

ANDRÉ ESPOSITO QUERELLI

**Monitoração dinâmica na cravação de estacas: aplicabilidade da equação
de *Energy Approach* e estimativas das tensões de compressão**

São Paulo

2019

ANDRÉ ESPOSITO QUERELLI

Monitoração dinâmica na cravação de estacas: aplicabilidade da equação de *Energy Approach* e estimativas das tensões de compressão

Versão Corrigida

Dissertação apresentada à Escola Politécnica da Universidade de São Paulo para obtenção do título de Mestre em Ciências

Área de concentração: Engenharia Geotécnica

Orientador: Prof. Dr. Faiçal Massad

São Paulo

2019

Autorizo a reprodução e divulgação total ou parcial deste trabalho, por qualquer meio convencional ou eletrônico, para fins de estudo e pesquisa, desde que citada a fonte.

Este exemplar foi revisado e corrigido em relação à versão original, sob responsabilidade única do autor e com anuência de seu orientador

São Paulo, _____ de _____ de _____

Assinatura do autor: _____

Assinatura do orientador: _____

Catálogo-na-publicação

Querelli, André

Monitoração dinâmica na cravação de estacas: aplicabilidade da equação de *Energy Approach* e estimativas das tensões de compressão / A. Querelli – versão corrigida – São Paulo, 2019.

382 p.

Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica.

1.Geotecnia 2.Estacas cravadas 3.Fórmulas dinâmicas 4.Ensaio de carregamento dinâmico 5.Tensões na cravação I.Universidade de São Paulo. Escola Politécnica. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica. II.t.

QUERELLI, A. E. São Paulo. Monitoração dinâmica na cravação de estacas: aplicabilidade da equação de Energy Approach e estimativas das tensões de compressão. 2019. (Mestrado) Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2019.



Universidade de São Paulo

ATA DE DEFESA

Aluno: 3145 - 9388782 - 2 / Página 1 de 1

Ata de defesa de Dissertação do(a) Senhor(a) André Esposito Querelli no Programa: Engenharia Civil, do(a) Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

Aos 09 dias do mês de maio de 2019, no(a) realizou-se a Defesa da Dissertação do(a) Senhor(a) André Esposito Querelli, apresentada para a obtenção do título de Mestre intitulada:

"Monitoração dinâmica na cravação de estacas: aplicabilidade da equação de *Energy Approach* e estimativas das tensões de compressão"

Após declarada aberta a sessão, o(a) Sr(a) Presidente passa a palavra ao candidato para exposição e a seguir aos examinadores para as devidas arguições que se desenvolvem nos termos regimentais. Em seguida, a Comissão Julgadora proclama o resultado:

Nome dos Participantes da Banca	Função	Sigla da CPG	Resultado
Façal Massad	Presidente	EP - USP	<u>Aprovado</u>
Nelson Aoki	Titular	EESC - USP	<u>APROVADO</u>
Paulo José Rocha de Albuquerque	Titular	UNICAMP - Externo	<u>aprovar</u>

Resultado Final: Aprovado

Parecer da Comissão Julgadora *

Eu, Elias Alves de Almeida , lavrei a presente ata, que assino juntamente com os(as) Senhores(as). São Paulo, aos 09 dias do mês de maio de 2019.



Nelson Aoki

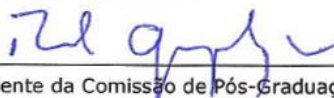

Paulo José Rocha de Albuquerque



Façal Massad
Presidente da Comissão Julgadora

* Obs: Se o candidato for reprovado por algum dos membros, o preenchimento do parecer é obrigatório.

A defesa foi homologada pela Comissão de Pós-Graduação em 13/05/19 e, portanto, o(a) aluno(a)  jus ao título de Mestre em Ciências obtido no Programa Engenharia Civil - Área de concentração: Engenharia Geotécnica.


Presidente da Comissão de Pós-Graduação

Prof. Dr. Raúl González Lima
Presidente da Comissão de Pós-Graduação

Nome: **QUERELLI, André Esposito**

Título: “**Monitoração dinâmica na cravação de estacas: aplicabilidade da equação de *Energy Approach* e estimativas das tensões de compressão**”

Dissertação apresentada à Escola Politécnica da Universidade de São Paulo para obtenção do título de Mestre em Ciências.

Aprovado em: **09 / 05 / 2019**

Banca Examinadora

Prof. Dr. **Faiçal Massad**

Instituição: **Escola Politécnica, Universidade de São Paulo (USP)**

Julgamento: **Aprovado**

Prof. Dr. **Nelson Aoki**

Instituição: **EESC, Universidade de São Paulo (USP)**

Julgamento: **Aprovado**

Prof. Dr. **Paulo José Rocha de Albuquerque**

Instituição: **Universidade de Campinas (UNICAMP)**

Julgamento: **Aprovado**

Dedicado a meus pais, Tadeu e Cristina,
meu irmão, Caio e à minha esposa, Carla.

Eu amo muito todos vocês.

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus, na pessoa de Jesus, meu salvador; o qual ao ter se revelado, transformou minha vida em todos os aspectos, sem os quais a conclusão desse trabalho jamais se faria possível.

Ao meu orientador, professor Dr. Façal Massad, pela experiência e conhecimento transmitidos, o suporte na pesquisa e seu apoio e compreensão em todo o tempo que desenvolvemos juntos. Foi um privilégio ter sido orientado pelo Sr.

Aos professores Dr. Paulo José Rocha de Albuquerque e Nelson Aoki, pelos elogios, interesse demonstrado e todas as sugestões conferidas à dissertação na ocasião da banca de defesa deste mestrado.

Aos amigos e companheiros de trabalho da Cepollina Engenheiros Consultores: Engs. Mario Cepollina, Boris Schpun e Guilherme Davies, pelo apoio e pronta ajuda, sempre que me foi necessário. Em especial: ao amigo Eng. André Augusto Cepeda, pelas numerosas conversas e discussões de ideias a respeito dos temas da pesquisa.

À amiga e professora Dra. Teresinha Bonuccelli, da UFSCar, que teve papel fundamental no meu direcionamento à área Geotécnica da engenharia.

Ao amigo e Eng. Reynaldo Luiz de Rosa, da Modulus Engenharia, pela generosidade do suporte oferecido em todo esse tempo.

Ao grande amigo e irmão, Eng. Tiago de Jesus Souza, pelos momentos de apoio, compreensão e incentivo para o alcance desse objetivo.

Aos dois grandes amigos que levarei comigo desse período da minha vida, Rodrigo Serafim e Sérgio Augusto: pela amizade, companheirismo, conversas e bons momentos que passamos juntos.

Aos meus tão amados pais, Tadeu e Cristina, que são exemplos para mim e dedicam diariamente suas vidas ao cuidado, carinho e amor de nossa família. Agradeço a Deus todos os dias por ter vocês na minha vida.

Ao meu irmão Caio, por ser um parceiro incomparável. Confesso que

passsei muito tempo às lágrimas tentando pensar no que escrever sobre você, mas não tenho palavras. Eu te amo tanto, meu irmão.

Àquela que durante esse tempo foi namorada, noiva e tornou-se minha esposa, Carla. A pessoa mais especial que já conheci. Obrigado pelas incontáveis demonstrações de amor em todos esses anos, por sua dedicação como esposa, seu apoio incondicional nas adversidades, sua paciência, compreensão e companheirismo. Sem você, meu amor, isso não seria possível.

“Apliquei o meu coração a conhecer a sabedoria e a ver o trabalho que se faz sobre a terra: então contemplei toda a obra de Deus, e vi que o homem não pode compreender a obra que se faz debaixo do sol; pois, por mais que o homem trabalhe para a descobrir, não a compreenderá; O sábio deseja conhecê-la, mas ele não a poderá entender.”

Eclesiastes 8:16-17

RESUMO

Fundações constituídas de estacas pré-moldadas cravadas têm, na questão dos controles executivos, significativas vantagens em relação às estacas moldadas *in loco*: desde a simplicidade executiva dos diagramas de cravação até a sofisticação teórica dos ensaios de carregamento dinâmico, há sempre a possibilidade de expeditas verificações de comportamento da cravação, de homogeneidade de estaqueamento e até estimativas da capacidade de carga. No entanto, assim como o grande número de dispositivos de controle para esse tipo de estaca representa uma vantagem, a diversidade de formas existentes de interpretá-los representa, igualmente, uma desvantagem. Em face disso, a presente pesquisa compilou 881 registros de ensaios de carregamento dinâmico (708 em estacas de concreto e 173 em estacas de aço) e os comparou com as estimativas de resistência da Equação de *Energy Approach*. A aplicabilidade da equação foi testada aos dois materiais de estaca, principalmente quando se estudaram variações do parâmetro K_{sp} em relação às diversas grandezas envolvidas na cravação, seus extremos empíricos e uma proposta de calibração à fórmula dinâmica por meio desse parâmetro chave. O estudo dos ensaios dinâmicos também levou à proposição de uma equação para se estimar a energia efetivamente transferida à estaca no golpe do martelo por meio da nega e do repique elástico. O presente estudo também dedicou uma seção à questão das tensões dinâmicas de compressão na cravação, avaliando estimativas de tensões por meio da Equação de Gambini e propondo duas versões alternativas ao método: uma primeira, simplificada e uma de cunho prático, com objetivo de possibilitar rápidas estimativas das tensões de compressão quando ainda em campo.

Palavras chave: estacas, fórmula dinâmica, *Energy Approach*, nega, repique elástico, PDA, ensaio de carregamento dinâmico, capacidade de carga, energia efetiva, tensões na cravação.

ABSTRACT

Driven precast piled foundations have significant advantages in respect of quality control over cast-in-place piles - from the executive simplicity of the blow count diagrams to the theoretical sophistication of dynamic load tests - there is always the possibility of fast and practical driving behavior check, homogeneity and even load capacities estimation. However, as the large number of available quality controls represents an advantage, that diversity can equally represent a disadvantage in respect to interpretation and methodology. Therefore, the present research compiled 881 records of dynamic load tests (708 on concrete piles and 173 on steel piles) and compared them with the resistance estimation with the Energy Approach Equation. The applicability of the equation was tested for both materials, especially when studying its main parameter (K_{sp}) variation related to several variables involved in pile driving, its empirical extremes and a calibration to the dynamic formula by means of K_{sp} . The study of the dynamic tests also led to the proposition of an equation to estimate the effective transferred energy to the pile in the hammer stroke by means of the blow count (set) and the elastic rebound. The study also devoted a section to the issue of dynamic compression stresses during driving, evaluating it through Gambini's Equation and proposing two alternative versions of that formula: a simplified one and a practical formulation in order to enable field estimations.

Keywords: piles, dynamic formula, Energy Approach, set, elastic rebound, PDA, dynamic load test, load capacity, effective energy, driving stresses.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Exemplo de diagrama de cravação	46
Figura 2 – Exemplo de registros de nega (S) e repique elástico (K).....	48
Figura 3 – Medida eletrônica de nega e repique elástico	49
Figura 4 – Métodos típico e alternativo para execução do gráfico de nega e repique elástico	50
Figura 5 – Exemplo de estaca quebrada durante a execução das medidas de nega e repique	51
Figura 6 – Exemplo de estaca com instabilidade lateral na cravação	51
Figura 7 – Exemplo de aplicação de golpes com energia variável	52
Figura 8 – Exemplo de estaca em final de cravação, cravada com uso de suplemento metálico	52
Figura 9 – Compressão temporária da estaca após o golpe	61
Figura 10 – Sentidos de propagação das ondas	65
Figura 11 – Propagação e reflexões de uma onda de tensão	68
Figura 12 – Relações entre Z_1 e Z_2 e efeitos na reflexão de onda.....	70
Figura 13 – Condições de contorno da ponta	72
Figura 14 – Reflexões das ondas de força e velocidade na ponta da estaca	74
Figura 15 – Ondas geradas em uma seção intermediária da estaca.....	75
Figura 16 – Registro típico de curvas de força e velocidade	76
Figura 17 – Sinais típicos de força e velocidade obtidos da instrumentação de uma estaca.....	78
Figura 18 – Faixas de variação de J_c por tipo de solo na região da ponta da estaca ..	80
Figura 19 – Exemplo de tela do software PDA-W	86
Figura 20 – Representação da estaca no modelo de Smith	88
Figura 21 – Representação da resistência do solo no modelo de Smith	88
Figura 22 – Comportamento elastoplástico do solo no modelo de Smith	89
Figura 23 – Fluxograma básico sobre a análise no software CAPWAP	91
Figura 24 – Modelo de estaca do método CAPWAPC	93
Figura 25 – Modelagem da interação estaca-solo do método CAPWAPC	94
Figura 26 – Exemplo de tela do software CAPWAP	95
Figura 27 – Curva idealizada de resistência x deslocamento.....	106
Figura 28 – Curva idealizada de resistência x deslocamento com $T=V_e+T_{NC}$	109
Figura 29 – Histograma: frequência geral de estacas de concreto por faixa de comprimento.....	124

Figura 30 – Histograma: frequência geral de estacas metálicas por faixa de comprimento.....	124
Figura 31 – $R_{EA} (K_{sp}=0,5) \times RMX$ – estacas de concreto.....	135
Figura 32 – Frequência da razão RMX/R_{EA} para $K_{sp}=0,5$ – concreto.....	136
Figura 33 – $R_{EA} (K_{sp}=1,0) \times RMX$ – estacas de concreto.....	137
Figura 34 – Frequência da razão RMX/R_{EA} para $K_{sp}=1,0$ – concreto.....	137
Figura 35 – $R_{EA} (K_{sp}=0,5) \times RMX$ – estacas metálicas	138
Figura 36 – Frequência da razão RMX/R_{EA} para $K_{sp}=0,5$ – metálicas	139
Figura 37 – $R_{EA} (K_{sp}=1,0) \times RMX$ – estacas metálicas	140
Figura 38 – Frequência da razão RMX/R_{EA} para $K_{sp}=1,0$ – metálicas	140
Figura 39 – $R_{EA} (K_{sp}=0,76) \times RMX$ – estacas de concreto.....	142
Figura 40 – Frequência da razão RMX/R_{EA} para $K_{sp}=0,76$ – concreto.....	143
Figura 41 – $R_{EA} (K_{sp}=0,89) \times RMX$ – estacas metálicas	144
Figura 42 – Frequência da razão RMX/R_{EA} para $K_{sp}=0,89$ – metálicas	145
Figura 43 – $R_{EA} (K_{sp}=0,66) \times RMX$ – estacas de concreto.....	146
Figura 44 – Frequência da razão RMX/R_{EA} para $K_{sp}=0,66$ – concreto.....	147
Figura 45 – $R_{EA} (K_{sp}=0,78) \times RMX$ – estacas metálicas	148
Figura 46 – Frequência da razão RMX/R_{EA} para $K_{sp}=0,78$ – metálicas	149
Figura 47 – Frequência de K_{sp} para estacas de concreto.....	152
Figura 48 – Frequência de K_{sp} para estacas de aço	153
Figura 49 – Frequência de K_{sp} de estacas de concreto (Obra 1).....	155
Figura 50 – Frequência de K_{sp} de estacas de concreto (Obra 2).....	155
Figura 51 – Frequência de K_{sp} de estacas de concreto (Obra 3).....	156
Figura 52 – Frequência de K_{sp} de estacas de concreto (Obra 4).....	156
Figura 53 – Frequência de K_{sp} de estacas de concreto (Obra 5).....	157
Figura 54 – Frequência de K_{sp} de estacas de concreto (Obra 6).....	157
Figura 55 – Frequência de K_{sp} de estacas de concreto (Obra 7).....	158
Figura 56 – Frequência de K_{sp} de estacas de concreto (Obra 8).....	158
Figura 57 – Frequência de K_{sp} de estacas de concreto (Obra 9).....	159
Figura 58 – Frequência de K_{sp} de estacas metálicas (Obra 10)	161
Figura 59 – Frequência de K_{sp} de estacas metálicas (Obra 11)	161
Figura 60 – Frequência de K_{sp} de estacas metálicas (Obra 12)	162
Figura 61 – Frequência de K_{sp} de estacas metálicas (Obra 13)	162
Figura 62 – Frequência de K_{sp} de estacas metálicas (Obra 14)	163
Figura 63 – Frequência de K_{sp} de estacas metálicas (Obra 15)	163
Figura 64 – Frequência de K_{sp} para estacas quadradas	165

Figura 65 – Frequência de K_{sp} para estacas circulares vazadas de concreto centrifugado.....	165
Figura 66 – Frequência de K_{sp} para estacas circulares vazadas de concreto vibrado.....	166
Figura 67 – Frequência de K_{sp} para estacas hexagonais	166
Figura 68 – Frequência de K_{sp} para estacas hexagonais vazadas	167
Figura 69 – Frequência de K_{sp} para estacas seção estrela	167
Figura 70 – Frequência de K_{sp} para perfis metálicos de seção H.....	169
Figura 71 – Frequência de K_{sp} para estacas metálicas de seção tubular	169
Figura 72 – Frequência de K_{sp} para estacas metálicas de seção tipo trilho.....	170
Figura 73 – Frequência de K_{sp} de estacas de concreto ($0,0375 < A \leq 0,050$).....	172
Figura 74 – Frequência de K_{sp} de estacas de concreto ($0,050 < A \leq 0,0625$).....	173
Figura 75 – Frequência de K_{sp} de estacas de concreto ($0,0625 < A \leq 0,075$).....	173
Figura 76 – Frequência de K_{sp} de estacas de concreto ($0,075 < A \leq 0,0875$).....	174
Figura 77 – Frequência de K_{sp} de estacas de concreto ($0,0875 < A \leq 0,100$).....	174
Figura 78 – Frequência de K_{sp} de estacas de concreto ($0,100 < A \leq 0,1125$).....	175
Figura 79 – Frequência de K_{sp} de estacas de concreto ($0,1125 < A \leq 0,125$).....	175
Figura 80 – Média de K_{sp} de cada faixa versus A média - concreto	178
Figura 81 – Frequência de K_{sp} de estacas metálicas ($0,005 < A \leq 0,010$)	179
Figura 82 – Frequência de K_{sp} de estacas metálicas ($0,010 < A \leq 0,015$)	179
Figura 83 – Frequência de K_{sp} de estacas metálicas ($0,015 < A \leq 0,020$)	180
Figura 84 – Frequência de K_{sp} de estacas de concreto ($10 < L < 15$).....	182
Figura 85 – Frequência de K_{sp} de estacas de concreto ($15 < L < 20$).....	182
Figura 86 – Frequência de K_{sp} de estacas de concreto ($20 < L < 25$).....	183
Figura 87 – Frequência de K_{sp} de estacas de concreto ($25 < L < 30$).....	183
Figura 88 – Frequência de K_{sp} de estacas metálicas ($10 < L < 15$)	185
Figura 89 – Frequência de K_{sp} de estacas metálicas ($15 < L < 20$)	185
Figura 90 – Frequência de K_{sp} de estacas metálicas ($20 < L < 25$)	186
Figura 91 – Frequência de K_{sp} de estacas de concreto ($20 < L/D < 40$)	188
Figura 92 – Frequência de K_{sp} de estacas de concreto ($40 < L/D < 60$)	188
Figura 93 – Frequência de K_{sp} de estacas de concreto ($60 < L/D < 80$)	189
Figura 94 – Frequência de K_{sp} de estacas de concreto ($80 < L/D < 100$)	189
Figura 95 – Frequência de K_{sp} de estacas metálicas ($20 < L/D < 40$).....	191
Figura 96 – Frequência de K_{sp} de estacas metálicas ($40 < L/D < 60$).....	191
Figura 97 – Frequência de K_{sp} de estacas metálicas ($60 < L/D < 80$).....	192
Figura 98 – Frequência de K_{sp} para estacas de concreto com $s < 2$ mm	194
Figura 99 – Frequência de K_{sp} para estacas de concreto com $2 < s < 7$ mm	194
Figura 100 – Frequência de K_{sp} para estacas metálicas com $s < 2$	196

Figura 101 – Frequência de K_{sp} para estacas metálicas com $s > 2$	196
Figura 102 – Frequência de K_{sp} para estacas de concreto com $\beta > 80\%$	198
Figura 103 – Frequência de K_{sp} para estacas de concreto com $\beta < 80\%$	198
Figura 104 – Frequência de K_{sp} para estacas metálicas com $\beta > 80\%$	200
Figura 105 – Frequência de K_{sp} para estacas metálicas com $\beta < 80\%$	200
Figura 106 – Frequência de K_{sp} de estacas de concreto ($0 < (\%)RP < 15$).....	202
Figura 107 – Frequência de K_{sp} de estacas de concreto ($15 < (\%)RP < 30$).....	203
Figura 108 – Frequência de K_{sp} de estacas de concreto ($30 < (\%)RP < 45$).....	203
Figura 109 – Frequência de K_{sp} de estacas de concreto ($45 < (\%)RP < 60$).....	204
Figura 110 – Frequência de K_{sp} de estacas de concreto ($60 < (\%)RP < 75$).....	204
Figura 111 – Média de K_{sp} de cada faixa versus $(\%)RP$ médio - concreto.....	206
Figura 112 – Frequência de K_{sp} de estacas metálicas ($0 < (\%)RP < 15$).....	208
Figura 113 – Frequência de K_{sp} de estacas metálicas ($15 < (\%)RP < 30$).....	208
Figura 114 – Frequência de K_{sp} de estacas metálicas ($30 < (\%)RP < 45$).....	209
Figura 115 – Frequência de K_{sp} de estacas metálicas ($45 < (\%)RP < 60$).....	209
Figura 116 – Frequência de K_{sp} de estacas de concreto ($0 < C3 < 2$).....	211
Figura 117 – Frequência de K_{sp} de estacas de concreto ($2 < C3 < 4$).....	212
Figura 118 – Frequência de K_{sp} de estacas de concreto ($4 < C3 < 6$).....	212
Figura 119 – Frequência de K_{sp} de estacas de concreto ($6 < C3 < 8$).....	213
Figura 120 – Frequência de K_{sp} de estacas de concreto ($8 < C3 < 10$).....	213
Figura 121 – Média de K_{sp} de cada faixa versus $C3$ médio - concreto.....	215
Figura 122 – Frequência de K_{sp} de estacas metálicas ($0 < C3 < 2$).....	216
Figura 123 – Frequência de K_{sp} de estacas metálicas ($2 < C3 < 4$).....	216
Figura 124 – Frequência de K_{sp} de estacas metálicas ($4 < C3 < 6$).....	217
Figura 125 – Frequência de K_{sp} de estacas de concreto ($40 < Kr < 80$).....	219
Figura 126 – Frequência de K_{sp} de estacas de concreto ($80 < Kr < 120$).....	220
Figura 127 – Frequência de K_{sp} de estacas de concreto ($120 < Kr < 160$).....	220
Figura 128 – Frequência de K_{sp} de estacas de concreto ($160 < Kr < 200$).....	221
Figura 129 – Frequência de K_{sp} de estacas de concreto ($200 < Kr < 240$).....	221
Figura 130 – Frequência de K_{sp} de estacas de concreto ($240 < Kr < 280$).....	222
Figura 131 – Frequência de K_{sp} de estacas de concreto ($280 < Kr < 320$).....	222
Figura 132 – Média de K_{sp} de cada faixa versus Kr médio - concreto.....	224
Figura 133 – Frequência de K_{sp} de estacas metálicas ($60 < Kr < 90$).....	225
Figura 134 – Frequência de K_{sp} de estacas metálicas ($90 < Kr < 120$).....	225
Figura 135 – Frequência de K_{sp} de estacas metálicas ($120 < Kr < 150$).....	226
Figura 136 – Frequência de K_{sp} de estacas metálicas ($150 < Kr < 180$).....	226
Figura 137 – Frequência de K_{sp} de estacas metálicas ($180 < Kr < 210$).....	227

