

FACULDADES INTEGRADAS DE CARATINGA

JANDERSON GARCIA DA SILVA

**ANÁLISE DA VALIDADE DA UTILIZAÇÃO DO REPIQUE ELÁSTICO COMO MEIO
DE COMPROVAR A CAPACIDADE DE CARGA OBTIDA POR MEIOS SEMIEMPÍ-
RICOS EM ESTACAS PRÉ-MOLDADAS DE CONCRETO**

CARATINGA

2017

JANDERSON GARCIA DA SILVA
FACULDADES INTEGRADAS DE CARATINGA

**ANÁLISE DA VALIDADE DA UTILIZAÇÃO DO REPIQUE ELÁSTICO COMO MEIO
DE COMPROVAR A CAPACIDADE DE CARGA OBTIDA POR MEIOS SEMIEMPÍ-
RICOS EM ESTACAS PRÉ-MOLDADAS DE CONCRETO**

Trabalho de conclusão de curso apresentado ao Curso de Engenharia Civil das Faculdades Integradas de Caratinga, como requisito parcial à obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Área de concentração: Fundações

Orientador: Esp. José Salvador Alves

CARATINGA

2017

TERMO DE APROVAÇÃO

O Trabalho de Conclusão de Curso intitulado: Análise da validade da utilização do repique elástico como meio de comprovar a capacidade de carga obtida por meios semiempíricos em estacas pré-moldadas de concreto, elaborado pelo(s) aluno(s) Janderson Garcia da Silva foi aprovado por todos os membros da Banca Examinadora e aceito pelo curso de ENGENHARIA CIVIL das FACULDADES DOCTUM CARATINGA, como requisito parcial da obtenção do título de

BACHAREL EM ENGENHARIA CIVIL.


Caratinga 5 de Dezembro de 2017


José Salvador

Prof. Orientador


José Nelson

Prof. Avaliador 1


Camila Silva

Prof. Examinador 2

AGRADECIMENTOS

Às pessoas que foram importantes diretamente e indiretamente para que fosse possível receber este título tal honrado, que é o de Engenheiro Civil:

- à Deus, por tudo;
- aos meus pais, Jair e Jandira, com grande amor falo deles. Ambos me apoiaram das formas mais diversas, e são uns dos grandes responsáveis pelo alcance desse título;
- à minha noiva Aquilaine, que sempre me apoia na realização dos meus sonhos;
- aos meus irmãos e demais familiares;
- aos meus amigos formados durante a graduação;
- ao professor José Salvador, pelos conhecimentos passados e pela orientação na presente pesquisa.

RESUMO

No projeto e execução de fundações profundas, o controle tecnológico tem se tornado cada vez mais um requisito utilizado para garantir um correto comportamento do sistema de fundação. Quando o sistema executado (superestrutura + infraestrutura) se comporta dentro dos parâmetros estabelecidos pela equipe de projeto e de execução, significa dizer que o sistema de fundação tem um bom desempenho. Mesmo com a constante evolução tecnológica, os métodos mais usuais na previsão da capacidade de carga do sistema de fundações é a utilização dos métodos semiempíricos, estes, são baseados em princípios físicos aliados às experiências empíricas. Uma das formas de comprovar dinamicamente a capacidade de carga obtida com os métodos semiempíricos, é a utilização do repique elástico, valor este obtido no momento da cravação da estaca. A utilização do repique como forma de comprovar a capacidade de carga tem sido uma ferramenta muito empregada, apresentando um nível de confiabilidade considerado alto. Baseando toda metodologia, obteve-se medidas de repique elástico de uma obra situada na cidade de Caratinga-MG, objetivando-se através desta pesquisa contribuir com o meio científico, correlacionando os métodos semiempíricos de Décourt-Quaresma e Aoki-Velloso, com os métodos dinâmicos, baseados no repique elástico de Chellis-Velloso e Chellis-Rosa. Como resultado do relacionamento entre si, os métodos semiempíricos e dinâmicos apresentaram forte correlação. Utilizando os dados na íntegra, verificou-se que o método com maior correlação foi o de Chellis-Velloso com o de Aoki-Velloso. Por outro lado os que tiveram um menor grau de relação foi o método de Chellis-Rosa comparados ao de Aoki-Velloso. Identificando e eliminando outliers, propôs-se uma nova análise, verificando uma melhora significativa dos dados, entendendo que estes poderiam ser os reais valores de relacionamento das respectivas amostras. Independente da eliminação dos outliers, concluiu-se que, a correlação entre os métodos dinâmicos e semiempíricos se mostrou como forte, com valores do coeficiente de Pearson superiores a 0.694.

Palavras-chave:

Capacidade de carga; métodos semiempíricos; métodos dinâmicos; repique elástico.

ABSTRACT

In the design and execution of deep foundations, technological control has become increasingly a requirement used to ensure correct behavior of the foundation system. When the executed system (superstructure + infrastructure) behaves within the parameters set by the project and execution team, it means that the foundation system performs well. Even with the constant technological evolution, the most usual methods in predicting the load capacity of the foundations system is the use of semiempirical methods, these are based on physical principles allied to empirical experiments. One of the ways to dynamically verify the load capacity obtained with semiempirical methods is the use of elastic peaks, which is obtained at the time of the cutting of the pile. The use of peaking as a way of proving the load capacity has been a much used tool, presenting a level of reliability considered high. Based on all methodology, measures of elastic peeling of a work located in the city of Caratinga-MG, this research aimed to contribute to the scientific environment, correlating semi-empirical methods of Décourt-Quaresma and Aoki-Velloso, with dynamic methods based in the elastic peel of Chellis-Velloso and Chellis-Rosa. As a result of the relationship between, semiempirical and dynamic methods were strongly correlated. Using the data in full, it was verified that the method with higher correlation was that of Chellis-Velloso with that of Aoki-Velloso. On the other hand, those with a lower degree of relationship were the Chellis-Rosa method compared to the Aoki-Velloso method. Identifying and eliminating outliers, we proposed a new analysis, verifying a significant improvement of the data, understanding that these could be the real values of relationship of the respective samples. Regardless of the elimination of the outliers, concludes, the correlation between the dynamic and semiempirical methods was shown to be strong, with Pearson coefficient values higher than 0.694.

Keywords:

Load capacity; semiempirical methods; dynamic methods, elastic peeling.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 Exemplo de estaca se assentando em local adequado	21
Figura 2.2 Exemplo de estaca se assentando em local inadequado.....	21
Figura 2.3 Ferramentas para ensaio SPT	26
Figura 2.4 Distribuição de cargas em estacas.....	27
Figura 2.5 Comprimento real e virtual	39
Figura 2.6 Coeficiente δ em função da forma com que a carga é distribuída.....	40
Figura 2.7 Medidas de repique e nega.....	43
Figura 2.8 Registro gráfico de repique e nega	44
Figura 2.9 Exemplo de correlação linear negativa	45
Figura 2.10 Exemplo de correlação linear positiva.....	46
Figura 2.11 Exemplo de uma amostra sem correlação	46
Figura 2.12 Significância dos valores de r	47
Figura 2.13 Quartis pelo gráfico de caixa	51
Figura 3.1 Localização da área de estudo	53
Figura 3.2 Exemplo de um perfil sedimentar.....	55
Figura 3.3 Bate Estacas de queda livre.....	56
Figura 3.4 Estrutura para obtenção de nega e repique	58
Figura 3.5 Área de abrangência de cada estaca.....	62
Figura 3.6 Relatório de sondagem da estaca E32	64
Figura 3.7 Relatório de sondagem da estaca E33	65
Figura 3.8 Relatório de sondagem da estaca E41	65
Figura 3.9 Levantamento topográfico.....	67
Figura 4.1 Correlação entre os métodos semiempíricos	71
Figura 4.2 Correlação entre os métodos dinâmicos	75

Figura 4.3 Relatório de sondagem da estaca E1	77
Figura 4.4 Correlação entre CV e AV	84
Figura 4.5 Correlação entre CV e DQ	85
Figura 4.6 Correlação entre CR e DQ	86
Figura 4.7 Correlação entre CR e AV	87
Figura 4.8 Outliers na relação CV e AV	89
Figura 4.9 Diagrama de dispersão da correlação entre CV e AV sem os outliers.....	90
Figura 4.10 Outliers na relação entre CV e AV	91
Figura 4.11 Diagrama de dispersão da correlação entre CV e DQ sem os outliers ..	92
Figura 4.12 Outliers na relação entre CR e DQ.....	93
Figura 4.13 Diagrama de dispersão da correlação entre CR e DQ sem os outliers ..	94
Figura 4.14 Outliers na relação entre CR e AV	95
Figura 4.15 Diagrama de dispersão da correlação entre CR e AV sem os outliers...	95

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 Agrupamento de estacas segundo Terzaghi e Peck	23
Tabela 2.2 Coeficiente C em função do tipo de solo	30
Tabela 2.3 Valores de α_1 em função do tipo de solo e estaca.....	32
Tabela 2.4 Valores de β_1 em função do tipo de solo e estaca	32
Tabela 2.5 Fatores de correção f1 e f2	35
Tabela 2.6 Fatores de correção f1 e f2 atualizado	36
Tabela 2.7 Valores dos coeficientes K e α	36
Tabela 2.8 Coeficiente de correção em função do tipo de solo.....	42
Tabela 2.9 Valores para interpretação do coeficiente de Pearson	48
Tabela 3.1 Capacidade estrutural de estacas pré-moldadas	57
Tabela 3.2 Medidas de repique em metros	58
Tabela 4.1 Capacidade de carga pelos métodos semiempíricos (KN).....	68
Tabela 4.2 Capacidade de carga pelos métodos dinâmicos (KN).....	72

LISTA DE QUADROS

Quadro 3.1 Estacas e respectiva sondagem utilizada para cada uma	63
Quadro 4.1 Valores baseado no IQR para CV e AV	88
Quadro 4.2 Valores baseado no IQR para CV e DQ.....	91
Quadro 4.3 Valores baseado no IQR para CR e DQ.....	92
Quadro 4.4 Valores baseado no IQR para CR e AV	94
Quadro 4.5 Relação com e sem Outliers	96

LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS

FS	Fator de segurança
SPT	Standard Penetration Test
Ecs	Módulo de elasticidade secante
Eci	Módulo de deformação tangente inicial
Fck	Resistencia característica do concreto
Nspt	Índice de resistência a penetração
CPT	Cone Penetration Test
S	Nega
K	Repique elástico
C2	Parcela de deformação elástica da estaca
C3	Parcela de deformação elástica do solo
N.A	Nível d'água
SP	Sondagem à percussão
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
α_E	Coefficiente que depende do tipo de material
Qr	Capacidade de carga
RI	Resistencia ao longo do fuste
Rp	Resistência na ponta da estaca

r_p	Parâmetro que relaciona a resistência de ponta do Cone com a resistência de ponta da estaca, e o atrito unitário da luva com a resistência ao longo do fuste.
C	Coeficiente em função do tipo de solo
A_p	Área na ponta da estaca
\bar{N}'	Média de N_{spt} na ponta da estaca, imediatamente inferior e imediatamente superior à ponta.
\bar{N}	N_{spt} médio ao longo do fuste
U	Perímetro da estaca
L	Comprimento da estaca
α_1, β_1	Coeficiente em função do tipo de solo e de estaca
K	Coeficiente obtida em função do tipo de solo
f_1, f_2	Fator de correção em função do tipo de estaca adotado
ΔL	Espessura da camada analisada
r_l	Tensão média de atrito lateral
α	Razão de atrito obtido de acordo com o tipo de solo
D	Diâmetro ou lado da estaca
δ	Fator de correção entre 0 e 1
μ	Fator de correção em função do tipo de solo na ponta da estaca
R_u	Resistência mobilizada
α_2	Fator de redução

Ω	Fator de correção em função do comprimento da estaca
$\sum x_i$	Soma de todos os pontos atribuídos a variável x
$\sum y_i$	Soma de todos os pontos atribuídos a variável y
n	Número de variáveis.
r	Coefficiente de Pearson
IQR	Amplitude interquartil
R _u	Carga mobilizada

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	16
1.1	Contextualização	16
1.2	Objetivos	18
1.2.1	Objetivo Geral	18
1.2.2	Objetivos específicos	18
1.3	Estruturação do trabalho de conclusão de curso	19
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	20
2.1	Fundações profundas	20
2.1.1	Controle tecnológico	20
2.1.2	Escolha do tipo de fundação e classificação das estacas	22
2.2	Investigação geotécnica	24
2.3	Determinação da capacidade de carga	26
2.3.1	Métodos estáticos	27
2.3.2	Métodos dinâmicos derivados da lei de Hooke	37
2.4	Estatística aplicada, correlação linear	44
2.4.1	Diagrama de dispersão e reta de regressão linear	44
2.4.2	Coeficiente de Pearson	47
2.4.3	Amplitude interquartil	49
3	METODOLOGIA	52
3.1	Estudo de caso	52
3.1.1	Caracterização	52
3.1.2	Resultado das sondagens	53
3.1.3	Estacas e processo de cravação	55
3.1.4	Obtenção do diagrama de cravação	57

3.1.5	Determinação do perfil de sondagem utilizado	61
3.1.6	Tratamento inicial dos dados	64
4	RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	68
4.1	Capacidade de carga pelos métodos semiempíricos.....	68
4.2	Capacidade de carga com base no repique elástico.....	72
4.2.1	Relação global da capacidade de carga pelos métodos semiempíricos e dinâmicos.....	75
4.3	Exemplo de cálculo da estaca E1	76
4.3.1	Décourt e Quaresma.....	77
4.3.2	Aoki e Velloso	80
4.3.3	Chellis modificada por Velloso	82
4.3.4	Chellis modificado por Rosa	83
4.4	Correlação entre os métodos baseados no repique e os semiempíricos....	83
4.4.1	Chellis/Velloso e Aoki/Velloso.....	83
4.4.2	Chellis/Velloso e Décourt/Quaresma	85
4.4.3	Chellis/Rosa e Décourt/Quaresma.....	85
4.4.4	Chellis/Rosa e Aoki/Velloso	86
4.5	Identificação de Outliers.....	88
4.5.1	Chellis-Velloso e Aoki-Velloso	88
4.5.2	Chellis-Velloso e Décourt e Quaresma	90
4.5.3	Chellis-Rosa e Décourt e Quaresma	92
4.5.4	Chellis-Rosa e Aoki-Velloso.....	94
4.6	Comparação com outros autores.....	97
5	CONCLUSÃO, CONSIDERAÇÕES E RECOMENDAÇÕES.....	99
6	REFERÊNCIAS	101

1 INTRODUÇÃO

1.1 Contextualização

O sistema conhecido como fundações em geotecnia é o resultado da interação solo mais infraestrutura, com ênfase no comportamento do solo, por ser geralmente mais complexo (BERBERIAN, 2017). As fundações são classificadas em superficiais ou profundas. As fundações profundas, que é o enfoque desta pesquisa, são caracterizadas pela forma como a carga é transmitida ao terreno, no caso, podendo ser, por atrito lateral, por ponta, ou os dois simultaneamente, sendo que a base deste tipo de fundação, deve estar assente a uma profundidade superior ao dobro de sua menor dimensão em planta, e no mínimo 3 metros (ABNT NBR 6122, 2010).

Diversos são os meios que embasam os resultados característicos para obras de fundações profundas, tais como normas técnicas, teses e livros. Contudo, o controle tecnológico de fundações profundas ainda não foi tão explorado no meio científico, principalmente em estudos de casos (ALONSO, 2017).

Um meio de controle empregado em obras de geotecnia é adoção de fatores de segurança (FS) altos, sendo utilizado como modo de “garantir” a estabilidade no comportamento do solo, porém, a adoção de FS se tornou um dogma, sendo que engenheiros experientes sabem que FS maior que 1 nada significa, ou seja, que o simples ato de adotar FS altos não garante a estabilidade de uma obra, tornando-se necessário uma análise mais complexa das variáveis envolvidas (AOKI, 2008).

Após determinar a carga de projeto, as características do solo e a viabilidade econômica, adota-se o tipo de fundação mais adequada. As próprias fundações profundas tem várias subdivisões, cada uma com características peculiares para atender as diferentes necessidades construtivas, como, por exemplo, as estacas, podendo ser elas cravadas ou escavadas.

No que se refere a obtenção da capacidade de carga das estacas no Brasil, o primeiro método proposto foi o de Aoki e Velloso, em 1975, surgindo a partir daí vários outros métodos desenvolvidos por outros autores, baseados também numa aborda-

gem semiempírica. Estes métodos, portanto, carecem de mais estudos teóricos e práticos, pois, quando foram apresentados, tiveram estudos específicos para determinada região e tipo de solo (CABBETE, 2014).

Com a evolução dos diversos métodos semiempíricos, surgem muitos conflitos na interpretação dos resultados de capacidade de carga, visto que na maioria das vezes são utilizadas poucas estacas como amostra, deixando em aberto a variabilidade da resistência das estacas e/ou como já citado anteriormente, a adoção de diferentes FS.

Como meio de confirmar a capacidade de carga obtida pelos métodos semiempíricos, tornou-se prática utilizar parâmetros obtidos dinamicamente durante a execução das fundações, correlacionando-os com os obtidos de forma semiempírica. Por muito tempo, a nega foi este parâmetro utilizado, hoje porém, a mesma está caindo em desuso, visto os resultados pouco satisfatórios alcançados (AVELINO, 2006).

Nesse cenário, aliado à pesquisas que visavam padronizar outra ferramenta para confirmar a capacidade de carga, surge a grande aceitação na utilização do repique elástico como forma de comprovar a capacidade de carga. Tal parâmetro concilia dentre outros aspectos, a influência da deformação elástica do topo da estaca e a deformação elástica do solo (JÚNIOR, 2003).

Visa-se, portanto, através desta pesquisa, contribuir com o meio acadêmico, e com os profissionais já atuantes, confiabilizando os métodos mais utilizados, de projeção e controle de fundações, utilizando estacas pré-moldadas de concreto. Para tal, pretende-se utilizar os dados de cravação de uma obra situada na cidade de Caratinga, região leste de Minas Gerais, para determinar a capacidade de carga *in loco*, e correlacioná-las com o valores de capacidade de carga obtidos com o uso dos métodos semiempíricos.

A fim de ajudar na interpretação dos resultados obtido de capacidade de carga, pode-se utilizar uma abordagem estatística, visando tratar os dados sob uma ótica de relação e não de forma individual. Com a aplicação do tratamento estatístico, pretende-se obter meios de avaliar os efeitos combinados das incertezas dos parâmetros envolvidos, avaliando, por exemplo, para os meios de controle *in loco*, as variáveis que influem em bons ou maus resultados, quando estes são comparados com os obtidos pelos métodos semiempíricos.

A obra em questão é de característica comercial, situada na Rua Antônio Cimini S/N, bairro dos Rodoviários, Caratinga, Minas Gerais, tendo um total de área construída de 5229 m² e constituída de oito pavimentos, sendo cravadas um total de 101 estacas pré-moldadas de concreto. Como meio de conhecer o terreno onde as cargas serão dissipadas, foram realizados 3 furos de sondagem do tipo Standard Penetration Test (SPT).

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo Geral

Analisar a validade da utilização do repique elástico como método de comprovação da capacidade de carga obtida in loco, correlacionando os resultados com os obtidos por métodos semiempíricos.

1.2.2 Objetivos específicos

Através dos objetivos específicos, visa-se corroborar com o meio técnico, confiabilizando as ferramentas disponíveis aos profissionais da engenharia, buscando:

- Apresentar um estudo bibliográfico e prático sobre o processo de execução de estacas pré-moldadas de concreto, bem como a importância no correto controle de qualidade, além de mencionar os diferentes métodos que são utilizados ou que já foram utilizados na determinação da capacidade de carga;
- Realizar um estudo de caso, de uma obra situada em Caratinga-MG, com medição de nega e repique de todas as estacas cravadas no local, determinando a capacidade de carga pelos métodos semiempíricos de Décourt/Quaresma e Aoki/Velloso e os dinâmicos de Chellis/Velloso e Chellis/Rosa;
- Utilizar um tratamento estatístico, correlacionando linearmente as variáveis propostas, visando obter o grau de relação entre os métodos dinâmicos e os métodos semiempíricos;

- Comparar os resultados com os obtidos por outros autores na literatura que abordaram a mesma temática.

1.3 Estruturação do trabalho de conclusão de curso

Dividiu-se este TCC em 6 (seis) capítulos, conforme descrito pelos itens a seguir:

- Capítulo 1: Contém a introdução, com a contextualização, o objetivo geral e específico e a organização desta pesquisa;
- Capítulo 2: Apresenta a revisão bibliográfica, abordando os temas de capacidade de carga de fundações profundas através de métodos estáticos e dinâmicos, investigação geotécnica, além do controle tecnológico, detalhando como se faz a obtenção e o uso do repique elástico;
- Capítulo 3: Descreve a metodologia, que traz uma abordagem com o detalhamento da obra estudada em questão, com as devidas considerações quanto a utilização dos registros de repique elástico como meio de comprovação da capacidade de carga de estacas;
- Capítulo 4: Contém os resultados e suas discussões, mostrando os resultados através de quadros, tabelas e gráficos, além de exemplos de cálculos;
- Capítulo 5: Refere-se as conclusões, considerações e recomendações;
- Capítulo 6: Referências bibliográficas.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Fundações profundas

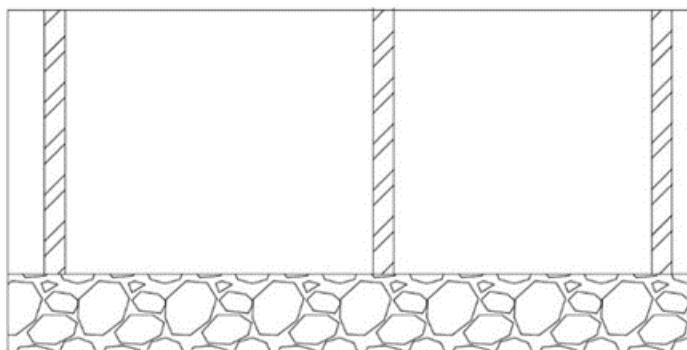
As fundações profundas, são utilizadas em duas situações principais: quando o solo no qual a carga vai ser distribuída tem capacidade de carga insuficiente frente às solicitações, e/ou quando este tem alta compressibilidade dos seus grãos (QUERELLI, 2012).

Para serem bem feitas e terem um desempenho dentro do esperado, as fundações profundas ou até mesmo superficiais devem se basear num tripé. Tal tripé se fundamenta num bom projeto, numa boa execução e para complementar, e não menos importante, no controle da execução. Infelizmente, na maioria das vezes, em decorrência de profissionais despreparados, o controle da execução é feito de forma errada, trazendo sérias consequências na homogeneização dos resultados. Para se obter a tão desejada boa fundação, as equipes devem trabalhar em conjunto, equipe de projeto auxiliando a equipe executiva e vice versa (ALONSO, 2017).

2.1.1 Controle tecnológico

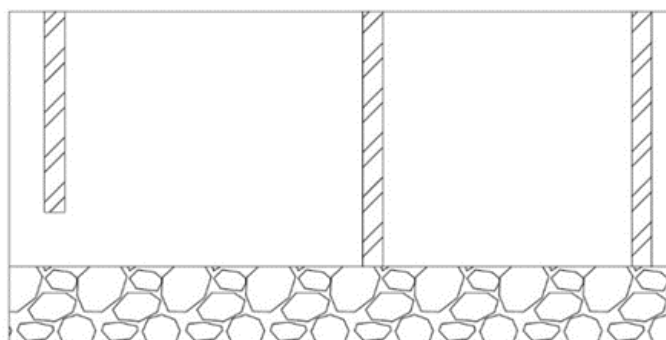
O controle tecnológico serve para verificar se as cargas de projeto realmente estão sendo alcançadas, bem como garantir o comportamento homogêneo das estacas, ou seja, garantir que todas estacas sejam solicitadas com suas respectivas cargas de projeto, e que se assentem em solos com capacidade de carga necessária para evitar recalques inadmissíveis. Atendendo esses pré-requisitos, significa dizer que a expectativa final é de ter fundações com um bom desempenho (QUERELLI, 2012). A Figura 2.1 e 2.2 mostra um corte esquemático, no qual simula estacas apoiadas em locais diferentes. A Figura 2.1 simula uma situação em que todas as estacas se assentaram em solos resistentes, em camadas portantes iguais (o que nesse exemplo seria o resultado esperado). Já a figura 2.2 mostra uma situação em que, devido a provável falha no controle do estaqueamento, uma das estacas se apoiou em solo com capacidade de carga abaixo da desejada.

