

Capacidade de Carga de Estacas Raiz Parcialmente Embutidas em Maciço Rochoso (Riolito)

Load Capacity of Partially Embedded Root Piles in Rock Mass (Rhyolite)

Roberto Quental Coutinho¹; Myckelle Michely Da Silva Ferreira²; Robson Ribeiro Lima³;
Saul Barbosa Guedes⁴;

¹ Universidade Federal de Pernambuco, Departamento de Engenharia Civil, Recife/PE, Brasil.
ORCID: <https://orcid.org/0000-0003-0471-3908> / <http://lattes.cnpq.br/3333925962323676>.

² Universidade Federal de Pernambuco, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Recife/PE, Brasil.
ORCID: <https://orcid.org/0000-0002-9208-2095> / <http://lattes.cnpq.br/0331674128372348>.

³ Universidade Federal de Pernambuco, Departamento de Engenharia de Minas, Recife/PE, Brasil.
ORCID: <https://orcid.org/0000-0003-0047-7856> / <http://lattes.cnpq.br/1359820723738659>.

⁴ Universidade Federal de Pernambuco, Curso de Engenharia Civil do Núcleo de Tecnologia, Caruaru/PE, Brasil.
ORCID: <https://orcid.org/0000-0002-5895-0653> / <http://lattes.cnpq.br/5498165432632888>.

Resumo: A investigação geotécnica deve ser obrigatoriamente entendida como a primeira atividade da engenharia de fundações a ser desenvolvida numa obra. No caso das grandes obras desenvolvidas no Complexo Industrial Portuário Governador Eraldo Gueiros/PE (Complexo Industrial Portuário SUAPE/PE), muitas delas tiveram que modificar o projeto de fundações original devido a diversidade dos tipos de solos encontrados na referida área. Nesta localidade, foram encontrados solos dos tipos expansivos, colapsíveis, moles e presença de rochas. No que se refere ao maciço rochoso da Petroquímica Suape, após estudos geotécnicos e geológicos desenvolvidos, ficou compreendido que o mesmo é composto basicamente por três (03) tipos de materiais geomecânicos. O primeiro material consiste numa matriz de ríolito, o segundo compreende um material intermediário entre o ríolito e o traquito e o terceiro material consta apenas de basalto. Para construir parte da infraestrutura da petroquímica, optou-se por desenvolver um projeto de fundação profunda por meio do uso de estaca raiz parcialmente embutida no maciço rochoso. Por se tratar de uma solução da engenharia de fundações de pouca aplicação em obras (pois fundações do tipo profunda foram desenvolvidas para serem aplicadas em solos de baixa capacidade de suporte e não em materiais rochosos) e, por envolver condições geológicas-geotécnicas peculiares da região, desenvolveu-se, portanto, o interesse em analisar os resultados obtidos da estimativa da capacidade de carga na estaca raiz pelos métodos empíricos, semiempíricos e de prova de carga. Após analisar os resultados dos dados obtidos e calculados, verificou-se que alguns métodos utilizados neste trabalho resultaram em valores conservadores e outros não forneceram estimativas razoáveis para as condições obtidas.

Palavras-chave: Capacidade de Carga; Estaca Raiz; Maciço Rochoso; Métodos Empíricos e Semiempíricos; Prova de Carga.

Abstract: Geotechnical investigation must be understood as the first foundation engineering activity to be developed in a project. In the case of the large projects developed in the Governor Eraldo Gueiros Port Industrial Complex/PE (SUAPE/PE Port Industrial Complex), many of them had to modify the original foundation design due to the diversity of soil types found in the area. In this location, expansive, collapsible and soft soils were found, as well as the presence of rocks. Regarding the rock mass of Petroquímica Suape, after geotechnical and geological studies, it was understood that it is basically composed of three (03) types of geomechanical materials. The first material consists of a rhyolite matrix, the second comprises an intermediate material between rhyolite and trachyte and the third material consists only of basalt. To build part of the petrochemical infrastructure, it was decided to develop a deep foundation project using a root pile partially embedded in the rock mass. Since this is a foundation engineering solution that is rarely used in construction (since deep foundations were developed to be used in soils with low bearing capacity and not in rocky materials) and because it involves geological and geotechnical conditions that are peculiar to the region, there was interest in analyzing the results obtained from estimating the load capacity of the root pile using empirical, semi-empirical and load test methods. After analyzing the results of the data obtained and calculated, it was found that some methods used in this work resulted in conservative values and others did not provide reasonable estimates for the conditions obtained.

Keywords: Load Capacity; Root Pile; Rock Mass; Empirical and Semi-Empirical Methods; Load Test.

Recebido: 12/06/2024; Aceito: 28/03/2025; Publicado: 29/04/2025.

1. Introdução

É de consenso geral que o adequado reconhecimento das condições do subsolo é fundamental para orientar as fases de avaliação, construção e instrumentação de um projeto geotécnico, a forma como o local será investigado deve se adaptar ao porte da obra, as cargas impostas e a complexidade do terreno.

Devido a variabilidade do subsolo ou do nível de carregamento imposto pela estrutura, muitas obras geotécnicas necessitam ser escavadas ou apoiadas em maciço rochoso, dentre elas, destacam-se, as barragens, túneis, minas, taludes e fundações.

Com uma natureza complexa, os maciços rochosos, apresentam grande variabilidade em relação a distribuição das descontinuidades e das propriedades índices e mecânicas, logo, a construção em substratos rochosos, torna-se um desafio adicional para os profissionais envolvidos.

Na falta de uma investigação completa, os parâmetros utilizados em projeto são obtidos através dos valores propostos pela literatura, entretanto, normalmente eles se aplicam a rochas intactas, o que na maioria das vezes não traduzem a real condição do material.

Conforme apresenta Silva (2013), os projetos de fundação profundas em substrato rochoso, ocorrem quando o maciço está a menores profundidades e as camadas superficiais de solo não apresentam espessura e/ou condições geotécnicas satisfatórias. Nesses casos, o posicionamento da estaca em relação ao maciço rochoso pode ocorrer de quatro formas, conforme esquema ilustrados na Figura 1.

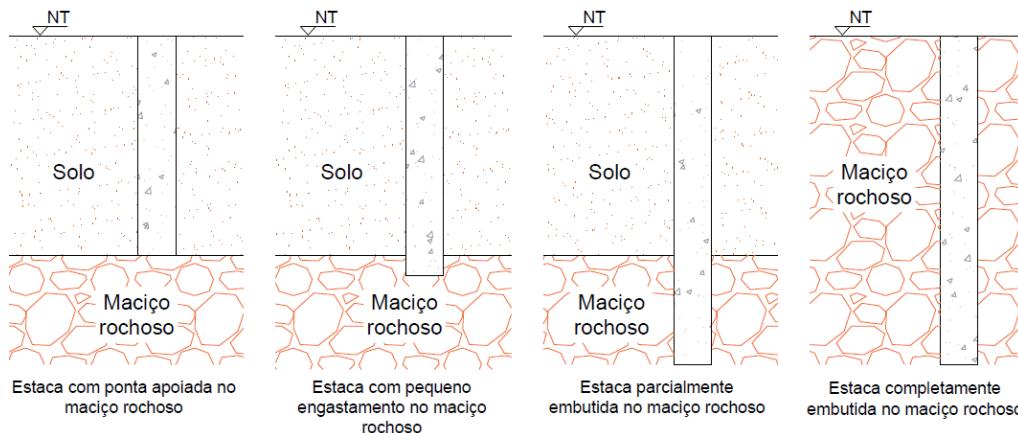


Figura 1 – Posicionamento da estaca em relação ao maciço rochoso.

Fonte: Autores (2025).

A forma como se dá a transferência de carga entre o topo e a base de uma estaca embutida em maciço rochoso é um assunto que gera muita discussão no meio técnico. De acordo com Rowe & Armitage (1987), o carregamento aplicado a uma estaca embutida em maciço rochoso, é absorvida em grande parte pela resistência lateral do embutimento.

Para os autores, a resistência da ponta da estaca só é mobilizada quando ocorre um considerável deslizamento na interface estaca-rocha. Adicionalmente, a dificuldade de garantir uma efetiva limpeza da base do furo, acaba levando a muitos projetistas desconsiderarem a contribuição da resistência de ponta da estaca.

Do mesmo modo, a contribuição do trecho em solo é normalmente desprezada na determinação da capacidade de carga da estaca.

Dessa forma, os métodos de estimativas da capacidade de carga de estacas, parcialmente embutidas em maciço rochoso, se concentraram na determinação da resistência lateral do embutimento. Assim, conforme Juvêncio (2015), o projeto passa a adotar um embutimento excessivo, o que, consequentemente acarreta no aumento do custo das fundações.

De acordo com Carter & Kulhawy (1988) em estacas com embutimento completo na rocha e submetidas à compressão axial, a resistência de ponta só é realmente mobilizada para níveis de tensão capazes de provocar algum movimento significativo entre as interfaces fuste-rocha ao longo de toda a extensão da estaca.

Diante disso, a maioria dos estudos a respeito da transferência de carga em estacas embutidas em maciço rochoso, foram de fato, concentrados na avaliação da mobilização da resistência lateral do embutimento e seus fatores de influência, tais como, a rugosidade e geometria da estaca, relação entre módulos de elasticidade da rocha e do concreto da estaca,

forma de execução da estaca, grau de fraturamento do maciço rochoso, resistência à compressão uniaxial da rocha, entre outros.

No que se refere a rugosidade, de acordo com Juvêncio (2015), a resistência lateral geralmente apresenta uma componente de ligação como resultado físico de uma cimentação entre o concreto e a rocha ou através da rugosidade produzida mecanicamente ao longo do embutimento.

O mecanismo típico de transferência de carga, em função da geometria da rugosidade, pode ser resumido em três estágios, segundo Nunes (2002):

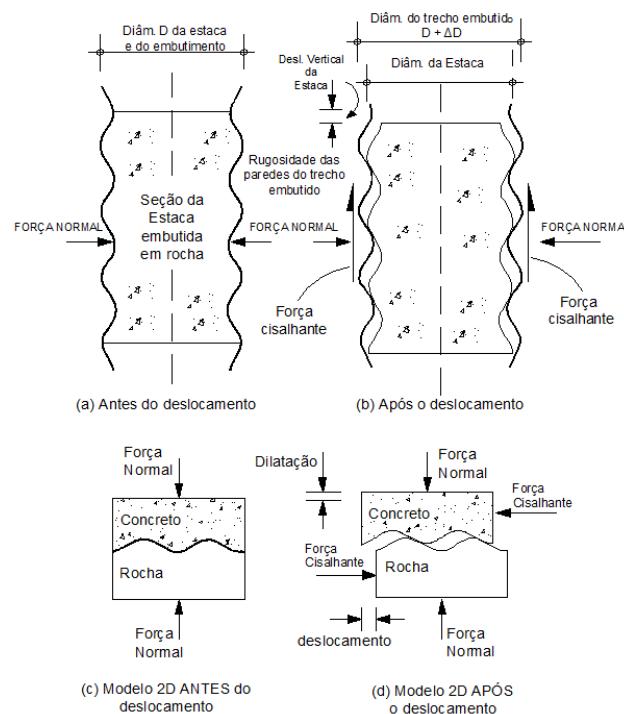
- Resistência garantida pela adesão estaca-rocha;
- Resistência por atrito e/ou imbricamento;
- Resistência por cisalhamento.