Figura 138 – Frequência de K_{sp} de estacas de concreto ($10 < Kz < 20$)	229
Figura 139 – Frequência de K_{sp} de estacas de concreto ($20 < Kz < 30$)	229
Figura 140 – Frequência de K_{sp} de estacas de concreto ($30 < Kz < 40$)	230
Figura 141 – Frequência de K_{sp} de estacas de concreto ($40 < Kz < 50$)	230
Figura 142 – Frequência de K_{sp} de estacas de concreto ($50 < Kz < 60$)	231
Figura 143 – Frequência de K_{sp} de estacas de concreto ($60 < Kz < 70$)	231
Figura 144 – Frequência de K_{sp} de estacas de concreto ($70 < Kz < 80$)	232
Figura 145 – Média de K_{sp} de cada faixa versus Kz médio - concreto.....	234
Figura 146 – Frequência de K_{sp} de estacas metálicas ($10 < Kz < 20$)	235
Figura 147 – Frequência de K_{sp} de estacas metálicas ($20 < Kz < 30$)	235
Figura 148 – Frequência de K_{sp} de estacas metálicas ($30 < Kz < 40$)	236
Figura 149 – K_{sp} versus E_{ef}/P para os golpes de maior energia (concreto)	238
Figura 150 – K_{sp} versus E_{ef}/P para todos os golpes (concreto)	239
Figura 151 – K_{sp} versus K_{sp} estimado pela regressão (concreto)	240
Figura 152 – K_{sp} versus K_{sp} estimado de segurança (concreto)	242
Figura 153 – “D” versus “[$(\eta.W.h.L)/(E.A)$] ^{0,5} ” para estacas de concreto.....	247
Figura 154 – “D” versus “[$(\eta.W.h.L)/(E.A)$] ^{0,5} ” para estacas metálicas	247
Figura 155 – “D x [$(\eta.W.h.L)/(E.A)$] ^{0,5} ” - Obra 1 (RJ) - concreto	249
Figura 156 – “D x [$(\eta.W.h.L)/(E.A)$] ^{0,5} ” - Obra 2 (RJ) - concreto	249
Figura 157 – “D x [$(\eta.W.h.L)/(E.A)$] ^{0,5} ” - Obra 3 (PR) - concreto	250
Figura 158 – “D x [$(\eta.W.h.L)/(E.A)$] ^{0,5} ” - Obra 4 (RJ) - concreto	250
Figura 159 – “D x [$(\eta.W.h.L)/(E.A)$] ^{0,5} ” - Obra 5 (RJ) - concreto	251
Figura 160 – “D x [$(\eta.W.h.L)/(E.A)$] ^{0,5} ” - Obra 6 (SP) - concreto.....	251
Figura 161 – “D x [$(\eta.W.h.L)/(E.A)$] ^{0,5} ” - Obra 7 (SP) - concreto.....	252
Figura 162 – “D x [$(\eta.W.h.L)/(E.A)$] ^{0,5} ” - Obra 8 (SP) - concreto.....	252
Figura 163 – “D x [$(\eta.W.h.L)/(E.A)$] ^{0,5} ” - Obra 9 (SP) - concreto.....	253
Figura 164 – “D x [$(\eta.W.h.L)/(E.A)$] ^{0,5} ” - Obra 10 (SE) - metálicas	253
Figura 165 – “D x [$(\eta.W.h.L)/(E.A)$] ^{0,5} ” - Obra 11 (RJ) - metálicas.....	254
Figura 166 – “D x [$(\eta.W.h.L)/(E.A)$] ^{0,5} ” - Obra 12 (MA) - metálicas.....	254
Figura 167 – “D x [$(\eta.W.h.L)/(E.A)$] ^{0,5} ” - Obra 13 (RJ) - metálicas.....	255
Figura 168 – “D x [$(\eta.W.h.L)/(E.A)$] ^{0,5} ” - Obra 14 (SC) - metálicas	255
Figura 169 – “D x [$(\eta.W.h.L)/(E.A)$] ^{0,5} ” - Obra 15 (MG) - metálicas	256
Figura 170 – CSXg (Gambini) versus CSX (PDA) – estacas de concreto	261
Figura 171 – CSXg (Gambini) versus CSX (PDA) – estacas metálicas.....	262
Figura 172 – Frequência da razão CSX/CSXg – estacas de concreto	263
Figura 173 – Frequência da razão CSX/CSXg – estacas metálicas.....	263

Figura 174 – CSXgm (Gambini-Ajuste Matemático) versus CSX (PDA) – estacas de concreto.....	265
Figura 175 – Distribuição de frequência de CSX/CSXgm - concreto.....	265
Figura 176 – CSXgm (Gambini-Ajuste Matemático) versus CSX (PDA) – estacas metálicas	266
Figura 177 – Distribuição de frequência de CSX/CSXgm - metálicas	267
Figura 178 – Distribuição de frequência das velocidades de onda para estacas de concreto.....	270
Figura 179 – Parametrização do coeficiente de rigidez do coxim para uma estaca padrão	272
Figura 180 – CSXgS (Gambini Simplificada) versus CSX (PDA) – concreto.....	273
Figura 181 – Frequência da razão CSX/CSXgS – estacas de concreto	274
Figura 182 – CSXgS (Gambini Simplificada) versus CSX (PDA) – metálicas	274
Figura 183 – Frequência da razão CSX/CSXgS – estacas metálicas	275
Figura 184 – Frequência de T (Gambini Simplif.) – concreto	277
Figura 185 – Razão CSX/CSXq versus altura de queda – concreto.....	278
Figura 186 – CSX-Q (Eq. de Querelli) versus CSX (PDA) – concreto.....	279
Figura 187 – Frequência da razão CSX/CSX-Q – estacas de concreto	279
Figura 188 – Comprimentos de estaca – Obra 1 (RJ) - concreto	300
Figura 189 – Comprimentos de estaca – Obra 2 (RJ) - concreto	300
Figura 190 – Comprimentos de estaca – Obra 3 (PR) - concreto.....	301
Figura 191 – Comprimentos de estaca – Obra 4 (RJ) - concreto	301
Figura 192 – Comprimentos de estaca – Obra 5 (RJ) - concreto	302
Figura 193 – Comprimentos de estaca – Obra 6 (SP) - concreto.....	302
Figura 194 – Comprimentos de estaca – Obra 7 (SP) - concreto.....	303
Figura 195 – Comprimentos de estaca – Obra 8 (SP) - concreto.....	303
Figura 196 – Comprimentos de estaca – Obra 9 (SP) - concreto.....	304
Figura 197 – Comprimentos de estaca – Obra 10 (SE) - metálicas.....	304
Figura 198 – Comprimentos de estaca – Obra 11 (RJ) - metálicas.....	305
Figura 199 – Comprimentos de estaca – Obra 12 (MA) - metálicas.....	305
Figura 200 – Comprimentos de estaca – Obra 13 (RJ) - metálicas.....	306
Figura 201 – Comprimentos de estaca – Obra 14 (SC) - metálicas	306
Figura 202 – Comprimentos de estaca – Obra 15 (MG) - metálicas.....	307
Figura 203 – Frequência de K_{sp} para estacas de concreto ($id=0$).....	315
Figura 204 – Frequência de K_{sp} para estacas de concreto ($0 < id < 3$).....	315
Figura 205 – Frequência de K_{sp} para estacas de concreto ($3 < id < 6$).....	316
Figura 206 – Frequência de K_{sp} para estacas de concreto ($6 < id < 9$).....	316

Figura 207 – Frequência de K_{sp} para estacas de concreto ($9 < id < 12$).....	317
Figura 208 – Frequência de K_{sp} para estacas de concreto ($12 < id < 15$).....	317
Figura 209 – Frequência de K_{sp} para estacas de concreto ($15 < id < 18$).....	318
Figura 210 – Frequência de K_{sp} para estacas de concreto ($18 < id < 21$).....	318
Figura 211 – Frequência de K_{sp} para estacas de concreto ($24 < id < 27$).....	319
Figura 212 – Frequência de K_{sp} para estacas de concreto ($id > 30$).....	319
Figura 213 – Frequência de K_{sp} para estacas metálicas ($0 < id < 3$)	321
Figura 214 – Frequência de K_{sp} para estacas metálicas ($3 < id < 6$)	321
Figura 215 – Frequência de K_{sp} para estacas metálicas ($6 < id < 9$)	322
Figura 216 – Frequência de K_{sp} para estacas metálicas ($12 < id < 15$)	322
Figura 217 – λ x Comprimento (L) – estacas de concreto	324
Figura 218 – λ x Comprimento (L) – estacas metálicas.....	325
Figura 219 – λ x razão s/D – estacas de concreto	326
Figura 220 – λ x razão s/D – estacas metálicas	327

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Valores de referência para o fator de integridade Beta (β)	71
Tabela 2: Valores recomendados de J_c por tipo de solo segundo Goble, Likins e Rausche	81
Tabela 3: Valores de J_c por tipo de solo segundo Rausche, Goble e Likins	82
Tabela 4: Valores de J_c por tipo de solo segundo Goble et al.	82
Tabela 5: Valores de J_c por tipo de solo segundo Gonçalves, Bernardes e Neves	83
Tabela 6: Limites de tensões de cravação segundo as NBR 6122 e NBR 16258	112
Tabela 7: Limites das tensões de cravação segundo a AASHTO	113
Tabela 8: Quantidade de estacas de concreto por obra e seção	126
Tabela 9: Quantidade de estacas metálicas por obra e seção	127
Tabela 10: Tabela resumo das obras analisadas	128
Tabela 11: Tabela resumo de K_{sp} por material das estacas	153
Tabela 12: Ensaio dinâmico por obra	154
Tabela 13: Tabela resumo de K_{sp} para as obras analisadas - concreto	159
Tabela 14: Tabela resumo de K_{sp} para as obras analisadas - concreto (continuação)	160
Tabela 15: Tabela resumo de K_{sp} para as obras analisadas - estacas metálicas	164
Tabela 16: Tabela resumo de K_{sp} para seções de estacas de concreto	168
Tabela 17: Tabela resumo de K_{sp} para seções de estacas de aço	170
Tabela 18: Faixas de área da seção transversal para estacas de concreto	171
Tabela 19: Faixas de área da seção transversal para estacas metálicas	172
Tabela 20: Tabela resumo de K_{sp} para faixas de área de seção - concreto	176
Tabela 21: Tabela resumo de K_{sp} para faixas de área de seção – concreto (continuação)	176
Tabela 22: Área média da faixa e valor médio de K_{sp}	177
Tabela 23: Tabela resumo de K_{sp} para faixas de área de seção – metálicas	180
Tabela 24: Faixas de comprimento analisadas	181
Tabela 25: Tabela resumo de K_{sp} para faixas de comprimento - concreto	184
Tabela 26: Tabela resumo de K_{sp} para faixas de comprimento - metálicas	186
Tabela 27: Faixas de L/D analisadas	187
Tabela 28: Tabela resumo de K_{sp} para faixas de L/D - concreto	190
Tabela 29: Tabela resumo de K_{sp} para faixas de L/D - metálicas	192
Tabela 30: Faixas de nega analisadas	193
Tabela 31: Tabela resumo de K_{sp} para nega medida - concreto	195
Tabela 32: Tabela resumo de K_{sp} para nega medida - metálicas	197
Tabela 33: Faixas de Beta (%) analisadas	197
Tabela 34: Tabela resumo de K_{sp} para faixas de Beta - concreto	199

Tabela 35: Tabela resumo de K_{sp} para faixas de Beta - metálicas	201
Tabela 36: Faixas de (%)RP analisadas	202
Tabela 37: Tabela resumo de K_{sp} para faixas de (%)RP - concreto	205
Tabela 38: Percentual médio de resistência na ponta e média de K_{sp}	206
Tabela 39: Tabela resumo de K_{sp} para faixas de (%)RP - metálicas	210
Tabela 40: Faixas de <i>Quake</i> (C3) analisadas	211
Tabela 41: Tabela resumo de K_{sp} para faixas de <i>Quake</i> da ponta - concreto.....	214
Tabela 42: C3 médios da faixa e valores médios de K_{sp}	215
Tabela 43: Tabela resumo de K_{sp} para faixas de <i>Quake</i> da ponta - metálicas	217
Tabela 44: Faixas de K_r analisadas para estacas de concreto	218
Tabela 45: Faixas de K_r analisadas para estacas metálicas	219
Tabela 46: Tabela resumo de K_{sp} para faixas de rigidez em estacas de concreto.....	223
Tabela 47: Tabela resumo de K_{sp} para faixas de rigidez em estacas de concreto (continuação).....	223
Tabela 48: K_r médio da faixa e valor médio de K_{sp}	224
Tabela 49: Tabela resumo de K_{sp} para faixas de rigidez em estacas metálicas	227
Tabela 50: Faixas de K_z analisadas	228
Tabela 51: Tabela resumo de K_{sp} para faixas de rigidez dinâmica - concreto	232
Tabela 52: Tabela resumo de K_{sp} para faixas de rigidez dinâmica - concreto (continuação).....	233
Tabela 53: K_z médio da faixa e valor médio de K_{sp}	233
Tabela 54: Tabela resumo de K_{sp} para faixas de rigidez dinâmica - metálicas.....	236
Tabela 55: Tabela resumo de λ por obra analisada	256
Tabela 56: Tabela resumo de $1/\lambda^2$ por obra analisada	257
Tabela 57: Simplificações de parâmetros – tabela resumo	281
Tabela 58: Tabela resumo de comprimentos de estaca por obra.....	307
Tabela 59: Parâmetros assumidos na Eq. de Gambini	311
Tabela 60: Faixas de idade dos ensaios.....	314
Tabela 61: Tabela resumo de K_{sp} para faixas de idade dos ensaios - concreto	320
Tabela 62: Tabela resumo de K_{sp} para faixas de idade dos ensaios – concreto (continuação).....	320
Tabela 63: Tabela resumo de K_{sp} para faixas de idade dos ensaios - metálicas	323
Tabela 64: Registros dinâmicos analisados – estacas de concreto.....	329
Tabela 65: Registros dinâmicos analisados – estacas de concreto (continuação)	330
Tabela 66: Registros dinâmicos analisados – estacas de concreto (continuação)	331
Tabela 67: Registros dinâmicos analisados – estacas de concreto (continuação)	332
Tabela 68: Registros dinâmicos analisados – estacas de concreto (continuação)	333
Tabela 69: Registros dinâmicos analisados – estacas de concreto (continuação)	334
Tabela 70: Registros dinâmicos analisados – estacas de concreto (continuação)	335

Tabela 71: Registros dinâmicos analisados – estacas de concreto (continuação)	336
Tabela 72: Registros dinâmicos analisados – estacas de concreto (continuação)	337
Tabela 73: Registros dinâmicos analisados – estacas de concreto (continuação)	338
Tabela 74: Registros dinâmicos analisados – estacas de concreto (continuação)	339
Tabela 75: Registros dinâmicos analisados – estacas de concreto (continuação)	340
Tabela 76: Registros dinâmicos analisados – estacas de concreto (continuação)	341
Tabela 77: Registros dinâmicos analisados – estacas de concreto (continuação)	342
Tabela 78: Registros dinâmicos analisados – estacas de concreto (continuação)	343
Tabela 79: Registros dinâmicos analisados – estacas de concreto (continuação)	344
Tabela 80: Registros dinâmicos analisados – estacas de concreto (continuação)	345
Tabela 81: Registros dinâmicos analisados – estacas de concreto (continuação)	346
Tabela 82: Registros dinâmicos analisados – estacas de concreto (continuação)	347
Tabela 83: Registros dinâmicos analisados – estacas de concreto (continuação)	348
Tabela 84: Registros dinâmicos analisados – estacas de concreto (continuação)	349
Tabela 85: Registros dinâmicos analisados – estacas de concreto (continuação)	350
Tabela 86: Registros dinâmicos analisados – estacas de concreto (continuação)	351
Tabela 87: Registros dinâmicos analisados – estacas de concreto (continuação)	352
Tabela 88: Registros dinâmicos analisados – estacas de concreto (continuação)	353
Tabela 89: Registros dinâmicos analisados – estacas de concreto (continuação)	354
Tabela 90: Registros dinâmicos analisados – estacas de concreto (continuação)	355
Tabela 91: Registros dinâmicos analisados – estacas de concreto (continuação)	356
Tabela 92: Registros dinâmicos analisados – estacas de concreto (continuação)	357
Tabela 93: Registros dinâmicos analisados – estacas metálicas	358
Tabela 94: Registros dinâmicos analisados – estacas metálicas (continuação).....	359
Tabela 95: Registros dinâmicos analisados – estacas metálicas (continuação).....	360
Tabela 96: Registros dinâmicos analisados – estacas metálicas (continuação).....	361
Tabela 97: Registros dinâmicos analisados – estacas metálicas (continuação).....	362
Tabela 98: Registros dinâmicos analisados – estacas metálicas (continuação).....	363
Tabela 99: Registros dinâmicos analisados – estacas metálicas (continuação).....	364
Tabela 100: Registros dinâmicos analisados – estacas metálicas (continuação).....	365

LISTA DE SÍMBOLOS

Alfabeto Grego

α	<i>alfa</i> : fator multiplicador do comprimento (VELLOSO, 1987)
β	<i>beta</i> : fator de integridade Beta
γ, ρ	<i>gama, rô</i> : peso específico do material
δ	<i>delta</i> : deslocamento
ϵ	<i>épsilon</i> : deformação
ζ	<i>zeta</i> : coeficiente do Método S+D
η	<i>eta</i> : eficiência geral do golpe (ou do sistema de cravação) – referente à energia efetivamente transferida à estaca
κ	<i>kappa</i> : coeficiente multiplicador do repique elástico, proposto por Rosa (2000)
λ	<i>lambda</i> : Coeficiente de ajuste
μ	<i>mu</i> : coeficiente de restituição do golpe
σ, σ_x	<i>sigma</i> : tensão / tensão na direção x
$\sigma_c^{m\acute{a}x}$	<i>sigma</i> : tensão máxima instantânea de compressão na cravação
Ψ	<i>psi</i> : Coeficiente de material da equação de Gambini Simplificada
Ω	<i>omega</i> : coeficiente de ajuste matemático da equação Gambini Simplificada

Alfabeto Romano

a	Aceleração de partícula
A	Área da seção transversal da estaca
A_L	Atrito lateral
c	Velocidade de onda
C	Coeficiente de deformação elástica do sistema
C2	Deslocamento elástico da estaca (elemento estrutural)
C3	Deslocamento elástico do solo sob a ponta da estaca. <i>Quake</i> da ponta.
CSI	Máxima tensão de compressão registrada individualmente por um sensor no ensaio dinâmico

CSX	Valor máximo da médias das tensões de compressão registradas pelos sensores no ensaio dinâmico
CSXg	Tensões de compressão calculadas pela Equação de Gambini
CSXgm	Tensões de compressão calculadas pela Equação de Gambini com ajuste matemático
CSXgS	Tensões de compressão calculadas pela Equação de Gambini Simplificada
CSXq	Tensões de compressão calculadas pela Equação de Gambini Simplificada, após assumir T constante
CSX-Q	Tensões de compressão calculadas pela Equação de Querelli
CV	Coefficiente de variação (estatística)
D	Máx. deslocamento da estaca (soma $s + K$). Na seção 3.5, a dimensão principal (básica) da seção transversal da estaca.
DMX	Máximo deslocamento da estaca calculado no ensaio dinâmico. Análogo à soma $s + K$
e	Eficiência do impacto
e_{at}	Fator de correção do atrito lateral (UTO et al., 1985)
e_o	Fator de correção do comprimento (UTO et al., 1985)
E	Módulo de elasticidade dinâmico
EMX	Máxima energia efetivamente transferida à estaca no ensaio dinâmico
E_t, E_{ef}	Energia efetivamente transferida à estaca
F, F_x, F_p	Força / Força na direção x / Força na ponta da estaca
f_a	Tensão de escoamento do aço utilizado na armadura
f'_c	Tensão resistente nominal do concreto à compressão
f'_c^t	Tensão resistente nominal do concreto à tração
f_{pe}	Tensão exercida pela protensão na seção de concreto
g	Aceleração da gravidade
h, H	Altura de queda do martelo
h'	Altura de queda equivalente
ld	Idade do ensaio dinâmico (em dias)
I_M	Impedância do sistema de cravação

I_R	Relação de impedâncias
J/J_c	Coeficiente de amortecimento / Coeficiente de amortecimento do método Case
k	Coeficiente de rigidez do coxim
K	Repique elástico. Deslocamento elástico medido no golpe do martelo
K_r	Rigidez da estaca como peça estrutural (igual à ' $E.A/L$ ')
K_{sp}	Parâmetro de correção da Equação de <i>Energy Approach</i>
K_z	Rigidez dinâmica da estaca (igual à ' K_r/c ')
L	Comprimento da estaca
L_c	Comprimento cravado da estaca
ΔL	Varição de comprimento da estaca
m	Massa
N	Número de segmentos do modelo
N.A.	Nível d'água
N_{SPT}	Número de golpes para penetração dos últimos 30cm de cada metro na sondagem à percussão
P	Peso da estaca
Q	Máximo deslocamento elástico da estaca (SMITH, 1960)
RMX	Máxima resistência mobilizada no ensaio dinâmico
R, R_{mx}, R_s, R_u, R_x	Resistência estática do sistema solo-estaca
$R_{Dinâmica}, R_{dx}$	Resistência dinâmica do sistema solo-estaca
R_{EA}	Resistência estática pela Equação de <i>Energy Approach</i>
R_p	Resistência de ponta
R_T, R_{Total}, R_{Tx}	Resistência total do sistema solo-estaca
R_u	Resistência mobilizada na ruptura para uma dada energia (PAIKOWSKY; CHERNAUSKAS, 1992)
(%) $RP, \%RP$	Percentual da resistência da estaca referente à ponta (em relação à resistência total)
s, S	Nega ou penetração da estaca no golpe
S_o	Deslocamento elástico de uma estaca com ponta fixa, estabelecido por Sorensen e Hansen (1957)
t	Tempo

T	Razão entre a área da seção transversal e a raiz do peso do martelo de cravação
T_{NC}	Trabalho das forças não conservativas
TSX	Máximo valor de tração ocorrido na estaca no ensaio dinâmico
Δt	Variação do tempo
u	Deslocamento
U	Perímetro da seção da estaca
Δu	Variação do deslocamento
V, V_p, V_{ponta}	Velocidade de partícula / Velocidade de partícula na ponta da estaca
v_0	Velocidade do conjunto martelo-capacete quando do instante do choque
V_e	Energia de deformação elástica (trabalho das forças conservativas.)
W	Peso do martelo de cravação
W_c	Peso do capacete
W_d	Wave down. Onda descendente.
W_u	Wave up. Onda ascendente.
Z, I_P	Impedância da estaca ou de um trecho dela
Outros	
\uparrow	Sentido ascendente da onda de força ou velocidade
\downarrow	Sentido descendente da onda de força ou velocidade