Figura 2.1 Exemplo de estaca se assentando em local adequado



Fonte: Elaborado pelo autor

Figura 2.2 Exemplo de estaca se assentando em local inadequado



Fonte: Elaborado pelo autor

Seria correto dizer que na situação da figura 2.2 haveria uma falta de homogeneização. Neste caso pode-se dizer que os principais efeitos, seria surgir com o passar do tempo o recalque diferencial, que tem por característica, a diferença de nível entre duas estruturas de fundação. O recalque nesse caso estaria atuando como um elemento mobilizante, ou seja, o solo mesmo que não se rompendo, se desloca em virtude da compressão que é feita em seus vazios. Como consequência, pode surgir na estrutura, fissuras e trincas, e a depender da estabilidade ou não do recalque, a estrutura pode vir à ruína (BERBERIAN, 2017).

2.1.2 Escolha do tipo de fundação e classificação das estacas

Vê-se que os elementos que vão receber e posteriormente distribuir as cargas ao terreno devem ser criteriosamente definidos a fim de atingir além dos requisitos primordiais (exequibilidade e segurança), o requisito econômico (CABETTE, 2014).

O primeiro passo na determinação do melhor tipo de fundação a ser adotado é o de intensa e minuciosa análise de todas as variáveis possíveis, principalmente no que tange o perfil de solo do respectivo local. Após o primeiro passo, alguns tipos de fundações são filtradas, indo para a parte que verifica a real possibilidade da execução das fundações já selecionadas. Vemos, por exemplo, que tubulões a céu aberto não podem ser executadas quando o nível d'água está superior a cota de apoio da fundação, e soluções que provocam excesso de vibrações serem inviáveis em locais que não as permitem (QUERELLI, 2012).

2.1.2.1 *Classificação das estacas*

As estacas podem ser classificadas de acordo com o efeito que provocam no solo, de deslocamento, sem deslocamento e com substituição. As estacas de deslocamento provocam um deslocamento horizontal no solo, podendo citar madeira, perfis de aço, pré-moldada de concreto etc. Já as estacas sem deslocamento são aquelas que não deslocam o solo, por exemplo, estaca raiz. As de substituição, como o próprio nome diz, são àquelas que substituem o solo pelo volume da estaca, esta, quando realizada, faz com que as tensões horizontais geostáticas sejam diminuídas (MEDRANO, 2014).

Terzaghi e Peck, agruparam da seguinte forma as estacas que interajam com o solo (MEDRANO, 2014).

Tabela 2.1 Agrupamento de estacas segundo Terzaghi e Peck

Tipos de estacas	Características
Estacas de ponta	Transferem a carga para uma camada resistente profunda, abaixo da base da estrutura.
Estacas de atrito em solos finos de baixa permeabilidade	Conhecidas como estacas flutuantes, tem esse nome porque além de transmitir carga pela lateral, não compactam o solo.
Estacas de atrito em solos granulares muito permeáveis.	Transferem maior parte da carga pela lateral do fuste, são conhecidas como estacas de compactação, pois, como geralmente são cravadas em grupo, há a redução da porosidade e da compressibilidade do solo.

Fonte: Medrano (2014)

Quando se opta por utilizar estacas de concreto, é comum comparar para efeito de viabilidade o uso de pré-moldadas ou escavadas. Uma das grandes vantagens das estacas pré-moldadas quando comparadas com as moldadas no local, é na qualidade, visto que as estacas pré-fabricadas não sofrem ataques de agentes agressivos presente no solo durante a cura. A outra vantagem é o fato de que podem ultrapassar camadas muito moles com certa facilidade, o que não ocorre com estacas escavadas no local (VELLOSO, 2010).

A estaca pré-moldada deve ser projetada não só para resistir aos esforços da estrutura que vai apoiar sobre ela, mais também aos esforços que ela vai sofrer durante o transporte e a cravação. Quando se trata de cravação, um fator importante a se levar em consideração é o ruído prolongado em meios urbanos, em outros casos as vibrações imposta durante a cravação pode inferir em danos à estruturas vizinhas, nesses casos adotar estacas pré-moldadas se torna um risco ou até mesmo se torna inviável (GUIMARÃES, 2003).

2.1.2.2 Módulo de elasticidade secante

O módulo de elasticidade do concreto é calculado conforme instrui os ensaios da ABNT NBR 8522:2008. Não tendo possibilidade de efetuar os ensaios para resultados mais precisos, a ABNT NBR 6118:2014 instrui obter o módulo de deformação secante (E_{cs}) de forma estimada pelas equações mencionadas abaixo. Portanto, o módulo de deformação tangente inicial é obtido pela seguinte equação:

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \cdot \sqrt{fck} \quad (2.1)$$

Em que:

α_E de acordo com o tipo de rocha utilizado no concreto, sendo 1,2 para basalto e diabásio, 1,0 para granito e gnaiss, 0,9 para calcário e 0,7 para arenito;

fck resistência característica do concreto, para concretos com resistências características à compressão entre 20 MPa a 50 MPa.

Já o coeficiente angular da reta secante ao diagrama tensão-deformação, pode ser obtido pela equação 2.2 (ABNT NBR 6118:2014).

$$E_{cs} = \alpha_I \cdot E_{ci} \quad (2.2)$$

Em que:

α_I é obtido pela seguinte equação 2.3:

$$\alpha_I = 0.8 + 0.2 \cdot \frac{fck}{80} \leq 1.0 \quad (2.3)$$

2.2 Investigação geotécnica

Por vezes negligenciada, a investigação do subsolo, local onde todas as tensões advindas da superestrutura são dissipadas, é de extrema importância, visto que a não investigação pode resultar em falta de segurança ou superdimensionamento dos elementos de fundação. Portanto, o valor pago pelas investigações, que não são elevados (0.2% a 0.5% do total da obra), refletem em segurança para os que ali vão habitar e até economia na execução global da obra (SCHAID, 2000 *apud* OLIVEIRA, 2015, pg. 19).

As análises do solo, feita por métodos empíricos, obtido através de tentativas, com erros e acertos são muito importantes. Analisar o tipo de fundação adotada por construções vizinhas, verificar problemas que já foram enfrentados, soluções que foram propostas, tudo isso é muito importante e deve ser feito, porém, este estudo prévio não substitui a análise mais específica, àquela que fornece base para traçar o perfil geotécnico do local, com as reais características do solo, evidenciando, por exemplo, a que profundidade o solo realmente é resistente a ponto de resistir as cargas da edificação (BERBERIAN, 2017).

Se enquadrando no grupo de sondagens diretas, no qual se prevê a introdução de ferramentas e a retirada de amostras, o SPT tem como principal objetivo obter o tipo de solo, a disposição e espessura dos estratos, a resistência de cada camada, além do nível d'água. Atribui-se a Terzaghi e Peck, 1948, os primeiros estudos que correlacionaram o índice de resistência à penetração (N_{spt}) com outras características do solo, como, por exemplo, consistência, compactidade e resistência (NEVES, 2004). Devido as correlações que foram descobertas, a alta eficiência do método, e o custo aceitável para a maioria das obras brasileiras, o SPT tornou-se o método de prospecção do solo mais empregado (ANDRZEJEWSKI, 2015).

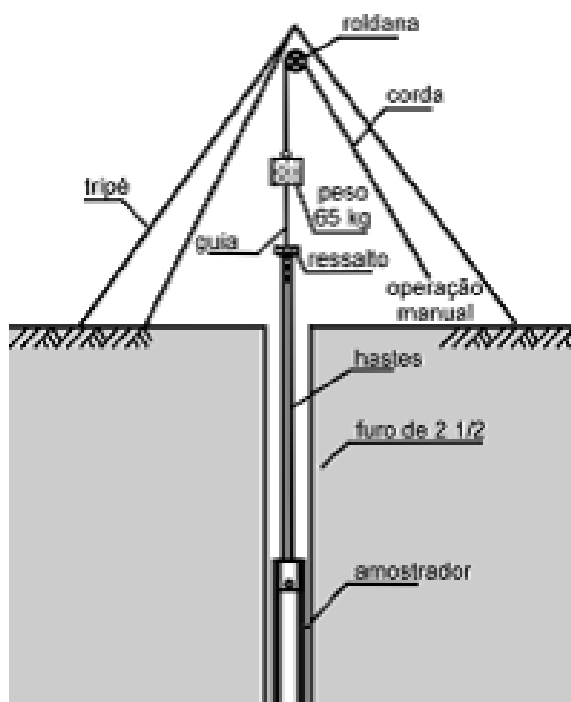
Quanto ao número de sondagens, a ABNT NBR 8036:1983 estabelece o número indicado de sondagens de acordo com a área analisada, não podendo ter número inferior a duas sondagens (ANDRZEJEWSKI, 2015).

O ensaio em questão se baseia em medir o número de golpes necessário para que o amostrador padrão penetre certa profundidade do solo sob certa energia, gerada pelo martelo padrão de 65 Kg, solto a uma altura de 75 cm. As amostras do solo são coletadas a cada metro de profundidade (QUERELLI, 2012). A figura 2.3 ilustra a aparelhagem necessária para realização do ensaio.

Na obtenção do índice de resistência à penetração emitido nos relatórios de sondagens, os resultados obtidos para cravar os 15 cm iniciais (ou 1º penetração) é desconsiderado, pois, os dois últimos são aqueles que trazem resultados mais reais. Além do índice, o amostrador retorna uma amostra de solo, que permite caracterizar táctil visualmente as camadas do terreno (MANTUANO, 2013).

Durante o procedimento de sondagem deve-se atentar para não erguer demais o pilão, pois, isso pode aumentar erroneamente os valores de N_{spt} medido, o correto é trabalhar com uma margem de erro de no máximo +- 5 cm (BERBERIAN, 2017).

Figura 2.3 Ferramentas para ensaio SPT

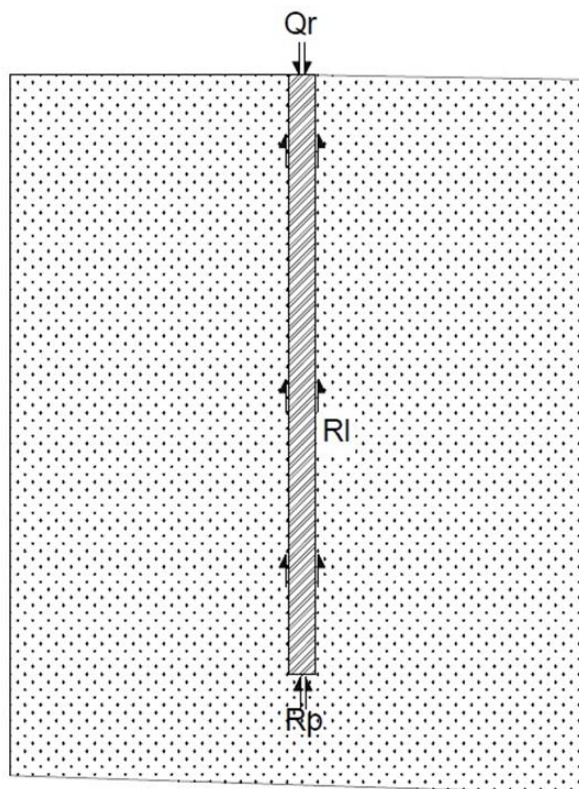


Fonte: Schaid 2000 *apud* Oliveira 2015 pg 18

2.3 Determinação da capacidade de carga

Partindo do princípio de que a transmissão de carga de estacas pode ser tanto pela ponta quanto pela lateral, ou os dois simultaneamente, todos os autores propostos (serão detalhados posteriormente), definem através de suas formulações o quanto cada parcela resiste. A Figura 2.4 ilustra globalmente o comentário, onde:

Q_r= Carga de ruptura; R_l= Resistência lateral e R_p= Resistência por ponta.

Figura 2.4 Distribuição de cargas em estacas

Fonte: O autor

Na determinação da capacidade de carga de estacas, há a análise do comportamento solo+estaca (como se observa na figura 2.4). A partir dessa análise, surgiram diferentes metodologias para verificar o comportamento estrutural destes elementos de fundação, são eles os métodos estáticos e dinâmicos (ANDRZEJEWSKI, 2015).

2.3.1 Métodos estáticos

Na determinação da capacidade de carga por métodos estáticos, a estaca se comporta mobilizando toda resistência ao cisalhamento que o solo oferece (CINTRA, 2010).

As fórmulas estáticas se diferem, podendo analisar a capacidade de carga por métodos teóricos e semiempíricos. Os métodos teóricos amplamente utilizados no Brasil até a década de 70, sempre foram questionados, principalmente pelas grandes

discrepâncias entres autores, tendo bons resultados em um tipo de solo e maus resultados em outros (SILVA, 2013).

Há ainda, além dos métodos teóricos e semiempíricos, os métodos empíricos. Porém, como não vão ser o enfoque desta pesquisa, tanto os métodos teóricos quanto os métodos empíricos não serão aqui detalhados.

No emprego dos métodos estáticos em geral, é esperado que o peso da estaca mais a carga aplicada, sejam anuladas pela resistência que o solo oferece. Observando-se a figura 2.4, não há a descrição de uma carga devido ao peso da estaca, isso acontece porque o peso próprio da estaca tem um valor muito pequeno frente a carga que vai ser distribuída sobre ela. Na determinação da resistência última por métodos estáticos, a equação é a descrita abaixo (SILVA, 2013):

$$Q_r = R_l + R_p \quad (2.4)$$

Em que:

Q_r é a capacidade de carga total (KN);

R_p parcela resistente da ponta (KN);

R_l é a parcela resistida pelo fuste da estaca (KN);

2.3.1.1 Métodos semiempíricos

Os métodos semiempíricos são os mais utilizados no Brasil, pelo fato de correlacionar os resultados "in loco" com os já ajustados resultados de provas de carga. Como no Brasil o ensaio SPT tem grande aceitação, tornou-se prática relacionar medidas do SPT com a capacidade de carga de estacas (SILVA, 2013).

Desde que foram propostos pela primeira vez no Brasil, diversos autores propoaram em suas pesquisas métodos para estimar a capacidade de carga, podendo-se citar Aoki e Velloso 1975; Décourt e Quaresma 1978; Teixeira, 1996; Monteiro, 2000, dentre outros. Com o passar do tempo novos estudos foram surgindo, e com isso

confiabilizando ou atribuindo melhores resultados a um método ou outro (CABETTE, 2014).

Sendo o método de Aoki e Velloso, 1975 o primeiro proposto no Brasil (que apresenta bons resultados) e o método de Décourt e Quaresma o que também é amplamente utilizado e apresentando bons resultados em diferentes situações, serão estes os utilizados nesta pesquisa e detalhados logo abaixo.

2.3.1.1.1 Décourt e Quaresma

O método foi desenvolvido pelos autores com base na experiência e em testes de prova de carga em estacas pré-moldadas de concreto. Décourt e Quaresma foram reconhecidos nacional e internacionalmente após ganharem um concurso no ano de 1982, no qual o objetivo era verificar qual método proposto chegaria mais próximo da real capacidade de carga em estacas cravadas (AMANN, 2010).

O método proposto por estes autores sofreram algumas modificações (por eles mesmos), quando comparadas ao proposto originalmente. Os dados a seguir são dos métodos com suas devidas correções. Um ponto importante, é que desde que foi proposto, os autores afirmam que o método não é focado na exatidão, mais sim em resultados bem próximos da realidade (CABETTE, 2014). Apesar da afirmação dos autores, o método passou a ser amplamente utilizado, principalmente após os mesmos vencerem o concurso citado anteriormente (AMANN, 2010).

O método de Décourt e Quaresma, parte de proposições teóricas e experiências acumuladas ao longo de diversas pesquisas. Para efeito de cálculo, a parcela de ponta e lateral é expresso pelas equações 2.5 e 2.6 (CABETTE, 2014).

$$RP = C * \overline{N'} * Ap \quad (2.5)$$

Em que:

RP é a resistência de ponta da estaca (KN);

C Depende do tipo de solo expressos na tabela 2.2 (KPa);

A_p área da ponta da estaca (m^2);

\bar{N}' é a média de 3 valores de N_{spt} , na ponta da estaca, imediatamente superior e imediatamente inferior;

Tabela 2.2 Coeficiente C em função do tipo de solo

Tipo de solo	Coeficiente C (KPa)
Argilas	120
Silte argilosos	200
Siltos arenosos	250
Areias	400

Fonte: Medrano (2014)

Na determinação da parcela que é resistida pela lateral, verifica-se na expressão a seguir a independência quanto ao tipo de solo, dependendo unicamente do valor do N_{spt} (CABETTE, 2014):

$$RL = 10 * \left[\left(\frac{\bar{N}}{3} \right) + 1 \right] * U * L \quad (2.6)$$

Em que:

N é o valor médio do N_{spt} ao longo do fuste, lembrando que tendo valores menores que 3, deve-se igualar a 3, e tendo valores maiores que 50, deve-se igualar a 50. Os autores também recomendam não utilizar para RI as medidas de N_{spt} utilizadas para cálculo da resistência de ponta;

U é o perímetro da estaca (m);

L é o comprimento da estaca (m);

A resistência total, sem considerar o FS é a soma das duas parcelas, expressas pela equação 2.7.

$$Q_r = RP + RL \quad (2.7)$$

Vale ressaltar que de acordo com a ABNT NBR 6122:2010 para se definir a capacidade de carga, deve-se prever um fator de segurança igual a 2. Contudo, os autores em questão propõe fatores de segurança diferentes para ponta e lateral, como mostra a equação a seguir:

$$Q_r = \left(\frac{rp}{4}\right) + \left(\frac{Rl}{1.3}\right) \quad (2.8)$$

O que se deve fazer é calcular com os dois fatores, tanto o proposto pela ABNT NBR 6122:2010 quanto pelos coeficientes indicados pelos autores, utilizando o menor valor entre eles.

Em atualizações subsequentes aos métodos originalmente propostos, frente ao grande uso de técnicas não especificadas inicialmente, Décourt (1996) propôs a introdução de dois coeficientes na determinação da capacidade de carga, α_1 e β_1 . Como visto nas tabelas a seguir, a nova formulação depende tanto do tipo de solo, como do tipo de estaca empregada (JÚNIOR, 2003):

$$Q_r = \alpha_1 * C * Ap + \beta_1 * 10 * Rl * U * L \quad (2.9)$$

Em que:

α_1 é adimensional, obtido pela tabela 2.3;

β_1 é adimensional, obtido pela tabela 2.4;

Tabela 2.3 Valores de α_1 em função do tipo de solo e estaca

Tipos de solo	Escavada	Escavada (bentonita)	HC	Raiz	Injetada
Argilas	0.85	0.85	0.3*	0.85	1.0*
Solos inter-mediários	0.6	0.6	0.3*	0.6	1.0*
Areias	0.5	0.5	0.3*	0.5*	1.0*

Fonte: Cinta (2010)

Para estacas pré-moldadas de concreto, metálicas e franki, os coeficientes α_1 e β_1 continuam sendo 1.0, já para os demais tipos de fundação por estaca (exceção das injetadas), os coeficientes expostos visam minorar a resistência final.

Tabela 2.4 Valores de β_1 em função do tipo de solo e estaca

Tipos de solo	Escavada	Escavada (bentonita)	HC	Raiz	Injetada
Argilas	0.85	0.85	0.3*	0.85	1.0*
Solos inter-mediários	0.6	0.6	0.3*	0.6	1.0*
Areias	0.5	0.5	0.3*	0.5*	1.0*

Fonte: Cinta (2010)

* Valores apenas representativos, pois, os mesmos ainda tiveram um número de pesquisas reduzidas frente ao número necessário para se chegar a uma conclusão, ou seja, carecem de mais estudos/ensaios que embasem uma padronização (CINTRA, 2010).

2.3.1.1.2 Aoki e Velloso

O método proposto por estes autores foi desenvolvido comparando resultados de prova de carga com investigações geotécnicas. Assim como os autores mencionados anteriormente, estes apresentam duas formulações, uma para determinação da resistência lateral e outra para ponta (VELLOSO, 2010).

As equações 2.10 e 2.11 mostram respectivamente a formulação que Aoki e Velloso utilizaram para determinar a parcela de resistência por ponta e a parcela de carga resistida pela lateral (CABETTE, 2014).

$$RP = r_p * A_p \quad (2.10)$$

Em que:

r_p é a capacidade de carga do solo na cota de apoio do elemento estrutural de fundação (MPa);

A_p é a área da ponta da estaca (m²);

$$RL = U * \Delta L * r_l \quad (2.11)$$

Em que:

U é o perímetro da seção transversal do fuste (m);

ΔL é a espessura da camada analisada (m);

r_l Tensão média de atrito lateral na espessura ΔL , obtido pela equação 2.13;

A proposta original dos autores, englobam por ensaios, correlações com o CPT (Cone Penetration Test), onde se relaciona a resistência de ponta do cone com a resistência de ponta da estaca, além do atrito unitário da luva com a resistência produzida ao longo do fuste (NUERNBERG, 2014).

Contudo, em virtude de na maioria das obras ser utilizado o ensaio SPT, foram criados parâmetros de correlações entre a resistência da estaca e o N_{spt} , propiciando uma utilização mais generalizada do método. As equações 2.12 e 2.13 (com os mencionados parâmetros de correlações) determinam as parcelas de resistência de ponta e da lateral, respectivamente (SILVA, 2013).

$$r_p = \frac{k * N_{spt}}{f_1} \quad (2.12)$$

Em que:

k Coeficiente que varia de acordo com o solo, de acordo com a tabela 2.7;

f_1 Fator de correção, obtidos pela tabela 2.6;

N_{spt} é o índice de resistência na ponta da estaca;

Fazendo a relação da resistência por atrito lateral com o N_{spt} , obtêm-se a seguinte equação (SILVA, 2013):

$$r_l = \frac{\alpha * k * N_{spt}}{f_2} \quad (2.13)$$

Em que:

f_2 Fator de correção obtido na tabela 2.6;

k Coeficiente que varia de acordo com o solo, de acordo com a tabela 2.7;

α razão de atrito, obtidos na tabela 2.7;

N_{spt} é o índice de resistência médio ao longo do fuste;

Os valores de f_1 e f_2 apresentados a seguir foram obtidos com base em 100 provas de carga. Estes fatores atuam corrigindo a diferença de comportamento entre os testes feitos em um protótipo (estaca) e o modelo (cone), além de já considerarem algumas diferenças no método executivo de cada estaca (VELLOSO, 2010).

Tabela 2.5 Fatores de correção f_1 e f_2

Tipos de estacas	f_1	f_2
Pré-moldada de concreto	2.5	5.0
Franki	1.75	3.5
Escavada	1.75	3.5
Metálica	3.0	5.0

Fonte: Aoki (1975)

A tabela 2.5 sofreu algumas alterações e complementos. Para estacas pré-moldadas de concreto de pequeno diâmetro, Velloso acompanhado de Cinta, verificou a necessidade de se corrigir o valor de f_1 , propondo uma pequena equação em função do diâmetro ou lado da estaca (CABETTE, 2014).

$$f_1 = 1 + \left(\frac{D}{0.8}\right) \quad (2.14)$$

Em que:

D é o diâmetro ou lado da estaca (m);

Além da nova consideração pra estacas pré-moldadas de concreto, observa-se pela tabela 2.6 que houve a introdução de novos tipos de estacas, sendo possível adotar valores de f_1 e f_2 para os novos tipos de estaca.

Tabela 2.6 Fatores de correção f1 e f2 atualizado

Tipos de estacas	f1	f2
Pré-moldada de concreto	1 + (D/08)	2f1
Franki	2.5	5.0
Escavada	3.0	6.0
Metálica	1.75	3.5
Raiz, Hélice contínua e ômega	2.0	4.0

Fonte: Cintra (2010)

Os valores do coeficiente K e de α , subdivididos de acordo com tipo de solo primário e secundário, estão expressos na tabela 2.7. Onde se observa os coeficientes K menores para solos argilosos, e coeficiente α menores para areias..

