que ficou muito próxima.

Com base nisto, foram executados 06 testes de perfuração na área, com uma perfuratriz hidráulico com torque máximo de 280kN.m, a fim de verificar o atingimento dos comprimentos necessários. E, em 05 dos 06 furos as profundidades requeridas foram atingidas, com exceção de 01 furo, que ficou a 2,0m abaixo da meta.

Após o sucesso dos furos teste, o projeto executivo foi revisado, modificando a metodologia das estacas, mas, mantendo as quantidades e locações. Entretanto, 61 estacas já haviam sido executadas como tipo

escavadas com fluido estabilizante, restando a execução de 487 como tipo hélice contínua monitorada com comprimento útil definido em 25,0m, e 12,0m de armadura, contemplando arranque e fuste.

6.1 Execução de testes de carga

Ao longo da execução da nova metodologia executiva adotada, foram executadas 05 provas de carga estática à compressão com carregamento tipo lento e 03 ensaios de carregamento dinâmico, utilizando um martelo de 10,5ton com altura de queda de até 2,1m, captando sinais com um aparelho eletrônico, conectado a transdutores de deformação e acelerômetros. Os resultados obtidos estão dispostos na Tabela 5.

Tabela 5. Resultados dos testes de carga. Elaborada pelo autor (2024).

Teste de carga	Tipo de estaca	Sondagem ref.	Diâmetro (m)	L (m)	Q _{máx} (tf)	ρ máximo (mm)	ρ residual (mm)
PCE01	HCM	SP8	1,0	27,00	640,0	7,71	4,39
PCE02	HCM	SP11	1,0	25,05	800,0	3,84	1,31
PCE03	HCM	SP1	1,0	25,06	800,0	3,35	1,27
PCE04	HCM	SP10	1,0	27,00	640,0	3,51	0,89
PCE05	HCM	SP6	1,0	25,21	640,0	3,91	1,16
ECD01	HCM	SP8	1,0	23,81	830,5*	9,00	2,00
ECD02	HCM	SP3	1,0	25,35	936,8*	8,00	2,00
ECD03	Escavada c/ fluido	SP11	1,0	27,38	649,1*	8,00	3,00

*Carga máxima mobilizada no ensaio, obtida pelo método CAPWAP®

Não foi identificada a ruptura nítida em nenhuma das provas de carga estáticas executadas, e, após a análise da curva carga x recalque, constatou-se que nenhuma das estacas se aproximou da ruptura convencional, devido aos pequenos deslocamentos e ao fato da curva não tender a formar um gráfico assintótico a uma reta vertical, confirmando assim, as capacidades de carga provisionadas.

6.2 Impacto da mudança de metodologia das fundações

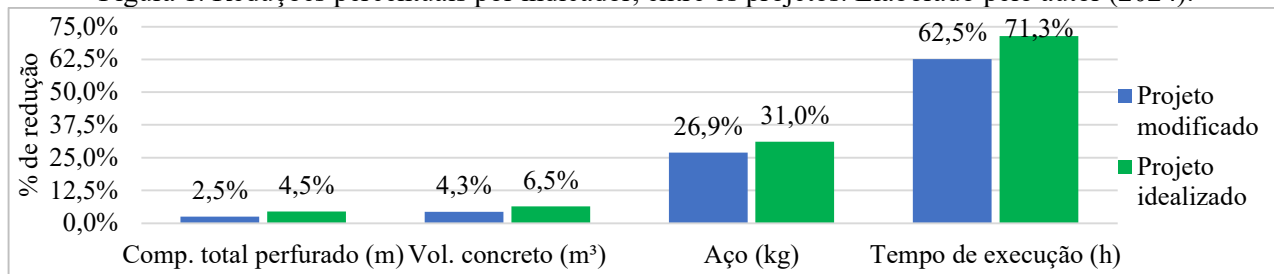
Após a finalização das estacas, fez-se um levantamento e posterior comparação de algumas variáveis, entre o projeto executivo inicial, o executivo após a alteração de metodologia, e, um cenário o qual o projeto inicial seria 100% em estacas tipo hélice contínua monitorada, apresentado na Tabela 6.