SUMÁRIO

RESUMO.....	12
ABSTRACT	13
LISTA DE FIGURAS.....	14
LISTA DE TABELAS.....	21
LISTA DE SÍMBOLOS	24
SUMÁRIO.....	28
1. INTRODUÇÃO.....	32
1.1. OBJETIVOS.....	34
1.2. JUSTIFICATIVA E RELEVÂNCIA DO ESTUDO	35
1.3. METODOLOGIA DA PESQUISA	36
1.4. ESTRUTURA DO TEXTO.....	37
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	40
2.1. FUNDAÇÕES PROFUNDAS: BREVE HISTÓRICO	40
2.2. ESTACAS CRAVADAS E O CONTROLE DE QUALIDADE	41
2.3. CONTROLES DE CAMPO.....	44
2.3.1. Diagrama de Cravação	45
2.3.2. Nega e Repique Elástico.....	46
2.4. ENSAIO DE CARREGAMENTO DINÂMICO (ECD)	55
2.4.1. Introdução	55
2.4.2. A prática do ensaio.....	56
2.4.3. Modalidades do ECD	58
2.4.4. Teoria Unidimensional da Propagação da Onda	60
2.4.5. Método Case.....	77
2.4.6. Método CAPWAP.....	87
2.5. FORMULAS DINÂMICAS	96
2.5.1. Histórico	96
2.5.2. A Fórmula dos Dinamarqueses	103
2.5.3. A Equação de Energy Approach	104

2.6.	TENSÕES DINÂMICAS NA CRAVAÇÃO	111
2.6.1.	A equação de Gambini.....	113
2.7.	TRABALHOS SEMELHANTES AO PRESENTE ESTUDO.....	116
3.	CASOS DE OBRA: RESULTADOS DAS ANÁLISES	121
3.1.	GENERALIDADES	121
3.2.	DESCRIÇÃO DAS OBRAS.....	123
3.2.1.	Localização das obras.....	123
3.2.2.	Comprimentos de estaca	123
3.2.3.	Seções analisadas	125
3.2.4.	Tabela resumo das obras.....	127
3.2.5.	Perfis de subsolo típicos	129
3.3.	EXTREMOS TEÓRICOS DA EQUAÇÃO DE <i>ENERGY APPROACH</i>	134
3.3.1.	Estacas de concreto.....	134
3.3.2.	Estacas metálicas	138
3.4.	AJUSTES BÁSICOS DA EQUAÇÃO DE <i>ENERGY APPROACH</i>	141
3.4.1.	Ajuste Médio da equação.....	142
3.4.2.	Ajuste de Segurança da equação	145
3.5.	A DISPERSÃO DO PARÂMETRO K_{sp}	150
3.5.1.	A obtenção de K_{sp}	151
3.5.2.	K_{sp} por material da estaca	152
3.5.3.	K_{sp} para cada obra analisada	154
3.5.4.	K_{sp} por tipo de seção de estaca	165
3.5.5.	K_{sp} por área da seção transversal	171
3.5.6.	K_{sp} por faixa de comprimento	181
3.5.7.	K_{sp} pela relação L/D	187
3.5.8.	K_{sp} por valores de nega.....	193
3.5.9.	K_{sp} e o fator de integridade Beta (β).....	197
3.5.10.	K_{sp} pelo percentual de resistência de ponta	201
3.5.11.	K_{sp} e o <i>Quake</i> da ponta (C3).....	210

3.5.12.	K_{sp} pela rigidez do elemento de estaca (K_r)	218
3.5.13.	K_{sp} pela rigidez dinâmica da estaca (K_z)	228
3.6.	UMA CORRELAÇÃO DE MÚLTIPLAS VARIÁVEIS PARA K_{sp}	237
3.7.	A ESTIMATIVA DA ENERGIA EFETIVAMENTE TRANSFERIDA	243
3.7.1.	Considerações iniciais.....	245
3.7.2.	Coeficiente λ por material.....	247
3.7.3.	Coeficiente λ por obra	248
3.8.	TENSÕES DE COMPRESSÃO NA CRAVAÇÃO.....	259
3.8.1.	Considerações iniciais.....	259
3.8.2.	Estimativa das tensões pela equação de Gambini	260
3.8.3.	O ajuste matemático da equação de Gambini.....	264
3.8.4.	Simplificações da Equação de Gambini original.....	268
3.8.5.	Formulação prática – a Equação de Querelli	276
3.8.6.	Resumo de todas as simplificações propostas.....	281
4.	CONCLUSÕES.....	282
4.1	SOBRE OS EXTREMOS TEÓRICOS DO PARÂMETRO K_{sp} NA EQUAÇÃO DE <i>ENERGY APPROACH</i>	282
4.2	SOBRE OS DOIS AJUSTES BÁSICOS POR MEIO DE K_{sp}	282
4.3	SOBRE AS CORRELAÇÕES E A DISPERSÃO OBSERVADA EM K_{SP}	283
4.3.1	K_{sp} por obra analisada.....	283
4.3.2	K_{sp} e a nega	283
4.3.3	K_{sp} e o fator de integridade (β)	284
4.3.4	K_{sp} e o percentual de resistência de ponta	284
4.3.5	K_{sp} e o <i>quake</i> da ponta.....	284
4.3.6	K_{sp} e a rigidez do elemento	285
4.3.7	K_{sp} e a rigidez dinâmica.....	285
4.3.8	Sobre as tendências observadas	286
4.4	SOBRE A CORRELAÇÃO DE MÚLTIPLAS VARIÁVEIS.....	286
4.5	SOBRE A PROPOSTA DE ESTIMATIVA DA ENERGIA EFETIVA POR MEIO DA NEGA E DO REPIQUE ELÁSTICO.....	287

4.6	SOBRE AS ESTIMATIVAS DAS TENSÕES PELA EQUAÇÃO DE GAMBINI E AS DUAS SIMPLIFICAÇÕES PROPOSTAS	288
4.7	PROPOSTAS PARA PESQUISAS FUTURAS.....	289
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	290
	APÊNDICE A – HISTOGRAMAS DE COMPRIMENTOS DAS ESTACAS POR OBRA	300
	APÊNDICE B – EQUAÇÃO DA ENERGIA EFETIVAMENTE TRANSFERIDA.....	308
	APÊNDICE C – A SIMPLIFICAÇÃO DA EQUAÇÃO DE GAMBINI	311
	APÊNDICE D – K_{sp} E A IDADE DOS ENSAIOS DINÂMICOS.....	314
	APÊNDICE E – DUAS INVESTIGAÇÕES SOBRE O COEFICIENTE λ	324
	ANEXO A – REGISTROS DINÂMICOS ANALISADOS.....	328
	ANEXO B – SONDA GENS TÍPICAS	366

1. INTRODUÇÃO

Embora exista uma infinidade de áreas da prática da engenharia, todas, de modo unânime, estão fundamentadas no claro objetivo de oferecer seus produtos finais com qualidade, confiabilidade e desempenho adequados, tendo como meta o menor custo possível. Segundo sucintamente definiu Cabral (2009):

[...] dentre as soluções exequíveis e seguras, o projeto correto é o mais econômico.

Portanto, em um universo de soluções tecnicamente viáveis, a chamada “boa engenharia” deve considerar a questão da segurança como principal critério e, em seguida, optar por colocar em prática aquela solução definida como menos onerosa.

Esta perspectiva é válida para toda e qualquer área da engenharia. No entanto, quando a assertiva de Cabral é levada à engenharia geotécnica de fundações, há um complicador adicional; um fator que dificulta os conhecimentos prévios da viabilidade, da segurança e do custo: o solo.

Por se tratar de um componente da natureza, com características e origens variadas e difícil de ter seus comportamentos naturais reproduzidos quando “moldado” pela ação do homem, o solo é, certamente, o menos conhecido dentre todos os elementos de um projeto geotécnico.

No caso da engenharia de fundações, visa-se, portanto, minimizar as incertezas provenientes do solo, utilizando-se de certas ferramentas *a priori*, como as sondagens (SPT, SPT-T, CPTU), ensaios mais específicos de caracterização ou execução de estacas piloto, e *a posteriori*, como é o caso dos controles executivos (gráficos de execução, nega, repique elástico, provas de carga, etc). Essas informações darão subsídios para que seja possível avaliar se uma fundação foi bem projetada, se está sendo bem executada e se se encontra adequadamente segura ao propósito à que foi dimensionada.

Alonso (1991) faz uma analogia oportuna a respeito disso, comparando a “boa fundação” a um tripé em que projeto, execução e controle estão sempre em harmonia:

[...] uma boa fundação é aquela que tem como apoio um tripé harmonioso, constituído pelo projeto, pela execução e pelo controle.

Na sequência, ele ressalta a importância do controle executivo como aquele que “deverá aferir as previsões feitas, adaptando a execução” e “fornecendo subsídios ao projeto para reavaliação” (ALONSO, 1991).

No caso de obras com fundações profundas em estacas pré-moldadas, sejam elas de concreto ou metálicas, estes mecanismos de controle de qualidade são bastante conhecidos pelo meio técnico.

O presente trabalho, no entanto, se aterá ao uso de três deles: a nega, o repique elástico e os ensaios de carregamento dinâmico. Os dois primeiros, porque chamam a atenção a estudos mais aprofundados devido a um aspecto básico: são dois dos controles mais simplistas em termos executivos (na maior parte dos casos) – cujo material necessário usual é composto somente por lápis, papel, fita adesiva e um gabarito de madeira – mas que podem fornecer, de forma eficaz, estimativas de resistência do sistema estaca-solo, informação essa que se coloca como uma das mais relevantes para avaliação da qualidade e do desempenho do estaqueamento. O ensaio de carregamento dinâmico, por sua vez, funcionará como o referencial de comparação – tanto dessas estimativas de resistência realizadas por meio da nega e do repique elástico, como nos outros dois enfoques do estudo: a estimativa da energia efetivamente transferida e as tensões de compressão na cravação.

Usualmente, as estimativas de resistência mobilizada pelas medidas de nega ou repique são realizadas por formulações empíricas, semiempíricas ou teóricas, denominadas “*fórmulas dinâmicas*”. Essas fórmulas, de um modo ou de outro, sempre correlacionam três principais fatores envolvidos no evento de cravação: energia, deslocamento e a própria resistência mobilizada, sendo comumente aferidas e aprimoradas em conjunto com ensaios de maior precisão, como as provas de carga estáticas ou dinâmicas.

O assunto “*fórmulas dinâmicas*” ainda não se encontra esgotado no meio técnico. A variabilidade de fatores envolvidos no processo de cravação, aliada à simplicidade das medidas de nega e repique elástico mantém este

assunto ainda “em aberto” ao mesmo tempo em que o torna objeto de estudo de extremo interesse ao refinamento das técnicas de engenharia e controles de qualidade de obra.

A proposta da pesquisa quanto à estimativa da energia efetivamente transferida à estaca no golpe do martelo, por sua vez, também traz contribuição à prática das estacas cravadas, uma vez que tal método prescinde do conhecimento da eficiência geral do sistema de cravação, parâmetro este de difícil aferição e que possui grande variabilidade quando, mesmo após aferido, é extrapolado às demais cravações da obra, as quais não receberão nenhum tipo de instrumentação.

Em relação à estimativa das tensões de compressão na cravação, há dois pontos opostos que justificam tal estudo: se por um lado, tensões que ocorrem no elemento podem gerar danos irreversíveis durante a cravação, por outro, a fim de se aproveitar todo o potencial de carga provido pela seção de concreto (ou aço), é desejável que as estacas sejam cravadas sob a máxima tensão possível sem que tais danos ocorram. Assim, o conhecimento da magnitude das tensões se prova fundamental.

1.1. OBJETIVOS

O objetivo primeiro da presente pesquisa é o desenvolvimento de um estudo acerca da Equação de *Energy Approach*, proposta por Paikowsky e Chernauskas (1992). Tal estudo envolve tanto estacas de concreto como estacas de aço e visa avaliar, por meio de uma análise comparativa com ensaios de carregamento dinâmico, o parâmetro chave que constitui a equação (K_{sp}) verificando empiricamente seus extremos e avaliando sua variabilidade em relação a diversas outras grandezas envolvidas no evento de cravação, como: a geometria da seção transversal, sua área, o comprimento da estaca, o fator de integridade, a nega do golpe, rigidez do elemento, etc. Deseja-se com isso, permitir a proposição de uma calibração à formulação original por meio de K_{sp} .

Em face do extenso banco de dados que a pesquisa acumulou, contendo 881 registros dinâmicos, duas propostas paralelas ao estudo principal

se desenvolveram: a estimativa da energia efetivamente transferida à estaca por meio das medidas de nega e repique e a estimativa das tensões de compressão máximas atuantes durante a cravação (ou recravação) sem a necessidade de instrumentação da estaca.

A primeira, com respeito à energia, objetiva propor um método alternativo para estimativa da energia efetiva no golpe do martelo. Tal método originou-se de uma dedução envolvendo a equação de *Energy Approach* (PAIKOWSKY; CHERNAUSKAS, 1992) e a fórmula dinâmica de Chellis (1951), cujo resultado final foi uma equação de energia efetiva em função do máximo deslocamento da estaca no golpe, isto é, a soma da nega e do repique elástico.

Além desta, a segunda proposta trata da estimativa das tensões de compressão que ocorrem nas estacas durante a cravação. Tal avaliação será realizada sobre a equação empírica de Gambini (1982 apud ALMEIDA, 1985). Pretende-se avaliar a precisão de estimativa da equação original, seguida de possíveis ajustes no método. Deseja-se também propor duas formas mais sintetizadas da equação de Gambini: uma primeira simplificação geral e uma segunda, de caráter prático e formato expedito, de modo que seja proveitosa para uso do engenheiro de campo.

1.2. JUSTIFICATIVA E RELEVÂNCIA DO ESTUDO

A prática executiva de fundações, não somente no Brasil, mas por todo o mundo, carece, assim como as demais áreas da engenharia, de constantes aprimoramentos. Embora a maior parte das empresas possua o nobre desejo de entregar seu produto com elevada qualidade, não é fato raro observar rotinas de execução que pouco fazem justiça ao termo “controle executivo” resultando, em última análise, em fundações com desempenho e durabilidade abaixo do esperado. Existem diversos motivos para que isso ocorra; um deles é, certamente, a falta de confiabilidade na aplicação de controles de baixo custo que sejam verdadeiramente eficientes.

Fórmulas dinâmicas são exemplos disso: Velloso e Lopes estimaram (conservadoramente) que “o número de fórmulas dinâmicas chega a uma centena” (VELLOSO; LOPES, 2011). Sabe-se, no entanto, que esse número é

muito maior. Desse modo, delegar a alguma fórmula dinâmica confiabilidade prática requer, ao mínimo, o conhecimento de suas hipóteses originárias e uma aferição básica de seus parâmetros principais por meio de monitoração dinâmica – requer, portanto, algum mínimo estudo sobre os métodos.

Dentro dessa perspectiva, uma vez que é desejável que os controles executivos tornem-se tão mais simples quanto eficazes, o presente estudo se justifica, logo de início, visto que seu objetivo principal refere-se ao escrutínio da fórmula dinâmica de *Energy Approach*, tendo como alvo o estudo de seus extremos teóricos, a dispersão de K_{sp} e propostas de calibrações à equação por meio desse parâmetro.

Na proposta de estimativa da energia efetiva por meio das medidas de nega e repique, a contribuição à prática da engenharia de fundações realiza-se no fato de que o método se coloca como uma alternativa à necessidade de aferição da eficiência geral dos golpes.

Igualmente, o estudo das estimativas de tensões na cravação por meio da equação de Gambini (1982 apud ALMEIDA, 1985), com a proposição de formatos mais simplificados (e práticos) do método, também agregarão ao leque de controles executivos existentes para a boa prática de fundações em estacas cravadas.

1.3. METODOLOGIA DA PESQUISA

A pesquisa baseia seus resultados em comparações com ensaios de carregamento dinâmico (ECD) de energia crescente executados em estacas cravadas. Os ensaios aqui contidos foram executados com o equipamento fabricado pela Pile Dynamics Inc., o Pile Driving Analyser (ou PDA), que é o equipamento mais tradicionalmente utilizado ao redor do mundo para este fim.

Foram 15 obras analisadas, as quais estão espalhadas por 8 diferentes localidades brasileiras, foram monitoradas 294 estacas, sendo 204 estacas de concreto e 90 estacas de aço. Todos estes ensaios tratam de estacas após o final de cravação. Em cada um deles foi executada, ao mínimo, uma análise CAPWAP. Os 294 ensaios foram segmentados por cada golpe do martelo, gerando assim 881 registros de ensaio de carregamento dinâmico que, para os

fins do presente estudo, puderam ser analisados separadamente – cada registro como um ensaio individual.

Não houve participação direta do autor na execução prática dos ensaios tendo apenas, à época dos ensaios, sua contribuição na interpretação e discussão de uma parcela dos mesmos – algo da ordem de 50% – os quais se referem a obras que o autor participou ativamente como consultor de fundações.

1.4. ESTRUTURA DO TEXTO

O presente trabalho se iniciou com um capítulo de introdução (Seção 1), onde há uma explanação inicial do tema, seguida dos objetivos propostos para a pesquisa, assim como a justificativa e a relevância do tema escolhido para a condição atual da engenharia. Também foi apresentada a metodologia proposta para a pesquisa final.

O segundo capítulo (Seção 2) trata da revisão bibliográfica acerca dos assuntos mais pertinentes à pesquisa. Estão contidas nessa seção as bases teóricas que fundamentam o estudo prático do tema, a saber: uma conceituação inicial de fundações profundas, os controles de estaqueamento por nega e repique elástico, o ensaio de carregamento dinâmico (ECD) e suas modalidades, o desenvolvimento da teoria unidimensional da propagação de onda, as metodologias Case e CAPWAP para determinação da resistência mobilizada nos ensaios dinâmicos, um histórico sobre o desenvolvimento de algumas fórmulas dinâmicas – com destaque para a Equação de *Energy Approach* e a fórmula dos Dinamarqueses – e uma seção dedicada às tensões de cravação, mais especificamente tratando daquelas de compressão, que são alvo da Equação de Gambini, apreciada pelo presente trabalho. Ao final, são apresentados alguns estudos já publicados na literatura técnica e que se assemelham ou possuem relevância à essa pesquisa.

O capítulo terceiro (Seção 3) é o mais extenso da dissertação, contendo inicialmente uma caracterização completa de todos os dados referentes aos casos de obra analisados. Na sequência, são descritos os resultados obtidos, contendo:

- as análises acerca da Equação de *Energy Approach* e do parâmetro K_{sp} : extremos empíricos do parâmetro, dispersão de K_{sp} em relação a diversas outras grandezas envolvidas e uma regressão de múltiplas variáveis, correlacionando K_{sp} com três diferentes grandezas;
- em sequência, a pesquisa trata da proposta de se estimar a energia efetivamente transferida à estaca no golpe do martelo;
- a terceira frente de resultados apresenta aqueles referentes às tensões dinâmicas de compressão na cravação. Foi realizado, inicialmente, um comparativo entre a estimativa das tensões pela Equação de Gambini e os resultados da monitoração dinâmica, seguido de possíveis ajustes e da proposição de uma forma simplificada à formulação original. Este item ainda contempla uma segunda proposta de equação, ainda mais enxuta, que tem como objetivo possibilitar a uma estimativa expedita das tensões de compressão ao engenheiro quando em campo.

O capítulo final (Seção 4), chamado “Discussões e Conclusões”, apresenta de maneira detalhada as conclusões obtidas ao longo da pesquisa, bem como diversas discussões que podem ser levantadas a partir dos resultados obtidos. Essa seção está fragmentada de modo semelhante ao capítulo anterior a fim de permitir a organização das conclusões referentes a cada um dos temas. Ao final, se discutem sugestões para pesquisas futuras que guardem relação com a presente pesquisa e seus resultados.

A sequência das conclusões contém as referências bibliográficas consultadas ao longo da pesquisa, seguidas pelas seções de apêndices e anexos. Foram elaborados seis deles, descritos brevemente a seguir:

- **Apêndice A: Histogramas de comprimentos das estacas por obra**

Este apêndice complementa o item 3.2.2 contendo as distribuições de frequência de comprimentos de estaca para cada uma das 15 obras avaliadas.

- **Apêndice B: Equação da energia efetivamente transferida**

Este apêndice é dedicado a apresentar a dedução que originou a equação proposta para estimativa da energia efetiva baseada no deslocamento total máximo medido em campo (nega + repique elástico).

- **Apêndice C: A simplificação da Equação de Gambini**

Neste, é realizada a dedução da Equação de Gambini Simplificada. Essa dedução tem a função de introduzir o item 3.8.4.6, onde a equação pronta, em sua forma reduzida, é apresentada já de início.

- **Apêndice D: K_{sp} e a idade dos ensaios dinâmicos**

Este apêndice separou os ensaios dinâmicos por faixa de idade visando demonstrar, para a metodologia adotada de obtenção de K_{sp} , que não há relação alguma deste parâmetro com a idade dos ensaios dinâmicos sendo, portanto, indiferente à questão do efeito *set-up*.

- **Anexo A: Registros dinâmicos analisados**

É apresentada uma tabela resumo contendo todos os 881 ensaios dinâmicos analisados. Para cada ensaio, estão relacionadas as grandezas mais significativas envolvidas no evento de cravação e também aquelas necessárias aos cálculos desenvolvidos ao longo do estudo.

- **Anexo B: Sondagens típicas**

Trata de apresentar uma ou mais sondagens típicas referentes a cada obra analisada nesta pesquisa.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. FUNDAÇÕES PROFUNDAS: BREVE HISTÓRICO

O elemento de fundação é o intermediário responsável pela transferência das cargas provenientes da estrutura para o solo.

As fundações podem ser classificadas em três grandes grupos: as superficiais (também chamadas “rasas”), as profundas ou as mistas (que são associações de fundações superficiais e profundas). Este trabalho se aterá às fundações profundas – mais especificamente àquelas em estacas cravadas.

A norma brasileira NBR 6122 (ABNT, 2010), define fundação profunda como:

Elemento de fundação que transmite a carga ao terreno ou pela base (resistência de ponta) ou por sua superfície lateral (resistência de fuste) ou por uma combinação das duas, devendo sua ponta ou base estar em profundidade superior ao dobro de sua menor dimensão em planta e no mínimo 3,0m.

O emprego das fundações profundas vem, certamente, de muito longa data. Velloso e Lopes indicaram a existência de construções em palafitas na pré-história. Eles também recorrem às palavras do engenheiro e historiador suíço Hans Straub, que descreveu o uso de estacas nas construções de estradas do Império Romano em regiões pantanosas e também descreve as fundações utilizadas na reconstrução da Ponte della Pietra, Verona, século XV. Straub cita que houve, inclusive, testemunhas de que “as estacas foram cravadas até uma penetração não maior do que 2 dedos para 24 golpes” (STRAUB, 1964 apud VELLOSO; LOPES, 2011).

Costet e Sanglerat (1969 apud VELLOSO; LOPES, 2011) citam que as primeiras estacas de concreto foram utilizadas nas fundações de usinas do grupo Babcock & Wilcox, em 1897, pelo engenheiro francês do século XIX François Hennebique, o pioneiro na aplicação e execução das estruturas (e estacas) de concreto armado do modo como conhecemos atualmente (CUSACK, 1984).