Tabela 2.7 Valores dos coeficientes K e α

Tipos de estacas	K (MPa)	α (%)
Areia	1,00	1.4
Areia siltosa	0.80	2.0
Areia silto-argilosa	0.70	2.4
Areia argilo-siltosa	0.50	2.8
Areia argilosa	0.60	3.0
Silte arenoso	0.55	2.2
Silte areno-argiloso	0.45	2.8
Silte	0.40	3.0
Silte argilo-arenoso	0.25	3.0
Silte argiloso	0.23	3.4
Argila arenosa	0.35	2.4
Argila areno-siltosa	0.30	2.8
Argila silto-arenosa	0.33	3.0
Argila siltosa	0.22	4.0
Argila	0.20	6.0

Fonte: Cintra (2010)

O método proposto pelos autores no ano de 1975 é amplamente utilizado até os dias de hoje. Alguns outros autores, por exemplo, como Laprovitera propôs em sua tese, uma correção dos fatores propostos originalmente. Mesmo com embasamento técnico-científico por parte de outros autores, os valores de K , α , f_1 e f_2 propostos por Aoki e Velloso ainda são amplamente os mais utilizados no meio geotécnico (CINTRA, 2010).

A carga de ruptura do método, é obtida somando as parcelas de capacidade de carga pela ponta e pela lateral, dividindo-as por um FS, assim como é na proposta de Décourt e Quaresma. A equação que determina a capacidade de carga dividido pelo FS instruído pela ABNT NBR 6122:2010 é a que se segue:

$$Q_r = \frac{RL + RP}{2} \quad (2.15)$$

2.3.2 Métodos dinâmicos derivados da lei de Hooke

Quando da utilização das fórmulas dinâmicas, a principal função é obter a carga mobilizada ao final da cravação e/ou garantir uniformização do estaqueamento (JÚNIOR, 2003).

No uso das fórmulas advindas da lei de Hooke, ao considerar a estaca se comportando como perfeitamente elástica, há uma proporcionalidade entre tensão aplicada e deformação obtida. Apesar de que essa proposição só obtém resultados bons para carregamento estático, de modo geral tem se alcançado bons resultados. (ROSA 2000, *apud* MEDRANO 2014, pg. 38).

2.3.2.1 Medidas de Nega

Por muito tempo utilizou-se a nega tanto para comprovar a capacidade de carga, quanto para conferir uma correta uniformidade do estaqueamento. Contudo, desde que foi difundido por Yokoyama e Kusakabe em 1985, a nega foi ligeiramente

caindo em desuso no que tange a comprovação da capacidade de carga, sendo predominantemente utilizada para garantir um correto comportamento na uniformização (JÚNIOR, 2003).

Ainda na literatura, diversos são os autores que enfatizam em suas pesquisas que a nega deve ser utilizada somente para correta uniformização, não sendo a melhor prática para confirmação da capacidade de carga. Segundo Avelino (2006) o uso da nega em comparação ao repique apresenta resultados muito mais dispersos quando comparados com as provas de carga. Silva (2013) cita que os resultados obtidos utilizando-se a nega são extremamente conservadores, diferentemente do uso do repique que apresentou boa correlação em sua pesquisa, quando comparados com o obtido nas provas de carga.

Mesmo não tendo sido utilizada neste trabalho, vale citar os principais autores utilizados por muito tempo para se calcular a capacidade de carga baseado no nega, por exemplo, Janbu, Dinamarqueses, Holandeses, Hiley, Engineering news record, dentre outros. Pela lista apresentada, e por tantos outros métodos não citados, mais que foram propostos para verificar a capacidade de carga, identifica-se como principal falha, a falta de padronização de um método, ou seja, os embasamentos de diversos autores abriram precedentes aos questionamentos (ALVES, 2004).

2.3.2.2 Capacidade de carga utilizando o repique elástico

O efeito do comportamento elástico do solo e da estaca já eram conhecidos há muito tempo na literatura, assim como mencionado por Silva (2013) que diz que a consideração do coeficiente C2 e C3 já eram utilizados por Chellis em 1951. Contudo, o mundo científico foi expandir a utilização do repique somente após a divulgação do fenômeno pelos engenheiros japoneses Yokohama e Kubasake, que em 1985 propôs no Japão a utilização do repique elástico como forma de determinar a carga de ruptura para estacas de pontes. Desde então algumas fórmulas foram propostas, contando com maior uniformização do que os fórmulas baseadas na nega (SILVA, 2013).

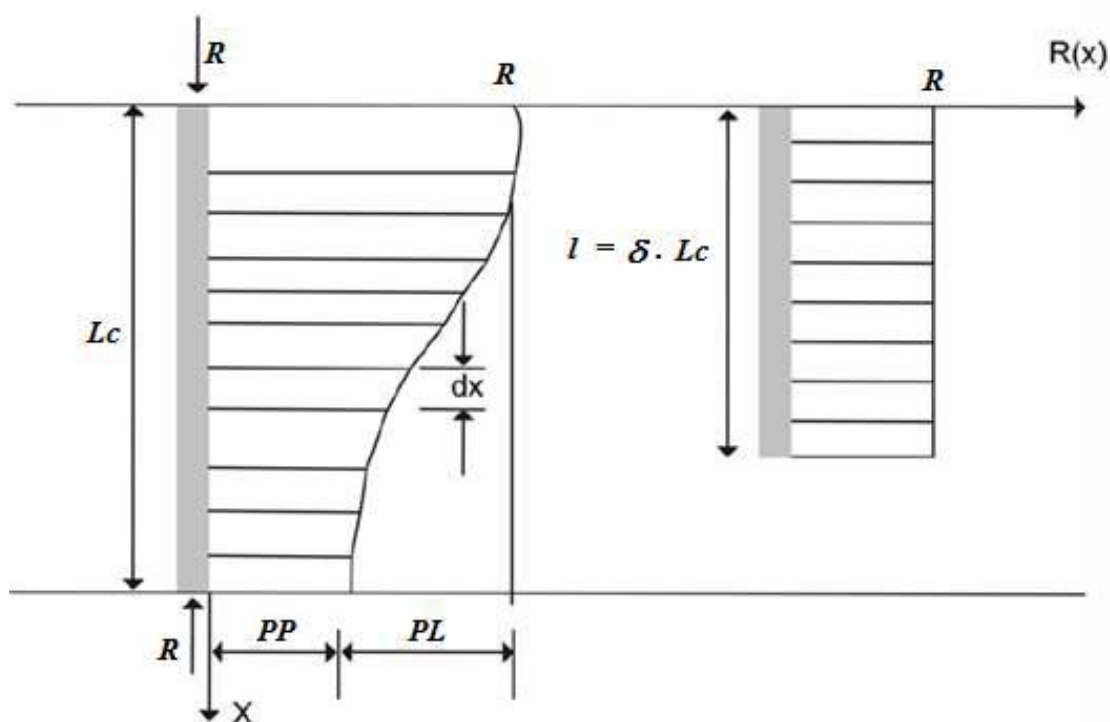
A seguir são listados os dois autores utilizados nessa pesquisa, que são junto da proposta de Uto et al, 1985, os autores mais empregados nas pesquisas de âmbito nacional.

2.3.2.2.1 Fórmula de Chellis 1951, modificada por Velloso em 1987.

Inicialmente Chellis propôs a medida do deslocamento elástico no topo da estaca, levando-se em consideração a soma das parcelas tanto de C2 (deformação elástica da estaca) quanto de C3 (quake do solo) (SILVA, 2013).

A proposta de Velloso (1987), baseado inicialmente na proposta de Chellis sugere que o comprimento virtual da estaca seja na verdade igual ou inferior ao real (como mostra a 2.5), tornando, portanto, a necessidade de na maioria das vezes diminuir o comprimento da estaca para resultados mais reais (AVELINO, 2006).

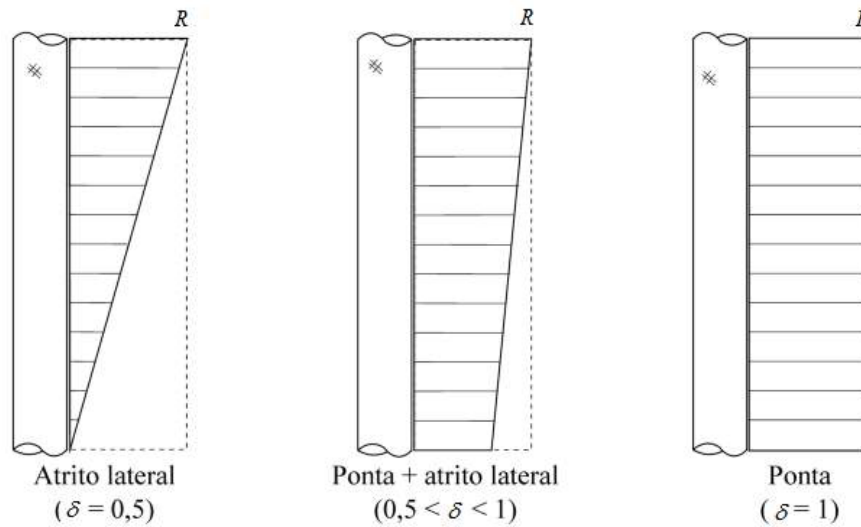
Figura 2.5 Comprimento real e virtual



Fonte: Velloso 1987 *apud* SILVA 2013 pg. 49

O fator de correção que é empregado na equação original, e que minora o comprimento da estaca é expresso pelo fator δ , que é estimado em função da forma como a carga é transmitida ao solo, assim como mostra a figura 2.6 (SILVA, 2013).

Figura 2.6 Coeficiente δ em função da forma com que a carga é distribuída



Fonte: Silva (2013)

Para estacas que tenham a carga sendo transmitida tanto pela ponta quanto pela lateral (maioria dos casos) o autor sugere utilizar o coeficiente δ de 0.7. Quando na possibilidade de ajustar este coeficiente, o mesmo é interessante que se faça, a fim de ajustar o coeficiente à diferentes situações (SILVA 2013). A equação para determinação da capacidade de carga levando em consideração o fator de correção é expresso pela equação 2.16 (CABETTE, 2014).

$$Ru = \frac{(k - C3) * A * E}{\delta * L} \quad (2.16)$$

Em que:

δ fator de correção variando entre 0 e 1;

$K = C2 + C3$ Valor do repique elástico (m);

$C2$ parcela de deformação elástica da estaca (m);

$C3$ compressão elástica do solo abaixo da ponta da estaca (m);

Ru é a resistência mobilizada (KN);

A área da seção transversal da estaca (m²);

E módulo de elasticidade do concreto utilizado na estaca (KN/m²);

L comprimento da estaca (m);

Com relação a deformação elástica do solo (quake), o autor original do método (Chellis, 1951) propôs utilizar o valor entre 0,0 mm e 2,5 mm para solos que forem de fácil cravação, e C3 de 2,5 mm nas demais situações (CABETTE, 2014).

2.3.2.2.2 Fórmula de Chellis, 1951, modificada por Rosa, 2000

Rosa, no ano de 2000, propôs uma modificação na fórmula de Chellis. Os coeficientes propostos foram objetivando alcançar resultados mais precisos. Para propor a modificação, Rosa fez uma análise dos parâmetros envolvidos, que foram propostos pelo método simplificado de CASE. A equação final após as modificações é a apresentada a seguir (CABETTE, 2014).

$$Ru = \frac{\Omega * (\mu * K) * E * A}{\alpha^2 * L} \quad (2.17)$$

Em que:

Ru resistência estática mobilizada (KN);

α^2 fator de redução entre 0 e 1,

E módulo de elasticidade dinâmico do concreto (KN/m²);

Ω fator de correção, sendo igual a $0.03L+0.5$;

K repique elástico, quando multiplicado por μ , corresponde ao repique da estaca (C2);

A área da seção transversal da estaca (m²);

μ coeficiente de correção, variando de acordo com a tabela 2.8;

L comprimento da estaca (m);

Para o coeficiente de correção correspondente a α_2 , é recomendado utilizar 0,8. Já para o coeficiente que multiplica a deformação elástica da estaca, é indicado a seguinte tabela em função do tipo de solo (QUERELLI, 2012).

Tabela 2.8 Coeficiente de correção em função do tipo de solo

Tipos de solo na ponta da estaca	Coeficiente μ
Areias	0,8
Siltes	0,7
Argilas	0,7

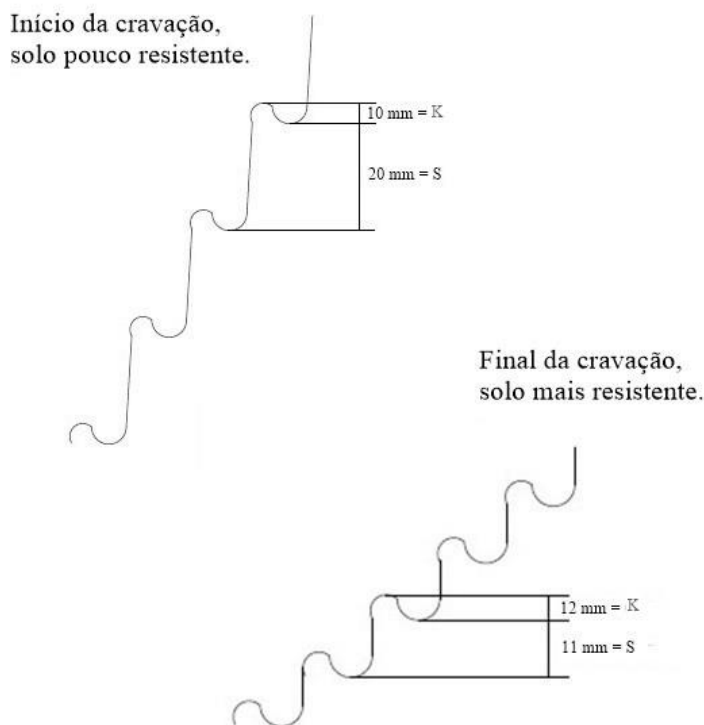
Fonte: Gonsalves 2010 *apud* Querelli 2012 pg. 32

2.3.2.3 Obtenção das medidas de repique elástico e nega

As medições que se obtém ao término da cravação é o demonstrado pela figura 2.7. Para se conseguir essas medições, o primeiro passo é observar o momento em que a estaca está próxima do impenetrável (solo resistente) ou do comprimento estimado em projeto. Quando deste ponto, já com a folha colocada no fuste da estaca, apoia-se o lápis sobre uma régua, esta que está apoiada em um local plano fora da estaca, aguarda-se que sejam aplicados 10 golpes de pilão na estaca, procurando manter sempre o lápis apenas ligeiramente apoiado. Neste momento o operário deve ter muita atenção para que o impacto produzido pela queda do pilão não o faça tremer, comprometendo a legibilidade das anotações (VELLOSO, 2010).

Observa-se na ilustração abaixo, que no início da cravação a nega (S) é alta e o repique (K) é baixo, e quando se está aproximando de um solo mais resistente a nega diminui e o repique aumenta (VELLOSO, 2010).

Figura 2.7 Medidas de repique e nega

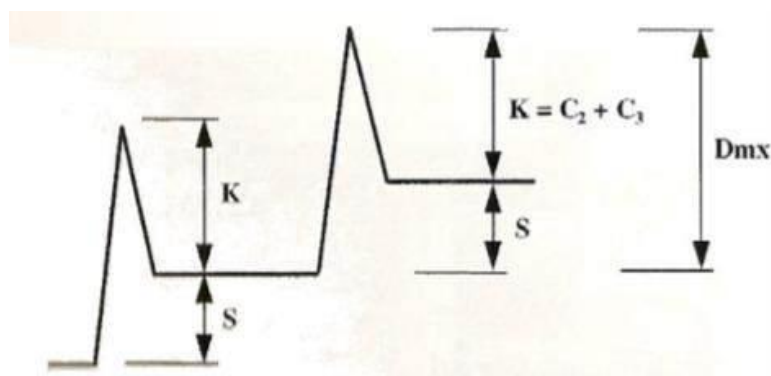


Fonte: Adaptado de Velloso, 2010.

O deslocamento elástico-plástico da estaca durante o impacto, produz na folha anexada à estaca pontos de subida e decida, pontos estes de onde é possível obter a medida de nega e de repique elástico. Sendo a nega referente a deformação permanente da estaca, e o repique sendo a parcela elástica do deslocamento máximo na seção da estaca (NIYAMA 1998 *apud* SILVA, 2013 pg. 47).

A figura a seguir traz com um foco maior quais são as medidas de nega e quais são as medidas de repique no registro de cravação. Observando, portanto, a figura 2.8, fica claro que a nega é a parte correspondente a parcela de deslocamento permanente e o repique correspondente a parcela plástica do deslocamento.

Figura 2.8 Registro gráfico de repique e nega



Fonte: Gonsalves 2000 *apud* Silva 2013 pg. 48

2.4 Estatística aplicada, correlação linear.

Na aplicação de ferramentas estatísticas, uma das mais importantes são àquelas que permitem relacionar duas ou mais variáveis, atribuindo o grau de relacionamento que há entre elas (HOFFMANN, 2016). Cabe ressaltar que o estudo da correlação entre duas variáveis refere-se unicamente a associação numérica entre elas, sem implicar obrigatoriamente numa relação de causa e efeito, ou seja, dependência ou independência entre as variáveis (BARBETTA, 2010).

Quando é possível identificar que algumas amostras ou variáveis se relacionam, é correto dizer que as duas variáveis pode ter correlação linear ou não linear, ou até mesmo não ter correlação. Essas interpretações são baseadas, além dos estudos prévios (àqueles de observação), nas ferramentas estatísticas que delimitam intervalos de confiança (LIRA, 2004).

É interessante, quando do uso de ferramentas estatísticas, tornar possível obter mais de uma análise para uma mesma situação, a fim de não generalizar ou interpretar de forma errada um dado valor. (HOFFMANN, 2016).

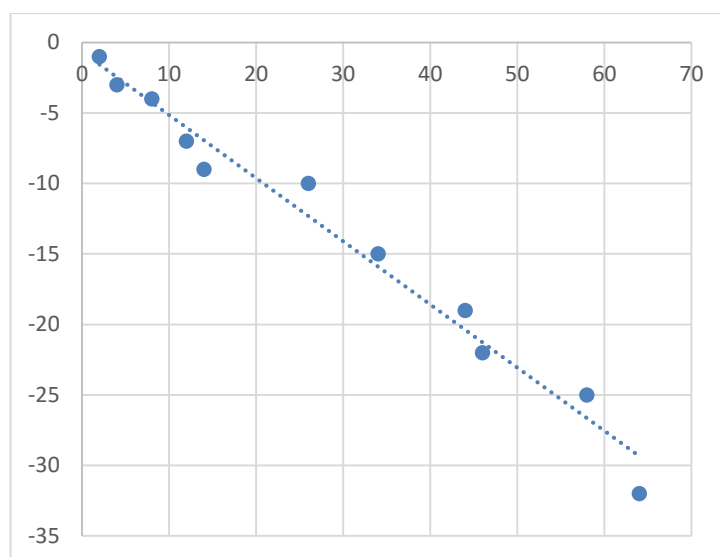
2.4.1 Diagrama de dispersão e reta de regressão linear

Há duas formas principais de interpretar a proposta de correlação entre duas variáveis, uma pelo gráfico de dispersão e a outra na obtenção do coeficiente de Pearson. Através do gráfico de dispersão, identifica-se a inclinação da linha de tendência e os pontos que estão “fugindo” da mesma linha (LIRA, 2004).

A seguir detalha-se algumas das possibilidades na obtenção de gráficos a partir da correlação entre duas variáveis x e y . Todos os valores atribuídos aos gráficos são ilustrativos.

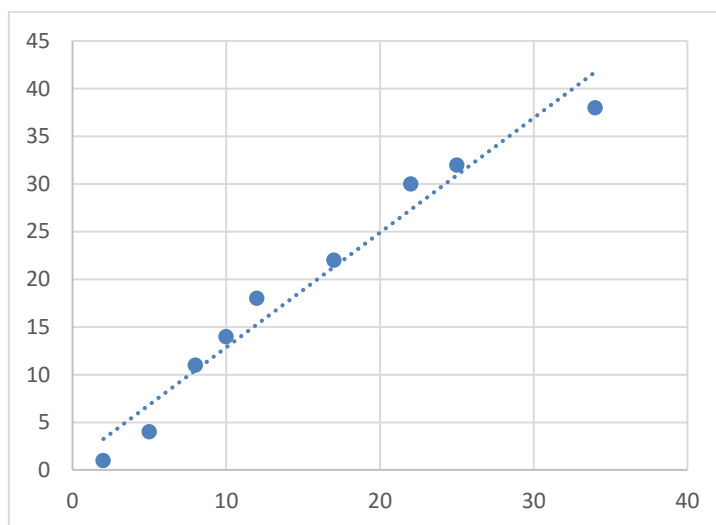
Na figura 2.9, vê-se a situação em que a linha de tendência é negativa, nessa situação o eixo das ordenadas tende a ter o mesmo comportamento do eixo das abscissas, seja para valores grandes ou pequenos (FREUND, 2006).

Figura 2.9 Exemplo de correlação linear negativa



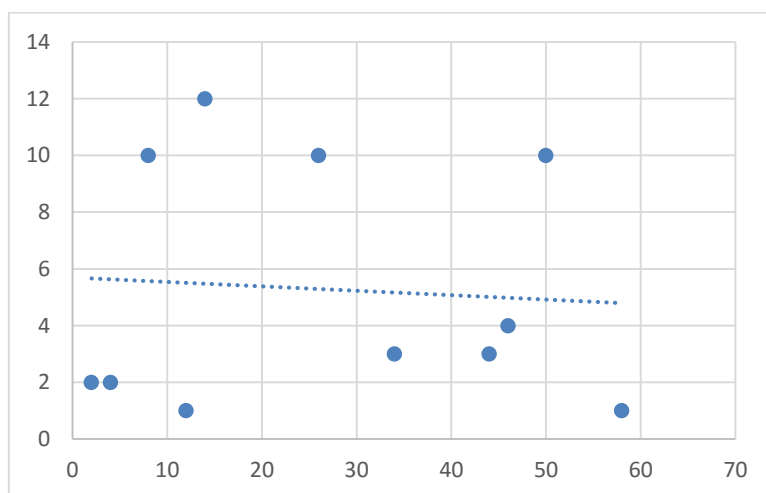
Fonte: Adaptado de Freund (2006)

Na figura 2.10, vê-se a situação em que a linha de tendência é positiva, nessa situação o eixo das ordenadas com valores grandes tendem a corresponder a valores pequenos na abscissa, ou valores pequenos no eixo das ordenadas tendem a corresponder a valores grandes na abscissa (FREUND, 2006).

Figura 2.10 Exemplo de correlação linear positiva

Fonte: Adaptado de Freund (2006)

A figura 2.11, mostra uma situação em que não há correlação linear, a linha de tendência tem configuração praticamente paralela ao eixo das abcissas, o mesmo raciocínio vale para retas paralelas ao eixo das ordenadas. Nesta situação, a atribuição de um valor em x não contribui para correta obtenção de um valor em y, isso significa dizer que as variáveis são independentes (FREUND, 2006).

Figura 2.11 Exemplo de uma amostra sem correlação

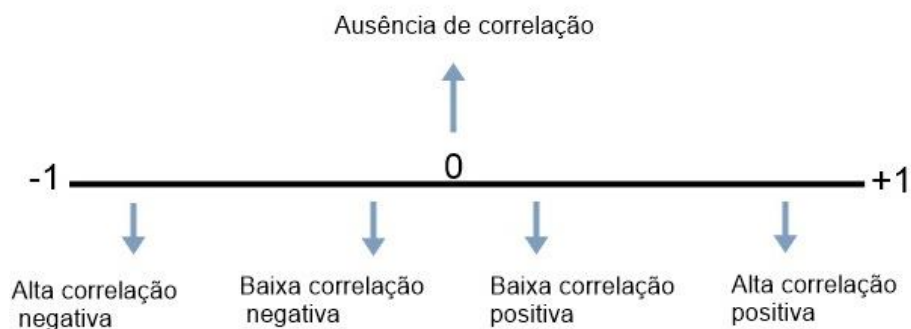
Fonte: Adaptado de Freund (2006)

2.4.2 Coeficiente de Pearson

Comumente chamado de coeficiente r , o coeficiente de Pearson, considera as variáveis em análise como aleatórias, Indica também o quão intenso é a relação de uma amostra de variáveis, sendo esta uma outra ferramenta para validar o que foi expresso na linha de tendência do gráfico de dispersão (BARBETTA, 2010).

Este coeficiente pode variar de -1 a $+1$, podendo-se afirmar que mais próximo de $+1$ ou -1 , mais forte é a relação entre as variáveis, assim como mostra a figura 2.12 (LIRA, 2004).