Johnston e Lan (1989), observaram que, mediante a aplicação de carga axial na estaca, a tensão cisalhante se desenvolve e ocorrem deslocamentos verticais com a consequente ruptura da adesão entre a estaca e a rocha, conforme exemplos ilustrados na Figura 2 a) e b).

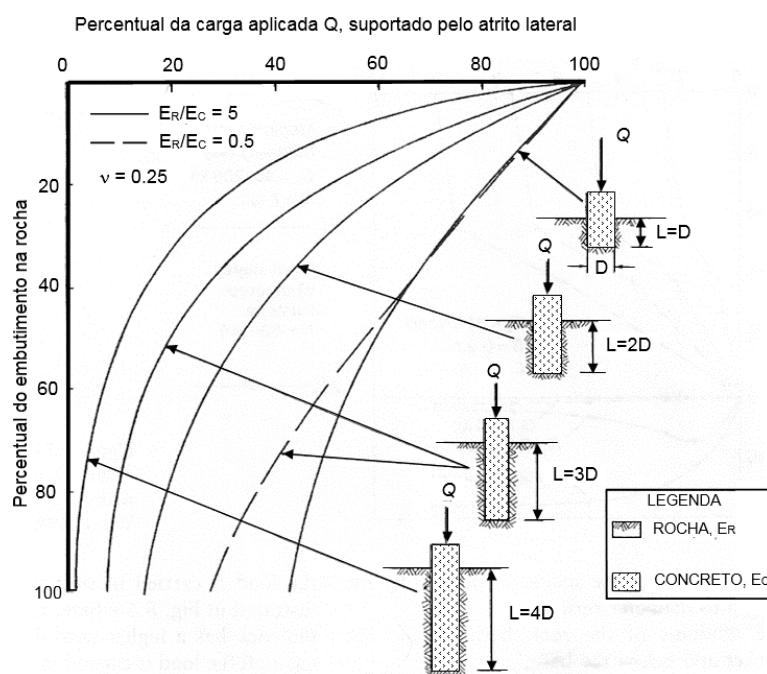
Esses deslocamentos são acompanhados por um aumento no diâmetro do trecho embutido. Através das Figuras 2 c) e d) é possível analisar esse mecanismo, pois, conforme Costa (2005), a interface concreto-rocha pode ser interpretada como uma descontinuidade ou junta do sistema. Dessa forma, o comportamento de uma estaca embutida em rocha pode ser estudado em corpos de prova, através do ensaio de cisalhamento direto com rigidez constante. A Figura 2 d) mostra que, para superar o imbricamento entre o concreto e as rugosidades é necessária uma expansão volumétrica durante o cisalhamento.

Dessa forma, quanto maior a rugosidade, maior a dilatância da seção, a tensão normal ao fuste da estaca cresce com o aumento da dilatação, aumentando então a resistência lateral. Com relação a geometria da estaca que, por sua vez, se define pela razão entre o comprimento de embutimento (L) e o diâmetro (D), constata-se a sua importância na transferência de carga das fundações.

Juvêncio (2015), baseado em estudos feitos por Osterberg & Gill (1973), observa que a medida que a relação (L/D) aumenta, parte da carga aplicada é progressivamente transmitida às paredes laterais, na Figura 3 é possível analisar, para a condição do módulo de elasticidade da rocha superior ao do concreto, que em uma geometria na razão de $L=4D$ quase toda a carga aplicada é transferida para as paredes do embutimento. Por outro lado, quando se observa a relação $L=D$, percebe-se que somente 50% da carga aplicada se transmite as paredes do embutimento.



*Figura 2 – Interface concreto/rocha sob carregamento axial.
 Fonte: JUVÊNCIO (2015).*



*Figura 3 – Distribuição da tensão cisalhante na parede lateral, em relação ao comprimento do embutimento.
 Fonte: JUVÊNCIO (2015).*

Outro fator influente na resistência lateral das estacas é o processo executivo, após execução do furo, deve ocorrer a remoção dos detritos ou de bentonita através da injeção de água, entretanto, quando a operação de limpeza não garante a

total retirada dos resíduos, eles podem formar uma fina camada na parede do furo que pode diminuir a aderência entre o concreto e a rocha, interferindo dessa maneira, na tensão cisalhante da interface estaca-rocha.

Apesar da existência de vários estudos sobre os fatores que influenciam o comportamento de estacas embutidas em meio rochoso, os métodos para estimativa da capacidade de carga não chegam a abranger todos esses condicionantes, então, diante da dificuldade em se quantificar alguns parâmetros de cálculos, faz-se necessário grandes simplificações que podem não refletir a complexidade das condições reais da fundação.

De modo geral, o presente trabalho consiste em apresentar os resultados das estimativas das capacidades de carga das fundações embutidas nos maciços rochosos do Complexo Industrial Portuário SUAPE/PE, por meio das análises dos resultados adquiridos de três provas de carga estáticas, em estacas raiz, e os métodos empíricos e semiempíricos de estimativa da capacidade de carga presentes na literatura técnica.

2. Resistência de Ponta de Estacas Embutidas em Rocha e Fatores de Influência

A Federal Highway Association (2010) propõe algumas recomendações que devem ser atendidas para a consideração da resistência de ponta nos projetos de fundação embutidas no maciço rochoso, são elas:

a) A ponta da estaca deve ser apoiada sobre rocha maciça, com ausência de juntas ou cavidades compressíveis e a uma profundidade de ao menos, um diâmetro abaixo da base da estaca;

b) Não devem existir cavidades ou vazios expressivos sob a rocha da base da estaca;

c) Deve haver a certificação sobre a limpeza da base do furo.

A presença de juntas ou cavidades no maciço rochoso pode vir a ocasionar a fuga do material de preenchimento durante a execução da estaca, podendo comprometer a integridade da geometria de projeto do elemento de fundação. Além disso, caso essas descontinuidades sejam compressíveis, pode ocorrer uma deformação na estaca derivada da movimentação das juntas após aplicação do carregamento.

Cabral & Antunes (2010) também fazem considerações sobre o tema, para eles, a capacidade de ponta de uma estaca é diretamente proporcional a eficiência da limpeza da perfuração.

Sendo assim, quando não se garante a limpeza total do fundo do furo, a parcela referente a resistência de ponta deve ser analisada com atenção, especialmente para o caso de estacas inseridas em maciços de baixa qualidade, isto é, extremamente intemperizados e/ou com estrutura interna muito descontínua.

Adicionalmente, conforme já apresentado, a resistência de ponta de estacas embutidas em rocha só é mobilizada quando o fuste apresenta deslocamentos significativos.

Mais recentemente, através da análise de 30 provas de carga dinâmicas, Juvêncio (2015) encontrou que a relação entre a carga que chega a ponta e a carga aplicada no topo da estaca é de 9%. Esse valor também é coerente com os resultados encontrados por Carter & Kulhawy (1988), para a mesma relação, onde a carga mobilizada pela ponta está em torno de 10 a 20% da carga total.

Em seu trabalho, Ladanyi (1977) considera que a ponta da estaca suporta entre 5 a 25% da carga total, para razões de embutimento (relação entre comprimento e diâmetro da estaca) entre 2 e 4.

Entretanto, muitos projetistas normalmente passam a desconsiderar a parcela de resistência relativa a ponta da estaca, admitindo que toda a carga é suportada pela resistência de fuste.

3. Estimativa da Capacidade de Carga de Estacas em Solo e Parcialmente Embutidas em Maciço Rochoso

A carga axial aplicada no topo de uma estaca parcialmente embutida em rocha é transferida ao terreno por meio da tensão cisalhante no trecho da estaca em solo, no embutimento lateral em maciço rochoso e pela tensão normal de compressão entre a ponta da estaca e a rocha. O esquema geral de transferência de carga em estacas parcialmente embutidas em maciço rochoso é apresentado na Figura 4.

Quando uma estaca atravessa camadas heterogêneas, as deformações necessárias para a mobilização da resistência em cada trecho são diferentes, devido as características de rigidez dos materiais atravessados. Dessa forma, a transferência da carga ao longo de estacas parcialmente embutidas em maciço rochoso, torna-se algo complexo e com poucas conclusões definitivas. Logo, devido ao grau de incertezas associadas ao uso de fundações profundas parcialmente embutidas em rocha, os projetos tendem a ser bastante conservadores.

Juvêncio (2015) destaca que a maioria dos projetos de fundação em estaca, com embutimento parcial ou total em rocha, consideram apenas a resistência lateral para suportar todo o carregamento, em vez da combinação da resistência lateral e ponta. Adicionalmente, Musarra (2014) expõem que em estacas embutidas parcialmente em rocha, a contribuição do trecho

em solo é normalmente desprezada. Entretanto, por meio de análises de provas de cargas dinâmica, Juvêncio (2015) observou que nas estacas testadas, em que existiam um perfil com intemperismo gradual da rocha, a parcela de resistência suportada pelo solo atingiu tipicamente 40% da carga última aplicada.

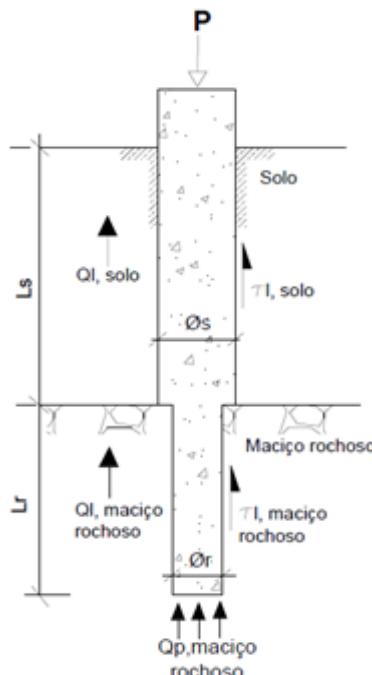


Figura 4 – Esquema geral de transferência de carga em estacas parcialmente embutida em maciço rochoso.