No Brasil, estacas pré-moldadas de concreto tem o seu primeiro registro

de utilização por volta da década de 1920, quando foram utilizadas estacas armadas na construção do Jockey Club do Rio de Janeiro. As estacas protendidas só vieram a ser utilizadas aproximadamente 30 anos mais tarde, na década de 1950 (FARIA, 2008). A técnica europeia, de confecção de estacas de concreto armado centrifugado tardou 10 anos mais, começando a ser produzida no Brasil por volta de 1960.

2.2. ESTACAS CRAVADAS E O CONTROLE DE QUALIDADE

A definição mais específica, de “estaca”, pela norma brasileira NBR 6122 (ABNT, 2010) é:

Elemento de fundação profunda executado inteiramente por equipamentos ou ferramentas, sem que, em qualquer fase da sua execução haja descida de pessoas. Os materiais empregados podem ser: madeira, aço, concreto pré-moldado, concreto moldado in loco ou pela combinação dos anteriores.

Nesta definição, enquadram-se estacas cravadas, moldadas in loco ou até algumas estacas especiais, que podem ser fruto da combinação entre a cravação de um elemento pré-fabricado e uma posterior concretagem em campo.

O presente estudo se limitará à análise de estacas cravadas, fabricadas *a priori*, isto é, o tipo de estaca em que a confecção do elemento é externo ao solo e precede o momento de sua aplicação em obra.

Essas estacas, em geral, podem ser classificadas (quanto ao material) em dois grandes grupos: estacas de concreto e estacas de aço (ou metálicas).

Pela definição que a NBR 6122 (ABNT, 2010) fornece, estaca pré-moldada (ou pré-fabricada) de concreto é a:

Estaca constituída de segmentos de concreto pré-moldado ou pré-fabricado e introduzida no terreno por golpes de martelo de gravidade, de explosão, hidráulico ou martelo vibratório.

Do mesmo modo, a norma também define o conceito de estaca metálica (ou de aço):

Estaca cravada, constituída de elemento estrutural produzido industrialmente, podendo ser de perfis laminados ou soldados, simples ou múltiplos, tubos de chapa dobrada ou calandrada, tubos com ou sem costura e trilhos.

Dentro de ambos os grupos, há diversas outras subdivisões que podem ser feitas. A mais tradicional delas deriva do modo como são produzidas, que influencia diretamente em suas principais características técnicas, condicionando em certos casos suas aplicações em obra. As subdivisões destes tipos de estaca são:

a) Estacas Pré-Moldadas de Concreto:

- **Protendidas:** estacas com baixa taxa de armação, armadas com fios ou cordoalhas de aço que recebem protensão antes da concretagem do elemento (armadura ativa). Após a cura do concreto, a ancoragem da protensão é liberada e o concreto da estaca recebe uma tensão de compressão adicional. As estacas protendidas, em geral, não possuem estribos, exceto nas regiões próximas às suas extremidades (“cabeça” da estaca).

- **Armadas:** estacas produzidas em concreto armado tradicional vibrado e com gaiolas de barras longitudinais sem alongamento prévio (armadura passiva) e estribos.

- **Centrifugadas:** são estacas também armadas sem alongamento prévio, porém seu concreto é adensado mediante rotação, em alta velocidade, de uma fôrma metálica em torno de seu eixo longitudinal. A força centrífuga produzida pela rotação distribui o concreto na fôrma, gerando uma seção tubular uniforme, de baixa permeabilidade e índice de vazios, conferindo ao material melhores resistências e maior durabilidade.

b) Estacas Metálicas:

- **Perfis:** perfis tradicionais de aço laminado ASTM A572, de seção “I” ou “H”. Há também o formato “U” e cantoneira, porém estes são menos usuais para fundações.

- **Tubulares:** estacas de aço de formato tubular. Podem ser cravadas com ponta aberta ou fechada, conforme a necessidade de projeto.
- **Trilhos:** estacas com seção do tipo trilho ferroviário. Neste caso podem ser cravados trilhos novos ou até mesmo trilhos usados que não tenham mais utilidade ferroviária por estarem fora das especificações mínimas necessárias para este fim.

Tradicionalmente, quando refere-se à estacas cravadas, se está falando a respeito do processo que consiste, inicialmente, do içamento e aprumação da peça em um determinado ponto, seguido da aplicação de sucessivas energias de cravação na cabeça da estaca (golpes) com o intuito de fazê-la penetrar no maciço de solo. No entanto, embora o exato momento da cravação de uma estaca seja, em geral, o foco de maior atenção de sua aplicação em obra, seus procedimentos de controle (de qualidade), que assegurarão perfeito desempenho e alta confiabilidade à fundação, se iniciam muito antes desse instante – durante a produção das peças – e se estendem para muito além dele, com os controles pós-cravação.

Esses procedimentos de qualidade podem ser divididos, em relação ao seu momento dentro do processo executivo, em três grandes grupos:

A. Controles anteriores à cravação: referem-se, principalmente à fabricação (moldagem), manuseio, armazenagem e transporte das estacas. Tais controles, no que se referem à estacas de concreto, são extensamente descritos na NBR 16258 (ABNT, 2014). Além dos citados, ainda há ensaios realizados nas fábricas e no início dos serviços de campo e abrangem os ensaios de compressão simples do concreto, módulo de elasticidade, ensaios de esclerometria, além de inspeções quanto à fissuração, controle das dimensões da peça confeccionada e controles de içamento, estocagem e transporte das estacas até o momento da cravação – todos esses também tratados na NBR 16258;

B. Controles durante a cravação: são aqueles relacionados a todo o processo de embutimento ou reembutimento (no caso de recravação) da estaca no terreno. Refere-se ao correto posicionamento da estaca no ponto onde será cravada, associado à correta angulação da torre do bate-estacas,

seja ela a 90° em relação à superfície do terreno ou em algum ângulo distinto, caso se trate de estacas inclinadas e o correto controle de soldagem dos elementos que serão cravados. Também envolve o registro do diagrama de cravação da estaca, das medidas de nega e repique elástico e, eventualmente, do acompanhamento da cravação por algum tipo de instrumentação (monitoração dinâmica, tell-tales, etc), o que é menos usual;

C. Controles após a cravação: controles de campo executados após o término da cravação da estaca. São as medidas de nega e repique “descansados”, ensaios de integridade, provas de carga estáticas ou dinâmicas e o controle do correto arrasamento da estaca, quando a mesma já estiver liberada para que a obra prossiga.

A perfeita execução de uma fundação em estacas, portanto, deve contemplar uma infinidade de etapas e controles executivos, que vão desde a elaboração do traço do concreto, da limpeza e a aplicação do desmoldante à fôrma da estaca (também tratados na NBR 16258; ABNT, 2014), chegando até o término do descarregamento de uma prova de carga estática – momentos finais de sua avaliação de desempenho, em obra.

Assim, sobre a execução de uma fundação profunda como bom produto final, provedora de desempenho adequado e elevada confiabilidade, repousam, não só os fundamentos básicos de uma cravação de estacas, mas, também, uma série de outras técnicas, cuidados e controles executivos que devem ser postos em prática desde sua fabricação.

2.3. CONTROLES DE CAMPO

Como citado, os mais tradicionais controles de campo para estacas cravadas são diversos. Nesta seção, três deles serão mais profundamente abordados. São eles: o diagrama de cravação e as medidas de nega e de repique elástico. O ensaio de carregamento dinâmico, outro importante controle de campo, será melhor abordado separadamente, adiante, na seção 2.4.

2.3.1. Diagrama de Cravação

O diagrama de cravação de estacas é um registro independente das medidas de nega e repique elástico. Nele, é contabilizada a quantidade de golpes, aplicados pelo martelo do bate estacas, necessários à penetração de cada metro (ou cada meio metro) da estaca no solo.

Esse registro é de extrema simplicidade executiva, pois depende apenas de um auxiliar que conte o número de golpes para penetração de cada trecho ou de um sistema automatizado, como em martelos de cravação hidráulicos, que registra essa contagem automaticamente.

Uma das grandes utilidades do diagrama de cravação é a possibilidade de conversão dos registros em um gráfico (VELLOSO; LOPES, 2011) para comparação com os perfis de sondagem SPT, visando verificar e confirmar o que as sondagens apontam: o número de golpes para cravação de cada trecho da estaca deve ser proporcional à quantidade de golpes para cravação do amostrador do SPT.

Vieira (2006) ressalta a importância do registro de golpes ser executado mediante uma mesma altura de queda (constante), sem variação da energia de cravação. Do contrário, a equipe de obra deve tomar o cuidado de anotar, em cada trecho da penetração da estaca, qual a altura de queda utilizada, a fim de possibilitar a posterior comparação da proporcionalidade com as sondagens.

Também é necessário atentar para o fato de que, em um bloco com muitas estacas, o efeito do deslocamento do solo pela cravação de cada estaca tende a melhorar localmente sua resistência à penetração. Por isso, para que seja possível realizar uma comparação coerente com a sondagem SPT, deve-se adotar o diagrama de cravação da primeira (ou de uma das primeiras) estaca do grupo (VIEIRA, 2006).

A NBR 6122 (ABNT, 2010) cita em seu Anexo D (estacas pré-moldadas de concreto) a necessidade do registro do diagrama de cravação “em 100% das estacas”.

Um exemplo de diagrama de cravação é apresentado na Figura 1.

Figura 1 – Exemplo de diagrama de cravação

Nº DE GOLPES POR METRO DE CRAVAÇÃO			
0 a 1	5	20 a 21	
1 a 2		5	21 a 22
2 a 3	6		22 a 23
3 a 4		6	23 a 24
4 a 5	9		24 a 25
5 a 6		9	25 a 26
6 a 7	9		26 a 27
7 a 8		11	27 a 28
8 a 9	13		28 a 29
9 a 10		15	29 a 30
10 a 11	18		30 a 31
11 a 12		21	31 a 32
12 a 13	29		32 a 33
13 a 14		41	33 a 34
14 a 15	54		34 a 35
15 a 16		114	35 a 36
16 a 17	149		36 a 37
17 a 18		110	37 a 38
18 a 19			38 a 39
19 a 20			39 a 40

Fonte: autor.

2.3.2. Nega e Repique Elástico

Pela definição mais rigorosa, a NBR 6122 define a nega como a medida do deslocamento permanente da estaca em relação ao solo, ocasionado por apenas um golpe do martelo de cravação (ABNT, 2010). Entretanto, a própria norma NBR 6122 reconhece que a ordem de grandeza de uma medida como essa é extremamente pequena (próximo ao final da cravação é da ordem de 0,0 a 2,0mm), tornando difícil registrá-la e medi-la precisamente. Visando facilitar sua leitura, o meio técnico denomina como “nega” a medida média do deslocamento permanente referente aos dez últimos golpes do processo de cravação (ALVES; LOPES; DANZIGER, 2004).

A nega é um dos controles mais simples de se executar em campo. Para sua obtenção, basta fixar uma folha de papel ao corpo da estaca e executar um traço horizontal com um lápis apoiado sobre um gabarito de referência (indeslocável). Após dez golpes do martelo, outro traço referenciado no mesmo gabarito é realizado. Um décimo da distância vertical entre as duas retas paralelas representa a média do deslocamento permanente da estaca pela aplicação dos dez golpes, ou seja, a medida da nega.

A nega é a medida que, em geral, o engenheiro de campo dispõe para autorizar a parada da cravação da estaca, pois pela configuração do sistema de cravação – peso e tipo de martelo, altura de queda, peso e comprimento da estaca, etc – e pela medida de nega, é possível de se obterem estimativas da resistência geotécnica da estaca.

Já o repique elástico é uma medida que indica o máximo deslocamento elástico (recuperado) pelo sistema solo-estaca após um golpe do martelo. Alonso resume a definição do repique como “a parcela elástica do deslocamento máximo de uma seção da estaca” (ALONSO, 1991).

No entanto, como mostrado na equação (1), tal deslocamento não é somente composto pela compressão elástica da peça estrutural (estaca), mas também por uma segunda grandeza: o deslocamento elástico do solo sob a ponta, também denominado como *quake* ou, mais precisamente, *quake da ponta*.

$$K = C2 + C3 \quad (1)$$

Onde:

K = Repique elástico;

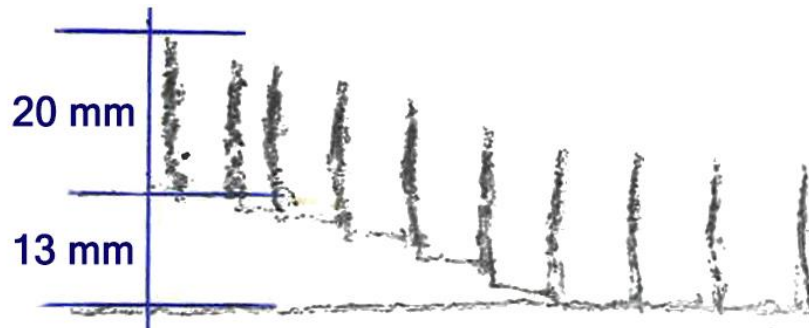
C2 = Encurtamento elástico do elemento estrutural (estaca);

C3 = Deslocamento elástico do solo sob a ponta, ou *quake* (da ponta).

O repique pode ser obtido apoiando-se um lápis em um gabarito indeslocável com a ponta encostada em um papel fixado à estaca. Quando o golpe do martelo atinge a estaca, ela se desloca para baixo em relação ao gabarito, fazendo com que o lápis faça um traço para cima no papel. Quando a estaca recupera a parcela elástica de seu deslocamento, ela tende a retornar para cima, fazendo com que o traço do lápis desça até certo ponto, abaixo. A diferença entre a posição final do lápis e o ponto mais alto do gráfico representa o máximo deslocamento elástico da estaca durante o golpe: é a medida do repique.

Um exemplo (fora de escala) das medidas de nega e repique elástico é apresentado na Figura 2:

Figura 2 – Exemplo de registros de nega (S) e repique elástico (K)

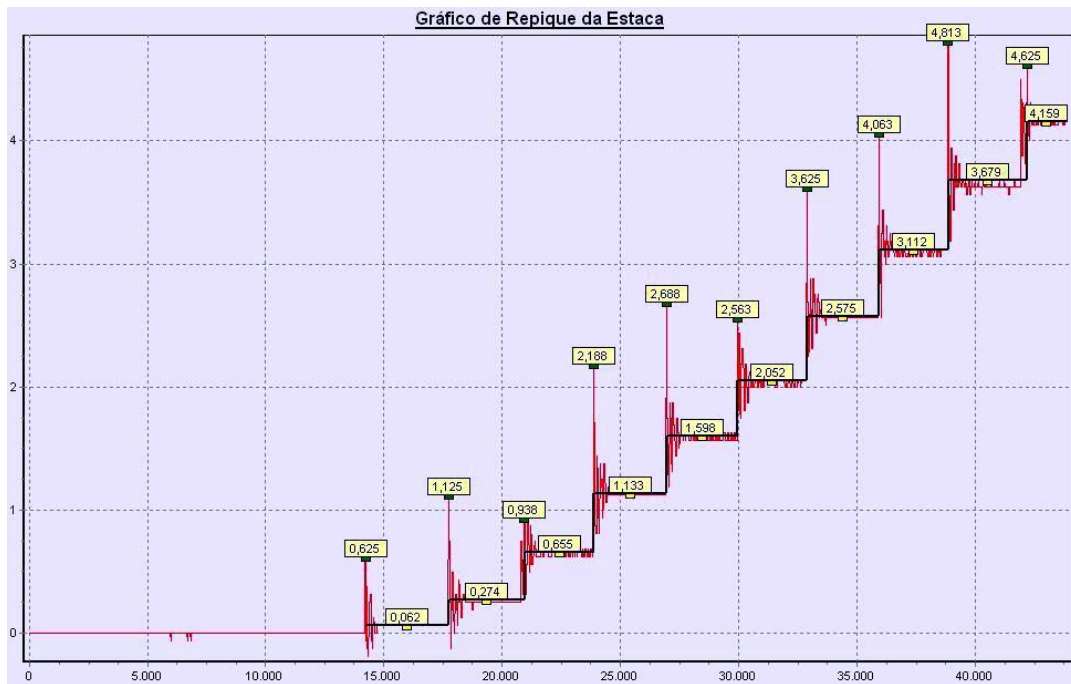


Fonte: autor.

Na Figura 2, a medida de nega (**S**), isto é, a média da penetração nos dez últimos golpes, é igual a 1,3 mm e o repique elástico (**K**) igual a 20 mm, aproximadamente.

Já há disponível no mercado sistemas de registro eletrônico de nega e repique elástico. A maior parte deles funciona com uma espécie de câmera de captura de movimento que é colocada visando o corpo da estaca, onde se fixa um pino metálico de referência. Durante a aplicação dos golpes, o dispositivo de leitura capta a trajetória de movimento do pino, gerando, ao final, um gráfico eletrônico de nega e repique elástico. Esse sistema oferece excelente precisão das medidas, com uma vantagem adicional em relação à questão da segurança, visto que não é necessário que um auxiliar da equipe de cravação fique agachado próximo à projeção do martelo do bate estacas (ou sob ela), como ocorre na prática de obtenção do repique elástico. No entanto, suas desvantagens em relação às medidas feitas com lápis e papel são o custo (superior) e a menor produtividade do serviço, devido ao tempo de instalação e preparação dos equipamentos de leitura. Na Figura 3, é possível ver um exemplo de resultado eletrônico de nega e repique elástico.

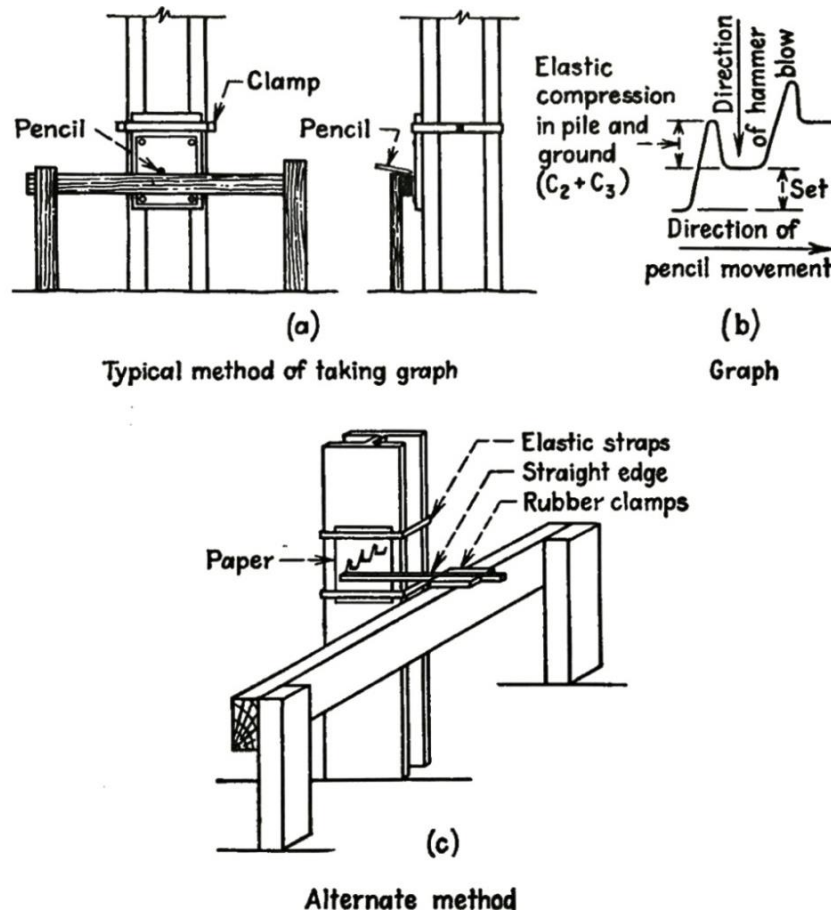
Figura 3 – Medida eletrônica de nega e repique elástico



Fonte: REDAV, 2018.

Na prática corrente, o procedimento usual para obtenção dessas medidas é execução simultânea (de ambas) para dez golpes do martelo, seguindo o que foi proposto por Chellis (1951), apresentado na Figura 4: é fixado um papel ao corpo da estaca e instalado um gabarito fixo (referência). Sobre esse gabarito, um auxiliar segura um lápis com a ponta encostada no papel e são aplicados 10 golpes do martelo sobre a estaca. Durante a aplicação dos golpes, o operador desloca horizontalmente o lápis sem que a ponta do lápis seja retirada da superfície do papel, resultando em um gráfico contínuo.

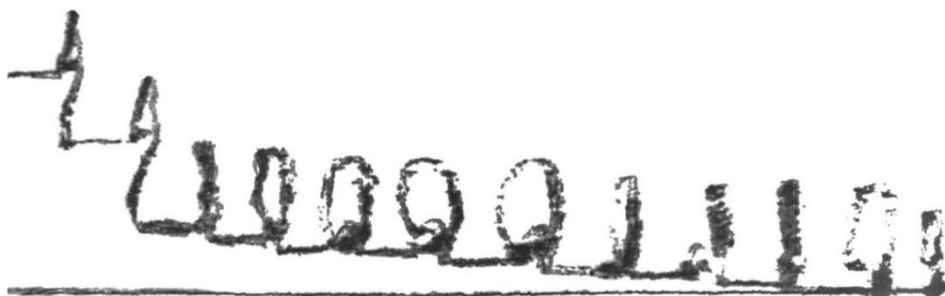
Figura 4 – Métodos típico e alternativo para execução do gráfico de nega e repique elástico



Fonte: Chellis, 1951.

A forma do gráfico pode funcionar como um indicador de qualidade do processo de cravação, podendo fornecer informações a respeito da instabilidade lateral da estaca devido à aplicação de golpes excêntricos do martelo ou ao apoio precário do bate estacas sobre a superfície do terreno. É possível também verificar quebra de estacas durante a cravação, aplicação de golpes com energia variável, dar indícios acerca do uso de suplemento metálico e até permitir estimativas das tensões de tração atuantes no elemento em virtude da cravação. As figuras que se seguem (Figura 5 a Figura 8) mostram exemplos típicos de algumas dessas informações contidas em gráficos de nega e repique elástico.

Figura 5 – Exemplo de estaca quebrada durante a execução das medidas de nega e repique



Fonte: adaptado de Gonçalves, Bernardes e Neves, 2007.

No gráfico da Figura 5, é possível perceber a caracterização da quebra da estaca, pois a mesma estava sendo cravada com um determinado valor de nega, constante para os 10 golpes iniciais, porém, nos dois últimos golpes registrados, o valor da nega aumentou significativamente com redução no valor do repique elástico.

Figura 6 – Exemplo de estaca com instabilidade lateral na cravação



Fonte: adaptado de Gonçalves, Bernardes e Neves, 2007.

A Figura 6 apresenta repiques elásticos típicos de estacas com instabilidade lateral ao final de cravação (baixo valor de nega). Esse tipo de instabilidade ocorre frequentemente devido a golpes excêntricos do bate estacas ou quando há solos superficiais pouco competentes, sem resistência a esforços horizontais. Após o golpe do martelo, o deslocamento elástico vertical ocorre simultaneamente a um deslocamento na horizontal, gerando repiques com o formato apresentado.

Figura 7 – Exemplo de aplicação de golpes com energia variável



Fonte: adaptado de Gonçalves, Bernardes e Neves, 2007.

A Figura 7 mostra o registro de 11 golpes do bate estacas. É possível perceber a variabilidade do tamanho dos repiques elásticos devido à aplicação de golpes com diferentes energias efetivas. Sendo todos esses golpes aplicados por um mesmo sistema de cravação, a hipótese mais provável é que essa variação tenha ocorrido por alterações nas alturas de queda aplicada golpe a golpe.