Figura 2.12 Significância dos valores de r



Fonte: Adaptado de Barbetta (2010)

As equações a seguir trazem o tratamento que se deve dar a fim de se obter o coeficiente de Pearson (FREUND, 2006).

$$S_{xy} = n \sum x_i \cdot y_i - \sum x_i \sum y_i \quad (2.18)$$

Em que:

x_i Soma de todos os pontos atribuídos a variável x ;

y_i Soma de todos os pontos atribuídos a variável y ;

n Número de variáveis.

$$S_{xx} = n(\sum xi^2) - (\sum xi)^2 \quad (2.19)$$

$$S_{yy} = n(\sum yi^2) - (\sum yi)^2 \quad (2.20)$$

O valor de r , derivado nas equações mencionadas a cima, é obtido pela seguinte equação:

$$r = \frac{S_{xy}}{\sqrt{S_{xx} * S_{yy}}} \quad (2.21)$$

De forma a interpretar melhor a indicação dos coeficientes obtidos através de pesquisas, diversos autores foram publicando ao longo do tempo suas conclusões para diferentes valores de r , delimitando interpretações para certos intervalos de valores (CORREA, 2003).

Tabela 2.9 Valores para interpretação do coeficiente de Pearson

Coeficiente de Pearson (r)	Interpretação
0.00	Nula
0.01 até 0.30	fraca
0.31 até 0.60	Moderada
0.61 até 0.99	Forte
1.00	Absoluta

Fonte: Correa (2003)

Com base nas duas análises, gráfico de dispersão e do coeficiente de Pearson, é possível confiabilizar a correlação das variáveis aleatórias em análise, atribuindo de acordo com os intervalos mencionado na tabela 2.9, o quanto os dados analisados se relacionam.

Tanto o gráfico, quanto o diagrama não podem ser utilizados de forma isolada, pois, pode-se, por exemplo, obter um r forte e o diagrama apresentar uma distribuição dos pontos de forma não linear. Deve-se sempre utilizar, portanto, as duas ferramentas para uma análise mais precisa.

2.4.3 Amplitude interquartil

Na utilização da amplitude interquartil, o principal objetivo é definir medidas de dispersão, estabelecendo limites onde os dados estejam mais próximo do centro da amostra possível. A amostra é organizada em ordem crescente, e dividindo-se as observações em 4 partes iguais (ou quartis) é possível estabelecer a amplitude interquartil (IQR) (CORREA, 2003).

A seguir detalha-se o que são os quartis, e qual a influência deles no cálculo do IQR.

- 1° quartil: corresponde aos 25% dos valores da amostra que são menores que os outros 75%.
- 2° quartil coincide com a mediana da amostra;
- 3° quartil: Contrário ao 1° quartil, sendo portanto somente 25% dos valores maiores do que os valores compreendidos nesse quartil, e os outros 75% inferiores a ele.

As equações 2.22 e 2.23 determinam respectivamente os pontos situados nos quartis 1 e 3, sendo possível a partir daí determinar a amplitude interquartil de todos os pontos (CORREA, 2003).

$$Q1 = \frac{l_{Q1} + \left(\frac{N}{4} - N_{ant}\right)}{N_{Q1}} * h \quad (2.22)$$

Em que:

l_{Q1} limite inferior da classe do quartil 1;

N quantidade de números na amostra;

N_{Q1} frequência simples absoluta do quartil 1;

N_{ant} frequência acumulada anterior à classe do quartil 1;

h intervalo de classe do quartil 1;

$$Q3 = \frac{l_{Q3} + \left(\frac{3N}{4} - N_{ant}\right)}{N_{Q3}} * h \quad (2.23)$$

As incógnitas aqui expressas tem o mesmo valor do anterior, sendo substituído o quartil 1 por quartil 3.

O limite inferior e superior de uma amostra, portanto, é obtida conforme as equações 2.24 e 2.25 (BUSSAB, 2010).

$$Linf = d_q - (1.5) * IQR \quad (2.24)$$

Em que:

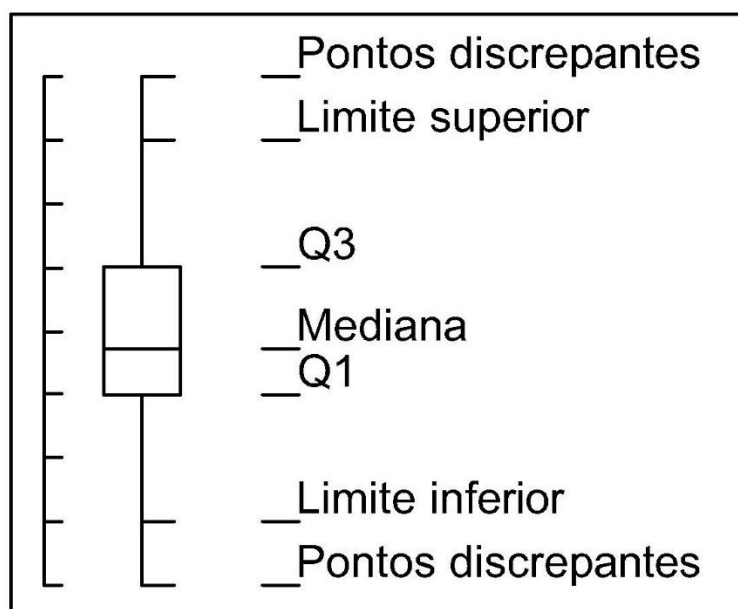
d_q é a média da amostra

IQR é a diferença do quartil 3 pelo quartil 1;

$$LSup = d_q + (1.5) * IQR \quad (2.25)$$

A figura 2.13 representando um gráfico de caixa, ilustra os intervalos no qual é possível definir em que situação cada ponto se encontra, podendo ser dentro dos limites para não ser considerado um outlier, ou fora, caracterizando-se como um ponto discrepante (FREUND, 2006).

Figura 2.13 Quartis pelo gráfico de caixa



Fonte: O autor

Há outras possibilidades na utilização de uma ferramenta para expressar o $Linf$ e $Lsup$, como, por exemplo, o gráfico de linhas, que será efetivamente utilizado nesta pesquisa, e que tem o mesmo princípio do gráfico de caixa.

3 METODOLOGIA

O presente trabalho tem por metodologia de pesquisa, o estudo de caso de uma obra situada na cidade de Caratinga-MG, cidade em que o porte das obras são observadas como pequenas ou médias. A pesquisa se caracteriza na aferição e manuseio das medidas de repique elástico de todo o estaqueamento, além de verificar a capacidade de carga com base nas medidas de N_{spt} e repique.

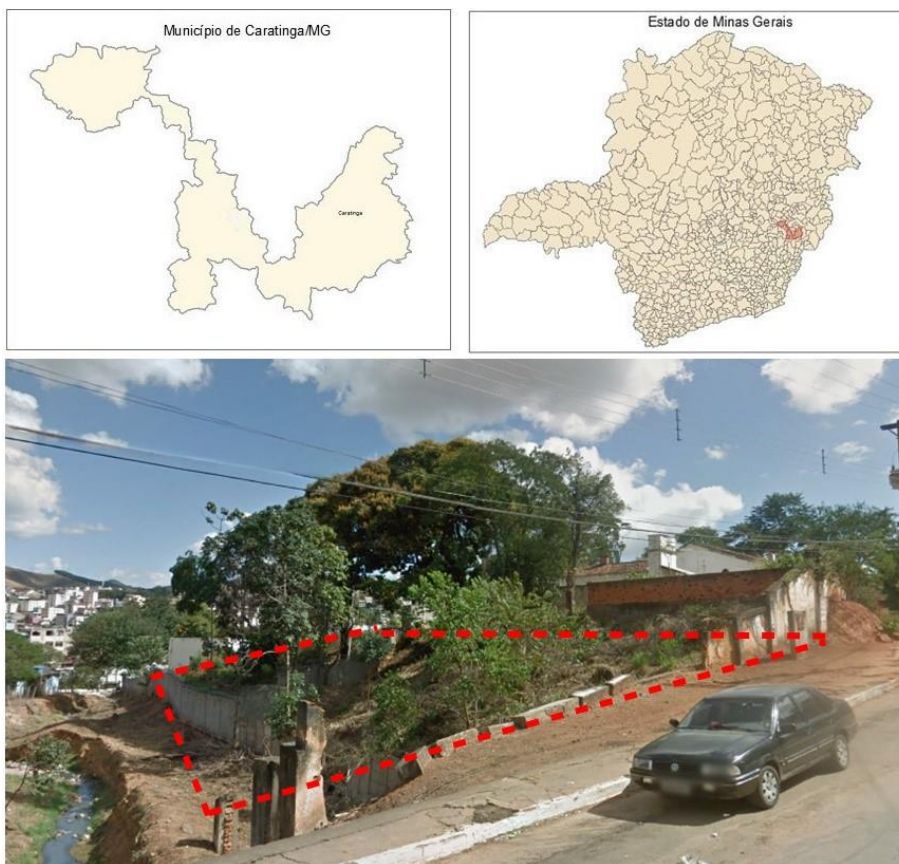
3.1 Estudo de caso

A presente pesquisa visou principalmente trabalhar os dados de registros obtidos a partir de uma obra da cidade de Caratinga-MG, traz-se a seguir maiores detalhes da obra e das variáveis que foram objetos de estudo dessa pesquisa.

Vale ressaltar que como na maioria das obras da referida cidade o porte delas é tida como pequena e média, o controle não é amplamente utilizado, objetivando através desta pesquisa difundir a temática no meio técnico de Caratinga.

3.1.1 Caracterização

A obra em questão está situada na rua Antônio Cimini, S/N, bairro dos Rodoviários, Caratinga-MG. A edificação foi contemplada com 8 pavimentos, com área total construída de 5229 m², tendo como tipo de fundação adotada as estacas pré-moldadas de concreto, com um total de 101 estacas. A figura 3.1 elaborada com auxílio do Google Maps e do software Arcgis trazem uma caracterização melhor do local de estudo. Como ponto de referência, vale citar que esta obra está localizada próxima ao “novo fórum”.

Figura 3.1 Localização da área de estudo

Fonte: Arcgis e Google Maps

A empresa que realizou a sondagem foi a KIK construções e fundações, e a empresa que foi responsável pelo estaqueamento foi a EMPAC. Os registros de nega e repique foram obtidos junto ao engenheiro responsável técnico da obra.

3.1.2 Resultado das sondagens

Inicialmente, a área compreendida no projeto preliminar era de 400 m², assim como se observa no relatório de sondagem no item 7.4 do ANEXO A. Para esta área, conforme especifica a ABNT NBR 8036:1983, foram executados 3 furos de sondagem. Posteriormente houve um incremento na área, como se observa na diferença da planta de locação e locação dos pilares, anexados no item 7.5 e 7.6, respectivamente. Contudo, não foi realizado mais furos de sondagem para esse acréscimo de área.

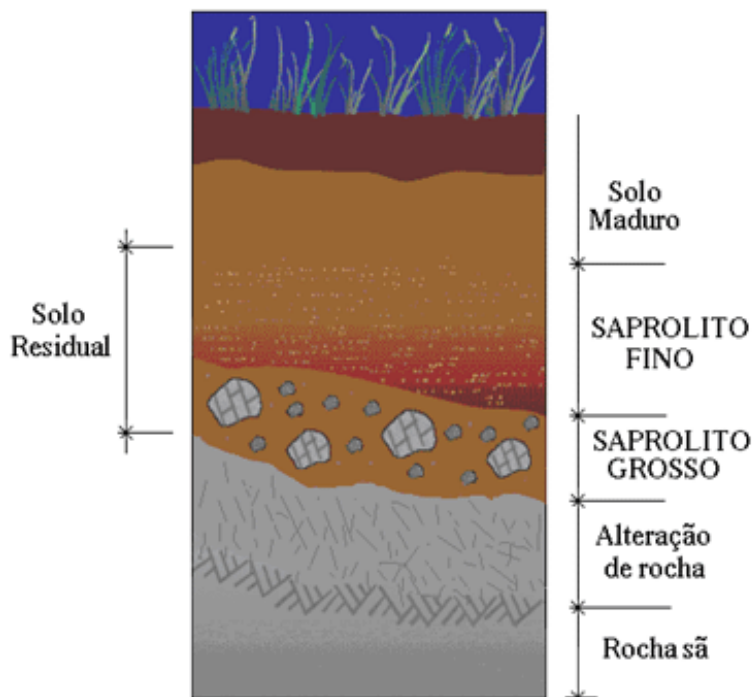
Observa-se através dos perfis de sondagem em anexo, que as camadas de estrato são paralelas, portanto, consideradas como regulares. De posse das amostras colhidas, o laboratório da respectiva empresa de sondagem emitiu o relatório com as principais características do solo, como, por exemplo, índice de resistência a penetração, classificação das camadas a cada metro, além do nível d'água, assim como mostra os itens 7.1, 7.2 e 7.3 do ANEXO A.

A seguir detalha-se as características de cada furo.

- Furo 1: Atingiu solo muito resistente aos 12 metros, com predominância de argila siltosa pouca arenosa. O N.A (nível d'água) para este furo foi de 5.8 metros. Devido a certa instabilidade do solo foi utilizado revestimento até a profundidade de 6 metros.
- Furo 2: Atingiu solo muito resistente aos 12 metros, com diferentes perfis de solo, sem predominância de um único tipo de solo. O nível da d'água para este furo foi de 5.5 metros. Nesse furo o revestimento foi até a profundidade de 4 metros.
- Furo 3: Atingiu solo muito resistente aos 15 metros, com predominância de silte arenoso. O nível da d'água para este furo foi de 5.1 metros. Revestimento também foi até 4 metros.

Conforme ilustra a figura 3.2, o solo observado nos perfis de sondagem é tido como residual, pois, observa-se que a resistência é crescente com a profundidade, isso significa dizer que a medida que se aumenta a profundidade, mais próximo estará de se encontrar a rocha mater. Com solos nessas condições, os resultados tornam-se mais previsíveis, tornando a obra mais econômica e mais segura (BERBERIAN, 2017).

Figura 3.2 Exemplo de um perfil sedimentar



Fonte: Albuquerque (1996)

3.1.3 Estacas e processo de cravação

Um dos passos mais importantes na hora de se obter uma boa fundação é assegurar que o processo de cravação da estaca seja eficaz e seguro. De antemão vale ressaltar que não foi possível a adoção de fundação superficial no terreno, na impossibilidade deste, o projeto foi desenvolvido para estacas pré-moldadas de concreto. O fato de produzir ruído durante a cravação não foi um empecilho, visto a localização da obra.

O bate estacas em questão, conforme ilustrado pela figura 3.3 é o do tipo queda livre, cravando à estaca no solo por percussão. Apesar de não ter sido utilizado na obra mais de um tipo de pilão, (peso do martelo/pilão do bate estacas que foi utilizado é de 2.5 toneladas), definiu-se altura de queda do pilão em 80 centímetros. O grande motivo pelo qual se estabeleceu a altura de queda em 80 centímetros é porque na busca de executar o serviço mais rapidamente, alguns executores aumentam essa altura para que a energia potencial gravitacional seja maior e por consequência crave

as estaca com maior rapidez. O fato de fazer isso torna-se benéfico para o executor, mas não para o contratante, pois, quanto mais alto for a queda do equipamento, maior será o risco de danificar o topo da estaca.

Figura 3.3 Bate Estacas de queda livre



Fonte: Pini (2014)

Como mencionado, a área total construída é de 5229 m², onde foram cravadas 101 estacas de seção quadrada. Em toda obra foram utilizadas 4 seções de estacas diferentes, 17 cm x 17 cm, 20 cm x 20 cm, 23 cm x 23 cm e 25 cm x 25 cm. Trabalha-se com uma pequena variação das seções das estacas a fim de agilizar a execução.

Para o concreto de 25 MPa foi calculado um módulo de deformação de 24150 MPa, ou 24150000 KN/m², conforme a equação 2.2.

A empresa em questão (EMPAC), responsável pelo fornecimento e cravação das estacas fornece em seu catálogo as seguintes capacidades estruturais das estacas comercializadas.

Tabela 3.1 Capacidade estrutural de estacas pré-moldadas

Seção da estaca (cm)	Capacidade estrutural (KN)
15x15	250
17x17	350
20x20	500
23x23	700
25x25	900
28x28	1100

Fonte: EMPAC

3.1.4 Obtenção do diagrama de cravação

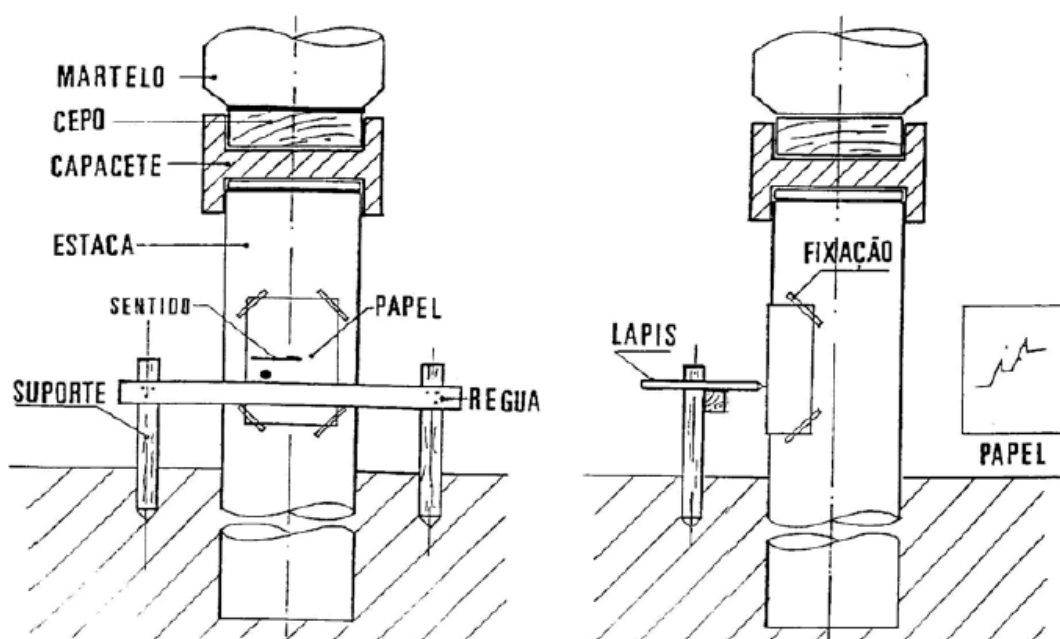
Assim como mencionado anteriormente, foram coletados as medidas de nega e repique elástico para todas as estacas analisadas, no total de 101 estacas.

Durante todo o processo de cravação e condicionamento dos dados, foram perdidos pela equipe mantenedora dos arquivos, 4 registros de cravação, referentes às estacas E20, E28, E29 e E37, sendo então que o estudo se voltará para as 97 estacas que tiveram os registros preservados.

Nos registros in loco foram anotados os valores de nega, os valores de repique foram medidos posteriormente com ajuda de uma régua com precisão de milímetros. A precisão observada foi da ordem de 1 mm.

Assim como mencionado no item 2.3.2.3, posicionou-se a estrutura para obtenção dos valores de repique como ilustra a figura 3.4:

Figura 3.4 Estrutura para obtenção de nega e repique



Fonte: Júnior (2003)

Portanto, durante a cravação de cada estaca, quando se observou a aproximação do estaqueamento ao solo impenetrável, posicionou-se corretamente a estrutura ilustrada pela figura 3.4 e extraiu-se as medidas que estão descritas na tabela 3.2.

Como mencionado anteriormente, os valores de repique foram medidos com precisão de milímetros, porém, para efeito de cálculo os mesmos foram convertidos para metros.

Tabela 3.2 Medidas de repique em metros

Estaca	Repique (K)	Estaca	Repique (K)
E1	0.0070	E5	0.0060
E2	0.0080	E6	0.0070
E3	0.0070	E7	0.0095
E4	0.0040	E8	0.0050

Continua

Tabela 3.2 Medidas de repique em metros*Continuação*

Estaca	Repique (K)	Estaca	Repique (K)
E9	0.0070	E31	0.0030
E10	0.0035	E32	0.0045
E11	0.0030	E33	0.0050
E12	0.0040	E34	0.0055
E13	0.0040	E35	0.0065
E14	0.0040	E36	0.0050
E15	0.0035	E37	---
E16	0.0050	E38	0.0080
E17a	0.0050	E39	0.0060
E17b	0.0060	E40	0.0070
E18	0.0050	E41	0.0120
E19	0.0040	E42a	0.0080
E20	---	E42b	0.0060
E21	0.0035	E43a	0.0130
E22a	0.0040	E43b	0.0080
E22b	0.0040	E44	0.0100
E23	0.0040	E45	0.0080
E24	0.0060	E101a	0.0095
E25	0.0045	E101b	0.010
E26	0.0055	E101c	0.0080
E27	0.0045	E101d	0.0070
E28	---	E101e	0.0060
E29	---	E102a	0.0050
E30	0.0030	E102b	0.0070

Continua

Tabela 3.2 Medidas de repique em metros *Continuação*

Estaca	Repique (K)	Estaca	Repique (K)
E102c	0.0060	E109a	0.0065
E102d	0.0060	E109b	0.0075
E102e	0.0090	E109c	0.0070
E102f	0.0055	E110a	0.0055
E103a	0.0035	E110b	0.0050
E103b	0.0040	E110c	0.0050
E103c	0.0050	E111a	0.0045
E103d	0.0035	E111b	0.0070
E103e	0.0030	E112a	0.0050
E103f	0.0040	E112b	0.0055
E104a	0.0040	E112c	0.0050
E104b	0.0050	E113a	0.0070
E104c	0.0050	E113b	0.0050
E104d	0.0045	E113c	0.0055
E105a	0.0070	E113d	0.0070
E105b	0.0050	E114a	0.0030
E106a	0.0050	E114b	0.0030
E106b	0.0050	E114c	0.0030
E106c	0.0045	E114d	0.0050
E107a	0.0045	E115a	0.0030
E107b	0.0045	E115b	0.0035
E108a	0.0040	E116	0.0040
E108b	0.0045		

Fonte: O autor

Conclusão

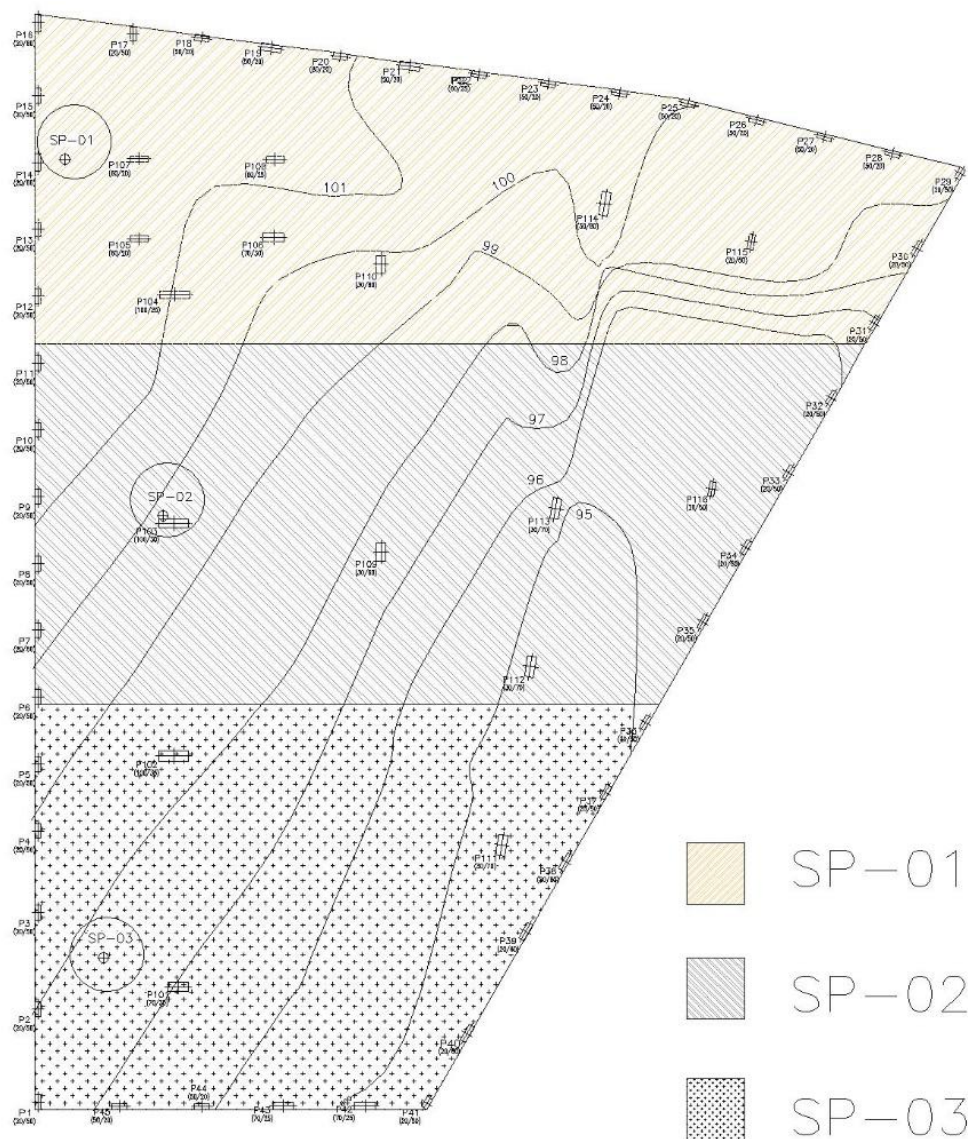
De acordo com a ABNT NBR 6122:2010 para obras que contemplem um número de estacas pré-moldadas de concreto superior a 100, deve ser feito a prova de carga estática. A quantidade de prova de carga deve ser de 1% do total de estacas da obra. Na presente pesquisa, em virtude da indisponibilidade local e do preço elevado da prova de carga das empresas mais próximas, o proprietário optou por não fazer a prova de carga. Entende-se que a prova de carga enriqueceria ainda mais esta pesquisa, confiabilizando ainda mais os resultados obtidos, mas em decorrência dessa situação não foi possível fazê-la.