Fonte: Adaptado por JUVÊNCIO (2015).

4. Estimativa da Capacidade de Carga de Estacas Embutidas em Rocha

Com relação a estimativa da capacidade de carga de estacas embutidas em rocha, muitos autores concentraram seus estudos em buscar correlações entre a resistência por atrito lateral do embutimento e resistência da ponta da estaca com a resistência a compressão uniaxial da rocha.

Para a estimativa da capacidade de carga de estacas embutidas em maciço rochoso, alguns autores elaboraram métodos para a determinação da parcela referente a resistência lateral e/ou a resistência de ponta. Na tentativa de estabelecer formulações que permitissem a determinação da capacidade de carga das estacas embutidas em maciço rochoso, foram estabelecidas diferentes correlações com parâmetros do maciço rochoso.

Na Tabela 1 são detalhados alguns desses métodos de acordo com o parâmetro estabelecido para a determinação da capacidade de carga da estaca.

Tabela 1 – Métodos De Estimativa Da Capacidade De Carga De Estacas Embutidas Em Maciço Rochoso.

Métodos:	Parâmetro do Maciço Rochoso:
Rosenberg & Journeaux (1976)	
Meigh & Wolski (1979)	Resistência à compressão simples da rocha (σ_u).
Paulos & Davis (1980)	
Rowe & Armitage (1984)	
Zhang & Einsten (1998)	
Cabral & Antunes (2000)	Resistência à compressão simples da rocha e grau de alteração e presença de fraturas.
Resistência à compressão simples da rocha e grau de alteração e presença de fraturas.	Resistência à compressão simples da rocha, tipo de rocha, grau de alteração, RQD e espaçamento das descontinuidades.

Fonte: Autores (2025).

5. Características Gerais da Área de Estudo

A área de estudo está inserida no Complexo Industrial de Suape, no município de Ipojuca – PE, Figura 5, e abriga atualmente a Companhia Petroquímica de Pernambuco (Petroquímica Suape). Localizada ao sul da cidade do Recife, Ipojuca, limita-se ao norte com o município do Cabo de Santo Agostinho, ao sul com o município de Sirinhaém, a Leste com o Oceano Atlântico e a oeste com o município de Escada.



Figura 5 – Localização da Petroquímica Suape.

Fonte: <http://especiais.jconline.ne10.uol.com.br/documento-suape-2015/> (acessado no dia 13/05/24).

5.1 Geologia Local

Conforme Lima Filho (1996) as unidades geológicas que ocorrem no município de Ipojuca são constituídas basicamente pelo Complexo Gnáissico-Migmatítico, Rochas Granitóides, Grupo Pernambuco e Coberturas Quaternárias.

A planta do empreendimento está situada no Grupo Pernambuco, através da Formação Ipojuca, que segundo Pfaltzgraff (1999), é composta de rochas vulcânicas de idade cretácea, cujos principais tipos petrográficos são: andesitos, basaltos, riólitos, traquitos e aglomerados vulcânicos, ocorrendo sob a forma de derrames, diques e sills. De acordo com Assis (1990), das rochas vulcânicas extrusivas, os basaltos são mais antigos e enquanto que os riólitos seriam os mais jovens.

5.2 Informações Sobre o Empreendimento

A Companhia Petroquímica de Pernambuco, Petroquímica Suape, juntamente com a Companhia Integrada Têxtil de Pernambuco, CITEP, formam o Complexo Industrial Químico-Têxtil (PQS). Estrategicamente localizada no Complexo Industrial Portuário de Suape, o Complexo Industrial, integra o Programa de Aceleração do Crescimento do Governo Federal – PAC, tendo como acionista a Petrobras, Figura 6.

A PQS reúne em uma área de 70 ha, três unidades industriais integradas, Figura 6:

- Unidade de PTA;
- Unidade de polímeros e filamentos de poliéster;
- Unidade PET.

Além disso, para atender aos exigentes padrões ambientais internacionais, a companhia PQS conta com uma unidade compartilhada de utilidades de tratamento de água e efluentes.



Figura 6 – Unidades componentes da PQS.

Fonte: <http://www.pqspe.com.br/a-empresa/apresentacao> (acessado 13/05/24).

A Petroquímica Suape tem por objetivo a produção de ácido teraftálico purificado, conhecido como PTA. Esse produto é a matéria prima para a produção do poliéster têxtil, resinas PET, embalagens, além de fibras industriais usadas na fabricação de pneus, materiais e equipamentos para o setor elétrico, automotivo e a indústria do petróleo.

Inaugurada no início de 2013, a unidade de PTA tem capacidade de produzir 700 mil toneladas de ácido teraftálico. Para isso, a planta da unidade PTA apresenta unidades de processamento e maquinários de grande porte, que contemplam tecnologias de ponta.

5.3 Informações Sobre Fundações da Obra

Para a elaboração do projeto de fundações da unidade de PTA foi executada uma vasta campanha de reconhecimento geológico-geotécnico no local, conforme será descrito no próximo capítulo.

Os resultados mostraram que o terreno antes dos trabalhos de terraplenagem apresentava um perfil variável e complexo, composto por camadas de solo residual com espessura variando entre 1 e 26 metros seguidas do maciço rochosos com espessura entre 2 e 15 metros em determinados trechos.

De acordo com Coutinho (2008), para vencer os desníveis da área, foi necessário a realização de extensos trabalhos de terraplenagem através de cortes e aterros, Figura 7.

Na definição do tipo de fundação utilizada na planta da PTA, a equipe técnica precisava conceber uma fundação que suportasse as elevadas cargas provenientes das estruturas da petroquímica e permitisse o adequado funcionamento do seu maquinário de grande porte, Figura 8. Isso porque, o dimensionamento de fundações de máquinas é uma tarefa bastante complexa dado as diversas solicitações estáticas, bem como as cargas dinâmicas, que as mesmas estarão submetidas.



Figura 7 – Vista aérea do terreno após os trabalhos de terraplenagem.

Fonte: <https://pedesenvolvimento.com/2009/10/21/petroquimica-suape-vai-gerar-5-300-vagas/> (acessado em 13/05/2024).



a)



b)

Figura 8 – Transporte e instalação de uma das torres da Petroquímica Suape.

Fonte: <https://www.petronoticias.com.br/archives/tag/petroquimica-suape> (acessado em 13/05/2024).

Dessa forma, diante da heterogeneidade do terreno aliada as características da estrutura a ser edificada, a equipe técnica propôs as seguintes soluções de fundação:

- Sapata apoiada no solo: Nas fases iniciais de projeto foi considerada a concepção de sapatas com ancoragem em rocha para os trechos em que, após a terraplenagem, o maciço rochoso competente estivesse próximo à superfície do terreno e o solo apresentasse condições razoáveis de suporte. Entretanto, após estudos de viabilidade essa solução foi descartada. A solução definitiva se constituiu de sapatas apoiadas em solo.

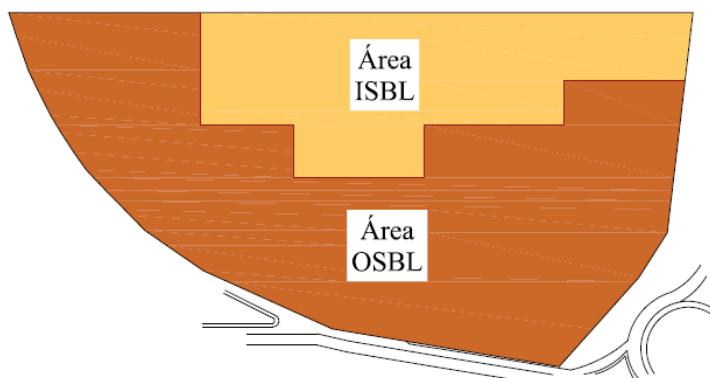
- *Estaca metálica*: Foi definido o uso de três tipos de estacas metálicas que, de acordo com as condições de subsolo e de carregamento, podem ter seu comprimento inteiramente em solo, ou com pelo menos um metro em rocha.

- *Estaca hélice contínua*: admitiu-se a execução de estacas hélice contínua com 600 e 300 mm de diâmetro e comprimento superior a 4 m.

- *Estaca raiz parcialmente embutida em rocha*: foram propostos, basicamente, estacas raiz embutidas parcialmente em rocha e estacas executadas completamente em solo. O comprimento efetivo, estabelecido inicialmente para o embutimento das estacas no maciço rochoso foi de 4 a 5 metros.

5.4 Investigação de Campo

De acordo com Coutinho (2008), devido a extensão do terreno e a distribuição das estruturas a serem edificadas, a planta do empreendimento foi dividida em duas áreas, ISBL e OSBL, conforme apresentado na Figura 9.



*Figura 9 – Divisões da área da Petroquímica Suape.
Fonte: COUTINHO (2008).*

As áreas foram investigadas por uma primeira campanha, por uma campanha de investigação geotécnica adicional e por uma campanha complementar, utilizando para isso, sondagens a percussão (SPT) e mistas (SP e SM), CPTU, CPTU sísmico, medidas de resistividade, piezômetro e coleta de amostras de solo indeformadas e deformadas e testemunhos de rocha. A quantidade aproximada de pontos investigados, pode ser conferida na Tabela 2.

Tabela 2 – Programa De Investigação Realizado No Terreno.

Métodos de Investigação:	Quantidade:
SPT	107
SM	125
CPTU	36
CPTU sísmico	9
Piezômetro	2
Amostras Tipo Shelby	7
Blocos e Amostras Deformadas	8

Fonte: Autores (2025).

5.5 Ensaios Geofísicos

Inicialmente o emprego de ensaios geoelétricos na área da PTA, teve como objetivos uma melhor avaliação da morfologia do maciço rochoso e a análise das propriedades da camada superficial de solo, com a finalidade da seleção do local para aterramento elétrico.

Com relação a determinação da morfologia das camadas de rocha, os furos ST e SM realizados, não permitiram uma análise completa da posição e geometria do topo rochoso, uma vez que, a geologia da área é complexa sendo caracterizada

por uma sucessão vertical de solo de alteração seguido por camadas de rochas com diferentes condições, distribuído em todo o terreno.

Diante desse quadro, a investigação geofísica buscou subsidiar o mapeamento das principais feições estruturais da área, bem como, estimar a profundidade do manto de alteração e do topo rochoso. Para isso, foram aplicadas duas técnicas geofísicas de medição de eletroresistividade, a sondagem elétrica vertical (SEV) e o caminhamento elétrico (CE).