Figura 8 – Exemplo de estaca em final de cravação, cravada com uso de suplemento metálico



Fonte: adaptado de Gonçalves, Bernardes e Neves, 2007.

Suplementos metálicos são ferramentas de cravação que tem a função de realizar uma espécie de prolongamento provisório da estaca até o martelo de cravação. Eram normalmente utilizados quando se desejava cravar uma estaca pré-moldada abaixo da cota do terreno sem a necessidade de soldar um novo trecho de estaca acima dela. No entanto, essa prática tem se tornado cada vez menos comum sendo, muitas vezes, vetada pelos consultores e projetistas geotécnicos.

A Figura 8 mostra um exemplo de gráfico de nega e repique tirado com suplemento metálico durante a cravação. É possível perceber que, a cada golpe aplicado, a estaca e o suplemento se deslocavam para baixo (e os traços

do gráfico eram riscados para cima) e, em seguida, quando essa deformação era recuperada, além de ambos retornarem, o suplemento ainda “repicava” sobre a cabeça da estaca (fazendo com que os traços do gráfico fossem riscados para baixo em quase igual magnitude).

A norma brasileira NBR 6122 faz referência à nega e ao repique elástico em seus anexos C e D, em que trata de estacas metálicas e pré-moldadas de concreto, respectivamente: “a nega e o repique devem ser medidos em todas as estacas, atendendo-se às condições de segurança” (ABNT, 2010).

Outra recomendação de extrema importância feita pela NBR 6122 (ABNT, 2010) é a de utilização da nega “descansada” também para identificação do comportamento do solo ao longo do tempo, em termos de recuperação (cicatrização) ou perda (relaxação) de resistência:

Há terrenos que têm comportamento de relaxação e outros de cicatrização. Para sua identificação é recomendada a determinação da nega descansada (alguns dias após o término da cravação).

A prática mais comum à engenharia de fundações brasileira consiste em realizar-se o controle de capacidade de carga apenas pelas medidas de nega. No entanto, Aoki (1986) mostrou que, se devidamente interpretada, a medida do repique elástico permite estimar a resistência mobilizada pelo conjunto solo-estaca no instante da cravação. Essas estimativas são realizadas por meio de equações denominadas “fórmulas dinâmicas”. Dentre as fórmulas mais usuais para a estimativa de resistência pelo repique elástico estão a de Hiley (1925), Chellis (1951) e Uto et al. (1985) – algumas das quais serão mais bem discutidas na seção 2.5.

Um cuidado adicional ressaltado por Aoki (1986) é o caso dos chamados “solos resilientes” (popularmente conhecidos como “solos borrachudos”), ou seja, solos que apresentam elevada magnitude de *quake* da ponta (C3). Nestes casos, embora seja possível medir altos valores de repique elástico (K), o valor de C2 acaba por ser, em geral, muito baixo (já que C3 é elevado). Isso ocasiona grandes distorções nas estimativas de resistência e capacidade de carga.

Likins (1983, tradução nossa) denotou os “efeitos adversos” ocasionados por “elevados *quakes* de ponta na cravação de estacas”, como:

- dificuldade de cravação da estaca (fato que já fora destacado por Chellis, 1951 e também citado por Hussein et al., 2006);
- aumento das tensões de tração atuantes; e
- redução da máxima capacidade de carga para a qual um dado sistema de cravação conseguirá cravar a estaca – em função da perda de energia na resiliência do solo sob a ponta (também destacado por Authier e Fellenius, 1980 e Hussein, Bixler e Rausche, 2003).

Assim, nas situações onde há elevados *quakes* de ponta (C3), Likins alertou que “confiar somente em fórmulas dinâmicas [...] pode levar a execução de fundações inseguras” (LIKINS, 1983, tradução nossa). No entanto, Authier e Fellenius ressaltaram que, embora a ocorrência de “solos borrachudos” seja mais frequente do que se imagina, os comuns efeitos de cicatrização do solo (ganho de resistência da estaca com o tempo) acabam por compensar a “inadequada capacidade de carga para a qual a estaca foi cravada” (AUTHIER; FELLENIUS, 1980, tradução nossa).

No entanto, deve-se destacar que, além dessa consideração de Authier e Fellenius (1980) e na contramão do que disse Likins (1983), há algumas fórmulas dinâmicas que, se adequadamente aplicadas (ou aferidas), podem considerar os altos *quakes* de ponta a fim de obter boas estimativas da resistência estática da estaca. Dois exemplos disso são: a fórmula de Chellis (1951), onde a resistência é proporcional a C2, (sendo necessário que se subtraia do repique elástico o valor do *quake*) e a equação de *Energy Approach* (PAIKOWSKY; CHERNAUSKAS, 1992) que possibilita a consideração do *quake* na calibração do parâmetro K_{sp} (como será mostrado mais adiante, nos resultados da presente pesquisa).

2.4. ENSAIO DE CARREGAMENTO DINÂMICO (ECD)

2.4.1. Introdução

O ensaio de carregamento dinâmico (ECD) é um dos ensaios de campo mais utilizados na engenharia de fundações para o controle de qualidade e desempenho de fundações estaqueadas. Ele é baseado na teoria unidimensional da propagação de onda e sua normalização é dada pela NBR 13208, cuja atual versão em vigor é do ano de 2007.

Genericamente, é um ensaio que consiste no monitoramento (por meio de sensores) de golpes aplicados por um martelo de cravação a uma estaca. A partir dos dados do monitoramento derivam diversas informações acerca do estado e desempenho instantâneo da estaca. A NBR 13208 (ABNT, 2007) define o ensaio de carregamento dinâmico como aquele que:

[...] visa à avaliação de cargas mobilizadas na interface solo-estaca, eficiência do sistema de impacto, tensões de compressão e de tração ao longo da estaca, integridade estrutural e características dinâmicas do sistema solo-estaca.

A antiga versão da NBR 6122, de 1996, abordava os ensaios de carregamento dinâmicos como obrigatórios apenas para estacas pré-moldadas de concreto onde se desejasse adotar como limite máximo da carga de trabalho da estaca sua capacidade como peça estrutural, calculada com $f_{ck} \leq 35$ MPa. Neste caso, a norma preconizava que deveriam ser executados ensaios em número superior a 3% do total de estacas da obra, com um mínimo de três ensaios.

No entanto, foi a partir de 2010, ano em que a NBR 6122 o incluiu como alternativa direta aos ensaios estáticos, possibilitando a substituição de cada ensaio estático por 5 dinâmicos e aplicável a qualquer tipo de estaca, que o uso do ECD como controle de campo e verificação de desempenho das estacas tornou-se cada vez mais comum, sendo, desde então, ensaiadas grandes quantidades, não só de estacas metálicas e pré-moldadas de concreto, mas também de estacas moldadas *in loco*, como hélice contínua, raiz, escavadas, estacões, etc.

Esse significativo ganho de mercado não só teve o aval da versão de 2010 da NBR 6122 como também contou com algumas vantagens do ECD em relação às provas de carga estáticas, como a rapidez de sua execução (em grande parte dos casos) e seu menor custo final, embora para estacas moldadas *in loco*, além dos custos do ensaio propriamente dito, o contratante ainda necessitasse da mobilização de um sistema de impacto à obra (bate estacas ou martelo operado por guindaste).

Como citado, o ECD é um ensaio que possui diversas funções: avaliar capacidade de carga, integridade estrutural da estaca, eficiência do sistema de cravação, etc. São muitos os autores que citam e endossam essas funcionalidades: Goble, Rausche e Likins (1980), Rosa (2000), Alves e Lopes (2004), Vieira (2006), Saldívar (2008), Gonçalves, Bernardes e Neves (2007) e muitos outros, os quais seria um desafio tentar citar em totalidade.

Adicionalmente, alguns outros como, por exemplo, Niyama et al. (1984), Hussein, Likins e Hannigan (1993), Rausche, Robinson e Likins (2004), Likins e Rausche (2008), Paraíso e Costa (2010) e Tokhi (2012), também destacaram que uma informação de extrema importância proporcionada pelo ECD, quando executado em recravações de uma mesma estaca, é a avaliação da variação (e desenvolvimento) de sua resistência geotécnica ao longo do tempo, seja com aumento (cicatrização) ou diminuição (relaxação) da capacidade resistente.

2.4.2. A prática do ensaio

O equipamento mais utilizado para realização do ECD chama-se "*Pile Driving Analyzer*", ou PDA, que em tradução livre, significaria "Analisador de Cravação de Estaca" (BEIM, 2009). O PDA é um aparelho desenvolvido pela Pile Dynamics Inc., uma companhia norte americana especializada em equipamentos para instrumentação e ensaios em estacas de fundação.

Para realização do ensaio, são fixados ao corpo da estaca dois tipos de sensores: transdutores de deformação (*strain gauges*) e acelerômetros. Os transdutores são responsáveis por medir a deformação específica do ponto onde estão instalados e os acelerômetros medem a aceleração de partícula da

estaca. Ambos são conectados (por fio ou conexão wireless) ao PDA, um microcomputador que coleta e computa (em caráter básico) os dados provenientes dos sensores cada vez em que um golpe do martelo é aplicado sobre a estaca.

Para os diâmetros usuais de estaca, até aproximadamente 80cm, são utilizados dois pares de transdutores de deformação e acelerômetros no ensaio, posicionados diametralmente opostos na estaca. Já para estacas de grande diâmetro, usualmente a partir dos 80cm, são utilizados quatro pares de sensores, visando melhor monitorar todas as regiões da seção da estaca – reduzindo as zonas de tensão não monitoradas (para garantir uniformidade) e possibilitando a melhora na questão da excentricidade de aplicação do golpe (que deve ser mínima). O recomendado é que estes sensores sejam instalados, a uma distância mínima de 1,5 vezes o diâmetro da estaca em relação ao seu topo, que receberá o golpe (GOBLE; LIKINS, 1996).

Os dados coletados são convertidos pelo PDA, para cada golpe, em duas curvas ao longo do tempo: uma de força média, proveniente dos *strain gauges* (transdutores), e outra da velocidade de partícula média multiplicada pela impedância da estaca (conceito abordado mais adiante). Essa velocidade é calculada mediante integração das leituras dos acelerômetros no tempo.

Segundo Velloso e Lopes (2011), a interpretação dos resultados do monitoramento dos golpes do martelo pode ser realizada em duas etapas distintas: (1) no momento do ensaio, pelo Método Case (ou similar) ou (2) após a cravação, utilizando o Método CAPWAP (ou semelhante).

No momento do ensaio, as curvas são analisadas pelo software do PDA, chamado "*PDA-W*", que realiza com os dados de saída cálculos baseados no Método Case. Ele converte os dados das curvas em uma série de informações úteis ao operador do equipamento, que as utilizará para se orientar acerca do prosseguimento, ajustes ou término do ensaio. Entre essas informações estão: tensões médias e máximas de tração e compressão atuantes na estaca, verificações acerca da integridade do elemento estrutural, energia efetiva atuante na estaca e a resistência mobilizada pela estaca durante a aplicação do golpe do martelo (GONÇALVES; BERNARDES; NEVES, 2007).

Após o término do ensaio, os dados coletados são analisados em outro software, que utiliza o Método CAPWAP. Esta segunda análise, usualmente já realizada fora do ambiente de campo, é mais trabalhosa, demorada e necessita de grande experiência por parte do operador do software. Ela permite uma modelagem discretizada da geometria e das propriedades mecânicas da estaca, assim como do fenômeno de transferência de carga no contato estaca-solo, produzindo, desse modo, resultados mais refinados e precisos do que o Método Case.

2.4.3. Modalidades do ECD

Basicamente, existem duas principais variações do ensaio de carregamento dinâmico, executadas cada uma a seu propósito: durante a cravação, onde se aplicam golpes de energia constante ou após seu término, com golpes de energia crescente.

2.4.3.1. Ensaio com energia constante

Também chamado de “acompanhamento monitorado de cravação”, o ensaio de carregamento dinâmico com energia constante é a modalidade mais utilizada fora do Brasil (especialmente nos Estados Unidos). Sua execução consiste na instrumentação e monitoramento da estaca (pré-moldada ou metálica) em sucessivos golpes durante o processo de cravação.

Existem duas situações mais usuais em que essa modalidade de ensaio se aplica: quando a cravação da estaca é integralmente monitorada ou quando monitora-se apenas o trecho final, onde a cravação já está se tornando mais difícil (*hard driving*) e a estaca começa a sofrer efeito de tensões mais elevadas.

Evidentemente que o monitoramento total da cravação da estaca já engloba o trecho final, onde há dificuldade de penetração, assim como os trechos anteriores, de mais fácil cravação. Nesse tipo de ensaio, há a possibilidade de se instrumentar o elemento de estaca quando ele ainda está no chão, antes do mesmo ser içado e acoplado ao bate estacas. Em outros casos, crava-se pelo menos o primeiro metro de estaca (para dar estabilidade vertical ao elemento) e, então, ele é instrumentado no topo; a cravação

prossegue, sendo monitorada do início ao fim.

Por meio desse tipo de investigação, pode-se obter, por exemplo, a evolução da resistência mobilizada da estaca com o avanço da penetração. Para ir além: pode-se obter também a variação das resistências separadas de ponta e fuste ao longo de todo o processo por meio de análises CAPWAP para golpes de diferentes profundidades. Podem-se obter informações sobre a constância das energias efetivas aplicadas e das eficiências ao longo da cravação e, portanto, avaliar a manutenção (ou variação) das alturas de queda aplicadas (em caso de equipamento de queda livre). Outros eventos não usuais e de difícil identificação durante uma cravação não monitorada podem ser verificados, como o empenamento ou sanfonamento de estacas metálicas ou o esmagamento contínuo do concreto da ponta de uma estaca pré-moldada, por exemplo. Também é possível avaliar as alterações das tensões de compressão e tração na estaca durante sua cravação, constatando, por exemplo, razões para quebras excessivas que estejam ocorrendo em obra.

A segunda situação de monitoramento, onde se instalam os sensores apenas para os instantes finais de cravação – durante os últimos 0,5 a 2,0m da estaca – permite, principalmente, a avaliação das tensões atuantes (tração e compressão) durante o momento onde tais tensões são, em geral, mais elevadas. Ainda é possível se obterem estimativas da resistência mobilizada de final de cravação.

2.4.3.2. Ensaio com energia crescente

O ensaio com energia crescente é realizado após o final da cravação. No entanto, diferente do ensaio com energia constante, o comportamento da estaca é monitorado sob uma série de impactos onde, golpe a golpe, aumenta-se gradativamente a energia aplicada por meio do aumento da altura de queda do martelo.

A principal função do ensaio de energia crescente é a obtenção da resistência de ruptura geotécnica da estaca – mesmo objetivo de uma prova de carga estática (AOKI, 1989). Por isso, Aoki (1997) nomeou essa técnica como “Prova de carga dinâmica”. Ele também enfatizou a possibilidade de se traçar a

curva 'resistência estática mobilizada x deslocamento', onde cada ponto do gráfico refere-se a um nível de energia aplicada.

Gonçalves, Bernardes e Neves (2007) citam que a coleta de dados para diferentes alturas de queda do martelo permite que seja possível buscar deslocamentos suficientes para que se mobilize totalmente essa resistência.

A realização deste ensaio pode se dar imediatamente após o final da cravação – com a finalidade de avaliação da resistência imediata – ou em horas, dias e até meses depois, a fim de que se avalie a capacidade resistente de longo prazo das estacas – após ocorrência dos efeitos temporais de cicatrização ou relaxação do solo.

Atualmente, pode-se dizer com segurança que a técnica de energia crescente é a modalidade do ensaio de carregamento dinâmico mais executada no Brasil.

2.4.4. Teoria Unidimensional da Propagação da Onda

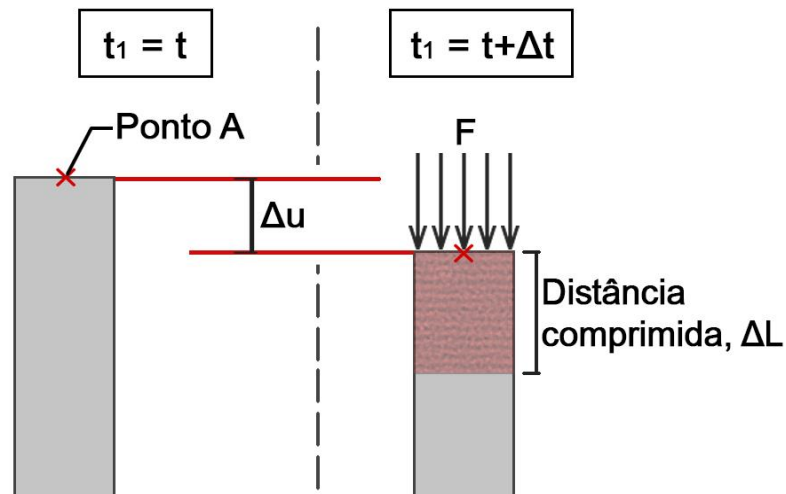
A equação unidimensional da onda é aquela que descreve o fenômeno de propagação de ondas de tensão em barras. Para barras uniformes, a equação da onda pode ser deduzida de modo mais simplificado. Nakao (1981) resumiu quatro hipóteses básicas que fundamentam essa simplificação:

- i. Seções transversais permanecem planas durante o movimento;
- ii. A tensão é uniformemente distribuída por toda a seção transversal da barra;
- iii. Movimentos transversais de partícula são desprezados;
- iv. O comprimento da onda longitudinal é muito maior do que as dimensões transversais da barra.

Inicialmente, consideramos uma estaca com todas as suas partículas em repouso em um tempo t , imediatamente antes do impacto do martelo.

Quando sobre esta estaca é aplicado o golpe do martelo, ela é subitamente carregada por uma força F e, em um curto intervalo Δt , um trecho, de comprimento ΔL , do topo da estaca é comprimido, conforme exemplificado pela Figura 9.

Figura 9 – Compressão temporária da estaca após o golpe



Fonte: autor, adaptado de Pile Dynamics Inc., 2012.

A velocidade em que o trecho do topo da estaca (ΔL) é comprimido é chamada velocidade de onda (c):

$$c = \frac{\Delta L}{\Delta t} \quad (2)$$

Um ponto **A** situado no topo da estaca, no entanto, possui deslocamento total Δu , deslocamento este que pode ser calculado mediante conhecimento da força (F) aplicada ao comprimento (ΔL), área (A) e módulo elástico (E):

$$\Delta u = \frac{F \cdot \Delta L}{E \cdot A} \quad (3)$$

A velocidade em que a partícula do **Ponto A** se move é chamada velocidade de partícula (v) e pode ser calculada como:

$$v = \frac{\Delta u}{\Delta t} \quad (4)$$

Combinando as equações (3) e (4), temos:

$$v = \frac{F}{E \cdot A} \cdot \frac{\Delta L}{\Delta t} \quad (5)$$

E, então:

$$v = \frac{F \cdot c}{E \cdot A} \quad (6)$$

Quando a velocidade é atingida, ainda é possível calcular a aceleração da partícula do ponto **A**:

$$a = \frac{v}{\Delta t} = \frac{F \cdot c}{E \cdot A \cdot \Delta t} \quad (7)$$

Considerando a Segunda Lei de Newton, onde $F = m \cdot a$, tem-se que:

$$F = (m) \cdot (a) = (\rho \cdot A \cdot \Delta L) \cdot \left(\frac{F \cdot c}{E \cdot A \cdot \Delta t} \right) \quad (8)$$

Reordenando os termos:

$$\frac{F}{F} \cdot \frac{E}{\rho} = c \cdot \frac{\Delta L}{\Delta t} \cdot \frac{A}{A} \quad (9)$$

Como $c = \Delta L / \Delta t$, então:

$$c^2 = \frac{E}{\rho} \quad (10)$$

Pela dedução exposta, a velocidade de propagação da onda de tensão (ou somente “velocidade de onda”) configura-se como a raiz quadrada da razão entre módulo elástico e peso específico (equação (10)).

Como considerado anteriormente, é possível expressar a velocidade de partícula (**v**) de três formas distintas (equações (11), (12) e (13)), em função da força, da tensão ou da deformação impostas pela onda de compressão (ou tração):

$$v = (F \cdot c) / (E \cdot A) \quad (11)$$

$$v = (\sigma \cdot c)/E \quad (12)$$

$$v = \varepsilon \cdot c \quad (13)$$

Com base nessas três equações, é possível perceber a relação de proporcionalidade entre velocidade de partícula e a força, a tensão e a deformação. Essa proporcionalidade é mediada pelas propriedades da estaca: área, módulo elástico, peso específico e velocidade de onda. Outra observação que cabe à questão da proporcionalidade é que, neste caso, ela é possível, apenas, pois não há nenhuma outra onda trafegando ao longo da mesma direção na estaca que interfira na onda aplicada pelo golpe.

O inverso da constante de proporcionalidade da velocidade com a força é chamado impedância da estaca (Z). Essa constante representa o “impedimento” que a estaca oferece à mudança de velocidade da partícula e pode ser escrita como:

$$Z = \frac{E \cdot A}{c} \quad (14)$$

A equação da onda propriamente dita pode ser deduzida mediante equilíbrio de forças em uma barra tensionada de seção transversal A , módulo elástico E e peso específico ρ . Em um elemento dx da barra, situado entre as posições x e $x+dx$, atuam as seguintes tensões:

$$\text{Em } x: \sigma = \sigma_x$$

$$\text{Em } x+dx: \sigma = \sigma_x + \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} \cdot dx$$

E as deformações específicas correspondentes serão:

$$\text{Em } x: \varepsilon = \frac{\partial u}{\partial x}$$

$$\text{Em } x+dx: \varepsilon = \frac{\partial u}{\partial x} \cdot dx$$

A somatória de forças na direção x é:

$$\sum F_x = -A \cdot \sigma_x + A \cdot \left(\sigma_x + \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} \cdot dx \right) = \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} \cdot dx \cdot A \quad (15)$$

Assim, utilizando novamente a segunda lei de Newton ($F = m \cdot a$), a mesma equação pode ser reescrita como:

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} \cdot dx \cdot A = A \cdot dx \cdot \rho \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \quad (16)$$

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} = \rho \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \quad (17)$$

Como a deformação na direção x é $\partial u / \partial x$, a tensão pode ser escrita como:

$$\sigma_x = E \cdot \frac{\partial u}{\partial x} \quad (18)$$

E, portanto:

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} = E \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \quad (19)$$

Assim, a equação (17) pode ser reescrita como:

$$E \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} = \rho \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \quad (20)$$

$$c^2 \cdot \left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \right) = \left(\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \right) \quad (21)$$

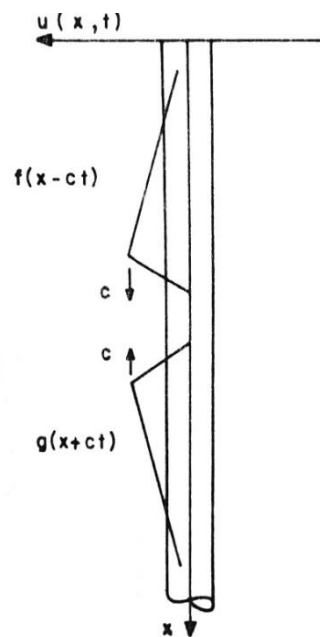
A equação (21) é conhecida como equação da onda. Sua solução geral é dada pelo deslocamento $u(x, t)$ e tem a forma algébrica:

$$u(x, t) = f(x - c \cdot t) + g(x + c \cdot t) \quad (22)$$

Essa solução (equação (22)) representa um par de ondas de deslocamento propagando-se em sentidos opostos ao longo do eixo da estaca com velocidades de onda c , onde são válidos os efeitos de superposição (VIEIRA, 2006).