Vale ressaltar, que o principal motivo que deu embasamento para que de início a pesquisa continuasse é o fato de inicialmente ter se obtido uma forte correlação entre os métodos dinâmicos e semiempíricos, sendo o mesmo alcançado por outros autores.

3.1.5 Determinação do perfil de sondagem utilizado

Como mencionado, o plano de sondagem inicial contemplava uma área menor do que a expressa na locação dos pilares, demonstrado pelo item 7.6, incluída no ANEXO A. Um número razoável de estacas ficou longe dos perfis de sondagem, porém, como os perfis de sondagem a percussão SP-01 e SP-02 tiveram resultados muito próximos e o SP-03 teve uma pequena variação, entende-se que a área total abrangida pelas estacas não sofriam variações tão discrepantes, e que estas sondagens poderiam ser utilizadas para efetuar o cálculo das mesmas. A figura 3.5 ilustra a área que foi estabelecida para cada perfil de sondagem.

Figura 3.5 Área de abrangência de cada sondagem



Fonte: O autor

Como critério para definir qual perfil de sondagem utilizar, observou-se a área de abrangência de cada uma, ou seja, utilizou-se o perfil de sondagem que distava o mínimo possível da estaca selecionada. A figura 3.5 e o quadro 3.1 ilustram as estacas e os respectivos perfis de sondagem selecionados para cada uma.

Quadro 3.1 Estacas e respectiva sondagem utilizada para cada uma

Estaca	SP	Estaca	SP	Estaca	SP	Estaca	SP
E1	SP-03	E24	SP-01	E101d	SP-03	E107b	SP-01
E2	SP-03	E25	SP-01	E101e	SP-03	E108a	SP-01
E3	SP-03	E26	SP-01	E102a	SP-03	E108b	SP-01
E4	SP-03	E27	SP-01	E102b	SP-03	E109a	SP-02
E5	SP-03	E30	SP-01	E102c	SP-03	E109b	SP-02
E6	SP-02	E31	SP-01	E102d	SP-03	E109c	SP-02
E7	SP-02	E32	SP-02	E102e	SP-03	E110a	SP-01
E8	SP-02	E33	SP-02	E102f	SP-03	E110b	SP-01
E9	SP-02	E34	SP-02	E103a	SP-02	E110c	SP-01
E10	SP-02	E35	SP-02	E103b	SP-02	E111a	SP-03
E11	SP-02	E36	SP-03	E103c	SP-02	E111b	SP-03
E12	SP-01	E38	SP-03	E103d	SP-02	E112a	SP-02
E13	SP-01	E39	SP-03	E103e	SP-02	E112b	SP-02
E14	SP-01	E40	SP-03	E103f	SP-02	E112c	SP-02
E15	SP-01	E41	SP-03	E104a	SP-01	E113a	SP-02
E16	SP-01	E42a	SP-03	E104b	SP-01	E113b	SP-02
E17a	SP-01	E42b	SP-03	E104c	SP-01	E113c	SP-02
E17b	SP-01	E43a	SP-03	E104d	SP-01	E113d	SP-02
E18	SP-01	E43b	SP-03	E105a	SP-01	E114a	SP-01
E19	SP-01	E44	SP-03	E105b	SP-01	E114b	SP-01
E21	SP-01	E45	SP-03	E106a	SP-01	E114c	SP-01
E22a	SP-01	E101a	SP-03	E106b	SP-01	E114d	SP-01
E22b	SP-01	E101b	SP-03	E106c	SP-01	E115a	SP-01
E23	SP-01	E101c	SP-03	E107a	SP-01	E115b	SP-01
						E116	SP-02

Fonte: O autor

3.1.6 Tratamento inicial dos dados

Objetivou-se detalhar nessa seção o tratamento dado aos materiais disponíveis, pressupondo o que foi executado e detalhado no próximo capítulo.

3.1.6.1 Número final de diagramas

Na primeira análise, das 101 estacas originais, foram retirados os 4 diagramas perdidos, E20, E28, E29 e E37. Além destas foram eliminadas na primeira análise, três estacas que tiveram registros analisados como ilegíveis, ou seja, a obtenção de informações ficou limitada. As estacas tidas como ilegíveis são as estacas E32, E33 e E41, cujos diagramas são exibidos a seguir:

Figura 3.6 Relatório de sondagem da estaca E32

SOLOS		SOLOS GEOTÉCNICA SONDAJENS - FUNDAÇÕES				RELATÓRIO DE CAMPO		
		Manhuaçu MG				CRAVAÇÃO DE ESTACAS PRÉ-MOLDADAS		
		sofosgeotecnica@gmail.com (33)8462-8770						
		MARIA D'AVILA SOARES						
		END. OBRA. ANTÔNIO CIMINI - BAIRRO SANTA ZITA - CARATINGA MG.						
SEÇÃO	E.N°	INICIO	FINAL	PROF. M	NEGA	SOLDAS	ELEM.	OBSERVAÇÕES
17x17	32	21108	21108	6 m	3 mm	1	1	Solda realizada, porém teve que ser esticada.
cravação	golpes							
0,5	1							
1	2							
1,5	2							
2	10							
2,5	8							
3	6							
3,5	7							
4	8							
4,5	10							
5	23							
5,5	38							
6	31							
6,5								
7								
7,5								
8								
8,5								
9								
9,5								
10								
10,5								
11								
11,5								
12								

Fonte: Cedido pela empresa solos geotécnica sondagens

Figura 3.7 Relatório de sondagem da estaca E33

SOLOS GEOTÉCNICA SONDAJENS - FUNDAÇÕES		Manhuaçu MG						RELATÓRIO DE CAMPO	
solosgeotecnica@gmail.com		(33)8462-8770						CRAVAÇÃO DE ESTACAS PRÉ-MOLDADAS	
MARIA D'AVILA SOARES		END.OBRA. ANTÔNIO CIMINI - BAIRRO SANTA ZITA - CARATINGA MG.							
SEÇÃO	E.N.º	INICIO	FINAL	PROF. M	NEGA	SOLDAS	ELEM.	OBSERVAÇÕES	
17x17	33	20108	20108	5,10m	0	0	1		
cravação	golpes								
0,5	1								
1	2								
1,5	3								
2	2								
2,5	3								
3	6								
3,5	5								
4	5								
4,5	8								
5	18								
5,5	5								
6									
6,5									
7									
7,5									
8									
8,5									
9									
9,5									
10									
10,5									
11									
11,5									
12									

Fonte: Cedido pela empresa solos geotécnica sondagens

Figura 3.8 Relatório de sondagem da estaca E41

SOLOS GEOTÉCNICA SONDAJENS - FUNDAÇÕES		Manhuaçu MG						RELATÓRIO DE CAMPO	
solosgeotecnica@gmail.com		(33)8462-8770						CRAVAÇÃO DE ESTACAS PRÉ-MOLDADAS	
MARIA D'AVILA SOARES		END.OBRA. ANTÔNIO CIMINI - BAIRRO SANTA ZITA - CARATINGA MG.							
SEÇÃO	E.N.º	INICIO	FINAL	PROF. M	NEGA	SOLDAS	ELEM.	OBSERVAÇÕES	
17x17	41	18108	18108	8,25m	11 mm	1	2		
cravação	golpes								
0,5	4								
1	4								
1,5	4								
2	3								
2,5	3								
3	5								
3,5	15								
4	8								
4,5	5								
5	8								
5,5	17								
6	20								
6,5	26								
7	28								
7,5	26								
8	23								
8,5									
9									
9,5									
10									
10,5									
11									
11,5									
12									

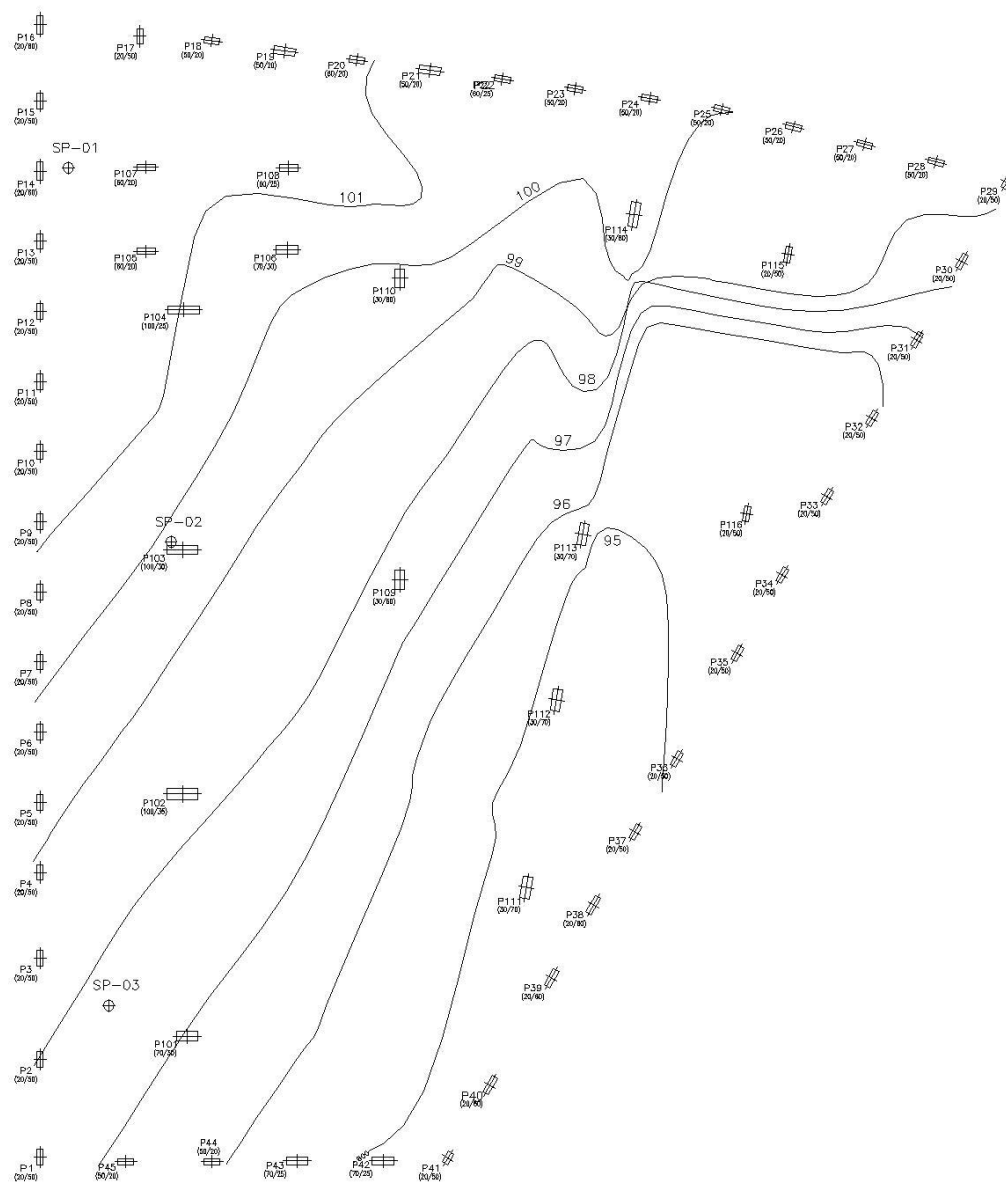
Fonte: Cedido pela empresa solos geotécnica sondagens

A estaca E32 teve a análise de ilegibilidade, pois, não há como medir o repique neste diagrama, apesar de ter anotação de nega, verifica-se que o manuseio do lápis na hora da cravação não foi da forma mais “firme” possível. A E33 teve registro incompleto e além disso apresentando sinais de picos e vales que não condizem com os demais registros. A estaca E41 teve a mesma análise que a E32. O número de estacas final para a primeira análise, portanto, foi de 94.

3.1.6.2 Levantamento topográfico

As curvas de níveis expressas no levantamento topográfico revelam a presença de um aclave acentuado em direção à estaca E16. A sondagem em questão foi realizada antes do serviço de terraplanagem, portanto, para que fosse possível verificar a capacidade de carga pelos métodos semiempíricos, tornou-se necessário em alguns casos considerar um corte no terreno (maioria das estacas), e na parte mais baixa entre as estacas E35 e E42 considerar uma pequena faixa de aterro.

Figura 3.9 Levantamento topográfico



Fonte: Realizado pelo topógrafo Marcos Vinicius de Melo

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

A seguir detalha-se os resultados obtidos na análise dos autores propostos, verificando inicialmente a correlação entre si dos autores que se baseiam nos métodos semiempíricos e entre si daqueles que se baseiam nos métodos dinâmicos. Posteriormente, faz-se a análise entre os métodos semiempíricos e dinâmicos.

Para efeito de compreensão, os autores analisados nessa pesquisa terão a chamada de seus nomes abreviados à respectiva inicial do nome, ficando portanto:

- CV para Chellis-Velloso;
- CR para Chellis e Rosa;
- AV para Aoki e Velloso;
- DQ para Décourt e Quaresma;

4.1 Capacidade de carga pelos métodos semiempíricos

Os valores de capacidade de carga pelos métodos de AV e DQ expressos na tabela a seguir, é referente às 97 estacas, levando em consideração um respectivo perfil de sondagem, além de uma medida de corte ou aterro para cada uma, de acordo com o levantamento topográfico representado na figura 3.9.

Tabela 4.1 Capacidade de carga pelos métodos semiempíricos (KN)

Estaca	DQ	AV	Estaca	DQ	AV
E1	638.64	1015.70	E8	492.43	721.76
E2	791.25	1352.69	E9	415.57	531.81
E3	358.46	419.32	E10	378.27	447.05
E4	501.67	633.81	E11	335.25	415.61
E5	690.06	986.08	E12	473.54	534.08
E6	693.13	873.46	E13	344.75	314.68
E7	432.57	554.61	E14	501.04	556.70

Continua

Tabela 4.1 Capacidade de carga pelos métodos semiempíricos (KN) *Continuação*

Estaca	DQ	AV	Estaca	DQ	AV
E15	355.73	409.02	E37	---	---
E16	391.07	440.00	E38	346.73	502.31
E17a	391.07	440.00	E39	280.60	401.16
E17b	399.73	447.04	E40	337.10	425.82
E18	450.33	504.43	E41	283.87	325.06
E19	297.96	343.77	E42a	827.43	1124.01
E20	---	---	E42b	827.43	1124.01
E21	257.06	270.68	E43a	971.22	1287.60
E22a	289.60	306.94	E43b	569.63	675.39
E22b	289.60	306.94	E44	767.59	1031.45
E23	209.28	225.25	E45	716.00	1020.98
E24	257.06	270.68	E101a	905.63	1237.45
E25	235.76	254.17	E101b	974.04	1348.80
E26	205.46	220.80	E101c	974.04	1348.80
E27	205.46	220.80	E101d	986.29	1341.00
E28	---	---	E101e	998.54	1333.30
E29	---	---	E102a	543.80	754.91
E30	180.66	183.97	E102b	928.43	1289.20
E31	138.18	144.70	E102c	990.20	1327.44
E32	218.73	343.86	E102d	959.58	1346.82
E33	149.78	128.38	E102e	959.58	1346.82
E34	297.46	451.87	E102f	959.58	1346.82
E35	412.43	577.10	E103a	388.75	471.07
E36	175.22	268.15	E103b	420.26	535.76

Continua

Tabela 4.1 Capacidade de carga pelos métodos semiempíricos (KN) *Continuação*

Estaca	DQ	AV	Estaca	DQ	AV
E103c	388.75	471.07	E110a	539.38	587.71
E103d	420.26	535.76	E110b	528.54	579.33
E103e	330.00	568.29	E110c	528.54	579.33
E103f	388.75	471.07	E111a	484.96	642.53
E104a	484.38	542.46	E111b	484.96	642.53
E104b	517.71	570.95	E112a	620.18	550.16
E104c	517.71	570.95	E112b	559.12	500.05
E104d	484.38	542.46	E112c	750.76	714.27
E105a	327.99	370.92	E113a	686.74	883.44
E105b	327.99	370.92	E113b	499.79	547.60
E106a	465.67	517.79	E113c	515.10	643.46
E106b	465.67	517.79	E113d	594.79	724.70
E106c	475.63	525.65	E114a	250.50	253.49
E107a	399.73	447.04	E114b	299.78	306.35
E107b	399.73	447.04	E114c	275.14	279.92
E108a	415.07	475.35	E114d	250.50	253.49
E108b	435.00	491.07	E115a	270.43	279.76
E109a	675.10	877.57	E115b	270.43	279.76
E109b	583.12	718.83	E116	499.79	547.60
E109c	675.10	877.57			

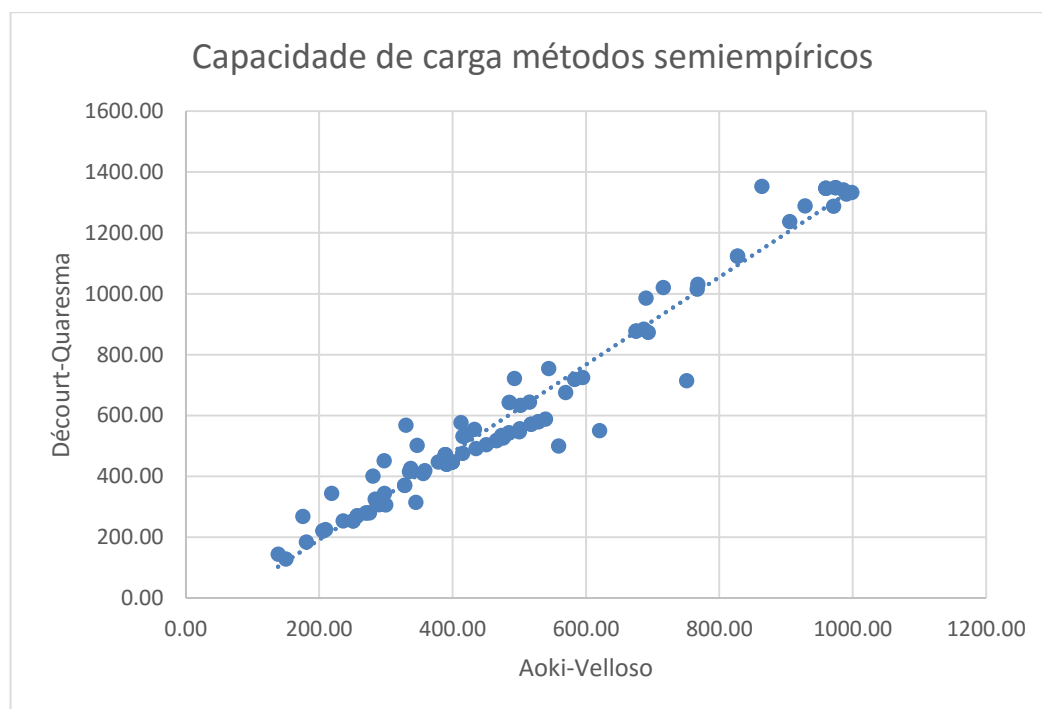
Fonte: O autor

Conclusão

Observa-se que foram poucas as estacas que apresentaram capacidade de carga superior pelo método de DQ em relação ao método de AV. Quando se utilizou os dois FS, a fim de atribuir o menor valor para DQ, ou seja, o FS deles e o de 2

prescrito pela ABNT NBR 6122:2010, observou-se que se utilizasse os fatores indicados pelos autores, a capacidade de carga seria maior em quase todas as estacas, isso traria para essa relação final valores bem mais próximos ao de AV, e em muitas vezes resultados superiores. A seguir, é exibido a figura 4.1, traz-se o gráfico de dispersão da capacidade de carga obtida pelos dois métodos semiempíricos propostos nesta pesquisa.

Figura 4.1 Correlação entre os métodos semiempíricos



Fonte: O autor.

Observa-se o ótimo relacionamento das duas variáveis, apresentando pontos homogêneos em relação à linha de tendência. Isso demonstra que os dois autores baseados nas definições semiempíricas de seus métodos, estimam a capacidade de carga com valores bem próximos um do outro, pois os métodos derivam de parcelas teóricas e práticas, tendo em comum as “raízes” teóricas. Utilizando as 97 estacas da relação final, o coeficiente de correlação entre as variáveis foi de 0.974, com média de 0.840 e desvio padrão de 0.118.

4.2 Capacidade de carga com base no repique elástico

Como citado no item 2.3, para os autores aqui propostos foram utilizados os fatores de correção e fatores de redução de acordo com o que outros pesquisadores utilizaram, respeitando a proposta original dos autores. A relação a seguir é referente a capacidade de carga obtida pelos métodos dinâmicos para as 94 estacas que tiveram seus registros preservados.