Conforme apresenta Coutinho (2008), as resistividades aparentes foram medidas por meio do arranjo Schlumberger, que consta de uma matriz simétrica linear de quatro elétrodos. O equipamento utilizado constou de um medidor modelo GTR-3 da empresa GEOTRADE e acessórios como, fonte de energia, cabos, carretéis, elétrodos, rádios portáteis e outros, conforme apresentado na Figura 10.



a)



b)

Figura 10 – Medidor de resistência, fonte e demais equipamentos.

Fonte: COUTINHO (2008).

A distribuição dos pontos de investigação pode ser conferida a seguir, Figura 11. Foram realizadas 8 sondagens elétricas verticais com um máximo espaçamento, AB, de 600m. Com relação a técnica de caminhamento elétrico, conforme apresenta Coutinho (2008), foram executados três perfis de resistividade somando 1650 metros de CA. O comprimento AB e NM122 foram, respectivamente, 140 metros e 20 metros. A distância entre duas medidas sucessivas ao longo do perfil foi de 30 metros.

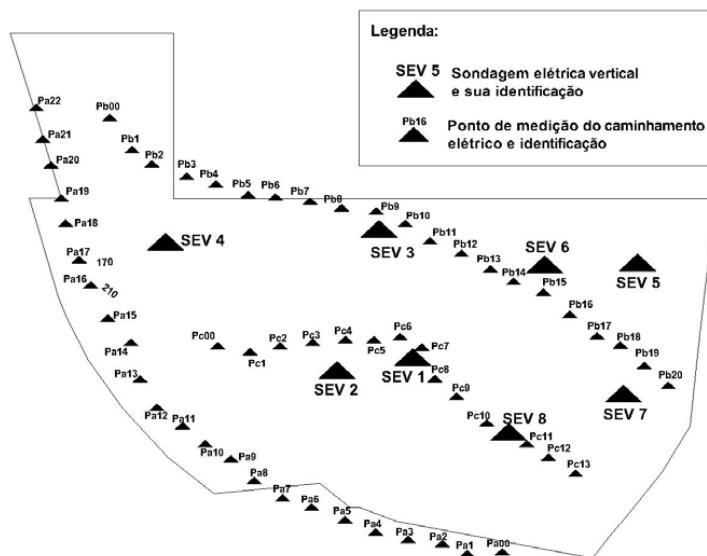


Figura 11 – Medidor de resistência, fonte e demais equipamentos.
Fonte: COUTINHO (2008).

5.6 Descrição Geológica-Geotécnica Do Maciço Rochoso

Após análise conjunta das sondagens efetuadas, a equipe técnica elegeu uma sondagem mista que representasse cada setor e algumas sondagens auxiliares (ver Figura 12).

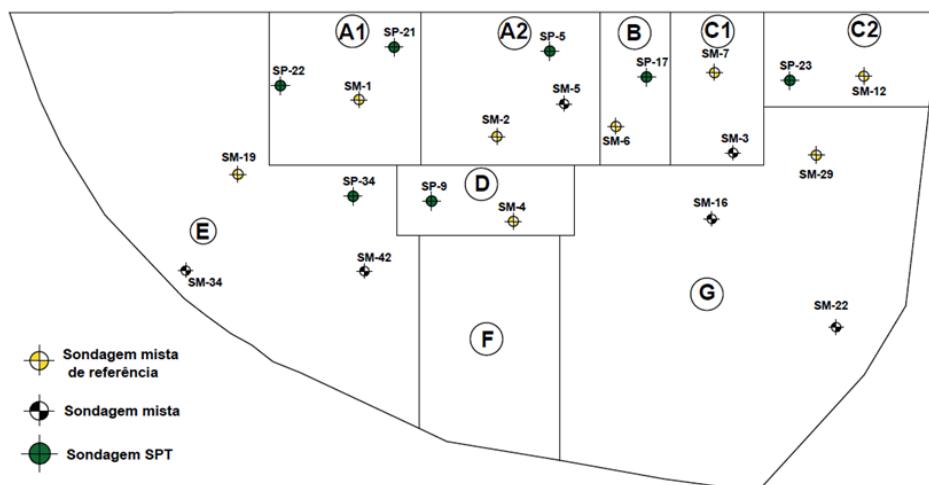


Figura 12 – Localização da sondagem mista representativa de cada setor da petroquímica.
 Fonte: Adaptado de COUTINHO (2008).

Na Tabela 3, apresenta-se de maneira resumida informações sobre a classificação do maciço rochoso dos setores da Petroquímica Suape.

Tabela 3 – Principais Características Das Matrizes Rochosas Do Terreno Da Petroquímica Suane Em Cada Setor.

Setor	Matriz Rochosa	Grau de Alteração	RQD (%)	Espaçamento das Continuidades	Rugosidade	Preenchimento das Descontinuidades:	Classificação RMR:				
							RMR	Classe	Descrição	Coesão	Ângulo de Atrito
							(MPa)		0		

A1	Riolito	All	90 - 100	> 100 cm	Áspera	Paredes Sãs, Sem Preenchimento.	42	III	Regular	200 - 300	20° - 30°
A2	Riolito - Quartzo / Traquito	III a IV	14 - 69	16 à 100 cm	Ligeiramente Lisa à Lisa	Paredes Com Alteração Incipiente, com ou sem Sinais de Percolação d'água Preenchimento Ausente.	32	IV	Pobre	100 - 200	10° - 20°
							22	IV	Pobre	100 - 200	10° - 20°
C1	Basalto	I	91 - 100	< 60 mm	Ligeiramente Lisa	Paredes Sãs, Sem Preenchimento.	33	IV	Pobre	100 - 200	10° - 20°
C2	Riolito - Quartzo / Traquito	III a IV	0 - 46	< 60 mm	Lisa	Paredes Com Alteração Incipiente, com ou sem Sinais de Percolação d'água Preenchimento Ausente.	29	IV	Pobre	100 - 200	10° - 20°
D	Riolito - Quartzo / Traquito	IV - V	16 - 93	20 a 100 cm	Rugosa a Ligeiramente Lisa	Paredes Alteradas, Preenchimento Ausente, Fratura Aberta.	43	III	Regular	200 - 300	20° - 30°
E	Riolito - Quartzo / Traquito	I a II	60 - 100	20 a 100 cm	Ligeiramente Lisa	Sem Preenchimento a Preenchimento Pétreo Rijo.	56	III	Regular	200 - 300	20° - 30°
G	Basalto	II a IV	16 - 62	16 a 100 cm	Ligeiramente Lisa		36	IV	Pobre	100 - 200	10° - 20°

Fonte: Autores (2025).

6. Características Construtivas das Estacas

As estacas raiz executadas na Petroquímica Suape, foram concretadas com armação em aço CA-50 com diâmetro de 200 mm e 25 mm nas barras longitudinais, e CA-25 para os estribos transversais, com diâmetro de 8 mm. A resistência do concreto foi especificada com, no mínimo, $F_{ck} = 20$ MPa.

Na fase de projeto, a partir das características do subsolo e do nível de carregamento imposto pela estrutura, foram propostos dois tipos de estacas raiz parcialmente embutidas em maciço rochoso, R1 e R2 (ver Figura 13).

O comprimento embutido no maciço rochoso para os dois tipos de estacas, foi definido de 3 a 5 metros, sendo que, em algumas situações após uma análise mais apurada do terreno ou devido a algumas dificuldades executivas, o comprimento embutido foi reduzido.

Para análise da capacidade de carga são utilizados os dados relativos a três estacas raiz executadas no maciço rochoso da Petroquímica Suape. Na Tabela 4 são apresentadas as designações adotadas para a identificação das estacas analisadas, suas características geométricas e a carga de trabalho para a qual foram projetadas.

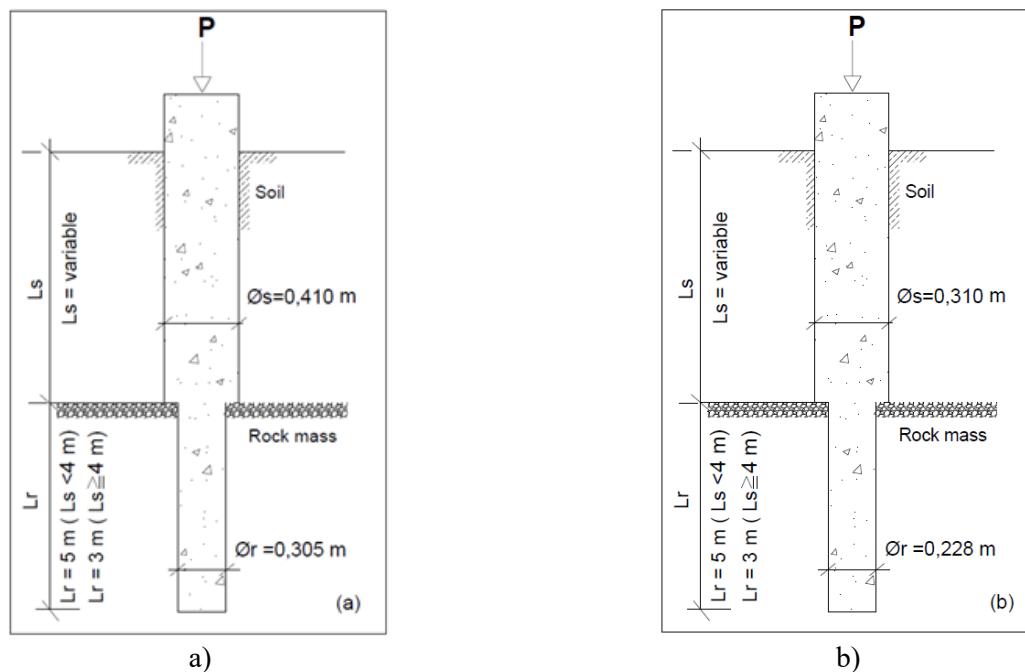


Figura 13 – (a) Esquema geral das estacas raiz do tipo R1 (b) Esquema geral das estacas raiz do tipo R2.
Fonte: Adaptado de COUTINHO (2008).

Tabela 4 – Características De Projeto Das Estacas.

Estacas	ϕ_s – (mm)	ϕ_r – (mm)	L _s – (mm)	L _r – (mm)	Carga de Trabalho – (kN)
E25	410	305	6,70	3,30	1000
E100	410	305	6,70	1,30	1000
E110	310	228	6,70	3,30	750

Fonte: Autores (2025).

Onde:

ϕ_s : diâmetro do trecho de fuste em solo;

ϕ_r : diâmetro do trecho de fuste em rocha;

L_s : comprimento do fuste em solo;

L_r : comprimento do fuste em rocha.