Na análise da onda trafegando em uma estaca, a onda f propaga no sentido descendente, sendo chamada de “Wave Down” (W_d). De modo análogo, a onda g propaga no sentido ascendente, sendo chamada de “Wave Up” (W_u), conforme exemplificado pela Figura 10:

Figura 10 – Sentidos de propagação das ondas



Fonte: Niyama, 1983.

A partir da equação (14), a equação (6) pode ser reescrita como:

$$F = \frac{E \cdot A}{c} \cdot v = Z \cdot v \quad (23)$$

Derivando a equação (22), do deslocamento, em relação ao tempo, obtém-se a função de velocidade:

$$v = \frac{\partial u}{\partial t} = -c \cdot f'(x - c \cdot t) + c \cdot g'(x + c \cdot t) \quad (24)$$

Utilizando uma simbologia simplificada:

$$v = \frac{\partial u}{\partial t} = v \downarrow + v \uparrow \quad (25)$$

Diferenciando a mesma equação (22) em relação a uma coordenada genérica x :

$$\frac{\partial u}{\partial x} = f'(x - c.t) + g'(x + c.t) \quad (26)$$

Para uma estaca com rigidez $E.A$, para uma deformação infinitesimal $\frac{\partial u}{\partial x}$, tem-se, pela Lei de Hooke:

$$F = -E.A. \frac{\partial u}{\partial x} \quad (27)$$

E, portanto, pela equação (26), pode-se escrever:

$$F = -E.A. [f'(x - c.t)] - E.A. [g'(x + c.t)] \quad (28)$$

E utilizando a simbologia simplificada:

$$F = F \downarrow + F \uparrow \quad (29)$$

A equação (28) também pode ser reescrita da seguinte forma:

$$F = -\frac{c}{c}.E.A. [f'(x - c.t)] - \frac{c}{c}.E.A. [g'(x + c.t)] \quad (30)$$

Como $Z = E.A/c$, então segue que:

$$F = Z.v \downarrow - Z.v \uparrow = Z.(v \downarrow - v \uparrow) \quad (31)$$

$$F = F \downarrow + F \uparrow = Z.(v \downarrow - v \uparrow) \quad (32)$$

E, então:

$$v = v \downarrow + v \uparrow = \frac{1}{Z} \cdot (F \downarrow - F \uparrow) \quad (33)$$

Niyama (1983) cita que a instrumentação em uma seção no topo da estaca só obtém valores totais de força e de velocidade e que são as ondas ascendentes que conduzem ao topo tais as informações, que representam efeitos externos e internos do elemento. As equações de ambas as ondas (descendentes e ascendentes) podem ser deduzidas rearranjando algumas das equações anteriores, do seguinte modo:

$$F \uparrow = F - F \downarrow \quad (34)$$

$$v = \frac{1}{Z} \cdot (F \downarrow - F \uparrow) = \frac{1}{Z} \cdot (F \downarrow - [F - F \downarrow]) \quad (35)$$

$$v = \frac{1}{Z} \cdot (2 \cdot F \downarrow - F) \quad (36)$$

Portanto, a intensidade da onda descendente, ou Wave Down (\mathbf{W}_d) será:

$$W_d = F \downarrow = \frac{F + Z \cdot v}{2} \quad (37)$$

Realizando o cálculo análogo para a intensidade da onda ascendente, ou Wave Up (\mathbf{W}_u), deduz-se que:

$$W_u = F \uparrow = \frac{F - Z \cdot v}{2} \quad (38)$$

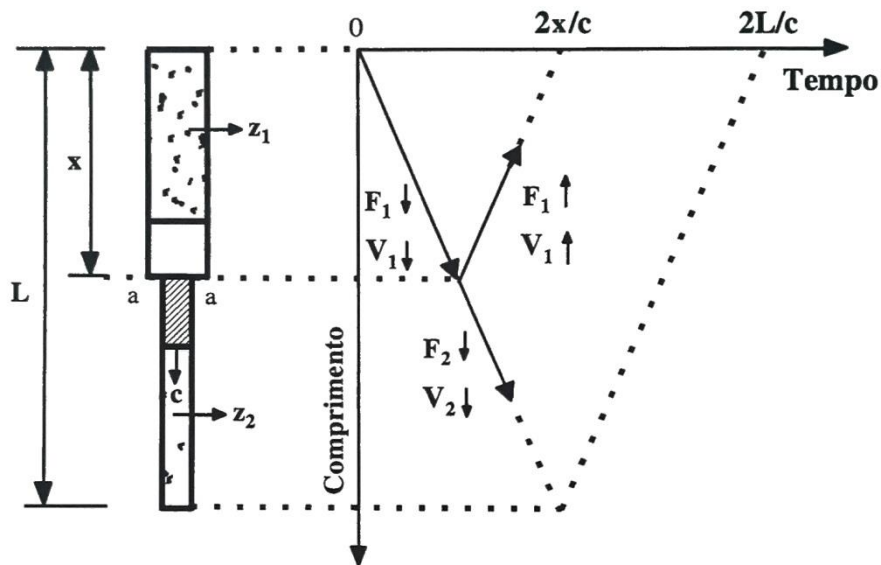
2.4.4.1. Influência da variação da impedância na estaca

Observando as equações derivadas da teoria unidimensional da onda, percebe-se a influência, em boa parte delas, da chamada impedância (Z) da estaca. Como descrito na equação (14), a impedância é um parâmetro dependente da seção transversal da estaca (A), seu módulo elástico (E) e a velocidade de onda do material (c) que, por sua vez também deriva de seu peso específico (ρ).

Nesse sentido, “descontinuidades” existentes na estaca, isto é, qualquer diferença de área da seção, módulo elástico ou peso específico, causarão uma alteração no valor da impedância, fazendo com que uma seção imediatamente seguinte possua impedância diferente daquela da seção anterior.

Portanto, havendo algum tipo de descontinuidade à profundidade x , isso causará alteração na magnitude da impedância antes (Z_1) e logo após (Z_2) a seção $a-a$, conforme mostrado na Figura 11:

Figura 11 – Propagação e reflexões de uma onda de tensão



Fonte: adaptado de Gonçalves, Andreo e Bernardes, 1996.

Conforme apresentado na Figura 11, essa descontinuidade fará com que uma onda de tensão descendente inicial ($F_1 \downarrow$; $v_1 \downarrow$), gere uma transmissão parcial descendente dessa mesma onda ($F_2 \downarrow$; $v_2 \downarrow$) e uma reflexão de onda ascendente ($F_1 \uparrow$; $v_1 \uparrow$), que chegará ao topo no tempo $2x/c$

As forças existentes acima e abaixo da descontinuidade devem estar em equilíbrio, portanto:

$$F_1 \downarrow + F_1 \uparrow = F_2 \downarrow \quad (39)$$

Do mesmo modo, por uma questão de compatibilidade, a somatória das velocidades de partícula antes e imediatamente após a seção **a-a** também deverá ser igual, do contrário, não haveria continuidade, pois o segmento superior “separaria” do segmento inferior ou estaria “entrando” dentro dele. Portanto:

$$v_1 \downarrow + v_1 \uparrow = v_2 \downarrow \quad (40)$$

Considerando a proporcionalidade entre força e velocidade (pela impedância), a equação anterior pode ser reescrita como:

$$\frac{F_1 \downarrow}{Z_1} - \frac{F_1 \uparrow}{Z_1} = \frac{F_2 \downarrow}{Z_2} \quad (41)$$

$$F_1 \downarrow - F_1 \uparrow = \frac{F_2 \downarrow}{Z_2} \cdot Z_1 \quad (42)$$

Somando-se as Equações (39) e (42) e remanejando os termos, tem-se:

$$F_2 \downarrow = \frac{2 \cdot Z_2}{Z_1 + Z_2} \cdot F_1 \downarrow \quad (43)$$

E, ainda, substituindo ($F_2 \downarrow = v_2 \downarrow \cdot Z_2$) e ($F_1 \downarrow = v_1 \downarrow \cdot Z_1$), verifica-se que:

$$v_2 \downarrow = \frac{2 \cdot Z_1}{Z_1 + Z_2} \cdot v_1 \downarrow \quad (44)$$

A substituição das Equações (43) e (44) nas respectivas Equações (39) e (40), resulta que:

$$F_1 \uparrow = \frac{Z_2 - Z_1}{Z_1 + Z_2} \cdot F_1 \downarrow \quad (45)$$

$$v_1 \uparrow = \frac{Z_1 - Z_2}{Z_1 + Z_2} \cdot v_1 \downarrow \quad (46)$$

Nota-se que o resultado medido no topo da estaca referente às ondas refletidas devido às descontinuidades depende da relação entre as impedâncias Z_1 e Z_2 , pois:

- quando $Z_1 = Z_2$, isto é, não há mudança de impedância (estaca uniforme), $F_1 \uparrow$ e $v_1 \uparrow$ são nulos e, portanto, não há reflexão ascendente da onda;
- quando $Z_1 > Z_2$, ou seja, a estaca reduz de impedância (trincas, estrangulamento da seção, falha na emenda/solda, etc), o valor de $F_1 \uparrow$ é negativo, refletindo uma onda de tração e $v_1 \uparrow$ é positivo;
- quando $Z_1 < Z_2$, a estaca aumenta de impedância (aumento da seção, alargamento, aumento da espessura da parede, embuchamento de solo na ponta de uma estaca vazada, etc), o valor refletido de $F_1 \uparrow$ é positivo (onda de compressão) e $v_1 \uparrow$ é negativo.

Figura 12 – Relações entre Z_1 e Z_2 e efeitos na reflexão de onda

	$Z_1 = Z_2$	$Z_1 \gg Z_2$	$Z_1 \ll Z_2$
Onda Inicial			
Onda Refletida			
Onda Transmitida			
$v_1 \uparrow = \frac{Z_1 - Z_2}{Z_1 + Z_2} \times v_1 \downarrow$	0	$v_1 \downarrow$	$-v_1 \downarrow$
$F_1 \uparrow = \frac{Z_2 - Z_1}{Z_1 + Z_2} \times F_1 \downarrow$	0	$-F_1 \downarrow$	$F_1 \downarrow$
Onda Refletida	0	Tração	Compressão

Fonte: Gonçalves, Andreo e Bernardes, 1996.

Gonçalves, Andreo e Bernardes (1996) resumiram a relação entre Z_1 e Z_2 , por meio da tabela apresentada na Figura 12.

Adicionalmente, a relação entre a impedância de uma seção imediatamente seguinte (Z_2) e a impedância da seção anterior (Z_1), também é conhecida como fator de integridade “Beta” (β), dado em porcentagem e igual a:

$$\beta_{(\%) } = \frac{Z_2}{Z_1}, \text{ onde } Z_2 \leq Z_1 \quad (47)$$

A análise desse fator de integridade deve ser realizada de maneira que se leve em consideração o tipo de estaca, o modo como ela foi executada, os esforços solicitantes, etc. No entanto, podem ser encontradas na literatura tabelas de referência que podem auxiliar no embasamento da análise como, por exemplo, a Tabela 1, contida no Apêndice A do manual do software PDA-W:

Tabela 1: Valores de referência para o fator de integridade Beta (β).

Fator β (%)	Condição da estaca sugerida
100	Uniforme
80 – 100	Levemente danificada
60 – 80	Danificada
< 60	Quebrada

Fonte: Pile Dynamics Inc., 2012.

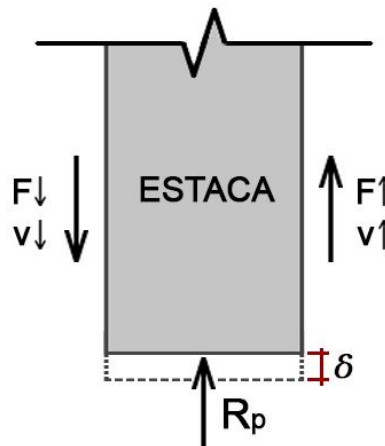
2.4.4.2. Influência das condições de ponta

Após o tempo ($t = L/c$), onde L é o comprimento da estaca e c a velocidade de tráfego da onda de tensão ao longo da mesma, essa onda atinge a ponta da estaca. Uma vez que nessa região há uma descontinuidade (estaca-solo), a reflexão de onda ascendente ocasionada por essa descontinuidade dependerá das condições de contorno presentes.

Seguindo o esquema representado na Figura 13, são duas as condições extremas possíveis:

- Resistência de ponta nula (ponta livre), isto é, ($R_p = 0$);
- Deslocamento da ponta nulo, isto é, ($R_p = \infty$) e ($\delta = 0$).

Figura 13 – Condições de contorno da ponta



Fonte: adaptado de Niyama, 1983.

Novamente, utilizando as equações de equilíbrio e de compatibilidade de velocidades:

$$R_p = F \downarrow + F \uparrow \quad (48)$$

$$v_p = v \downarrow + v \uparrow \quad (49)$$

No caso da hipótese (a), com ponta livre, onde ($R_p = 0$), então:

$$F \uparrow = -F \downarrow \quad (50)$$

$$v_p = \frac{F \downarrow}{Z} - \frac{F \uparrow}{Z} \quad (51)$$

E, portanto:

$$v_p = \frac{2 \cdot F \downarrow}{Z} = 2 \cdot v \downarrow \quad (52)$$

É possível perceber que, no caso da ponta livre (com resistência nula), a onda de compressão descendente é refletida como uma onda de tração (sinal negativo na equação (50)). Do mesmo modo, para que seja mantido o equilíbrio, a velocidade da ponta é refletida com o dobro da amplitude da velocidade incidente (NIYAMA, 1983).

No caso da hipótese (b), onde a ponta da estaca está engastada, como o deslocamento é nulo, então ($v_p = 0$), e ocorre que:

$$v \uparrow = -v \downarrow \quad (53)$$

$$R_p = F_p = Z \cdot v \downarrow - Z \cdot v \uparrow \quad (54)$$

E, então:

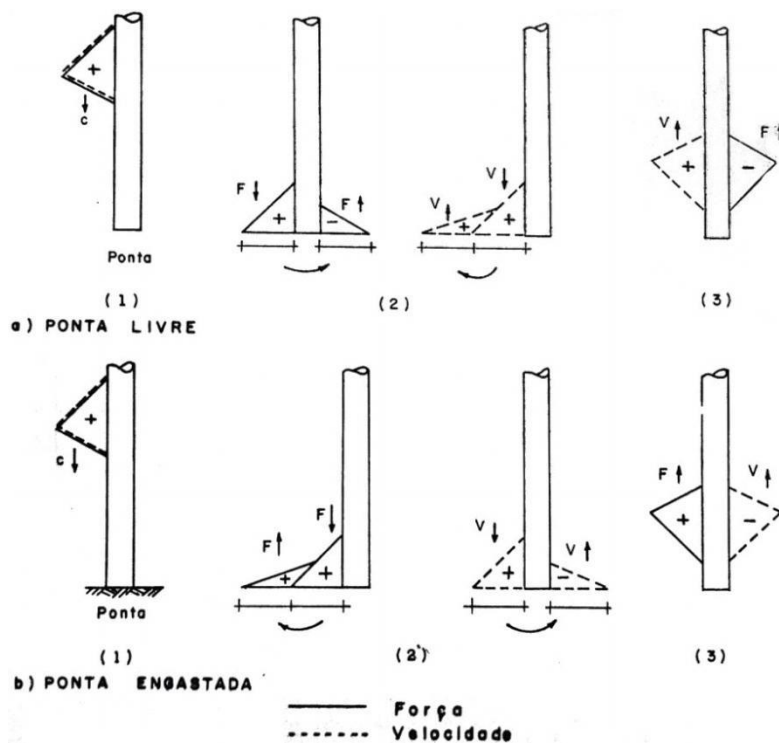
$$F_p = 2 \cdot Z \cdot v \downarrow = 2 \cdot F \downarrow \quad (55)$$

Desse modo, a onda ascendente refletida pela ponta é uma onda de compressão (positiva) e que possui o dobro da magnitude da força incidente. A velocidade é refletida com mesma magnitude, porém com sinal oposto, sendo a somatória de velocidades nula na ponta.

Na prática, alguns autores argumentam que para que essa condição ($R_p = \infty$) ocorra, é necessário que o solo de apoio apresente uma condição rígido-plástica e tenha resistência superior a, pelo menos, duas vezes a força incidente (JANSZ et al., 1976 apud VIEIRA, 2006).

Gonçalves, Andreo e Bernardes (1996) citam que, na prática, os sinais obtidos pela instrumentação estarão sempre entre esses dois limites extremos. A Figura 14 resume graficamente o que foi deduzido nessa seção.

Figura 14 – Reflexões das ondas de força e velocidade na ponta da estaca



Fonte: Niyama, 1983.

2.4.4.3. Influência do atrito lateral

Considere-se um trecho de estaca contendo uma seção intermediária a uma distância x do topo, onde atue o atrito lateral A_L , como mostra a Figura 15. Pelas equações de equilíbrio de forças atuantes na seção pontilhada e a compatibilidade de velocidades:

$$F_A \downarrow + F_A \uparrow = F_B \downarrow + A_L \quad (56)$$

$$v_A \downarrow + v_A \uparrow = v_B \downarrow \quad (57)$$

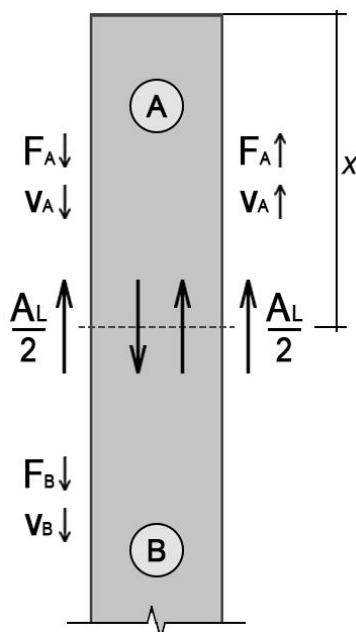
E, portanto:

$$\frac{F_A \downarrow}{Z_A} - \frac{F_A \uparrow}{Z_A} = \frac{F_B \downarrow}{Z_B} \quad (58)$$

Como a estaca é uniforme, isto é, $Z_A = Z_B$ segue que:

$$F_A \downarrow - F_A \uparrow = F_B \downarrow \quad (59)$$

Figura 15 – Ondas geradas em uma seção intermediária da estaca



Fonte: autor, adaptado de Niyama, 1983.

A solução do sistema de equações composto pelas Equações (56) e (59) resulta:

$$F_A \uparrow = \frac{A_L}{2} \quad (60)$$

$$F_B \downarrow = F_A \downarrow - \frac{A_L}{2} \quad (61)$$

A onda de força que seguirá no sentido descendente ($F_B \downarrow$) terá magnitude igual à onda descendente original ($F_A \downarrow$), reduzida de metade do atrito lateral.

No entanto, a parte que fornece a interpretação mais valiosa se refere à onda de tensão ascendente: é possível notar pela dedução que, após a onda decrescente original ($F_A \downarrow$) chegar a uma seção onde haja atrito lateral,

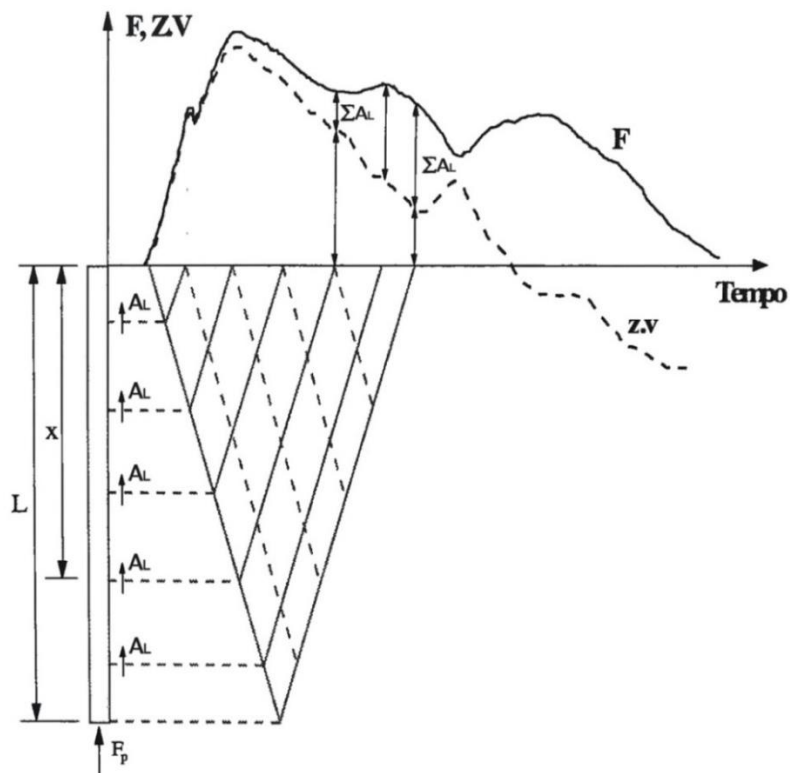
imediatamente será refletida uma onda de tensão ascendente (que caminha ao topo da estaca, $F_A \uparrow$) de magnitude igual à metade do atrito lateral atuante na seção. Igualmente, o valor da velocidade ascendente vezes impedância ($Z \cdot v_A \uparrow = -F_A \uparrow$), será reduzido de metade do mesmo atrito. Assim, subtraindo a onda de força que chegará ao topo da velocidade (vezes impedância) ascendente, tem-se:

$$F_A \uparrow - Z \cdot v_A \uparrow = F_A \uparrow - (-F_A \uparrow) = 2 \cdot F_A \uparrow = 2 \cdot \frac{A_L}{2} \quad (62)$$

$$F_A \uparrow - Z \cdot v_A \uparrow = A_L \quad (63)$$

Na prática, isso significa que para a situação de uma estaca uniforme, o afastamento entre as medidas de força e de velocidade vezes impedância (no topo), medido na vertical, representa o somatório do atrito lateral até determinada profundidade, conforme mostrado na Figura 16:

Figura 16 – Registro típico de curvas de força e velocidade



Fonte: adaptado de Gonçalves, Andreo e Bernardes, 1996.

2.4.5. Método Case

2.4.5.1. Introdução

O método Case foi desenvolvido por pesquisadores do Instituto de Tecnologia da Case Western Reserve University. As pesquisas que deram origem a ele foram iniciadas no final da década de 1950 por Harry Nara e Robert Eiber, tendo sido desenvolvidas principalmente durante meados da década de 1960 até meados da década de 1970 (GOBLE; LIKINS; RAUSCHE, 1975).

Ele é um método matemático que segue o enfoque simplificado da solução da equação de onda (VELLOSO; LOPES, 2011), onde há uma solução fechada para obtenção da capacidade de carga estática do sistema solo-estaca em tempo real, para cada golpe do martelo (RAUSCHE; GOBLE; LIKINS, 1985).

As hipóteses consideradas pelo método são:

- A estaca possui uma dimensão predominante (comprimento muito maior do que o diâmetro) e é um elemento uniforme, ou seja, possui módulo elástico e peso específico constantes;
- A estaca possui comportamento linear-elástico;
- Os esforços aplicados na estaca são axiais;
- O solo tem comportamento idealmente plástico;
- Todas as reflexões de onda são causadas, exclusivamente, pela resistência do solo no entorno da estaca, não tendo o elemento estrutural (estaca) nenhuma influência sobre tais reflexões;
- Não há movimento relativo entre o solo e a estaca.