Tabela 4.2 Capacidade de carga pelos métodos dinâmicos (KN)

Estaca	CR	CV	Estaca	CR	CV
E1	446.45	564.55	E17a	390.93	431.25
E2	845.25	1185.94	E17b	450.47	568.24
E3	421.04	614.62	E18	540.29	608.35
E4	598.72	539.06	E19	247.77	213.65
E5	281.15	326.14	E20	---	---
E6	790.95	1078.13	E21	357.69	250.91
E7	496.36	775.48	E22a	383.18	345.00
E8	633.44	760.44	E22b	383.18	345.00
E9	405.83	582.69	E23	295.35	271.92
E10	606.43	456.26	E24	439.53	414.00
E11	579.68	260.72	E25	311.45	332.35
E12	564.85	497.60	E26	380.67	498.53
E13	426.53	398.08	E27	311.45	332.35
E14	510.67	431.25	E28	---	---
E15	316.32	212.31	E29	---	---
E16	390.93	431.25	E30	329.65	138.00

Continua

Tabela 4.2 Capacidade de carga pelos métodos dinâmicos (KN) continuação

Estaca	CR	CV	Estaca	CR	CV
E31	316.20	130.68	E102c	633.94	754.69
E32	---	---	E102d	654.79	794.41
E33	---	---	E102e	982.19	1475.33
E34	359.13	460.18	E102f	600.22	680.92
E35	531.10	736.00	E103a	600.92	431.25
E36	586.16	750.00	E103b	745.46	718.75
E37	---	---	E103c	686.77	646.88
E38	412.09	596.06	E103d	652.28	479.17
E39	336.11	430.82	E103e	779.21	718.75
E40	341.99	448.67	E103f	686.77	646.88
E41	---	---	E104a	535.83	462.05
E42a	674.77	912.53	E104b	610.83	673.83
E42b	506.08	580.70	E104c	610.83	673.83
E43a	994.88	1474.08	E104d	602.81	616.07
E43b	738.95	1056.61	E105a	379.71	527.85
E44	905.68	1396.72	E105b	271.22	293.25
E45	540.96	759.00	E106a	517.00	570.33
E101a	1073.44	1677.08	E106b	517.00	570.33
E101b	1050.02	1601.18	E106c	446.81	429.42
E101c	840.02	1174.20	E107a	337.85	324.71
E101d	726.13	942.05	E107b	337.85	324.71
E101e	615.07	718.75	E108a	506.76	456.26
E102a	748.40	898.44	E108b	510.22	521.44
E102b	790.95	1078.13	E109a	686.77	862.50

Continua

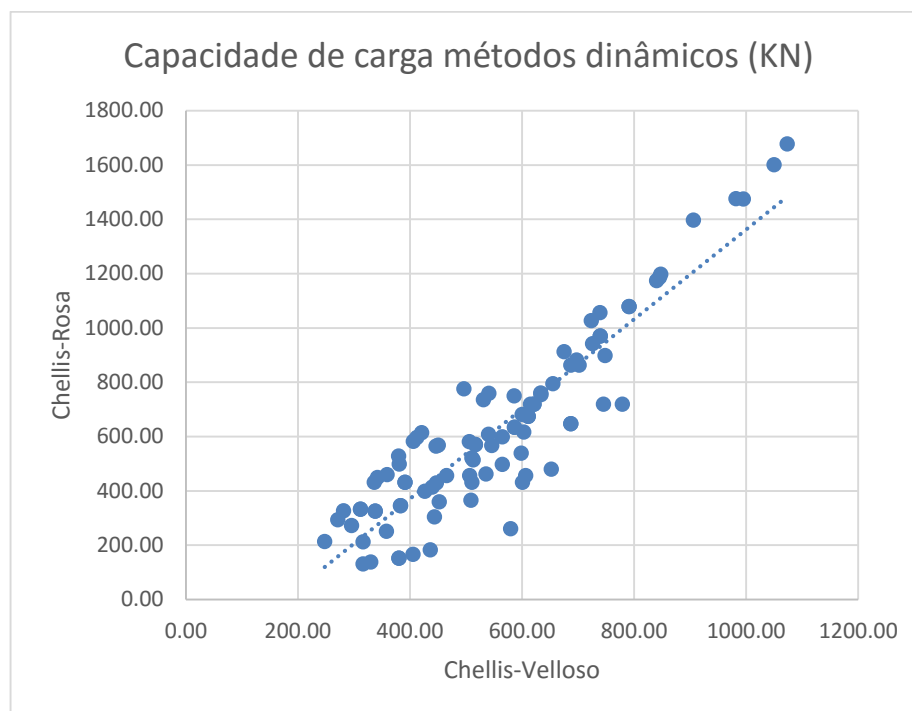
Tabela 4.2 Capacidade de carga pelos métodos dinâmicos (KN) continuação

Estaca	CR	CV	Estaca	CR	CV
E109b	847.45	1197.92	E113b	564.97	598.96
E109c	739.59	970.31	E113c	702.17	862.50
E110a	621.46	718.75	E113d	739.59	970.31
E110b	586.55	634.19	E114a	435.96	182.51
E110c	586.55	634.19	E114b	380.07	152.09
E111a	465.30	456.26	E114c	405.47	165.91
E111b	723.80	1026.59	E114d	508.62	365.01
E112a	545.66	567.43	E115a	380.07	152.09
E112b	621.46	718.75	E115b	443.41	304.18
E112c	512.56	513.39	E116	451.97	359.38
E113a	697.57	882.10			

Fonte: O autor.

conclusão

O gráfico de dispersão obtido entre os dois autores baseados nos métodos dinâmicos é o demonstrado a seguir pela figura 4.2.

Figura 4.2 Correlação entre os métodos dinâmicos

Fonte: O autor

O coeficiente de correlação obtido foi de 0.914, valor que é claramente exposto no gráfico de dispersão acima, com poucos pontos discrepantes. A média para o relacionamento obtido foi de 1.033, com desvio padrão de 0.441.

O objetivo em se correlacionar os autores de cada método é o de comprovar a existência de similaridade ou não entre os resultados, contribuindo para uma posterior análise.

4.2.1 Relação global da capacidade de carga pelos métodos semiempíricos e dinâmicos.

A seguir detalha-se a relação das estacas que apresentaram capacidade de carga maior pelo métodos dinâmicos quando comparados aos métodos semiempíricos ou vice-versa. De forma geral, com exceção da relação CR-AV, as outras três análises apresentaram valores de capacidade de carga superior pelos métodos dinâmicos quando comparados com os métodos semiempíricos.

O método de Décourt e Quaresma foi o que se apresentou mais conservador, apresentando para a maioria das estacas capacidade de carga inferior ao conferido pelo método dinâmicos.

- Chellis-Velloso apresentou 60,63% das estacas com capacidade de carga superior quando comparado ao método de Aoki-Velloso,
- Chellis-Velloso apresentou 76,59% das estacas com capacidade de carga superior quando comparado com Décourt-Quaresma.
- Chellis-Rosa apresentou 48,9% das estacas com capacidade de carga superior ao obtido por Aoki-Velloso.
- Chellis-Rosa apresentou 72,34% das estacas com capacidade de carga superior, quando comparado ao método de Décourt-Quaresma

O resultado é próximo do que conclui SILVA (2013), que comparou a capacidade de carga obtida por meios semiempíricos e dinâmicos (repique) com valores de capacidade de carga verificado pela prova de carga. Ele constatou que os métodos de AV e DQ apresentaram capacidade de carga conservadores, enquanto que os valores obtidos pelos métodos dinâmicos apresentaram resultados bem precisos.

4.3 Exemplo de cálculo da estaca E1

Como citado anteriormente, todos os dados foram trabalhados em planilhas eletrônicas, elaboradas pelo próprio autor, onde se entra com os dados básicos e os valores finais são calculados de forma automática. A seguir, será mostrado os cálculos manuais dos quatros autores propostos (dinâmicos e semiempíricos) para a estaca E1. Como o objetivo dessa demonstração de cálculo não é o de mostrar que os métodos são bons ou maus parâmetros de correlação, definiu-se a primeira estaca da relação como a que será utilizada como demonstração dos cálculos.

De acordo com a equação 2.5, detalhada no item 2.3, a resistência de ponta obtida para a estaca E1 pelo método de DQ é o que se segue:

$$R_p = 250 * \left(\frac{50 + 40 + 46}{3} \right) * 0.04 =$$

$$R_p = 453.3 \text{ KN}$$

A resistência lateral do fuste é calculada com base na equação 2.6. Há duas possibilidades de se realizar o cálculo da resistência lateral, dividindo os cálculos por camadas de solo, ou fazer a cada metro, simplesmente multiplicando a camada por uma unidade. Nos cálculos a seguir, serão demonstrados camada por camada.

1° camada

A primeira camada é composta por argila siltosa, com espessura de 1 metro. Portanto, a primeira parcela de carga sendo resistida pela ponta é o obtido a seguir.

$$R_l = 10 * \left[\left(\frac{7}{3} \right) + 1 \right] * 0.8 * 1,0$$

$$R_l = 26.67 \text{ KN}$$

2° camada

A segunda camada tem o silte arenoso como material constituinte, com espessura da camada de 5 metros.

$$R_l = 10 * \left[\frac{\left(\frac{9 + 6 + 31 + 35 + 44}{5} \right)}{3} + 1 \right] * 0.8 * 5,0$$

$$Rl = 373.33 \text{ KN}$$

3° camada

A terceira camada tem a argila siltosa como material constituinte. A espessura da camada é de 2 metros.

$$Rl = 10 * \left[\frac{\left(\frac{50 + 50}{2} \right)}{3} + 1 \right] * 0.8 * 2,0$$

$$Rl = 282.66 \text{ KN}$$

4° camada

A quarta camada é composta por silte arenoso, tendo espessura da camada de 3 metros, porém, como os outros dois metros foram utilizados na ponta, os mesmos não podem ser utilizados aqui, ficando a espessura para essa camada de 1 metro.

$$Rl = 10 * \left[\frac{(50)}{3} + 1 \right] * 0.8 * 1,0$$

$$Rl = 141.33 \text{ KN}$$

A resistência lateral total para a estaca E1 é de 823.99 KN e a resistência oferecida pela ponta da estaca é 453.3 KN. A resistência total é obtida de acordo com a equação 2.4.

$$Qr = 823.99 + 453.3$$

$$Q_r = 1277.29 \text{ KN}$$

Assim como mencionado no item 2.3, deve-se verificar o método de DQ tanto pelo FS que os autores propõe, quanto o FS global que instrui a ABNT NBR 6122:2010. O valor admissível de capacidade de carga vai ser o menor valor entre as duas propostas.

Utilizando o FS igual a 2:

$$Q_u = \frac{1277.29}{2} =$$

$$Q_u = 638.64 \text{ KN}$$

Utilizando os fatores propostos pelos autores do método:

$$Q_u = \frac{823.99}{1.3} + \frac{453.3}{4} =$$

$$Q_u = 747.16 \text{ KN}$$

Em praticamente todas as estacas a capacidade de carga foi menor utilizando o FS igual a 2.

4.3.2 Aoki e Velloso

Como foi mencionado no item 2.3, o método que inicialmente foi proposto com a utilização de dados de ensaio CPT, teve uma adequação/correlação para poder ser aplicado os resultados dos ensaios SPT. Como as estacas utilizadas nesta pesquisa

são pré-moldadas, os fatores f_1 e f_2 são calculados manualmente pela equação 2.14, sendo f_2 o dobro de f_1 .

Assim como utilizado no método de DQ, o local da estaca E1 houve a consideração de um corte aproximado de 2 metros. A capacidade de carga oferecida pela lateral do fuste, com base na equação 2.11 é:

1° camada

$$\bar{N} = (6+7)/2; K = 220 \text{ KPa e } \alpha = 0.04$$

$$Rl = \frac{0.04 * 220 * 7 * 0.8 * 1}{2.5} = 19.71 \text{ KN}$$

2° camada

$$\bar{N} = (9+6+31+35+44)/5; K = 550 \text{ KPa e } \alpha = 0.022$$

$$Rl = \frac{0.022 * 550 * 25 * 0.8 * 5}{2.5} = 484 \text{ KN}$$

3° camada

$$\bar{N} = (50+50)/2; K = 220 \text{ KPa e } \alpha = 0.04$$

$$Rl = \frac{0.04 * 220 * 50 * 0.8 * 2}{2.5} = 281.6 \text{ KN}$$

4° camada

$$\bar{N} = (50+50+40)/3; K = 550 \text{ KPa, } \alpha = 0.04$$

$$Rl = \frac{0.022 * 550 * 46.67 * 0.8 * 3}{2.5} = 542.11 \text{ KN}$$

A resistência lateral total, que é o somatório de todas as camadas é 1327.42 KN.

De acordo com as equações 2.10 e 2.12, a resistência de ponta é a que se segue:

$$R_p = 0.04 * \left(\frac{550 * 40}{1.25} \right) = 704 \text{ KN}$$

A Capacidade de carga admissível oferecida pelo sistema solo estrutura da estaca E1, pelo método de Aoki e Velloso, obtida pela equação 2.15 é:

$$Q_r = \frac{1327.42 + 704}{2} = \frac{2031.42}{2} = 1015.71 \text{ KN}$$

4.3.3 Chellis modificada por Velloso

Velloso se baseou na formulação de Chellis que já era utilizada há muito tempo no meio profissional e adequou-a a fim de obter melhores resultados. Como na obra da presente pesquisa não houve ensaio de prova de carga, nem dinâmico, nem estático, procurou-se adotar coeficientes de correção assim como o proposto pelos autores originais. Os resultados obtidos a seguir é com base na equação 2.16, expressos no item 2.3.

$$R_u = \frac{(0.007 - 0.0025) * 0.04 * 24150000}{0.7 * 11} =$$

$$R_u = 564.54 \text{ KN}$$

4.3.4 Chellis modificado por Rosa

A proposta de Rosa, em relação ao método originalmente proposto por Chellis e o indicado por Velloso, difere exatamente na introdução de um outro fator de correção. A capacidade de carga para CR é obtido de acordo com a equação 2.17, tendo o seguinte valor para a estaca E1:

$$Ru = \frac{(0.03 * 11 + 0.5) * (0.7 * 0.0070) * 24150000 * 0.04}{0.8 * 11} =$$

$$Ru = 446.44 \text{ KN}$$

Observando a demonstração de cálculo para a estaca E1, verifica-se um resultado não muito bom, podendo gerar uma interpretação de que globalmente os resultados não convergem. Contudo, como já mencionado, a E1 não representa o todo. Ela foi escolhida por ser a primeira da série. Fica a observação de que existem estacas com relação ótima, mediana, e fraca. Essas diferenças é que fazem com que o coeficiente de correlação não seja perfeito.

4.4 Correlação entre os métodos baseados no repique e os semiempíricos.

Como o principal objetivo desta pesquisa é verificar a real relação dos métodos dinâmicos baseados na utilização do repique elástico com os métodos semiempíricos, pretende-se a seguir trazer 4 análises entre os métodos referidos.

4.4.1 Chellis/Velloso e Aoki/Velloso.

Primeiramente foi calculado o grau de relacionamento entre os autores CV e AV. Para essa etapa foi elaborado uma planilha no Excel a fim de verificar tanto o

coeficiente r , quanto a média e o desvio padrão da relação. Os seguintes valores foram obtidos:

Coeficiente de Pearson = 0.754

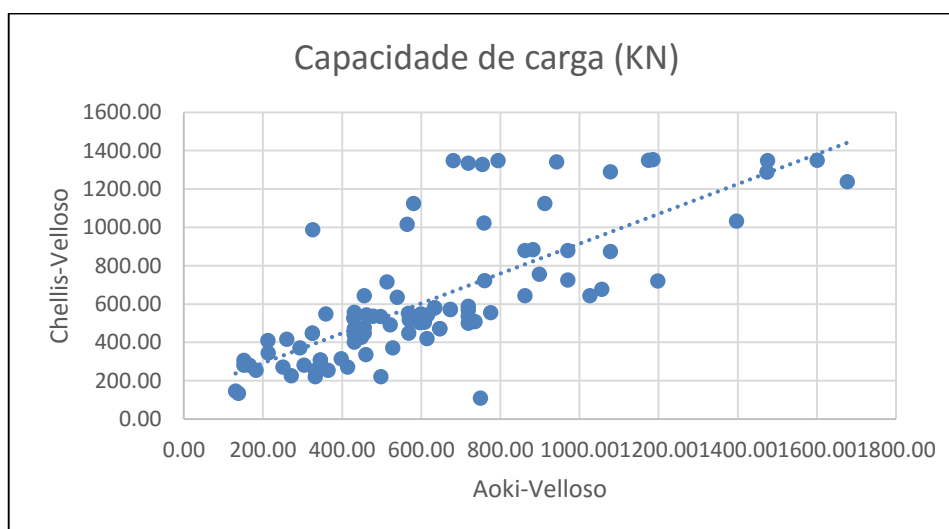
Média = 1.104

Desvio padrão = 0.686

Conforme item 2.4.2, este valor do coeficiente r é tido como forte, pois está muito próximo de 1.

Como o objetivo foi utilizar o coeficiente e o diagrama de dispersão, o mesmo também foi elaborado para efeito de visualização. Relacionando as duas variáveis no Excel e atribuindo uma reta que traça os pontos que tendem a ficar mais próximos da média.

Figura 4.4 Correlação entre CV e AV



Fonte: O autor

Visualmente vê-se que o gráfico apresenta resultado semelhante ao apresentado pelo coeficiente r , porém, com alguns pontos altamente discrepantes em relação à linha de tendência. Ao término da análise prévia será proposto uma intervenção no tratamentos desses pontos.

4.4.2 Chellis/Velloso e Décourt/Quaresma

Na primeira análise para estes autores os seguintes valores foram obtidos:

Coefficiente de correlação linear de Pearson = 0.741

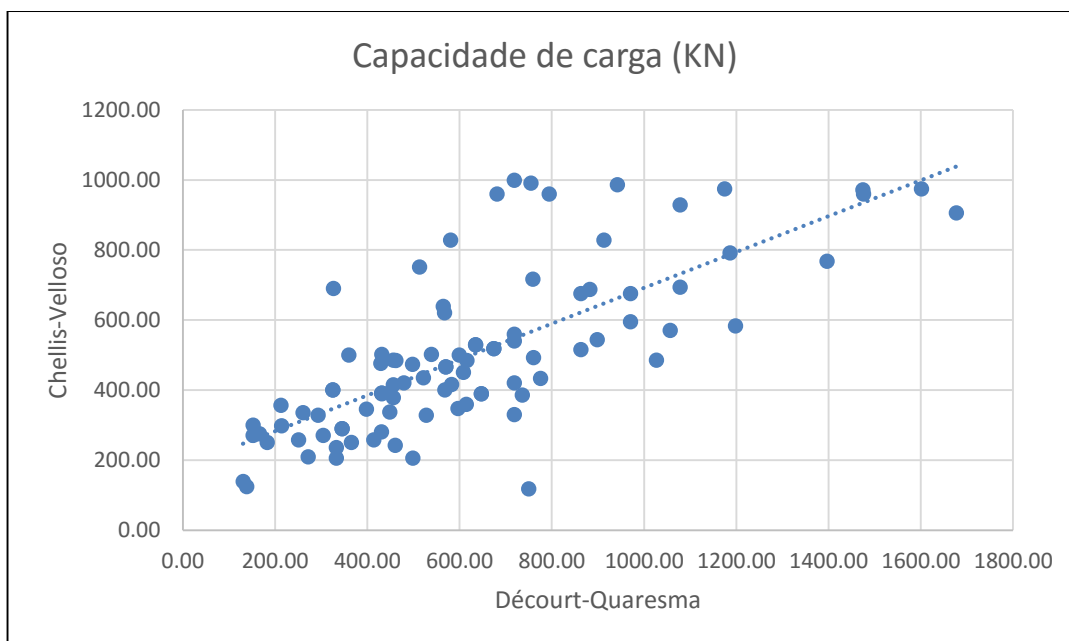
Média da relação entre um autor e outro = 1.308

Desvio padrão = 0.669

O coeficiente r nessa situação também é considerado forte.

O gráfico de dispersão para a relação entre estes dois autores é o apresentado a seguir:

Figura 4.5 Correlação entre CV e DQ



Fonte: O autor

4.4.3 Chellis/Rosa e Décourt/Quaresma

Os seguintes coeficientes foram obtidos na relação entre os dois autores:

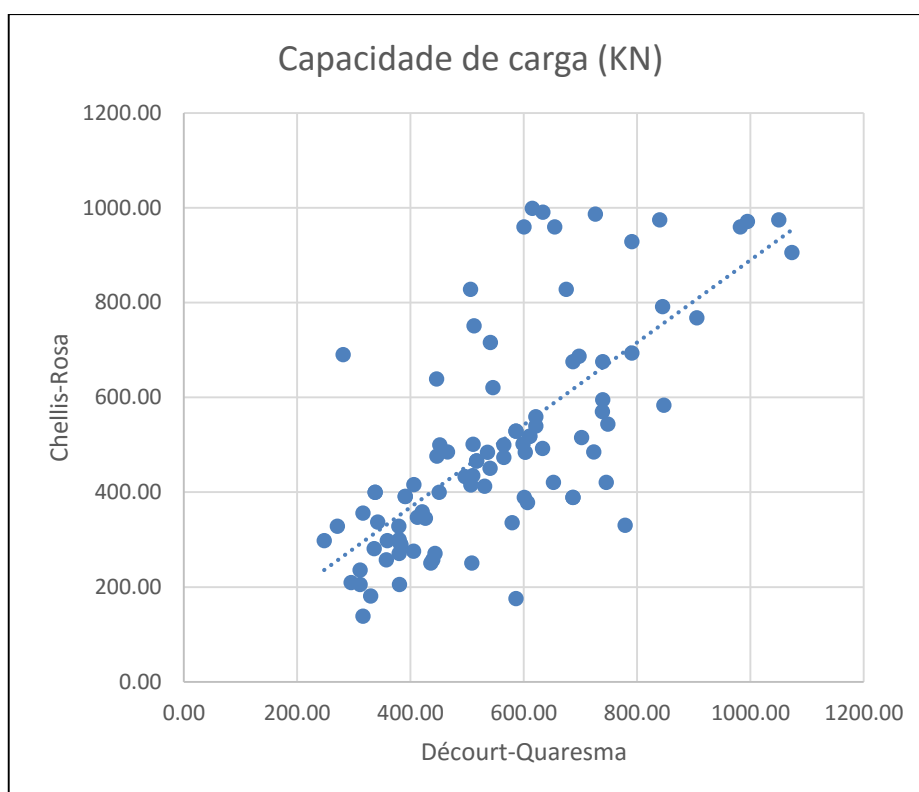
Coefficiente de correlação de Pearson = 0.703

Média = 1.218

Desvio padrão = 0.421

Para a relação dos dados com base nos autores citados neste item, o coeficiente de correlação também é classificado como forte. Para esta análise obteve-se o seguinte diagrama:

Figura 4.6 Correlação entre CR e DQ



Fonte: O autor

4.4.4 Chellis/Rosa e Aoki/Velloso

Por fim, para a primeira abordagem, os seguintes valores são os obtidos pelos autores CR e AV:

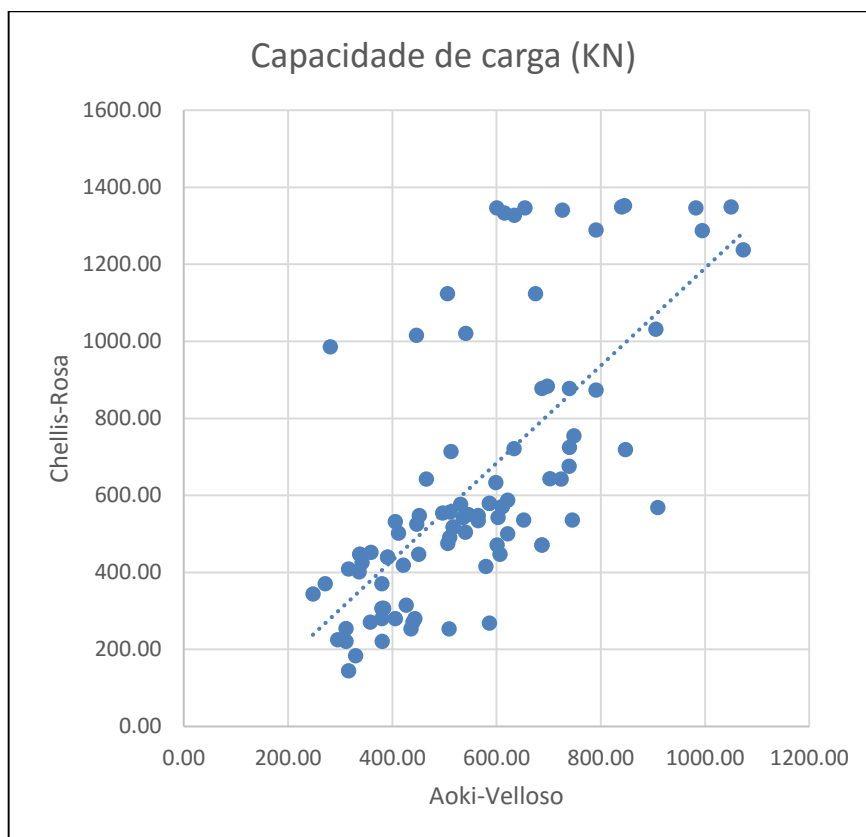
Coeficiente de Pearson = 0.694

Média = 1.028

Desvio padrão = 0.376

Estes autores tiveram a relação considerada como forte. A figura 4.7 ilustra a tendência dos dados em torno da reta.

Figura 4.7 Correlação entre CR e AV



Fonte: O autor

Antes de propor outra abordagem, observa-se que para as quatro análises, o coeficiente está se apresentando como forte.

Observando os gráficos, verifica-se alguns pontos discrepantes sobre a tendência dos demais. Estes pontos, os chamados outliers podem trazer uma conclusão não verdadeira sobre a maioria.

Pela linha de tendência expressa no gráficos, verifica-se que independente dos valores de r , existe uma correlação entre as variáveis. A análise a seguir, visa retirar os outliers da relação, justamente para propiciar uma outra abordagem, indicando a validade ou não desses pontos.

4.5 Identificação de Outliers

Utilizando o método baseado na amplitude interquartil (IQR), definiu-se intervalos limites onde a maioria dos valores estivessem presentes, permitindo uma análise mais específica daqueles pontos que não estão compreendidos no respectivo intervalo.

Vale ressaltar que a proposta de identificação de outliers não é a de forçar a obtenção de um coeficiente alto, ou seja, melhor do que o que realmente foi calculado. Esta ferramenta estatística ajuda na identificação de pontos que podem estar influenciando demasiadamente os resultados, podendo inferir numa situação irreal.