Conforme apresentado na Tabela 4, no trecho em maciço rochoso ocorre uma redução do diâmetro da estaca. Essa variação é decorrente do processo executivo pois, no trecho em solo a perfuração é feita com o auxílio de camisa metálica para que não ocorra a invasão de detritos no furo, atingido o topo rochoso o equipamento para perfuração em rocha deve ser introduzido nesse furo, assim o diâmetro em maciço rochoso será consequentemente menor.

As estacas E25 e E100 foram executadas no setor A2, já a estaca E110 foi executada no setor B (ver Figura 12).

A locação exata das estacas nos setores A2 e B não pôde ser determinada, entretanto, os perfis geotécnicos no qual as estacas foram executadas são conhecidos.

Nas Figuras 14, 15 e 16 a seguir, ilustram-se os perfis geotécnicos representativos das estacas E25, E100 e E110.

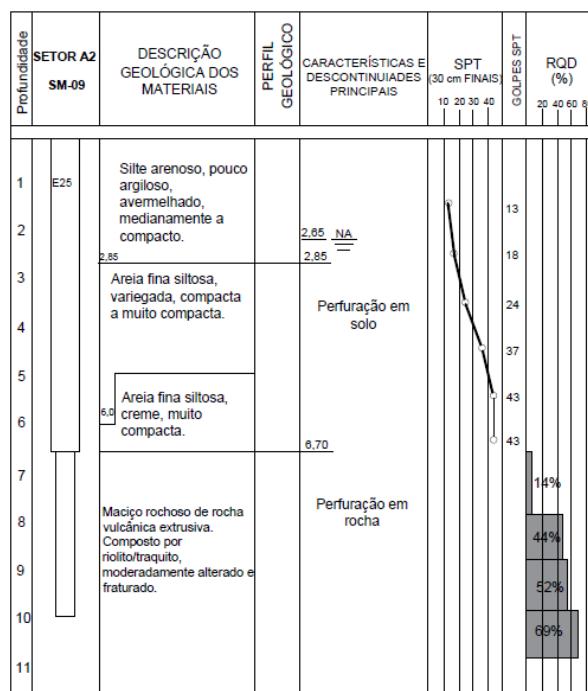


Figura 14 – Perfil geotécnico do ponto de execução da estaca E25 no setor A2.
Fonte: Adaptado de COUTINHO (2008).

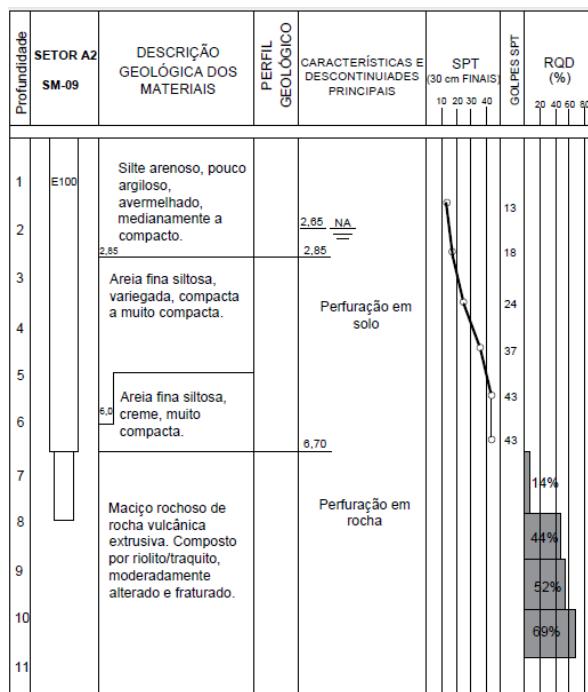
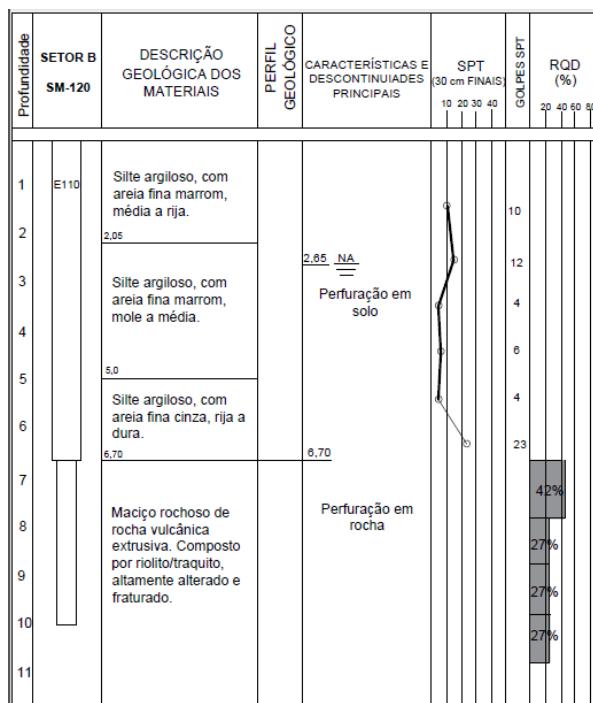


Figura 15 – Perfil geotécnico do ponto de execução da estaca E100 no setor A2.
Fonte: Adaptado de COUTINHO (2008).



*Figura 16 – Perfil geotécnico do ponto de execução da estaca E110 no setor B.
Fonte: Adaptado de COUTINHO (2008).*

7. Estimativa da Capacidade de Carga das Estacas Através de Métodos Empíricos e Semiempíricos

A estimativa da capacidade de carga das estacas é feita a partir dos métodos empíricos e semiempíricos, conforme detalhes contidos na Tabela 5.

Os métodos aplicados no trecho em solo foram escolhidos devido a sua aplicabilidade em estacas raiz e por fazerem uso dos dados dos ensaios de SPT.

Com relação a seleção dos métodos de estimativa da capacidade de carga, desenvolvidos para embutimento em maciço rochoso, foram escolhidos os métodos mais conhecidos no meio técnico e que utilizassem diferentes metodologias.

Tabela 5 – Métodos de Estimativa da Capacidade Carga Para as Estacas Analisadas.

Trecho da Estaca:	Métodos de Estimativa da Capacidade de Carga das Estacas:
Embutido no Solo	Décourt & Quaresma (1978)
	Aoki & Velloso (1975)
	Cabral (1986)
Embutido no Maciço Rochoso	Rosenberg & Journeaux (1976)
	Zhang & Einsten (1998)
	Meigh & Wolski (1979)
	Cabral & Antunes (2000)
	Rowe & Armitage (1987)
	Poulos & Davis (1980)
	Horvath (1978)
	España (2011)

Fonte: Autores (2025).

7.1. Estimativa da Resistência Lateral do Trecho em Solo (Q_{LS})

De acordo com os perfis apresentados nas Figuras 14, 15 e 16, foram estimados os valores da resistência lateral proveniente da contribuição do trecho em solo, para cada estaca (ver Tabela 6), segundo os métodos descritos na Tabela 5.

Tabela 6 – Resistência Lateral do Fuste da Estaca em Solo.

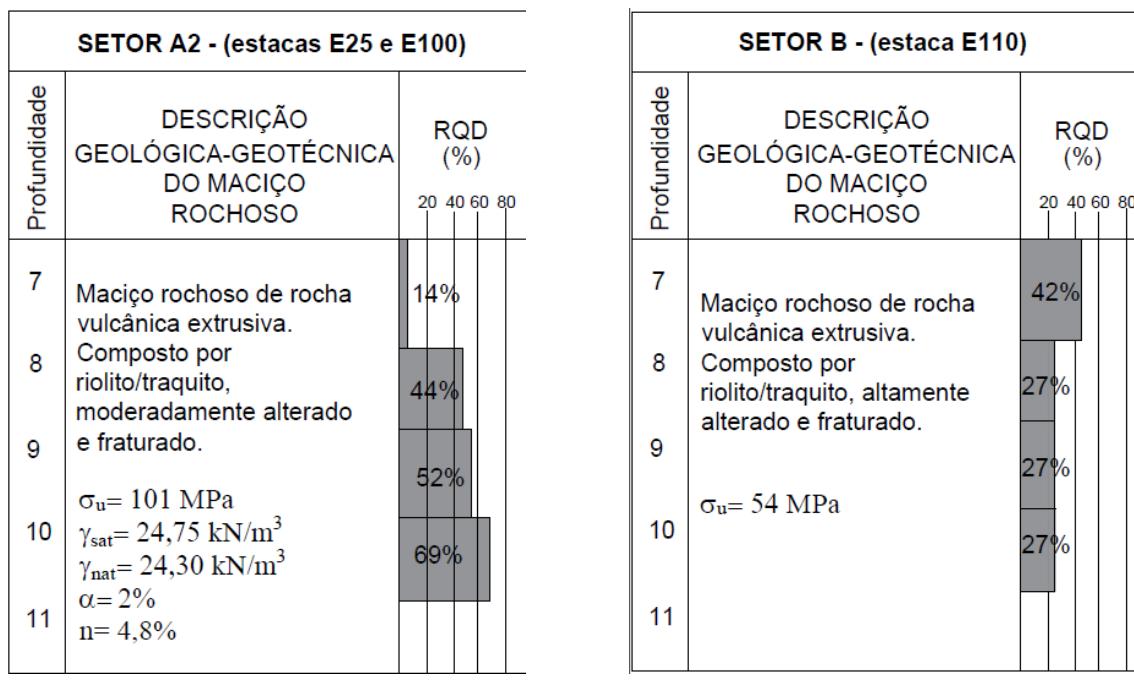
Método:	Estaca E25	Estaca E100	Estaca E110
	Q_{LS} - (kN)	Q_{LS} - (kN)	Q_{LS} - (kN)
Aoki & Velloso (1975)	818,25	818,25	100,52
Décourt &Quaresma (1978;1996)	1100,73	1100,73	282,97
Método de Cabral (1986):	1170,71	1170,71	170,74

Fonte: Autores (2025).

7.2. Estimativa da Capacidade de Carga do Trecho Embutido em Maciço Rochoso

Com relação ao comprimento embutido em maciço rochoso, a capacidade de carga foi determinada através de métodos que levam em consideração alguns parâmetros do maciço como, a resistência à compressão da matriz rochosa, RQD, grau de alteração, fraturas e etc.

Dessa forma, a partir dos resultados obtidos na campanha de investigação realizada nos setores A2 e B, foi possível apresentar uma síntese das características do maciço rochoso (ver Figuras 17 a) e b)) no qual as estacas E25, E100 e E110 foram executadas.