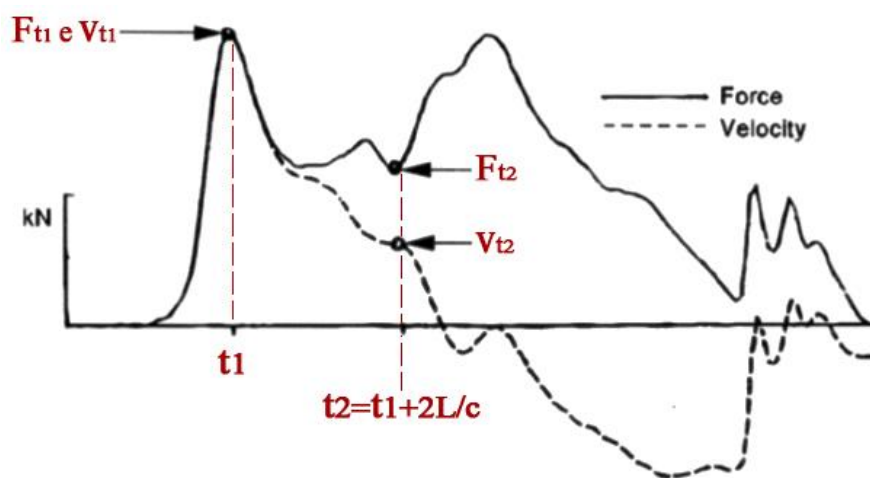
A NBR 13208 ressalta que métodos como o Case devem ser utilizados como procedimento simplificado de análise para interpretação dos sinais coletados e avaliação da capacidade de carga da estaca (ABNT, 2007).

2.4.5.2. O cálculo da resistência estática (RMX)

No método, a resistência estática da estaca é calculada pela diferença entre resistência total e o equivalente à sua parcela dinâmica.

Os cálculos são baseados nas forças (F) e velocidades (v) de partícula do tempo t_1 (início da estaca) e no tempo t_2 (final da estaca, com $t_2=t_1+2.L/c$), conforme mostrado na Figura 17:

Figura 17 – Sinais típicos de força e velocidade obtidos da instrumentação de uma estaca



Fonte: adaptado de Hannigan et al., 2006.

O cálculo da resistência estática (R_s ou RMX) é dado por:

$$RMX = R_s = R_{Total} - R_{Dinâmica} \quad (64)$$

Onde a resistência total é calculada por:

$$R_{Total} = \frac{1}{2} \cdot (F_{t1} + F_{t2}) + \frac{1}{2} \cdot \frac{E \cdot A}{c} \cdot (v_{t1} - v_{t2}) \quad (65)$$

E a resistência dinâmica é determinada pela equação:

$$R_{Dinâmica} = J_c \cdot Z \cdot v_{ponta} \quad (66)$$

Realizando o equilíbrio de forças na ponta da estaca é possível deduzir que:

$$R_{Dinâmica} = J_c \cdot \left(\frac{E \cdot A}{c} \cdot v_{t1} + F_{t1} - R_{Total} \right) \quad (67)$$

Onde:

J_c = coeficiente de amortecimento do método Case.

Assumindo que no tempo t_1 (início da estaca), os valores de força e velocidade vezes impedância sejam iguais, isto é, não há nenhuma reflexão ascendente de onda que cause a separação entre as curvas, então, pode-se escrever a equação da resistência estática como:

$$RMX = R_{Total} - J_c \cdot (2 \cdot F_{t1} - R_{Total}) \quad (68)$$

2.4.5.3. O coeficiente de amortecimento do solo (J_c)

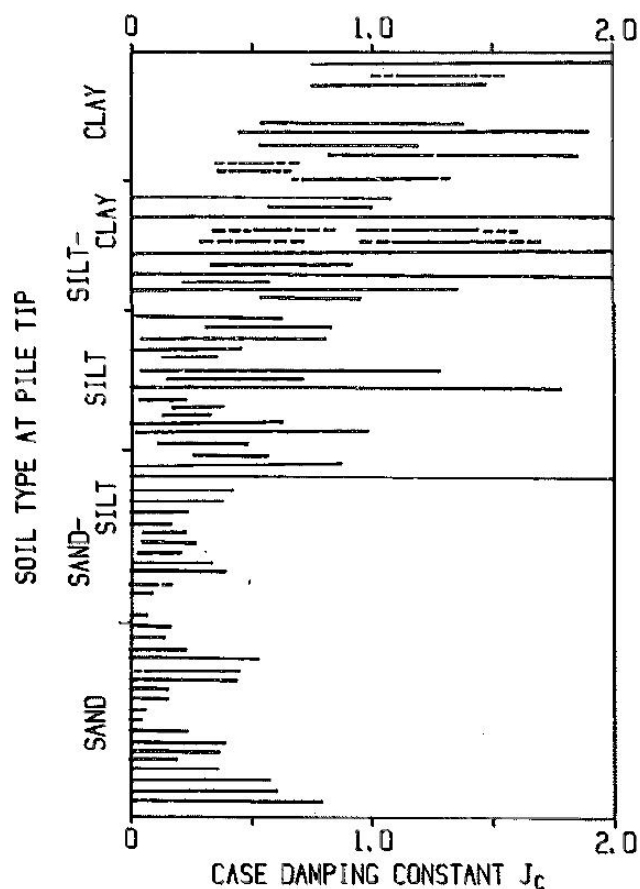
É possível perceber pela equação (68) que o chamado “coeficiente de amortecimento do solo”, o parâmetro J_c , é de extrema importância para o cálculo da resistência estática (R_s ou RMX) pelo método Case. Gonçalves, Bernardes e Neves (2007) descreveram J_c como um “parâmetro chave”, o qual, em campo, deve ser adotado pelo operador do PDA.

O coeficiente de amortecimento (J_c) representa a parcela dinâmica da resistência, que surge em função do movimento da estaca em um meio viscoso (solo) após aplicação de uma energia de cravação (ROSA, 2000). Uma vez que a parcela dinâmica é proporcional à velocidade da ponta (equação (66)) e, conseqüentemente, ao seu deslocamento, se esse valor for igual ou tender a zero (como é o caso de uma estaca com ponta em rocha, por exemplo), o valor da resistência dinâmica também tende a zero e a resistência total tende à resistência estática tornando-se, assim, insensível às variações de J_c . A situação inversa também é verdadeira: em um caso de estaca flutuante, por exemplo, onde a estaca foi cravada para um valor alto de nega (condição de “fácil cravação”), as velocidades de ponta tendem a ser mais elevadas,

gerando valores maiores de resistência dinâmica e tornando a análise mais sensível às variações de J_c (RAUSCHE; GOBLE; LIKINS, 1985).

Por isso, a adoção do coeficiente em campo é algo a ser realizado com cautela: na prática, o operador do ensaio de carregamento dinâmico precisa adotar *a priori* um valor padrão para J_c que será utilizado ao longo da execução de todos os ensaios. No entanto, o valor corrigido do coeficiente (calculado) só é obtido após a análise do sinal coletado no software CAPWAP, usualmente realizada fora do ambiente de obra, em escritório. Sendo assim, deve-se ser criterioso na adoção do parâmetro em campo, pois caso contrário, é possível que após a análise CAPWAP o engenheiro constate que o ensaio foi interrompido precocemente, não chegando a mobilizar toda a resistência de solo disponível (e necessária).

Figura 18 – Faixas de variação de J_c por tipo de solo na região da ponta da estaca



Fonte: adaptado de Goble, Likins e Rausche, 1975.

Sobre J_c , Goble, Likins e Rausche (1975, tradução nossa) afirmaram que “quanto mais finas forem as partículas de solo, maiores serão os valores do coeficiente de amortecimento”. De fato, essa afirmação foi confirmada quando esses autores compararam os resultados pelo método Case com provas de carga estáticas e apresentaram um gráfico com faixas de variação de J_c obtidos para 71 ensaios de carregamento dinâmico. Eles dividiram essas faixas pelo tipo de solo predominante na região da ponta das estacas, conforme mostrado na Figura 18.

Nesse mesmo estudo, Goble, Likins e Rausche recomendaram a adoção de valores médios para J_c conforme disposto na Tabela 2:

Tabela 2: Valores recomendados de J_c por tipo de solo segundo Goble, Likins e Rausche

Tipo de Solo	Valor recomendado para J_c
Areia	0,05
Areia Siltosa	0,15
Silte Arenoso	0,20
Silte	0,30
Argila Siltosa / Silte Argiloso	0,55
Argila	1,10

Fonte: Goble, Likins e Rausche, 1975.

Baseado nesse estudo anterior, Rausche, Goble e Likins (1985) também delimitaram faixas para os valores de J_c por tipo de solo na ponta da estaca. Os autores ainda sugeriram um valor “médio” para cada tipo de solo (muito semelhante ao de Goble, Likins e Rausche, 1975), sendo este valor o que melhor correlacionou as estimativas do Case aos resultados pelos ensaios estáticos, como mostrado na Tabela 3.

Tabela 3: Valores de J_c por tipo de solo segundo Rausche, Goble e Likins

Tipo de Solo	Faixa de valores sugerida para J_c	Valor sugerido para J_c
Areia	0,05 - 0,20	0,05
Areia Siltosa / Silte Arenoso	0,15 - 0,30	0,15
Silte	0,20 - 0,45	0,30
Argila Siltosa / Silte Argiloso	0,40 - 0,70	0,55
Argila	0,60 - 1,10	1,10

Fonte: Rausche, Goble e Likins, 1985.

Outros autores sugeriram, posteriormente, faixas de variação diferentes para J_c , como outro documento de Goble et al. (1996 apud ROSA, 2000) e também de Gonçalves, Bernardes e Neves (2007). No entanto, verifica-se que não há mudanças significativas entre os intervalos propostos por todos esses autores, conforme mostram a Tabela 4 e a Tabela 5:

Tabela 4: Valores de J_c por tipo de solo segundo Goble et al.

Tipo de Solo	Faixa de valores sugerida para J_c
Areia	0,10 - 0,15
Areia Siltosa / Silte Arenoso	0,15 - 0,25
Silte	0,25 - 0,40
Argila Siltosa / Silte Argiloso	0,40 - 0,70
Argila	0,70 - 1,00

Fonte: Goble et al. (1996 apud ROSA, 2000).

Tabela 5: Valores de J_c por tipo de solo segundo Gonçalves, Bernardes e Neves

Tipo de Solo	Faixa de valores de J_c
Areia	0,05 - 0,15
Areia Siltosa	0,15 - 0,25
Silte Arenoso	0,25 - 0,40
Silte Argiloso	0,40 - 0,60
Argila	0,60 - 1,00

Fonte: Gonçalves, Bernardes e Neves, 2007.

Likins (2015) citou que o coeficiente de amortecimento J_c varia tipicamente entre 0,4 e 1,0 sendo o menor valor para solos de granulometria grosseira e o extremo superior para solos coesivos.

Embora seja possível inferir que solos mais finos apresentem condições mais viscosas e, por isso, possuam J_c mais elevados há outros autores que discordam da premissa de que o coeficiente de amortecimento (J_c) derive exclusivamente do tipo de solo. Paikowsky et al. (2004, tradução nossa), por exemplo, discutiram a respeito em um estudo envolvendo 290 casos comparativos entre o Case e provas de carga estáticas:

O coeficiente de amortecimento do Case foi investigado por retroanálise (para coincidir com a capacidade estática medida). Os resultados sugerem que não há correlação entre o tipo de solo (na ponta) e o coeficiente de amortecimento do Case. A prática recomendável é utilizar o método (Case) baseado na calibração para uma área ou obra específica (GRL, 1999). Essa abordagem [...] se provou eficaz.

2.4.5.4. Resultados adicionais

Embora o Case seja uma metodologia simplificada, os softwares de análise que utilizam o método permitem a obtenção de diversas outras informações, além da resistência estática mobilizada. Essas informações são calculadas para cada golpe do martelo que é aplicado sobre a estaca. Entre elas, as mais importantes são: o *EMX*, *CSX*, *CSI*, *TSX*, e o *DMX*.

O *EMX* consiste no máximo valor da energia efetivamente transferida à estaca no golpe (E_t). Ela é obtida pela integração do produto entre a força e a velocidade de partícula no tempo (medidas), isto é:

$$EMX = máx[E_t] = máx \left[\int F(t) \cdot v(t) \cdot dt \right] \quad (69)$$

Na prática do ensaio, o *EMX* possui a função de confirmar ao operador que o nível de energia aplicado está adequado ao tipo de ensaio que está sendo realizado (energia constante, crescente, etc). Em martelos de queda livre, por exemplo, pode ocorrer de um golpe bem operado (pouca perda de energia) com 40 cm de altura resulte em *EMX* igual a um golpe de 60 cm do mesmo martelo que tenha sido mal aplicado (por ex. quando há perda demasiada de energia no ato do operador do bate estacas em soltar o martelo de cravação). Com o *EMX* fornecido pelo PDA, um bom operador do ensaio reconhecerá que, embora nominalmente os golpes de 40 cm e 60 cm tenham energias diferentes, suas energias efetivas foram as mesmas – na prática, foram golpes “iguais”.

Além dessa questão, o *EMX* também permite calcular a eficiência geral do golpe aplicado (η), isto é, a eficiência que se refere à energia efetivamente transferida à estaca. Chellis (1951) citou diversas causas da perda (ou dissipação) da energia na cravação. As perdas que estão embutidas em η são:

- eficiência do martelo, incluindo-se os efeitos de guincho e o atrito do martelo com a torre guia (queda livre), atritos internos do martelo com a caixa confinante (martelos hidráulicos), etc;
- eficiência do impacto, onde energia é dissipada na geração de calor, som e eventualmente em movimentações laterais da estaca, golpes excêntricos, etc;
- compressão elástica do conjunto cepo - capacete – coxim;
- compressão elástica do trecho de estaca acima do nível do solo (no caso de *EMX*, do trecho acima da seção instrumentada no ensaio).

Desse modo, mediante a relação entre o *EMX* e a energia nominal aplicada (produto do peso do martelo e da altura de queda), pode-se obter a

eficiência geral do golpe (η) conforme mostrado na equação (70):

$$\eta = \frac{EMX}{W \cdot h} \quad (70)$$

As tensões de compressão atuantes na estaca são calculadas (ao longo do tempo e, por análise de sua propagação, ao longo da estaca) pelo produto entre as deformações medidas pelos transdutores e o módulo de elasticidade dinâmico da estaca (Lei de Hooke) e são representadas pelas nomenclaturas (a) *CSX* e (b) *CSI*, que significam: (a) o valor máximo entre as médias das tensões de compressão “medidas” pelos transdutores de deformação na seção instrumentada do topo da estaca; (b) a máxima tensão de compressão registrada na seção instrumentada do topo da estaca (maior registro individual dentre os sensores).

Há também a medida do máximo valor de tração ocorrido em alguma seção da estaca (abaixo dos sensores), *TSX*. Ele é obtido pela maior onda de tração descendente (mínimo valor de *Wave Down*) e pelo menor valor residual de compressão ascendente (*Wave Up*). A diferença entre ambos, dividida pela área da seção transversal da estaca é a máxima tensão de tração *TSX* (PILE DYNAMICS INC., 2012).

Tais tensões são importantes ao operador do PDA para que ele saiba os “limites do ensaio” quanto ao aumento de energia (altura de queda). Também é possível ao operador identificar golpes excêntricos na estaca a partir da diferença entre *CSX* e *CSI* (média e máxima tensão de compressão). Um sensato monitoramento de todas estas tensões faz com que a probabilidade de quebra da estaca durante o ensaio seja drasticamente diminuída.

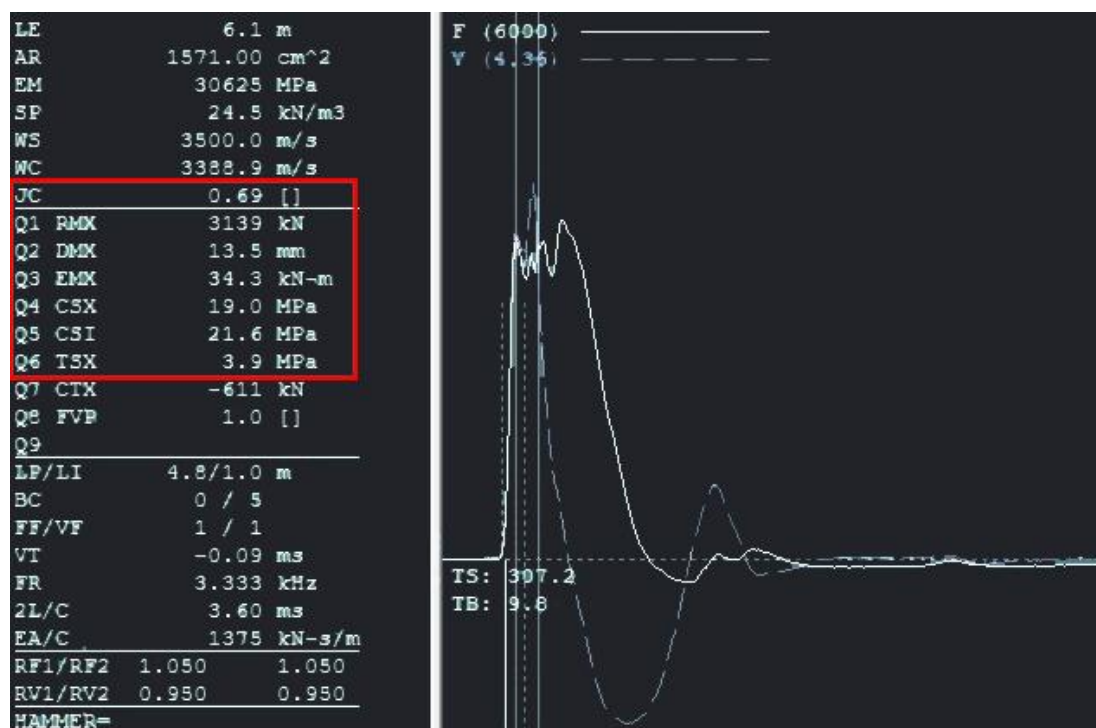
Outro valor de saída, *DMX*, se refere ao máximo deslocamento descendente registrado na seção de instalação dos transdutores (FOÁ, 2001). Na prática, o *DMX* é numericamente igual à soma do repique elástico e da nega do golpe analisado. Ele é calculado mediante a dupla integração da aceleração no tempo. No entanto, segundo Likins, Liang e Hyatt (2012), há duas questões envolvidas no cálculo do *DMX* que podem ocasionar distorções a esse valor: a qualidade do sinal coletado e o desconhecimento das

constantes de integração. Por isso, um dos procedimentos necessários é a medição manual do valor da nega de cada golpe do ensaio; o operador, então, o informa ao software de análise para que ele faça os ajustes das velocidades medidas de modo que o deslocamento permanente final calculado coincida com o valor medido (LIKINS; LIANG; HYATT, 2012).

Um dos modos de se utilizar os valores calculados de *DMX* é plotando em um gráfico os pontos de “*RMX x DMX*” para cada golpe de um mesmo ensaio dinâmico. A curva formada apresenta comportamento e formato similar a uma curva “carga x recalque”, obtida em provas de carga estáticas (FOÁ, 2001).

A Figura 19 apresenta uma imagem da tela do software PDA-W, que é o mais tradicional software de análise dos sinais coletados no ensaio pelo Método Case. Na figura, além de serem apresentados sinais de força e velocidade, estão destacados os valores de J_c , *RMX*, *DMX*, *EMX*, *CSX*, *CSI* e *TSX*.

Figura 19 – Exemplo de tela do software PDA-W



Fonte: autor.

2.4.6. Método CAPWAP

2.4.6.1. Introdução

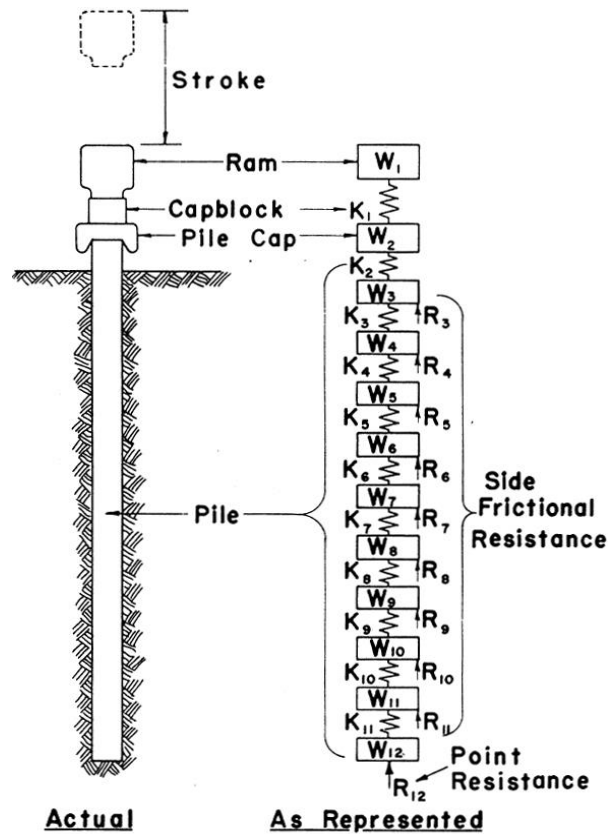
Desenvolvido no fim da década de 1960 (BEIM, 2009), também no Instituto de Tecnologia da Case Western University, o Método CAPWAP, sigla derivada da expressão “Case Pile Wave Analysis Program”, é um método complementar ao Método Case que também baseia-se na teoria unidimensional da propagação de onda. Embora se trate de um método de cálculo, atualmente a palavra CAPWAP refere-se, frequentemente, ao conhecido software homônimo, desenvolvido pela Pile Dynamics Inc. Ele utiliza como modelo o método aprimorado do CAPWAP, chamado CAPWAPC.

O método tem objetivo principal semelhante ao método Case, de determinar a máxima resistência estática mobilizada pela estaca no ensaio de carregamento dinâmico. Além disso, também é possível determinar a distribuição das forças de reação do solo ao longo da estaca (atrito lateral) e, conseqüentemente, a resistência de ponta, além de fornecer os deslocamentos em cada ponto da estaca (VIEIRA, 2006) e os coeficientes de amortecimento, que podem ser reinseridos no método Case para aprimoramento dos resultados (GONÇALVES; BERNARDES; NEVES, 2007).

2.4.6.2. O modelo de Smith (1960)

Para a análise, o Método CAPWAP se baseia no modelo de conjunto estaca-solo proposto por Smith (1960). Ele representou a estaca como uma sequência intercalada de molas e elementos de massa sólidos, onde são aplicadas as forças resistentes de reação do solo, conforme mostra a Figura 20.

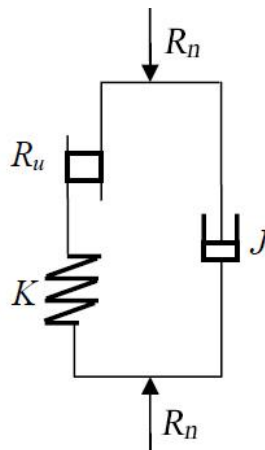
Figura 20 – Representação da estaca no modelo de Smith



Fonte: Smith, 1960.