4.5.1 Chellis-Velloso e Aoki-Velloso

Com a capacidade de carga dos dois métodos, fez-se primeiro a relação da capacidade de carga entre os autores, no caso (CV/AV). Fez isso para todas as estacas e posteriormente tirou a média desse valor. Procedeu-se calculando os valores presentes no quartil 1 e no quartil 3 de acordo com as equações 2.22 e 2.23. Os limites inferiores e superiores foi calculado de acordo com as equações 2.24 e 2.25, respectivamente.

Os valores de média, quartil 1, quartil 3, IQR, limite superior e limite inferior estão expressos no quadro a seguir:

Quadro 4.1 Valores baseado no IQR para CV e AV

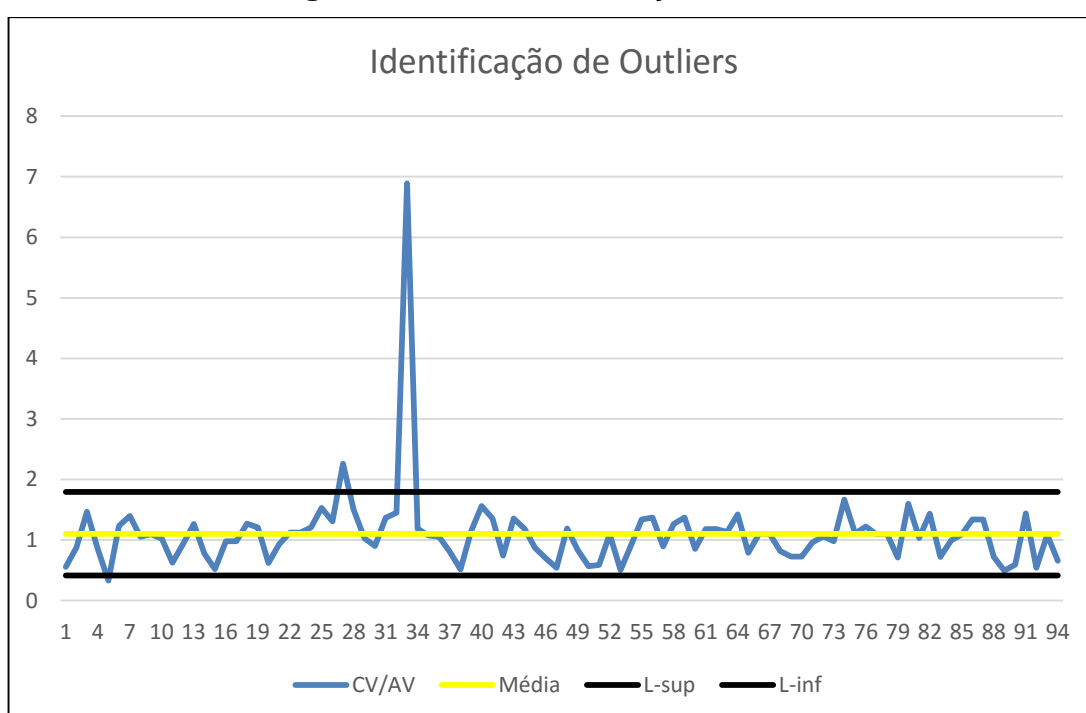
Média	Quartil 1	Quartil 3	IQR	L-sup	L-inf
1.104	0.806	1.266	0.460	1.793	0.413

Fonte: O autor

Com base nessa análise, verificou-se que todos os pontos que estejam abaixo de 0.413 ou acima de 1.793 são outliers e podem estar influenciando na interpretação final dos resultados. As seguintes estacas fugiram desse intervalo: E5, E26 e E36.

Para contribuir com a análise dos outliers, elaborou-se um gráfico de linhas, atribuindo nele os intervalos obtidos com base no método da amplitude interquartil, ficando da seguinte forma:

Figura 4.8 Outliers na relação CV e AV



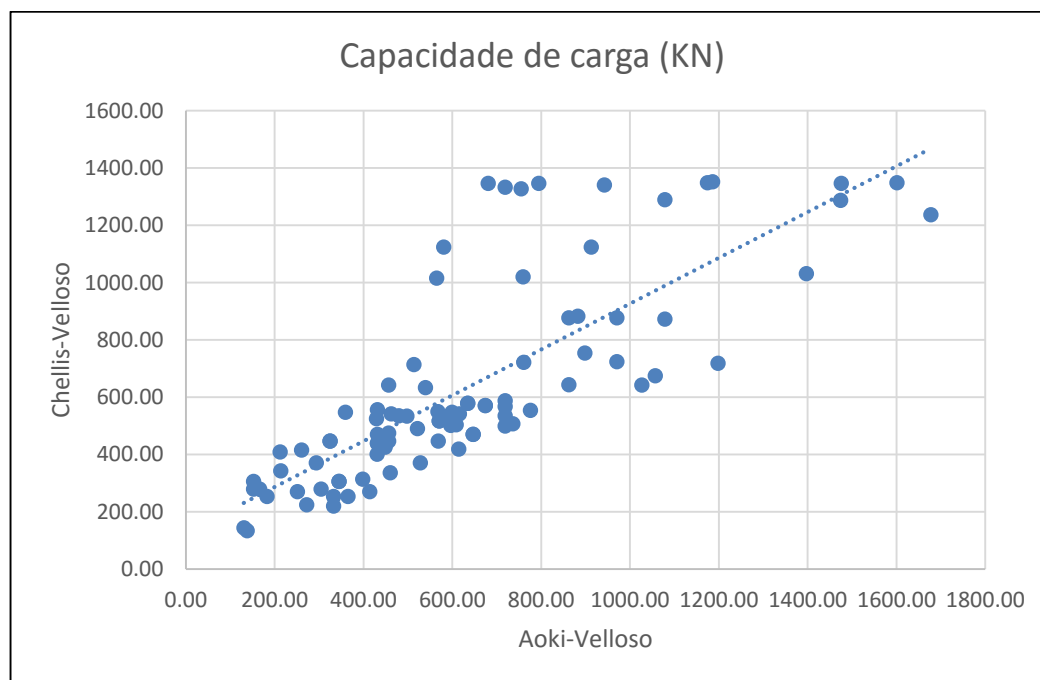
Fonte: O autor

Com base no quadro 4.1 e na figura 4.8, observa-se que dois pontos extrapolam o limite superior, sendo um deles de forma muito acentuada, e observa-se também que um ponto ultrapassa o limite inferior.

As três estacas foram retiradas para uma reavaliação do coeficiente de Pearson, portanto, agora o número de estacas analisadas foi 91. O novo coeficiente de Pearson calculado foi 0.790, com média de 1.036 e desvio padrão de 0.296. Este novo coeficiente r ainda se enquadra no intervalo para ser considerado forte, porém, agora bem mais próximo do intervalo considerado "Absoluto".

Observa-se pelo novo diagrama de dispersão que houve uma significativa melhora na homogeneização dos dados, tendo ainda pequenos valores que não tiveram excelentes correlações, mais estando dentro do limites calculados, não sendo, portanto, considerado comprometedores do resultado final.

Figura 4.9 Diagrama de dispersão da correlação entre CV e AV sem os outliers



Fonte: O autor

As três estacas mencionadas, que se enquadram como outliers, não tem muita explicação, visto que existem diversas variáveis envolvidas que podem influenciar principalmente na obtenção da capacidade de carga pelos métodos dinâmicos. No decorrer desta pesquisa, essa posição será melhor explorada.

4.5.2 Chellis-Velloso e Décourt e Quaresma

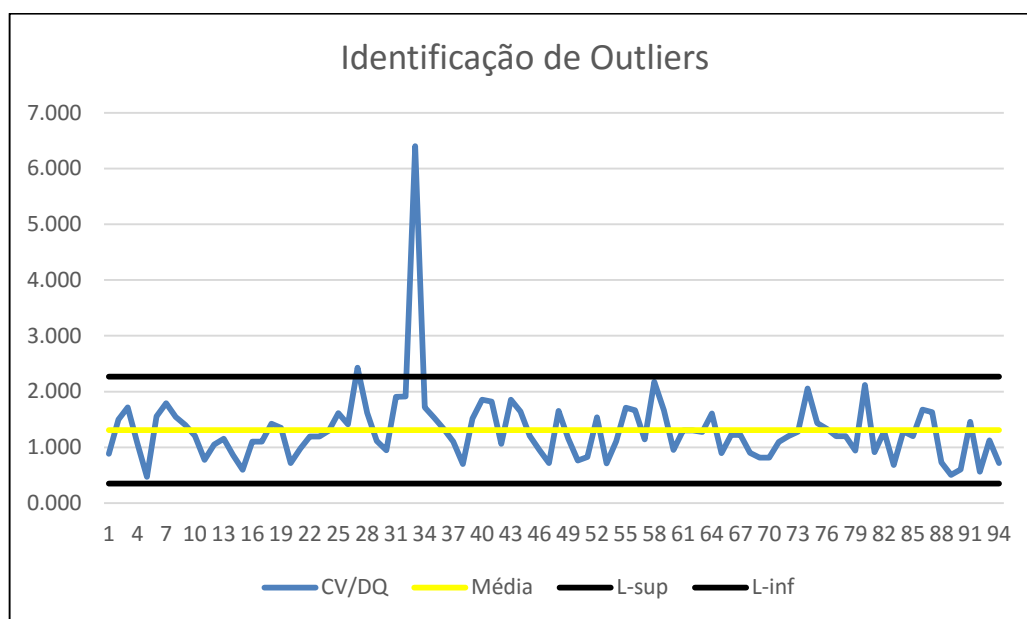
Procedeu-se da mesma forma para estes autores, no que tange a identificação dos outliers e obtenção de novo coeficiente e diagrama. Os resultados são os demonstrados a seguir:

Quadro 4.2 Valores baseado no IQR para CV e DQ

Média	Quartil 1	Quartil 3	IQR	L-sup	L-inf
1.308	0.944	1.582	0.638	2.265	0.351

Fonte: O autor

Para estes autores, analisando a relação do índice dos mesmos, as seguintes estacas não estão dentro do intervalo limite: E26 e E36. Isso é demonstrado mais claramente na figura 4.10. O número de estacas analisadas agora será de 92.

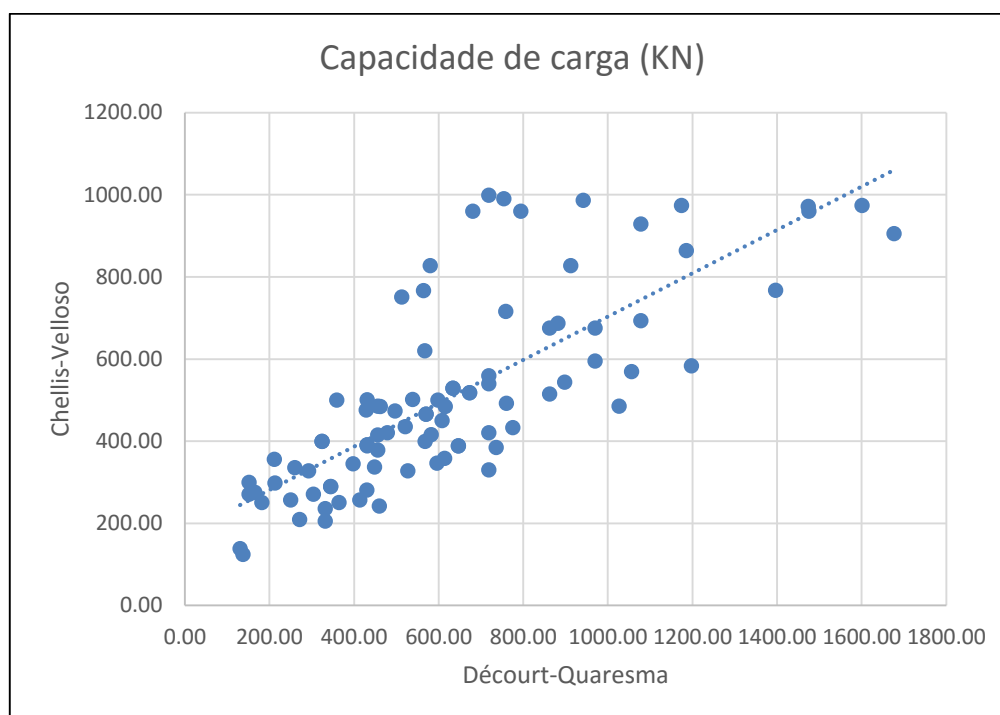
Figura 4.10 Outliers na relação entre CV e DQ

Fonte: O autor

O novo coeficiente de Pearson obtido com a eliminação dos dois outliers apresentado foi de 0.776 com média de 1.249 e desvio padrão de 0.387. Para este coeficiente, o grau de relacionamento entre as variáveis é tida como forte.

Tendo um número razoável de pontos “dispersos”, o novo digrama para estes autores é o expresso na figura 4.11.

Figura 4.11 Diagrama de dispersão da correlação entre CV e DQ sem os outliers



Fonte: O autor

Os pontos observados tendendo a se afastar da linha de tendência tiveram resultados bem próximos dos limites calculados, porém, como não ultrapassaram o limite, não retirou-os da relação.

4.5.3 Chellis-Rosa e Décourt e Quaresma

Mesmo não tendo o módulo de elasticidade dinâmico, utilizou-se a proposta de CR, entendendo de antemão que este quesito poderia ser determinante nos resultados. Os dados a seguir trazem melhores objeções sobre os valores.

Quadro 4.3 Valores baseado no IQR para CR e DQ

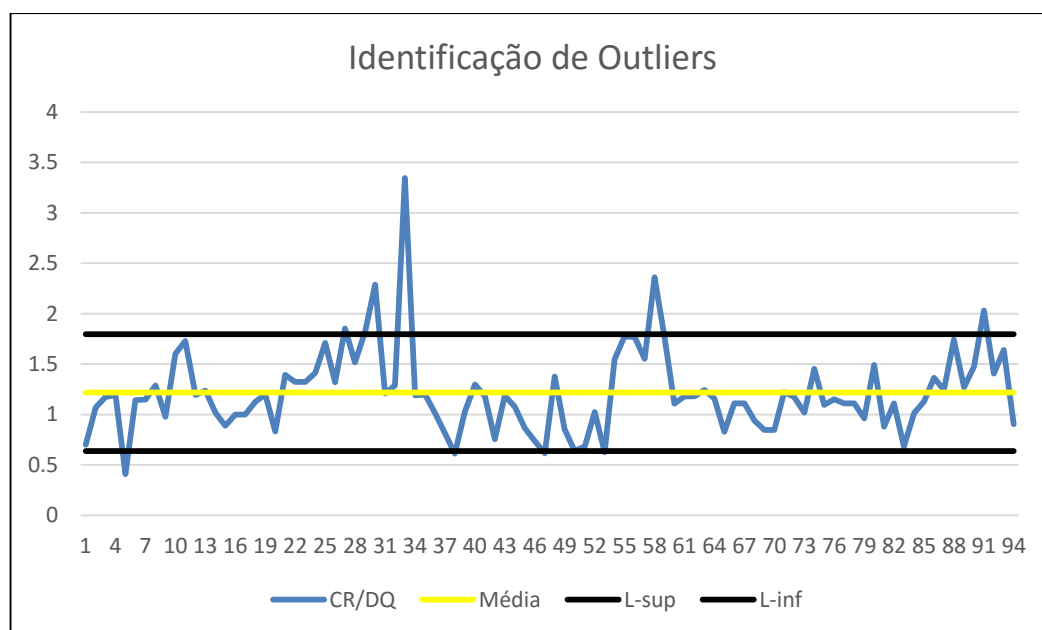
Média	Quartil 1	Quartil 3	IQR	L-sup	L-inf
1.218	0.994	1.380	0.386	1.797	0.639

Fonte: O autor

As estacas que extrapolaram o limite de 1,797 e 0.639 foram muitas, são estas: E1, E5, E26, E30, E31, E36, E103F e E114D. O número total de estacas analisadas foi de 86, número bem abaixo do que o obtido com o método proposto por Velloso.

Na figura a seguir, é possível confirmar as estacas que divergem do intervalo estabelecido.

Figura 4.12 Outliers na relação entre CR e DQ

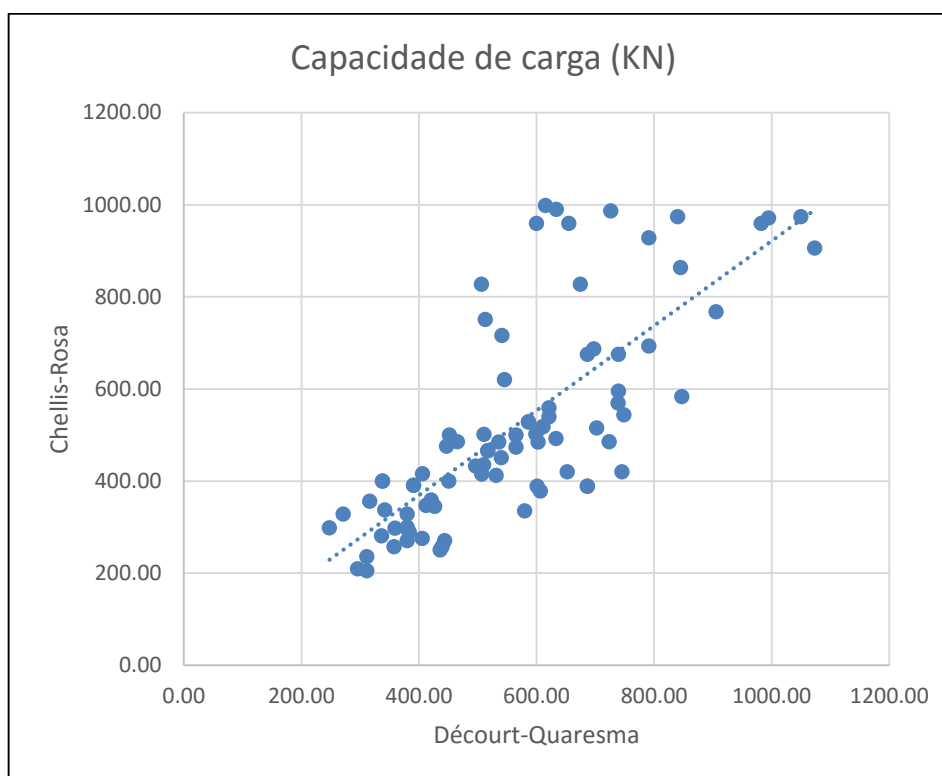


Fonte: O autor

Apesar do grande número de outliers, o novo coeficiente de correlação obtido foi de 0.725, a nova média obtida foi de 1.154 com desvio padrão de 0.293. Verificou-se duas situações principais na correlação entre o relacionamento desses dois autores, primeiro o alto número de pontos discrepantes, e o segundo é o aumento tímido do coeficiente de Pearson.

O novo digrama, sem as 8 estacas eliminadas, é o expresso a seguir:

Figura 4.13 Diagrama de dispersão da correlação entre CR e DQ sem os outliers



Fonte: O autor

4.5.4 Chellis-Rosa e Aoki-Velloso

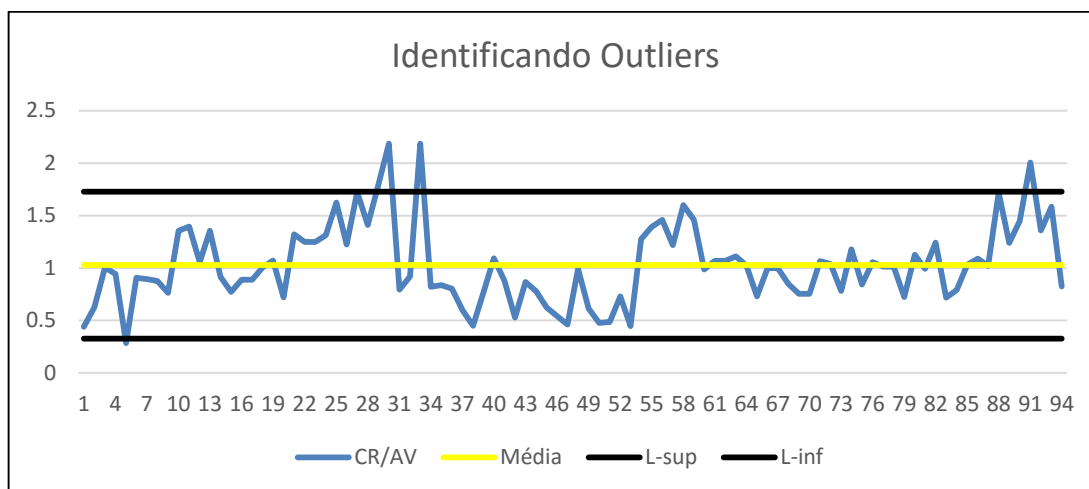
Quadro 4.4 Valores baseado no IQR para CR e AV

Média	Quartil 1	Quartil 3	IQR	L-sup	L-inf
1.028	0.777	1.244	0.466	1.728	0.327

Fonte: O autor

Assim como quando se relacionou os autores CR com DQ, na relação de CR e AV, obteve-se muitas estacas extrapolando os L-sup e L-inf. As seguintes estacas extrapolaram os limites calculados: E5, E30, E31, E36, e E114D. Com essas 5 estacas excluídas, o número total de estacas analisadas foi de 89.

Figura 4.14 Outliers na relação entre CR e AV

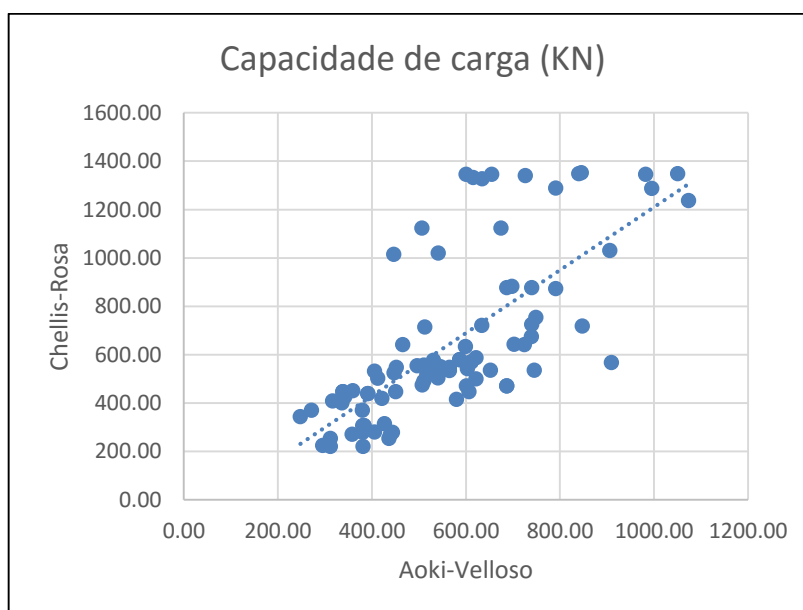


Fonte: O autor

Com o novo número de estacas, o novo coeficiente de correlação linear foi de 0.721, com média de 0.991 e desvio padrão de 0.306.

Da mesma forma que a relação de CR e DQ, a relação de CR e AV apresentou um número considerável de outliers, verificando também que o crescimento do coeficiente de correlação foi tímido para a análise desses autores. O novo diagrama de dispersão é o demonstrado a seguir:

Figura 4.15 Diagrama de dispersão da correlação entre CR e AV sem os outliers



Fonte: O autor

O quadro resumo a seguir traz a relação dos valores originais e com intervenções, possibilitando uma análise da real influência que os pontos discrepantes gerou nos resultados.

Quadro 4.5 Relação com e sem Outliers

Autores	Valores originais			Valores sem outliers		
	Coeficiente de Pearson	Média	Desv. pad	Coeficiente de Pearson	Média	Desv. pad
CV-AV	0.754	1.104	0.686	0.790	1.036	0.296
CV-DQ	0.741	1.308	0.669	0.776	1.249	0.387
CR-AV	0.694	1.028	0.376	0.721	0.991	0.306
CR-DQ	0.703	1.218	0.421	0.725	1.154	0.293

Fonte: O autor

Conclui-se na presente pesquisa, o mesmo que Júnior (2003), onde cita que como resultado da experiência no controle de cravação de diversas estacas pré-moldadas, observou que o método proposto por Chellis apresenta capacidade de carga superior quando comparados aos métodos semiempíricos, isso para estacas com comprimento inferiores a 20 m, tendo comportamento contrário quando o comprimento é superior a 20 m. Como os métodos dinâmicos aqui propostos diferem muito pouco da proposta original de Chellis, entende-se que de forma geral essas conclusões/observações são válidas para efeito de comparação.