*Figura 17 – Síntese das características do maciço rochoso: a) Setor A2 e b) Setor B.
Fonte: Adaptado de COUTINHO (2008).*

No caso dos métodos empíricos que utilizam a Equação 1, para a determinação da resistência lateral unitária ($\tau_{l,r}$), a Tabela 7 contém os coeficientes μ e S , aplicados nas estacas E25, E100 e E110.

Tabela 7 – Coeficientes Para Determinação da Resistência Lateral Unitária, a Partir dos Métodos Empíricos.

Métodos:	Coeficientes:	
	μ	S
Rosenberg & Journeaux (1976)	0,37	0,51
Zhang & Einsten (1997;1998)	0,40	0,50
Meigh & Wolski (1979)	0,22	0,60
Rowe & Armitage (1987)	0,45	0,50
Poulos & Davis (1980)	0,05	1,00
Horvath (1978)	0,20	0,50

Fonte: Autores (2025).

A partir da determinação de $t_{l,r}$, é obtida a resistência lateral do embutimento em maciço rochoso ($Q_{l,r}$). Para os métodos de Rosenberg & Journeaux (1976), Hovarth (1978) e Meigh & Wolski (1979), a capacidade de carga da estaca será composta apenas pela contribuição lateral do embutimento em maciço rochoso.

O método de Cabral & Antunes (2000), considera que a $t_{l,r}$ equivale a 3,5% da resistência de ponta unitária da estaca ($q_{p,r}$).

Com relação aos métodos empíricos que fazem referência acerca da resistência de ponta das estacas, e que utilizam a Equação 2, foram utilizados os coeficientes η e ρ presentes na Tabela 8.

$$Q_{p,r} = n \cdot \sigma_u^P \quad \text{Equação 1}$$

Tabela 8 – Coeficientes Utilizados nos Métodos Empíricos Para a Determinação da Resistência Unitária de Ponta.

Métodos	Coeficientes	
	η	ρ
Poulos & Davis (1980)	0,20	1,00
Rowe & Armitage (1987)	1,00	1,00
Zhang & Einsten (1998)	3,00	0,50
Cabral & Antunes (2000)	0,30*	1,00

Fonte: Autores (2025).

Nota: *Para a estaca E110 o valor de η foi adotado como 0,1, devido a condição do maciço rochoso.

Para a utilização dos métodos empíricos apresentados, foram feitas algumas considerações acerca da resistência à compressão uniaxial da rocha, a partir das limitações impostas por cada método e a faixa de valores para o qual foram idealizados.

Nos métodos de Horvath (1978), Meigh & Wolski (1979) e Zhang & Einsten (1998), a resistência lateral é condicionada pelo menor valor entre σ_u/P_{atm} e Fck/P_{atm} . Dessa forma, como nas estacas E25, E100 e E110 tem-se que $\sigma_u > fck$, foi estabelecido que as correlações propostas por cada autor utilizariam a resistência do concreto, e não os valores de σ_u da matriz rochosa.

Já a correlação proposta por Rowe & Armitage (1987), foi estabelecida para soft rock com $\sigma_u \leq 30$ MPa. Dessa forma, será feita uma análise sobre a aplicabilidade do método a partir das características encontradas para o maciço rochoso da Petroquímica Suape. Para isso o valor da resistência à compressão da matriz rochosa para as estacas E25, E100 e E110 será adotada como $\sigma_u = 30$ MPa.

A mesma análise será feita a partir do método de Rosenberg & Journeaux (1976), sendo que, a resistência à compressão uniaxial será limitada conforme a faixa de aplicação do método.

Assim para $5 \leq \sigma_u/P_{atm} \leq 340$ MPa e $P_{atm} = 0,1$ MPa, a resistência à compressão das estacas E25, E100 e E110 será adotada como $\sigma_u = 34$ MPa.

Com relação aos métodos de Cabral & Antunes (2000) e Poulos & Davis (1980), foram mantidos os valores de resistência à compressão uniaxial definidos em cada setor. Os valores de σ_u e de Fck , utilizados na aplicação de cada método são apresentados na Tabela 9.

Tabela 9 – Valores Utilizados Para a Compressão Uniaxial da Rocha de Acordo com Cada Método.

Métodos:	σ_u / Fck (MPa)
----------	------------------------

	E25	E100	E110
Rosenberg & Journeaux (1976)	34	34	34
Horvath (1978)	20	20	20
Meigh & Wolski (1979)	20	20	20
Poulos & Davis (1980)	101,3	101,3	54
Rowe & Armitage (1987)	30	30	30
Zhang & Einsten (1998)	20	20	20
Cabral & Antunes (2000)	101,3	101,3	54

Fonte: Autores (2025).

O método de España (2011) utiliza coeficientes relativos ao tipo de rocha, grau de alteração e espaçamento das descontinuidades para a determinação da pressão admissível (P_{adm}). Os coeficientes adotados, que melhor representam as condições do maciço rochoso encontram-se na Tabela 10.

Tabela 10 – Coeficientes Utilizados no Método de España (2011) para Determinação da Pressão Admissível.

Coeficientes:	E25	E100	E110
P_0 (MPa)	1,00	1,00	1,00
α_1	0,80	0,80	0,80
α_2	0,50	0,50	0,50
α_3	0,64	0,64	0,59

Fonte: Autores (2025).

Conforme apresentado, o método España (2011) considera que $\tau_{l,r}$ equivale a 10% de $q_{p,r}$. A partir das considerações adotadas e do emprego de metodologias empíricas e semiempíricas, obtém-se a capacidade de carga do trecho embutido em maciço rochoso, das estacas E25, E10 e E110, conforme informações apresentadas na Tabela 11.

Tabela 11 – Capacidade de Carga das Estacas.

Método:	Estaca E25			Estaca E100			Estaca E110		
	$Q_{l,r}$ (kN)	$Q_{p,r}$ (kN)	Q_{ult} (kN)	$Q_{l,r}$ (kN)	$Q_{p,r}$ (kN)	Q_{ult} (kN)	$Q_{l,r}$ (kN)	$Q_{p,r}$ (kN)	Q_{ult} (kN)
Rosenberg & Journeaux (1976)	7063,17	-	7063,17	2782,46	-	2782,46	5280,01	-	5280,01
Horvath (1978)	2826,76	-	2826,76	1113,57	-	1113,57	2113,12	-	2113,12
Meigh & Wolski (1979)	4195,50	-	4195,50	1652,77	-	1652,77	3136,31	-	3136,31
Poulos & Davis (1980)	4203,35	1479,48	5682,82	1655,86	1479,48	3135,34	3142,17	350,94	3493,12
Rowe & Armitage (1987)	7789,63	2190,74	9980,36	3068,64	2190,74	5259,38	5823,06	1224,22	7047,29
Zhang & Einsten (1997;1998)	5653,51	979,73	6633,24	2227,14	979,73	3206,87	4226,23	547,49	4773,72
Cabral & Antunes (2000)	884,91	584,20	1469,11	348,60	584,20	932,80	446,52	220,36	666,88
Espana (2011)	1636,35	756,19	2392,54	644,62	756,19	1400,81	815,78	281,82	1097,60

Fonte: Autores (2025).

Com base nos resultados apresentados na Tabela 11, verifica-se a considerável variação entre as estimativas de capacidade de carga obtidas através da aplicação de cada método. Os métodos de Rosenberg e Journeaux (1976), Rowe & Armitage (1987) e Zhang & Einsten (1998) apresentaram estimativas muito elevadas em relação aos outros métodos, para todas as estacas.

Juvêncio (2015) comparou a resistência lateral média do embutimento, mobilizada em 30 ensaios de campo, com a estimativa proposta por alguns desses métodos. Como resultado, encontrou que a maioria dos métodos utilizados em seu trabalho apresentaram valores superestimados para a resistência lateral unitária ($\tau_{l,r}$), em relação aos valores medidos.

Analizando os dados conjuntamente, verifica-se que a estaca E25 apresenta as maiores estimativas para a resistência lateral do embutimento, esse fato é decorrente da sua área lateral e pelas razoáveis condições do maciço rochoso. No caso da estaca E100, apesar de estar inserida no mesmo maciço rochoso que a estaca E25, apresenta uma área lateral 60% menor.

Com relação à estaca E110, sua área lateral é apenas 26% menor que a estaca E25, porém, está inserida em um maciço com condições menos favoráveis. Dessa forma, como os métodos de Cabral & Antunes (2000) e España (2011) levam em consideração não apenas a resistência à compressão da rocha, mas também outros parâmetros do maciço rochoso, as estimativas para a capacidade de carga da estaca E110 foram muito inferiores em relação aos demais métodos aplicados.

O método de Cabral & Antunes (2000) forneceu as estimativas mais conservadoras, sendo que, o método de Rowe e Armitage (1987) mais uma vez apresentou valores muito superiores aos demais métodos.

De acordo com Williams & Pells (1981) e Carter & Kulhawy (1988) apud Juvêncio (2015), a relação entre a carga de ponta e a carga aplicada no topo da estaca, admitem que essa relação seja de 10% a 20%.

Entretanto, a resistência de ponta das estacas obtida pela aplicação do método de Cabral & Antunes (2000), representa uma parcela de 33% a 62% da capacidade de carga.

8. Apresentação e Estimativa da Capacidade de Carga por Meio de Provas de Carga Estática

Conforme foi destacado esse trabalho, são analisados os resultados de três provas de carga estáticas, do tipo lenta, realizadas em estacas raiz parcialmente embutida no maciço rochoso da Petroquímica Suape, E25, E100 e E110.

As provas de carga estáticas à compressão, foram executadas seguindo as especificações da NBR-12131/2020 para o caso de carregamento do tipo lento, com a carga de ensaio atingindo duas vezes a carga de trabalho das estacas.

Conforme Coutinho (2009), para a aplicação das cargas verticais foi utilizado um macaco hidráulico com capacidade máxima de 320 toneladas, reagindo através de um sistema composto por estacas ancoradas no terreno e por uma viga metálica, conforme apresenta o esquema mostrado na Figura 18. Os recalques foram medidos por relógios comparador com sensibilidade de 0,01mm, devidamente calibrados, instalados diametralmente opostos sobre a cabeça da estaca. Na Figura 18 apresenta-se a estrutura de uma prova de carga executada no terreno da petroquímica.



Figura 18 – Estrutura montada para a execução da prova de carga na Petroquímica Suape.
Fonte: Adaptado de COUTINHO (2009).

O carregamento das estacas foi realizado em 10 estágios de carga, correspondendo cada um a 20% da carga de trabalho da mesma. A partir das leituras efetuadas nos ensaios foram obtidas as curvas carga-recalque (ver Figuras 19, 20 e 21) apresentadas a seguir.