Tabela 6. Comparação entre o projeto inicial, modificado e idealizado. Elaborada pelo autor (2024).

Indicador	Projeto inicial	Projeto modificado	Projeto idealizado
Comprimento total perfurado (m)	15.008,00	14.625,47	14.328,90
Vol. concreto (m ³)	14.371,83	13.746,85	13.444,47
Aço (kg)	710.502,87	519.047,74	490.050,28
Tempo de execução (h)	2.237,36	838,22	641,16

A Figura 1 abaixo demonstra graficamente, a redução percentual de cada indicador apresentada na Tabela 7.

Figura 1. Reduções percentuais por indicador, entre os projetos. Elaborado pelo autor (2024).



7 CONCLUSÃO

Diante dos resultados obtidos e análises feitas, é possível constatar de que a mudança na metodologia executiva das fundações apresentou um ganho substancial para o empreendimento, principalmente em termos de prazo e economia de insumos, fatores diretamente ligados ao sucesso financeiro de uma obra.

Acredita-se que o projeto poderia ter uma otimização muito maior, inclusive em relação aos números do projeto idealizado apresentado, caso fosse executada uma campanha de testes de carga ainda na fase de elaboração do projeto. Isto reforça a necessidade de um maior investimento financeiro na fase de projeto das fundações, que tende a garantir uma maior confiabilidade técnica ao empreendimento e evidente redução de prazo e custo.

O fato é de que a maioria dos métodos semi-empíricos para dimensionamento geotécnico foram elaborados a partir de ensaios de prova de carga estática em regiões pouco representativas para toda a diversidade geológica do Brasil, geram possíveis conservadorismos e distância da realidade da real capacidade de carga de estacas. Além disto, o avanço na tecnologia de perfuratrizes hidráulicas tem possibilitado a perfuração em solos muito competentes, tido como impenetráveis a anos atrás, circunstância que viabiliza em mais obras a aplicação de metodologias executivas.

Pode-se afirmar que este artigo contribui para a comunidade geotécnica para auxílio no dimensionamento da capacidade de carga geotécnica de fundações profundas, visto que não existem trabalhos publicados neste nicho para a região de Canaã dos Carajás-PA. Além disto, reforça a possibilidade do ganho em custo e prazo em executar uma campanha de testes de carga antes da emissão do projeto executivo das fundações em qualquer obra.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a toda a toda equipe da obra, e em especial a equipe da Tecnosonda S/A.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Alonso, U. R. (2013). Provas de carga estáticas: Evolução dos ensaios e cuidados a tomar para evitar acidentes, prática brasileira até a NBR 6122:2010. São Paulo.
- Alonso, U.R. (2019). Previsão e controle das fundações. 3 ed. São Paulo: Blucher.
- Antunes, W.R., Cabral, D.A. (1996). Capacidade de carga de estacas hélice contínua. In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, 3. , São Paulo. Anais... vol. 2, pp. 105-110.
- Aoki, N.; Velloso, D. A. (1975). An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. In: Congresso panamericano de mecânica de suelos y cimentaciones, 5., 1975, Buenos Aires. Anais... Buenos Aires: Sociedad Argentina de Mécanica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones, p.367-376.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (2007). NBR 13208. Estacas – Ensaio de carregamento dinâmico. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (2020). NBR 6484. Solo – Sondagem de simples reconhecimento com SPT. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (2020). NBR 16903. Solo – Prova de carga estática em fundação profunda. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (2022). NBR 6122. Projeto e Execução de Fundações. Rio de Janeiro.
- Décourt, L.; Quaresma, A. R. (1978). Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solo e Engenharia de Fundações, 6., Rio de Janeiro. Anais... Rio de Janeiro, 1978. v.1, p.45 – 53.
- Velloso, D. A.; Lopes, F. R. (2010). Fundações: critérios de projeto, investigação de subsolo, fundações superficiais, fundações profundas. 1 ed. São Paulo: Oficina de Textos.