As estacas listadas como outliers e as demais que não tiveram uma boa relação, são justificadas, pois, acredita-se que estas estejam compreendidas dentro das variáveis que não são controladas, mais que influenciam no resultado final. Pode-se citar dentre as diversas variáveis observadas as que se seguem:

- Utilização generalizada da parcela de deslocamento elástica do solo;
- O fator de correção proposto pelos autores dinâmicos;
- O coeficiente C de Décourt e Quaresma que não detalha as subdivisões do solo;
- As dificuldades na obtenção das medidas de repique;
- Possível variação do perfil geotécnico em questão de metros;

Chellis-Rosa foram os que apresentaram menor coeficiente de correlação. Justifica-se para estes autores em específico (além das variáveis já listadas anteriormente) que na presente pesquisa não foi possível a obtenção do módulo de elasticidade dinâmico do concreto da estaca, sendo utilizado somente o módulo de elasticidade secante.

4.6 Comparação com outros autores

Querelli (2012) utilizou dentre outros autores, o método de Chellis modificado por Rosa. Para efeito de validação, ele utilizou o ensaio de carregamento dinâmico, simulando as condições de serviço da estaca. Os resultados obtidos foram satisfatórios, pois, a capacidade de carga obtida pelo método de Chellis-Rosa na sua maioria ficou bem próximo do obtido pelo ensaio RMX, tendo variação máxima de 23% e mínima de 3,83%, apresentando variação média de 9,37%. É interessante frisar que para a maioria das estacas, Querelli (2012) teve acesso ao módulo de elasticidade dinâmico para quase todas as estacas, o que propiciou a ele obter melhores resultados para o método de Chellis-Rosa.

Silva (2013) verificou forte correlação, tanto para o método de Chellis-Rosa, quanto de Chellis-Velloso, quando o resultado destes foram comparados com os resultados obtidos a partir do método CASE.

Cabette (2014) obteve bons resultados para Chellis-Velloso. Fazendo uma análise de CAPWAP ele conseguiu determinar o quake do solo, obtendo variação de 1 mm a 3,5 mm, com média de 2,25 mm, o que contribuiu para resultados mais precisos em suas pesquisas. Ainda, Cabette (2014) identificou a possibilidade do ajuste do coeficiente α_2 e δ dos métodos dinâmicos, de acordo com os dados obtidos no ensaio

de carregamento dinâmico (ECD), isso fez com que ele pudesse ir ajustando os coeficientes de acordo com a situação de cada estaca analisada.

Cabette (2014) propõe a adoção de diferentes FS para os métodos dinâmicos. Porém, na introdução dos autores aqui propostos, verifica-se que estes já utilizam fatores de correção, não sendo proposto nas equações originais a adoção de outros fatores de segurança. Querelli (2012), por exemplo, não utilizou FS, somente fatores de correção médio, assim como também Silva (2013) que apresenta as formulações seguindo a mesma linha de raciocínio. Compreende-se, portanto, que os métodos dinâmicos visam confirmar a capacidade de carga, e não dimensionar o elemento de fundação.

5 CONCLUSÃO, CONSIDERAÇÕES E RECOMENDAÇÕES

Entende-se que pelo resultado observado nessa pesquisa, e os obtidos em diversas outras pesquisas, que os métodos semiempíricos são realmente as ferramentas mais úteis de se utilizar no projeto de fundações, e que os métodos baseados na utilização do repique elástico também são boas ferramentas de comprovação da capacidade de carga, tomando sempre o cuidado na aferição e manuseio dos dados, pois, variações pequenas influem em grandes dispersões.

A correlação entre os métodos semiempíricos se mostrou muito forte, pois entende-se que entre a proposta dos respectivos autores, a variação dos fatores utilizados nas equações são pequenas, tendo como princípio básico relacionar as medidas de N_{spt} tanto para ponta quanto para lateral.

O mesmo aconteceu quando relacionado os autores baseados na utilização do repique, apresentando alta correlação, sendo justificada pelas poucas variações entre os métodos. As únicas diferenças entre a proposta de Chellis-Rosa quando comparado ao método de Chellis-Velloso é nos valores dos coeficiente de correção e na recomendação da possibilidade da utilização do módulo de elasticidade dinâmico.

Em termos de correlação entre métodos baseados no repique e em equações semiempíricas, verificou-se melhores intervalos de correlação para os métodos de Aoki-Velloso e Chellis-Velloso, sendo portanto, aliado às conclusões de outros autores, dois dos métodos mais confiantes para projeção e controle da capacidade de carga, respectivamente.

Portanto, no que diz respeito a determinação da capacidade de carga por métodos semiempíricos e comprovação das mesmas pela utilização do repique, esta pesquisa conclui que realmente é útil verificar as medidas de repique para todas as estacas, assim como especifica a ABNT NBR 6122: 2010, sendo considerado um bom parâmetro de controle, pois, entende-se que a maior utilidade do repique elástico é preencher uma “brecha” deixada indiretamente pela ABNT NBR 6122:2010, que indica a prova de carga para obras com mais de 100 estacas (para pré-moldadas de concreto), ficando livre de tal indicação as obras que tenham menos de 100 estacas.

Quando utilizado junto com a prova de carga o objetivo é ter dois métodos que comprovem a capacidade de carga, e quando utilizado sozinho, geralmente para

obras com menos de 100 estacas, entende-se que pelas conclusões de diversos autores, que este é um método confiável.

Indica-se para futuras pesquisas em solos da região de Caratinga-MG obter o quake do solo, além de utilizar a prova de carga para verificar a ocorrência do efeito de cicatrização ou relaxação nos solos da região, isso pode inferir em uma nova abordagem, alcançando resultados ainda mais precisos.

6 REFERÊNCIAS

ALONSO, U.R. *Critérios de inspeção e recebimento de serviços dos principais tipos de fundações*. Disponível em: <http://www.pyramidsystem.com/Arquivo_2.pdf>. Acesso em: 18 abr. 2017.

ALVES, A.; LOPES, F.; DANZINGER, B. Métodos dinâmicos para previsão e controle do comportamento de estacas cravadas. Teoria e prática na Engenharia Civil. Rio Grande, v.4, n.4, p. 12-21, Abril. 2004.

AMANN, K. A. P. *Metodologia semiempírica unificada para a estimativa da capacidade de carga para estacas*. 2010. 430 p. Tese de doutorado – Departamento de Engenharia de estruturas e geotecnia, escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2010.

ANDRZEJEWSKI, I. *Estudo e dimensionamento de fundação profunda por estacas tipo raiz*. 2015. 125 p. Trabalho de conclusão de curso - Centro tecnológico, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2015.

AOKI, N. Dogma do fator de segurança. In: Seminário Engenharia Fundações Especiais e Geotecnia, 6, 2008, São Paulo. Proceedings... São Paulo: Fecomercio, 2008. p. 1-3.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 6118: Projetos de estruturas de concreto - procedimento*. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 6122: Projeto e execução de fundações*. Rio de Janeiro, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 8522: Concreto – Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão*. Rio de Janeiro, 2008.

AVELINO, J. *Análise de desempenho de estacas de fundação em um terreno com presença de solos moles*. 2006. 130 p. Tese de mestrado - Coordenação dos programas de pós-graduação de engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2006.

BARBETTA, D. A.; REIS, M. M.; BORNIA, A.C. *Estatística para cursos de Engenharia e informática*. 3 ed. São Paulo: Atlas, 2010. p. 316-346.

BERBERIAN, D. *Engenharia de fundações passo a passo*. 3 ed. Brasília: Infrasolo - Technical, 2017. 8ª tiragem em revisão e ampliação. p. 1-25.

BUSSAB, W. O.; MORETTIN, P. A. *Estatística básica*. 6 ed. São Paulo: Saraiva, 2010. p. 35-56.

CABETTE, J. F. *Análise dos métodos semiempíricos utilizados para a estimativa da capacidade de carga de estacas pré-fabricadas com base em resultados de ensaios de carregamento dinâmico*. 2014. 161 p. Dissertação de Mestrado - Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica. Universidade de São Paulo, São Paulo, 2014.

CINTRA, J; AOKI, N. *Fundações por estaca, projeto geotécnico*. 1ª edição. São Paulo: Oficina de textos, 2010. 93 p.

CORRÊA, S. M. B. B. *Probabilidade e estatística*. 2ª ed. Belo Horizonte: PUC Minas Virtual, 2003. 116 p.

DIEGO, V. *Estudo dos tipos de fundações de edifícios de múltiplos pavimentos na região metropolitana de fortaleza*. 2009. 70 p. Trabalho de Conclusão de Curso - Departamento de engenharia estrutural e construção civil, Universidade federal do Ceará, Ceará, 2009.

FREUND, J.E. Correlação. In: _____. *Estatística aplicada: Economia, administração e contabilidade*. Porto Alegre: Bookman, 2006. p.432 - 449.

GUIMARÃES, G.S. *Fundações em presença de solos moles - análise de caso*. 2003. 50 p. Trabalho de Conclusão de Curso – Universidade Anhembi Morumbi, São Paulo, 2003.

HOFFMANN, R. *Análise de regressão: uma introdução à econometria*. 5. ed. Piracicaba. 2016. 393 p.

JÚNIOR, E.S. *Análise de confiabilidade na cravação de estacas de concreto pré-moldado*. 2003. 115 p. Dissertação de Mestrado - Centro de Ciências e Tecnologia. Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, Campo dos Goytacazes, 2003.

LIRA, S. *Análise de correlação: Abordagem teórica e de construção dos coeficientes com aplicações*. 2004. 196 p. Tese de mestrado - Departamento de ciências exatas e de tecnologia, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2004.

MANTUANO, R. M. *Comparação entre métodos de dimensionamento e influência do processo executivo no comportamento de estacas hélice*. 2013. 99 p. Trabalho de conclusão de curso – Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2013.

MEDRANO, M. L. *Avaliação de métodos dinâmicos baseados em nega e repique elástico: estudo de caso*. 2014. 240 p. Dissertação de mestrado - Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo, São Carlos, 2014.

NEVES, S.L.F. *Metodologia Para determinação da eficiência no ensaio SPT através de prova de carga estática sobre o amostrador padrão*. 2004. 111 p. Dissertação de mestrado – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2004.

NUERNBERG, Marcos. *Estacas do tipo hélice contínua monitorada (EHC): Dimensionamento através de métodos semiempíricos*. 2014. 170 p. Trabalho de conclusão de curso - Centro tecnológico, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2014.

OLIVEIRA, A. *Comparação entre os métodos estáticos com o ensaio de carregamento dinâmico de previsão de capacidade de carga em estacas pré – moldadas de concreto*. 2015. 100 p. Trabalho de conclusão de curso – Departamento de Engenharia de Produção Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Curitiba, 2015.

QUERELLI, A. *Comparações entre métodos de cálculo semiempíricos, provas de carga e fórmulas dinâmicas por repique elástico e nega aplicada ao caso de uma obra real*. 2012. 128 p. Trabalho de conclusão de curso - Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2012.

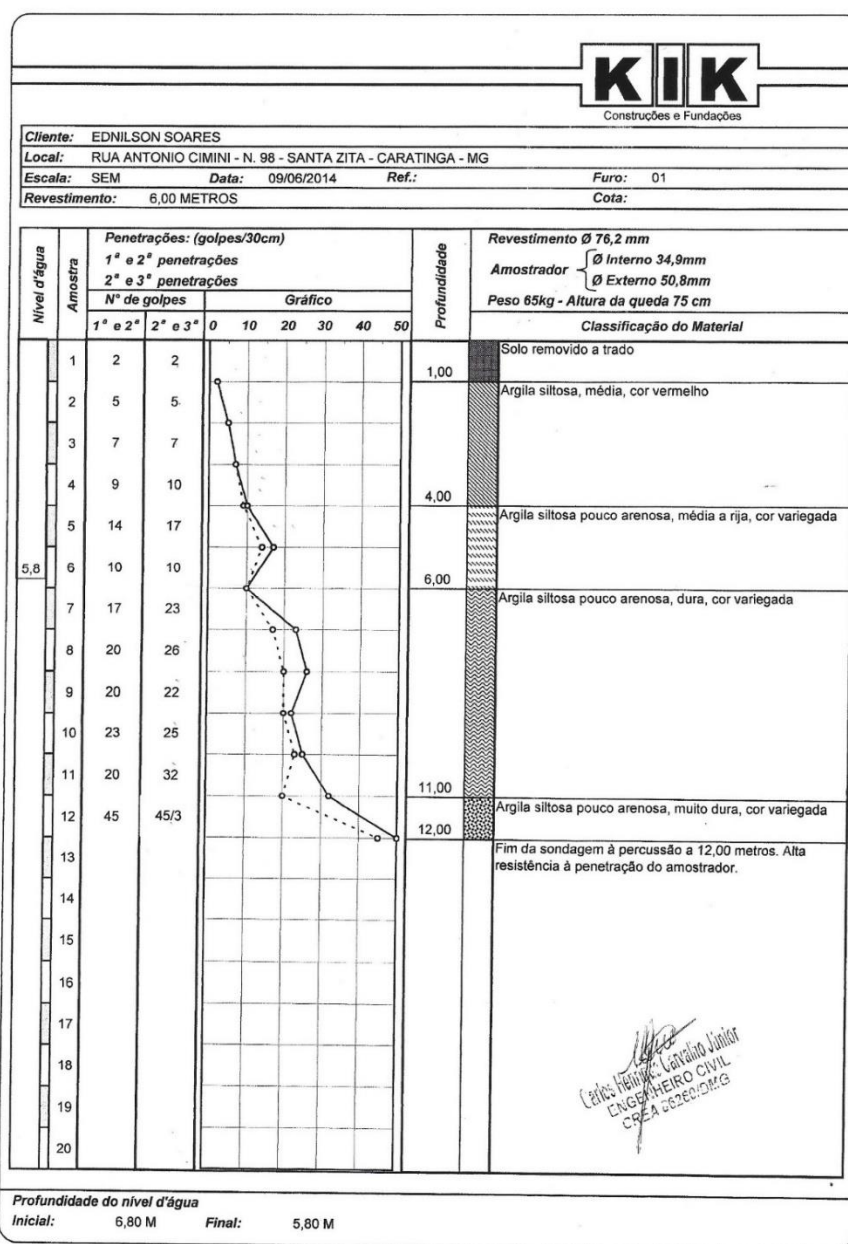
SILVA, L. *Avaliação dos métodos de previsão e controle de capacidade de carga em estacas tipo perfil metálico “H”*. 2013. 218 f. Dissertação de mestrado - Centro de tecnologia e geociências, Universidade Federal do Pernambuco, Recife, 2013.

VELLOSO, D.; LOPES, F. *Fundações*. 1 ed. Rio de Janeiro: COPPE, 2010. Volume completo. 583 p.

7 ANEXO A

Os dados a seguir são referentes aos três furos de sondagem, ao relatório técnico emitido pela empresa responsável além da planta de locação das sondagens.

7.1 Sondagem SP-01

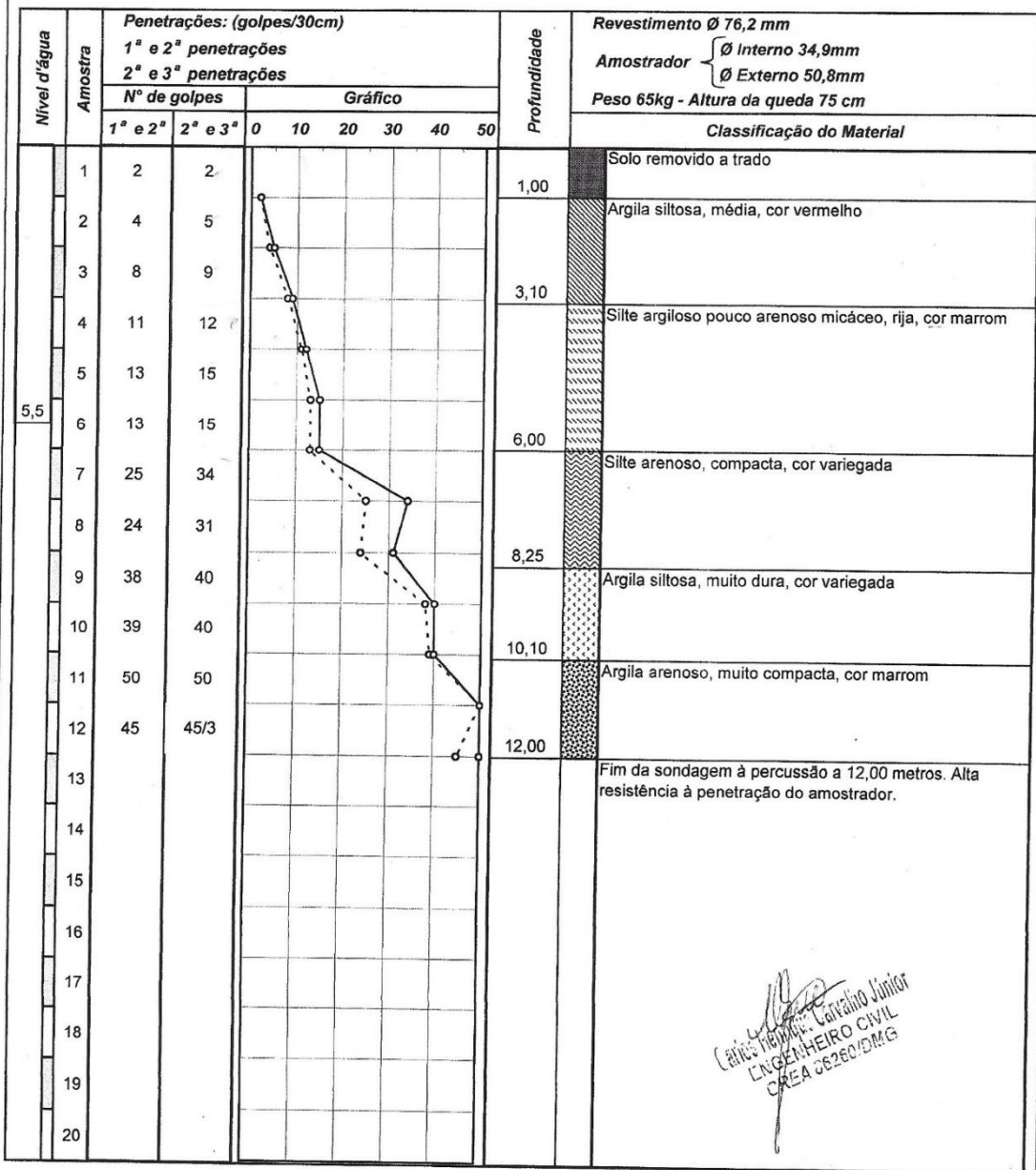


7.2 Sondagem SP-02



Construções e Fundações

Cliente: EDNILSON SOARES
Local: RUA ANTONIO CIMINI - N. 98 - SANTA ZITA - CARATINGA - MG
Escala: SEM Data: 10/06/2014 Ref.: Furo: 02
Revestimento: 4,00 METROS Cota:



Carlos Henrique Cavalcão Júnior

 ENGENHEIRO CIVIL

 CREA 06260/D/MG

Profundidade do nível d'água
Inicial: 5,90 M **Final:** 5,50 M

7.3 Sondagem SP-03



Construções e Fundações

Cliente:	EDNILSON SOARES		
Local:	RUA ANTONIO CIMINI - N. 98 - SANTA ZITA - CARATINGA - MG		
Escala:	EM	Data:	12/06/2014
Revestimento:	4,00 METROS	Ref.:	
		Furo:	03
		Cota:	

Nível d'água	Amostra	Penetrações: (golpes/30cm)					Profundidade	Classificação do Material			
		1ª e 2ª penetrações		Gráfico							
		2ª e 3ª penetrações									
Nº de golpes					Revestimento Ø 76,2 mm						
1ª e 2ª		2ª e 3ª		0	10	20	30	40	50	Amostrador { Ø Interno 34,9mm Ø Externo 50,8mm	
										Peso 65kg - Altura da queda 75 cm	
											Solo removido a trado
											Argila siltosa, média, cor vermelho
											Silte arenoso, pouco a medianamente compacta, cor variegada
5,1											Silte arenoso, compacta, cor variegada
											Silte arenoso, muito compacta, cor variegada
											Argila siltosa pouco arenosa, muito dura, cor variegada
											Silte arenoso, muito compacta, cor variegada
											Fim da sondagem à percussão a 15,00 metros. Alta resistência à penetração do amostrador.

Profundidade do nível d'água
Inicial: 5,00 M **Final:** 5,10 M

Carla Brito
 Engenheiro Civil
 CREA 06260/DMG

7.4 Relatório da investigação geotécnica



SONDAGEM À PERCUSSÃO
LOCAL: RUA ANTONIO CIMINI - N. 98 - SANTA ZITA - CARATINGA - MG
CLIENTE: EDNILSON SOARES

Prezados Senhores,

Apresentamos o resultado da sondagem à percussão referente a obra acima mencionada, conforme solicitação de V.Sa.

- Foram executados 3 furos de sondagem de reconhecimento num total de 39 ml.
- As perfurações foram feitas pelo processo de percussão e lavagem com circulação de água, protegidas por um revestimento de 2 1/2" de diâmetro. Durante a sondagem, foi executado de metro em metro o "ENSAIO DE PENETRAÇÃO DINÂMICA", o qual consiste em se contar o número de golpes necessários para que um peso de 65 kg caindo de 75cm de altura faça o barrilete amostrador penetrar 30cm no terreno.
- A extração das amostras foi feita com a cravação de um amostrador padronizado de 34,9mm e 50,8mm de diâmetros interno e externo, respectivamente. As amostras foram recolhidas em invólucros plásticos e examinadas em laboratórios.
- Para cada furo é fornecido um perfil geotécnico, contendo: uma sequência provável das camadas entre as sondagens executadas, o nível d'água, a cota em relação a RN, a classificação do material encontrado, o grau de compactidade dos solos de predominância siltosa ou arenosa e a consistência dos solos de predominância argilosa, a partir das penetrações medidas.
- As demais especificações estão contidas em anexo.
- Na oportunidade, colocamo-nos à disposição de V.Sa., e aproveitamos para renovar nossos protestos de elevada estima e consideração.

Atenciosamente


KIK
Carlos Henrique Cavalcanti Junior
ENGENHEIRO CIVIL
CREA 08260/DMG

Rua Pedro Faria, nº 11, São Jorge, Manhuaçu, MG
CEP: 36.900-000

Fone: (33) 3331-1378
Fax: (33) 3331-1956

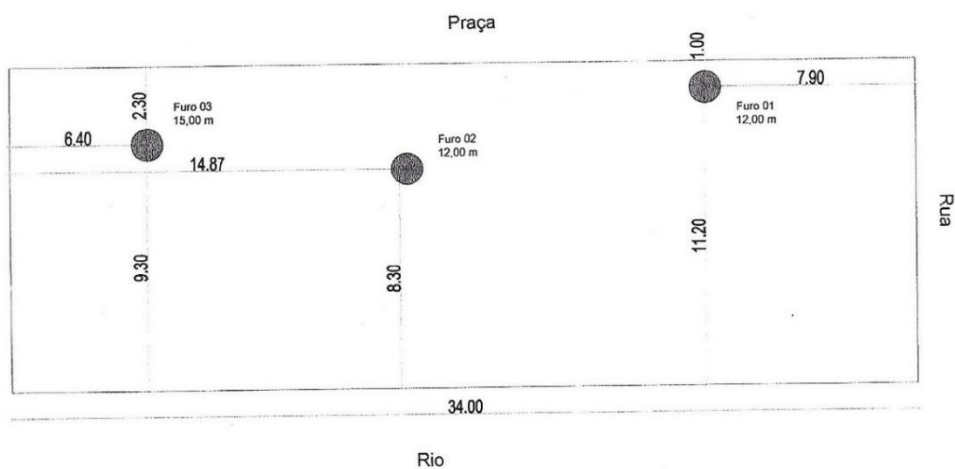
7.5 Planta de locação



Obra: SONDAGEM À PERCUSSÃO
Local: RUA ANTONIO CIMINI - N. 98 - SANTA ZITA - CARATINGA - MG
Cliente: EDNILSON SOARES

PLANTA DE LOCAÇÃO

Eng.: CARLOS HENRIQUE CARVALHO JÚNIOR
Data: 16/06/2014
Esc.: SEM



Carlos Henrique Carvalho Júnior
CARLOS HENRIQUE CARVALHO JÚNIOR
ENGENHEIRO CIVIL
CREA 68260/D/MG

7.7 Locação dos pilares internos