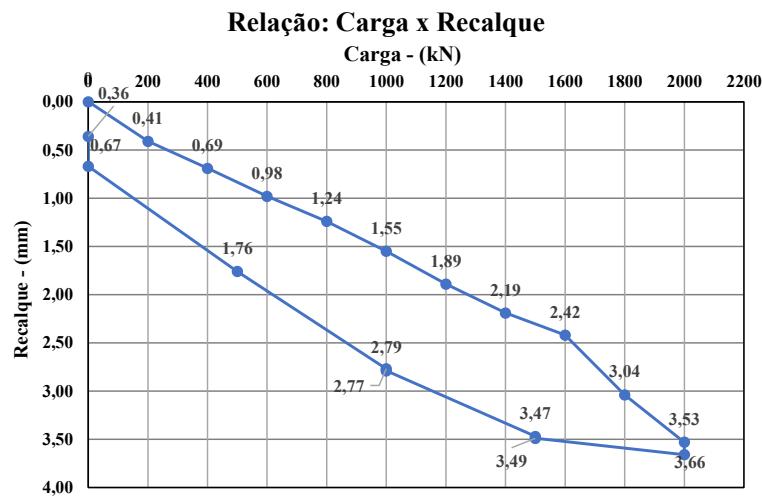


Figura 19 – Curva carga-recalque da estaca E25.

Fonte: Adaptado de COUTINHO (2009).

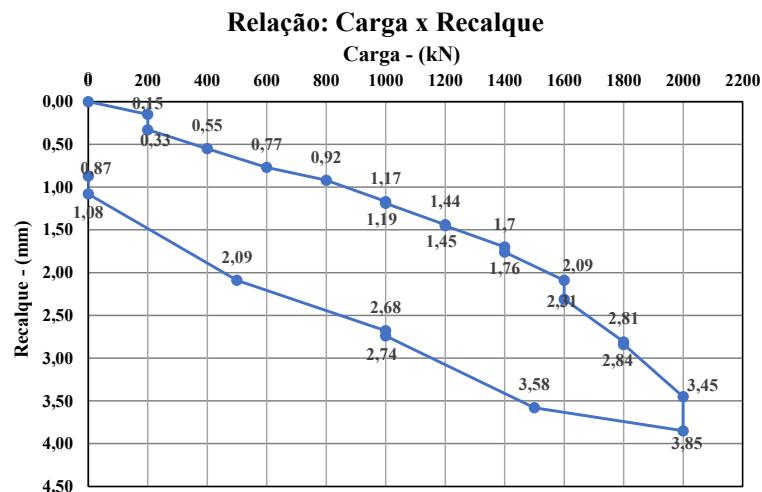


Figura 20 – Curva carga-recalque da estaca E100.

Fonte: Adaptado de COUTINHO (2009).

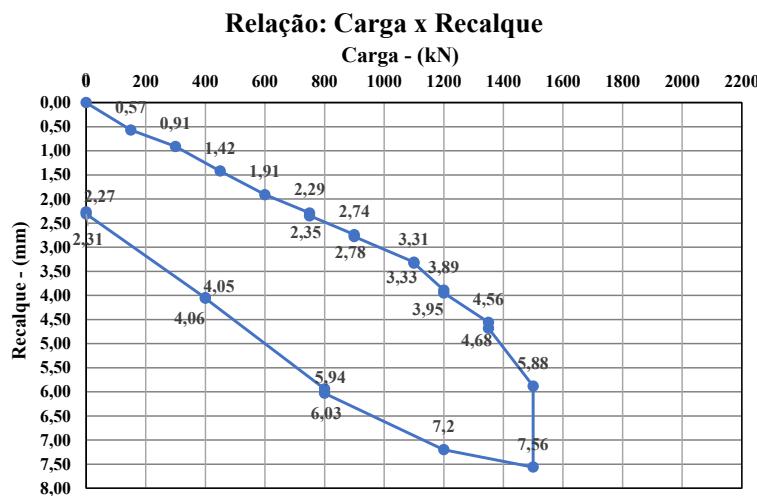


Figura 21 – Curva carga-recalque da estaca E110.

Fonte: Adaptado de COUTINHO (2009).

Por meio da Figura 19 apresenta-se a curva carga-recalque obtida para a estaca E25. Na respectiva prova de carga estática, a estaca E25 foi submetida a uma carga máxima de 2.000 kN, alcançando um recalque máximo de 3,66 mm. Após o descarregamento, observa-se um recalque residual no valor de 0,36 mm.

Na prova de carga estática realizada na estaca E100, foi aplicada a uma carga de ensaio de 2.000 kN. O recalque total encontrado foi de 3,85 mm, sendo que, após o descarregamento o recalque residual foi de 0,87 mm (ver Figura 20).

Com relação à estaca E110, a prova de carga estática atingiu uma carga de ensaio de 1.500 kN, com recalque total de 7,56 mm e recalque residual, após o descarregamento, de 2,27 mm, Figura 21.

Para a estimativa da carga de ruptura a partir dos resultados das provas de carga estática, utilizaram-se as metodologias consagradas na literatura. As metodologias usadas e os resultados obtidos de carga de ruptura para as três estacas, encontram-se detalhadas na Tabela 12, a seguir.

Tabela 12 – Carga de Ruptura Obtida Pelos Métodos de Interpretação das Provas de Carga.

Métodos:	Estacas:		
	E25 (kN)	E100 (kN)	E110 (kN)
Terzaghi (1943)	3750	2300	1600
Van Der Veen (1953)	3750	2300	1600
Chin & Kondner (1970;1971)	3846	3125	1820
Davisson (1972)	3700	2300	1580
Décourt (1996)	3880	3189	1830
ABNT (2010)	3730	2300	1600

Fonte: Autores (2025).

A partir das estimativas da carga de ruptura das estacas, através dos resultados das provas de carga, verifica-se que os métodos convergiram para valores muito próximos.

Como as provas de carga realizadas não atingiram a ruptura, utilizou-se o método de Van Der Veen (1953) para a extrapolação da curva carga-recalque. O método pôde ser aplicado em todas as provas de carga e apresentou valores de carga de ruptura inferiores aos métodos de Chin & Kondner (1970;1971) e Décourt (1996) em todas as estacas.

Com relação aos métodos de Terzaghi (1943), Davisson (1972) e ABNT (2010), como eles foram aplicados na curva extrapolada por Van Der Veen (1953), suas estimativas da carga de ruptura convencional acabaram tendo valores muito próximos.

As estimativas obtidas pelo método de Décourt (1996), apresentaram as maiores cargas de ruptura, os métodos de Chin & Kondner (1970;1971) e Décourt (1996) atingiram valores muito próximos, o que já era esperado, uma vez que ambos se baseiam em ajustes lineares a partir da relação carga/recalque ou recalque/carga.

Como a rigidez é conceitualmente definida como a relação entre a carga pelo recalque, o gráfico obtido entre essa grandeza e os recalques, deve corresponder a uma hipérbole com assíntota no ponto onde a rigidez é nula.

Entretanto, em razão dos ensaios de prova de carga não terem atingido deslocamentos significativos, as curvas do método de Décourt (1996), não apresentaram um formato onde a rigidez convergisse para um valor mínimo. Dessa forma, não foi possível utilizar o método para fazer a separação da resistência lateral e da ponta.

Analizando conjuntamente os resultados obtidos, pelos métodos de interpretação das provas de carga, obtém-se uma carga de ruptura média para cada estaca, pelos métodos de Van Der Veen (1953), Chin & Kondner (1970;1971) e Décourt (1996), Tabela 13.

Tabela 13 – Carga de Ruptura Média Obtida por Métodos de Interpretação de Prova de Carga.

Estacas:	Carga de Ruptura Média - (kN):
E25	3825
E100	2871
E110	1750

Fonte: Autores (2025).

9. Conclusões

Da análise da parcela da capacidade de carga relativa a cada segmento da estaca parcialmente embutida em maciço rochoso, a partir de métodos empíricos e semiempíricos, observa-se que:

a) Quanto ao trecho da estaca em contato com o solo, o método de Aoki-Velloso (1975) forneceu os menores resultados para a capacidade de carga lateral. Por outro lado, o método de Cabral (1986) forneceu as maiores estimativas, exceto para a estaca executada um subsolo mais desfavorável, estaca E110. Além disso, os métodos de Décourt-Quaresma (1978; 1996) e Cabral (1986) apresentaram, de modo geral, resultados mais aproximados.

b) Da análise conjunta dos valores obtidos para a capacidade de carga, provenientes do trecho lateral embutido em maciço rochoso, verifica-se que os métodos aplicados forneceram diferentes estimativas para a mesma estaca. Os métodos de Rosemberg & Journeaux (1976) e Rowe & Armitage (1987) apresentaram os resultados mais destoantes da média encontrada pelos demais métodos.

c) Com relação a parcela da capacidade de carga obtida pela ponta da estaca, observa-se que os valores encontrados foram menores que a parcela proveniente do trecho lateral embutido no maciço rochoso. Entretanto, a resistência de ponta das estacas obtida pela aplicação do método de Cabral e Antunes (2000), representa uma parcela de 33% a 62% da capacidade de carga. Adicionalmente, os métodos de Cabral e Antunes (2000) e España (2011) forneceram as estimativas mais conservadoras, em relação aos demais métodos.

Da análise da carga de ruptura a partir das curvas de carga-recalque, chegou-se as seguintes conclusões:

a) O método de Van Der Veen (1953) pôde ser aplicado em todas as curvas de carga-recalque para a extrapolação da carga de ruptura, apesar dos carregamentos impostos nas provas de carga não terem fornecido recalques consideráveis.

b) Os métodos de Terzaghi (1943), Davisson (1972) e ABNT (2010) só puderam ser aplicados nas curvas extrapoladas a partir do método de Van Der Veen (1953), uma vez que, os deslocamentos encontrados nos ensaios foram mínimos.

c) O método de Chin-Kondner (1970;1971) e o método de Décourt (1996) também foram utilizados para estimativa da carga de ruptura, apesar das curvas obtidas apresentarem um comportamento diferenciado. Ambos forneceram estimativas superiores à carga de ruptura estimada através do método de Van Der Veen (1953), com uma diferença entre +3% a +30%.

d) Para o carregamento imposto na prova de carga, os recalques obtidos foram governados principalmente pela rigidez da estaca como elemento estrutural e pela camada de solo. Dessa forma, é esperado que a resistência de ponta não tenha sido desenvolvida.

Com relação a análise da melhor composição para a determinação da capacidade de carga das estacas estudadas, observou-se que:

a) Dentre os métodos utilizados neste trabalho para a avaliação apenas da resistência lateral do embutimento no maciço rochoso, para o cálculo da capacidade de carga das estacas, os métodos de Horvath (1978) e Meigh e Wolski (1979) apresentaram boas estimativas em relação a carga de ruptura das estacas E25, E100. Os demais métodos apresentaram valores de capacidade de carga muito superiores a carga de ruptura para todas as estacas.

b) O método de Hovarth (1978) quando associado aos métodos de Décourt-Quaresma (1978;1996), Aoki-Velloso (1975) e Cabral (1986), resultou em valores de capacidade de carga razoavelmente próximos da carga de ruptura das estacas E25, E100 e E110, com diferenças percentuais de -32% a + 26%.

c) A capacidade de carga obtida pela aplicação do método de España (2011) e pela consideração da resistência lateral do trecho em solo, proporcionou resultados com uma diferença percentual em relação a carga de ruptura de -7 a -16%, para as estacas E25 e E100. Com relação à estaca E110, essa composição resultou em valores mais conservadores, com -31% a -21% em relação a carga de ruptura.

d) Com relação a associação do método de Cabral e Antunes (2000) aos métodos de Décourt-Quaresma (1970;1971), Aoki-Velloso (1975) e Cabral (1986), foi verificado que em todas as estacas, os valores de capacidade de carga foram muito inferiores a carga de ruptura das estacas.

e) Os métodos de Cabral e Antunes (2000) e España (2011) apresentaram os melhores resultados, quando é considerada a contribuição da resistência lateral proveniente do trecho em solo.

f) A aplicação dos métodos que apresentam estimativas para a capacidade de carga das estacas, a partir de correlações com a resistência à compressão da rocha, devem ser utilizados com cautela, uma vez que, as condições de alteração e fraturamento do maciço rochoso influenciam de forma considerável a carga suportada pelas estacas. Como exemplo, tem-se a estaca E110, que a partir desses métodos obteve estimativas de capacidade de carga muito superiores a carga de ruptura proveniente da interpretação da prova de carga.

g) Os métodos de Rosenberg e Journeaux (1976), Rowe e Armitage (1987) e Zhang e Einsten (1998) não forneceram estimativas razoáveis, para as estacas estudadas, em comparação com os demais métodos. Uma possível explicação é o fato desses métodos terem sido desenvolvidos, em sua grande maioria, para brandas sedimentares, o que difere das condições do maciço rochoso presente nesse trabalho.²³

Agradecimentos

Os autores agradecem à Petrobras, Odebrecht e às empresas de sondagem responsáveis pela investigação do terreno da Petroquímica Suape pela disponibilização dos dados para publicação.

Referências

- AOKI, N., & VELLOSO, D.A. “*An Approximate Method To Estimate The Bearing Capacity Of Piles*”. In: Proceedings of the 5th Pan. Conference on Soil Mechanics and Foundations: Vol. 5 (pp. 367-374). Buenos Aires. 1975.
- ASSIS, H. M. B. “*Estudo Dos Beach Rocks Do Litoral Sul De Pernambuco Com Base Em Evidências Petrográficas E Isotópicas*”. 1990. 1v. Dissertação (mestrado em geociências) – Centro de Tecnologia, Universidade Federal de Pernambuco. Recife.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR-6122: “*Projeto e Execução De Fundações*”. Rio de Janeiro, 2010.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 12131: “*Estacas - Prova De Carga Estática - Método De Ensaio*”. Rio de Janeiro, 2006.
- CABRAL, D. A. “*O Uso Da Estaca Raiz Como Fundação De Obras Normais*”. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos solos e engenharia de fundações. 8. 1986, Porto Alegre. Anais: ABMS, 1986. v. 6, p. 71-82.
- CABRAL, D. A., E ANTUNES, W. R. “*Sugestão Para Determinação Da Capacidade De Carga De Estacas Escavadas Embutidas Em Rocha*”, Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia – SEFE, 4. São Paulo. 2000.
- CABRAL, D. A., E ANTUNES, W. R. “*Sugestão Para Determinação Da Capacidade De Carga De Estacas Escavadas Embutidas Em Rocha*”, Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia – SEFE, 4. São Paulo. 2010.
- CARTER, J., & KULHAWY, F. (1988). “*Analysis And Design Of Drilled Shaft Foundations Socketed Into Rock*”. Report EL-5918. Palo Alto: Eletric Power Research Institute.
- CHIN, F. K. “*Discussion: Pile Testes*”. Arkansas River Project, JSMFD, ASCE, v. 97, n. SM7, Pag. 930-932, 1970.235

- CHIN, F. K. "Discussion Of Pile Test". Arkansas River Project. Journal for soil mechanics and foundation engineering, ASCE, vol. 97, SM 6, pp.930-932. 1971.
- COSTA, C. A. "Estudos Numéricos De Estacas Em Rochas Brandas". 2005. Tese (Mestrado) UFRJ/COPPE. Rio de Janeiro.
- COUTINHO, R. Q., Geotechnical Interpretative Report, 2008. Technical Report III (Version 2) – February, Recife.
- _____, Program And Specifications For (Additional) Site Investigation And Laboratory Tests. Project, 2008. Technical Report I, Recife.
- _____, Foundation Recomendadions Report – General (Isbl+Osbl) 2008. Tecnical Report II (Rev 1) June, Recife.
- _____, Relatório Técnico Das Provas De Carga, 2009, Recife.
- DAVISSON, M. T. "High Capacity Piles. Proceedings", lecture Series. Innovations in Foundation Construction, ASCE, Illinois, 1972. Section, p. 52.
- DÉCOURT, L., & QUARESMA, A. "Pile Load Capacity From SPT Values". In: Proceedings of the VI Brazilian Conference Cobramseg: Vol. 1 (pp. 45-53). Rio de Janeiro (in Portuguese). 1978.
- DÉCOURT, L. "Análise De Fundações Profundas: Estacas". 1996. In: Fundações: Teoria e Prática, Hachich et al. (eds), Ed. Pini Ltda., São Paulo, Cap. 8.1, p.265-301.
- ESPAÑA (2011) "Guía De Cimentacionesen Obras De Carretera". 3 ed. Madrid: Ministério de Fomento. Centro de Publicaciones, p.304.
- FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION. "Drilled Shafts: Construction Procedures And LFRD Design Methods". New York: National Highway Institute. NHI Course 132014, Report No. FHWA NHI-10-016 . 2010.
- HORVATH, R. "Field Load Test Data On Concrete-To-Rock Bond Strength For Drilled Pier Foundations" (Publication 78-07). University of Toronto, 1978.
- JOHNSTON, I.W., LAM, T.S.K., 1989, "Shear Behavior Of Regular Triangular Concrete/Rock Joints–Analysis", Journal of Geotechnical Engineering, v. 115, n. 5, pp.711–727.
- JUVÊNCIO, E. L. "Avaliação Do Comportamento De Estacas Parcialmente Embutidas Em Rocha Gnáissica". 2015, Tese (Doutorado) UFRJ/COPPE, Rio de Janeiro.
- LADANYI, B... "Friction And End Bearing Tests On Bedrock For High Capacity Socket Design: Discussion". Canadian Geotechnical Journal, 14(1), pp. 153-155. 1977.
- LIMA FILHO, M. (Org.). "Mapa Geológico Das Folhas Ipojuca/Ponta Da Gambôa e Sirinhaém – Escala 1:25.000". 1996. Recife: LAGESE. 53p.
- MEIGH, A.C., & WOLSKI, W., "Design Parameters For Weak Rock". In: Proceedings Of The 7th European Conference On Soil Mechanics And Foundation Engineering: Vol. 5 (pp. 59-79). London. British Geotechnical Society, Brighton, 1979.
- MEIGH, A.C., WOLSKI, W., "Design Parameters For Weak Rock". In: Proceedings of 7th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. London: British Geotechnical Society, v. 5, pp.59-79, Brighton, UK, Sep. 1979.
- MUSARRA, M. D. "Análise De Comportamento De Estacas Embutidas Em Rocha". 2014. Dissertação (mestrado) – Universidade de São Paulo. São Paulo.

- NUNES, A. L. L. S.; CASTILHOS, C. M.; SCHNAID, F. “*Estimativa Da Resistência Lateral De Estacas Embutidas Em Arenito Botucatu No RS*”. Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica da Região Sul, 3, GEOSUL 2002 – Joinville, Santa Catarina, 2002.
- OSTERBERG, J. O., GILL, S. A., “*Load Transfer Mechanisms For Piers Socketed*”. In: HARD SOILS OR ROCK. Proceedings of Canadian Symposium on Rock Mechanics, 9th, 1973, pp.235-62, Montreal, ON, Canada, Dec.
- PFALTZGRAFF, P.A.S. “*Carta Geotécnica E De Suscetibilidade A Processos Geológicos Do Município De Ipojuca/Pernambuco*”. Recife: CPRM/FIDEM, 1998.
- POULOS, H. G.; DAVIS, E. H. “*Pile Foundation Analysis And Design*”. New York: John Wiley and Sons. 397 p. (Series in geotechnical Engineering). 1980.
- ROSENBERG, P., & JOURNEAUX, N. “*Friction And End Bearing Tests On Bed Rock For High-Capacity Socket Design*”. Canadian Geotechnical Journal, 13(3), 324-333. 1976.
- ROWE, R.K. ARMITAGE, H.H. “*The Design Of Piles Socketed Into Weak Rock (Report GEOT-11-84)*”. University of Western Ontario. 1984.
- ROWE, R.K. ARMITAGE, H.H., “*A Design Method For Drilled Piers In Soft Rock*”, Canadian Geotechnical Journal, 1987, v. 24, n.1, pp.126–142.
- SILVA, M. D. “*Caracterização Geotécnica Do Maciço Rochoso E Fundações Em Estacas Embutidas Em Rochas*”. 2013. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal de Pernambuco. Recife.
- TERZAGHI, K. “*Theoretical Soil Mechanics*”. John Wiley & Sons. 1943.
- VAN DER VEEN, C. “*The Bearing Capacity Of A Pile*”. In: International Conference Of Soil Mechanics And Foundation Engineering, 3., 1953, Zurich. Proceedings... Zurich: ICOSOMEF, 1953. v. 2. p. 84-90.
- WILLIAMS, A. F.; PELLS, P. J. N. “*Side Resistance Rock Sockets In Sandstone, Mudstone, And Shale*”. Canadian Geotechnical Journal, v. 18, n. 4, pp. 502-513. 1981.
- ZHANG, L., & EINSTEIN, H.H. “*Bearing Capacity Of Drilled Shafts In Rock*”. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 124(7), 574-584. 1998.