O solo, por sua vez, é modelado como um conjunto de “molas e amortecedores” (ROSA, 2000), componentes que possuem comportamentos elastoplásticos e visco-lineares, respectivamente. Isso é ilustrado na Figura 21.

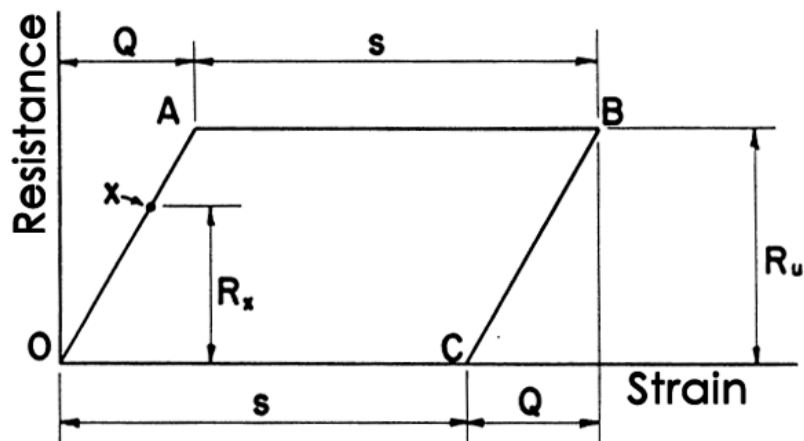
Figura 21 – Representação da resistência do solo no modelo de Smith



Fonte: adaptado de Vieira, 2006.

Smith cita que a consideração do elemento de mola do solo se dá segundo a relação elastoplástica de “tensão x deformação” (SMITH, 1960). A relação citada por Smith é mostrada na Figura 22, porém adaptada para uma curva mais adequada, a saber “resistência x deformação”:

Figura 22 – Comportamento elastoplástico do solo no modelo de Smith



Fonte: adaptado de Smith, 1960.

No modelo da Figura 22, o solo em repouso está sobre o ponto O. A medida em que o solo é sollicitado, as deformações tendem ao valor Q , que representa a máxima deformação elástica do solo. Quando essa deformação é atingida (ponto A), o solo chega uma força resistente máxima (R_u). Em seguida, ocorre a plastificação até o ponto B, com deformação permanente (s) e, após o descarregamento (fim da sollicitação), a deformação Q é restituída até o ponto C e a resistência retorna para zero.

Segundo Smith, o modelo da Figura 22 não poderia representar todo o comportamento do solo, pois ele falha na consideração do “elemento tempo”. Algumas estacas penetram no solo mais rapidamente do que outras e, nesses casos, o solo oferece maior “resistência instantânea” do que ofereceria para penetrações mais lentas. Por isso, foi adicionado um fator que considera as forças de amortecimento viscoso do solo, dependentes da velocidade de partícula e proporcionais a um coeficiente de amortecimento J (SMITH, 1960).

Assim, em qualquer ponto X do processo de carregamento do solo (Figura 22), há uma resistência estática R_x para qual, o valor da resistência

viscosa instantânea (dinâmica) será numericamente igual a uma parcela dessa resistência estática:

$$R_{dx} = J \cdot v \cdot R_x \quad (71)$$

Gerando, assim, o valor da resistência total da estaca (estática+dinâmica), para qualquer ponto genérico X, igual a:

$$R_{Tx} = R_x + J \cdot v \cdot R_x \quad (72)$$

2.4.6.3. Análise dos sinais

Na análise do CAPWAP também são utilizados os registros de força e velocidade ao longo do tempo, coletados no ensaio de carregamento dinâmico. No entanto, diferentemente da análise do método Case, a análise CAPWAP é realizada, usualmente, para apenas um golpe do martelo no ensaio. Como critério para se escolher qual golpe do ensaio será analisado, considera-se, em geral, que deva ser aquele que, apresentando sinal coletado de boa qualidade, resultou na maior resistência mobilizada (**RMX**) pela análise do método Case.

Para uma boa entrada de dados no software do CAPWAP, é necessário que o sinal escolhido para análise seja antes “tratado” no software que utiliza o método Case. O tratamento consiste, essencialmente, em dois ajustes:

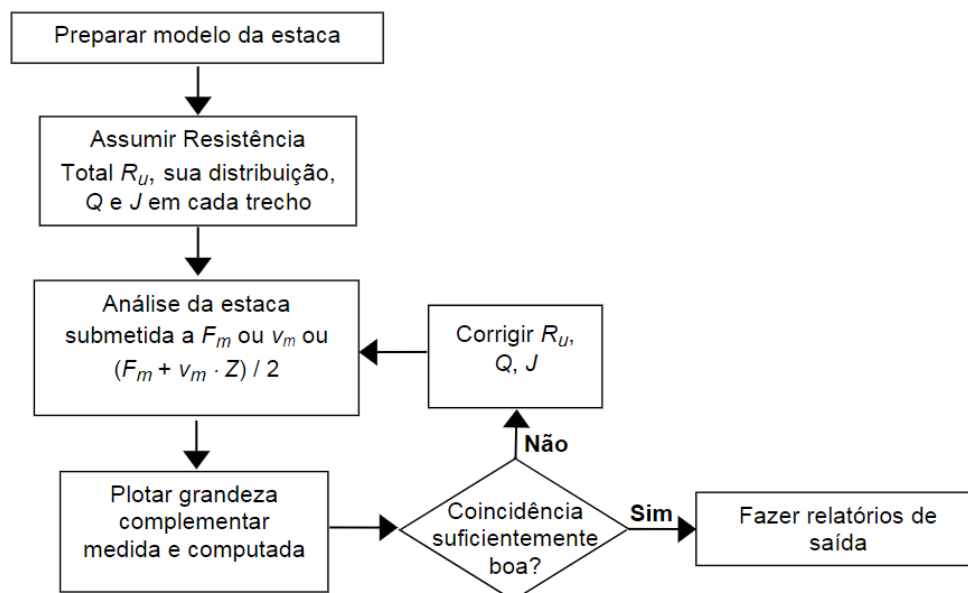
- o primeiro deles refere-se à correção do trecho inicial dos sinais coletados de força e velocidade (vezes impedância). No início das curvas ainda não houve nenhuma reflexão ascendente da onda de compressão e, portanto, os sinais (**F** e **v**) devem ser proporcionais entre si por meio da impedância da estaca (equação (23)) – chamado “princípio da proporcionalidade”. Esse procedimento consiste, portanto, em ajustar o valor da velocidade de onda (média) que trafega pela estaca de modo a fazer as curvas coincidirem no trecho inicial;
- o segundo ajuste é informar ao software o valor da nega medida em campo no golpe analisado, para que as velocidades coletadas sejam corrigidas e o deslocamento permanente final (calculado) coincida com o deslocamento medido (LIKINS; LIANG; HYATT, 2012).

Após ajustado o sinal do golpe, ele é inserido no CAPWAP para, inicialmente, modelar a estaca em segmentos. Toda a análise que se segue no CAPWAP é realizada sobre a curva de reflexões ascendentes (*Wave Up*) medida no golpe do ensaio, chamada no CAWPAP de “*W up Msd*”. Genericamente, o objetivo é reproduzir e ajustar uma curva teórica computada pelo software (*W up Cpt*) à curva medida no ensaio de campo (Figura 26). Esse ajuste é realizado modelando-se, para cada elemento da estaca e do solo, parâmetros como: impedância (área, peso específico e módulo de elasticidade), trincas de tração, trincas de compressão, embuchamentos de solo e atrito lateral até que se obtenha boa concordância entre as curvas.

Portanto, como é descrito pelo próprio manual do software CAPWAP, ele é um “procedimento de correspondência de sinais” (PILE DYNAMICS INC., 2006). O parâmetro que mede a qualidade dessa correspondência é o chamado “*Match*” e a correspondência entre os sinais será tão boa quanto menor for o valor do *Match*.

Como todo modelo computacional, pode-se elaborar um fluxograma básico que rege a condução da análise no CAPWAP, como mostra a Figura 23:

Figura 23 – Fluxograma básico sobre a análise no software CAPWAP



Fonte: Alves e Lopes, 2004

2.4.6.4. Método CAPWAPC

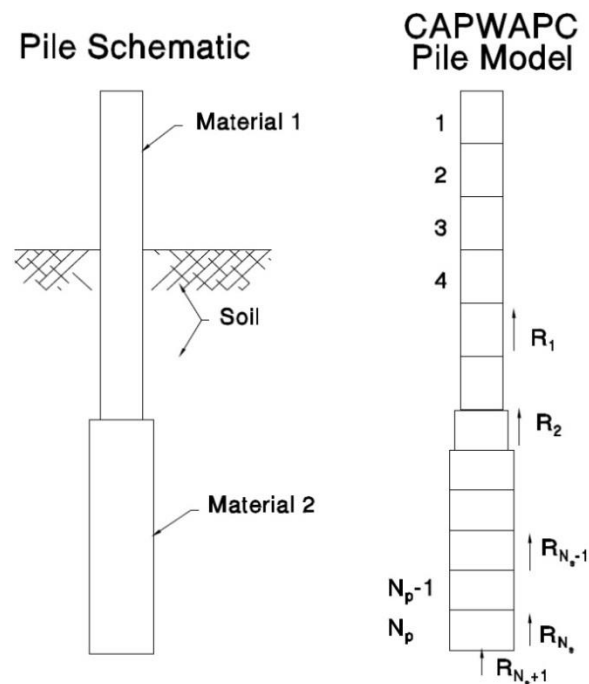
Embora fosse um excelente método de análise, o CAPWAP apresentava bons resultados para estacas de, no máximo 30m de comprimento em função de imprecisões numéricas do modelo de Smith (GONÇALVES; BERNARDES; NEVES, 2007). Por isso, na década de 1980 mediante o crescimento na quantidade de fundações *offshore* que ocasionaram a necessidade de análises em grandes comprimentos de estaca, o método CAPWAP foi aprimorado por um modelo “contínuo”, chamado de método CAPWAPC.

Na prática atual, quando se refere ao termo “análise CAPWAP”, a rigor, está se referindo a análises CAPWAPC, pois é o método de modelagem dos softwares mais utilizados hoje em dia (PAIKOWSKY et al., 2004).

O método é um aprimoramento do CAPWAP para situações de maiores comprimentos da fundação (ALONSO, 1991) e consistiu, basicamente, na mudança do modelo proposto por Smith para um modelo de elementos discretos, sem a presença das molas entre os elementos de massa da estaca.

No novo modelo, a estaca é dividida em N segmentos interligados capazes de transmitir esforços de compressão e tração gerados pela propagação das ondas (ROSA, 2000). Cada um deles apresenta comportamento linear-elástico, tem seção uniforme e todos possuem igual comprimento, de modo que a velocidade de tráfego das ondas em todos os segmentos seja igual. Como os segmentos são uniformes, quando se deseja alterar a impedância de um trecho da estaca na modelagem (por meio de parâmetros do material ou da seção transversal), deve-se fazer isso corrigindo o comprimento do elemento (PILE DYNAMICS INC., 2006). A Figura 24 exemplifica o modelo de estaca do método CAPWAPC.

Figura 24 – Modelo de estaca do método CAPWAPC



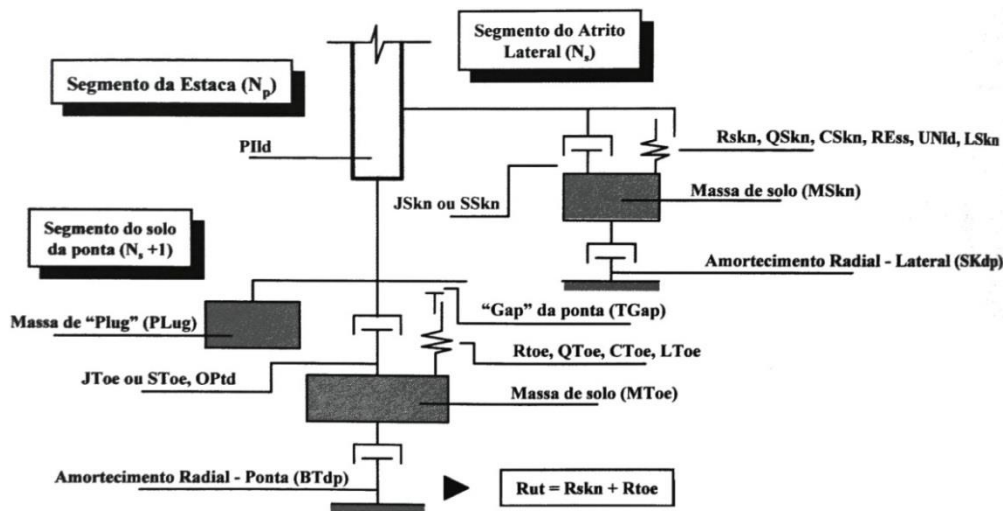
Fonte: adaptado de Pile Dynamics Inc., 2006.

O solo, por sua vez, é semelhante ao modelo de Smith (1960), também sendo constituído de molas (elastoplásticos) e amortecedores (visco-lineares), como na Figura 21. Segundo Rosa (2000), alguns pontos principais em que o modelo do CAPWAPC difere do modelo de Smith são:

- no novo modelo é possível considerar valores diferentes entre carregamento e descarregamento tanto para o *quake* do solo como para seu módulo de rigidez;
- entre a ponta da estaca e o solo subjacente é possível considerar um espaço “vazio”, chamado “Gap da ponta” (ou Toe Gap), que pode ocorrer por efeito de um golpe de cravação (ou ensaio) anterior. Desse modo, a resistência de ponta só começará a ser mobilizada quando o deslocamento da ponta se tornar igual ou maior do que o Toe Gap;
- é possível simular tensões residuais ocorrendo na estaca;
- o solo adjacente ao fuste da estaca pode se deslocar em relação à ele. As forças decorrentes desse deslocamento são contabilizadas por um mecanismo denominado “amortecimento radial” no solo (ou radiation damping).

A Figura 25 exemplifica o modelo de solo do método CAPWAPC:

Figura 25 – Modelagem da interação estaca-solo do método CAPWAPC



Fonte: adaptado de Gonçalves, Bernardes e Neves, 2007 e Pile Dynamics Inc., 2006.

2.4.6.5. Resultados e parâmetros obtidos do CAPWAP

As principais informações que o método CAPWAP visa obter são: a resistência estática do solo mobilizada pelo golpe, sua distribuição ao longo de todo o fuste e também na ponta da estaca, a máxima deformação elástica do solo (*quake*) e algumas constantes de amortecimento, onde a principal delas é o J_c , o mesmo parâmetro do método Case.

Após a obtenção do correto coeficiente de amortecimento pelo CAPWAP, o valor de J_c é reinserido no software PDA-W para corrigir as informações calculadas pelo método Case, que antes se utilizavam de um valor estimado para J_c . (GONÇALVES; BERNARDES; NEVES, 2007).

Há pouco mais de uma década, ainda era prática rotineira no Brasil realizar a análise CAPWAP para um golpe de apenas um dos ensaios dinâmicos (de uma estaca), extrapolando o J_c obtido para os demais ensaios de uma mesma obra ou região característica. Essa prática de extrapolação foi inicialmente citada por Goble, Likins e Rausche (1975) e foi largamente utilizada durante as primeiras décadas de aplicação do ensaio em função da baixa capacidade computacional que se dispunha.

O procedimento corrente consiste na realização de pelo menos uma

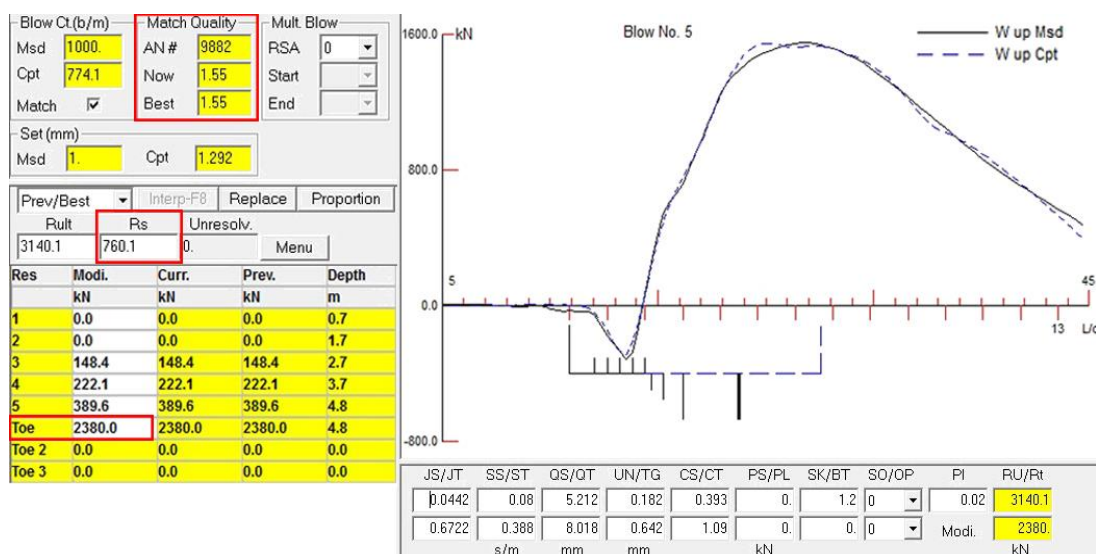
análise CAPWAP (para um golpe do martelo) por ensaio de carregamento dinâmico, isto é, um CAPWAP por estaca – algo também preconizado pela NBR 13208 (ABNT, 2007). O J_c obtido dessa análise é considerado representativo para todos os demais golpes daquele ensaio.

Uma das grandes funcionalidades do método, que deriva do modelo de divisão da estaca em segmentos, é a possibilidade de se realizar uma estimativa da distribuição do atrito lateral ao longo de todo o fuste da estaca, além de também se obter sua resistência de ponta (VELLOSO; LOPES, 2011).

A respeito disso, Fellenius realizou um estudo no ano de 1988, 16 anos após o método ser inicialmente publicado. Ele ressaltou que ainda havia pouquíssimas pessoas ao redor do mundo capazes de efetuar uma modelagem no CAPWAP. Fellenius enviou para análise quatro diferentes sinais do ensaio dinâmico com algumas informações adicionais a 18 engenheiros conhecedores do método. O objetivo foi avaliar a variabilidade entre as análises. Verificou-se divergências significativas na distribuição dos atritos e quanto à resistência de ponta. Entretanto, no geral, as capacidades de carga total tenderam à concordância (FELLENIOUS, 1988).

A Figura 26 mostra um exemplo de tela do software de análise do CAPWAP, onde estão destacados os valores do parâmetro *Match*, do atrito lateral (R_s) e da resistência de ponta ('Toe').

Figura 26 – Exemplo de tela do software CAPWAP



Fonte: autor.

2.5. FORMULAS DINÂMICAS

Estacas cravadas possuem um diferencial aparentemente vantajoso em relação às estacas moldadas *in loco*: utilizando informações extremamente simples, rápidas e baratas de se obter, é possível que sejam efetuadas estimativas da capacidade de carga de uma estaca ainda durante o processo de cravação ou até mesmo após o término dele – algo que não é possível para estacas moldadas *in loco*, exceto por mecanismos mais onerosos, como as provas de carga.

Tais estimativas mais simplificadas são realizadas por meio de formulações puramente empíricas, semiempíricas ou teóricas, denominadas “fórmulas dinâmicas”: expressões que relacionam grandezas do sistema de cravação com a resistência estática do conjunto solo-estaca (ROSA, 2000).

Em geral, essas fórmulas sempre correlacionam, de um modo ou de outro, os três principais fatores envolvidos no evento de cravação: a energia (e suas fontes de perda), o deslocamento (elástico ou permanente) e a resistência de reação mobilizada.

A razão das fórmulas dinâmicas representarem uma vantagem apenas aparente para estacas cravadas deriva do fato de que esse tipo de ferramenta é, muitas vezes, mal compreendida em sua finalidade e mal aplicada à prática, gerando resultados imprecisos que podem se converter em grandes desserviços ao engenheiro que as utiliza.

2.5.1. Histórico

Uma das primeiras fórmulas dinâmicas desenvolvidas foi a do engenheiro militar americano John Sanders, em 1851, para a construção do Forte Delaware, com base no choque elástico newtoniano (ALLIN; LIKINS; HONEYCUTT, 2015). Ela consiste na abordagem mais simplista possível, apresentada na equação (73).

A lógica da fórmula de Sanders também pode ser interpretada pela 3ª Lei de Newton: se sobre a estaca é aplicada uma energia (potencial gravitacional) igual ao produto do peso do martelo pela altura de queda, ela é convertida completamente em trabalho (não conservativo) no deslocamento

permanente da estaca. A reação a essa energia é, então, oferecida pelo solo na mesma intensidade, em sentido contrário, representada pelo produto de sua resistência por esse deslocamento. A fórmula parte do pressuposto de que toda a energia potencial é convertida em deslocamento permanente, isto é, nenhuma fonte de dissipação (ou perda) é considerada no método – incluindo a energia de deformação elástica que trabalha na ocorrência dos deslocamentos (elásticos) do conjunto solo-estaca.

$$R = \frac{W \cdot h}{s} \quad (73)$$

Onde:

R = resistência estática;

W = peso do martelo;

h = altura de queda do martelo;

s = penetração da estaca no golpe;

Para carga admissível, o fator de correção/segurança indicado é 8.

Outra equação que marcou o início do desenvolvimento das fórmulas dinâmicas foi proposta por Redtenbacher em 1852. Chellis destaca que ela contém uma série de termos para representar as dissipação da energia “no impacto” e na compressão elástica de “capacete, estaca e solo”. Ele também relatou que ela era uma fórmula “amplamente utilizada na Europa” (CHELLIS 1951, tradução nossa). A formulação de Redtenbacher é apresentada na equação (74).

$$R = \frac{A \cdot E}{L} \left[-s + \sqrt{s^2 + \left(\frac{W^2 \cdot h}{W + P} \right) \cdot \frac{2 \cdot L}{A \cdot E}} \right] \quad (74)$$

Onde:

A = área da seção transversal da estaca;

E = módulo de elasticidade dinâmico do material;

L = comprimento da estaca;

P = peso da estaca.

Ainda a respeito do século XIX, outras três importantes fórmulas foram desenvolvidas: Eytelwein (1820), Weisbach (1850) e a famosa fórmula atribuída a Arthur Wellington em função de sua publicação na edição 20 do periódico *Engineering News*, em 1888. Semelhante à fórmula do Major Sanders e conhecida por Engineering News Formula (ENF), a formulação de Wellington foi uma das fórmulas mais utilizadas no século passado, em especial, nos Estados Unidos (LIKINS; FELLENIUS; HOLTZ, 2012). Ela é escrita como:

$$R = \frac{W \cdot h}{s + C} \quad (75)$$

Onde:

C = coeficiente de deformação elástica do sistema igual a 2,54cm para martelos de queda livre e 0,254cm para martelos a vapor.

Diversas outras fórmulas dinâmicas foram desenvolvidas desde então com a finalidade de estimar a resistência estática mobilizada pelo conjunto estaca-solo por meio da nega e do repique elástico. Algumas partiram de uma abordagem puramente teórica, enquanto outras foram desenvolvidas a partir de alguma fórmula já existente, como aprimoramentos dos métodos originais.

Em 1951, fundamentado na Lei de Hooke, Chellis postulou que o encurtamento elástico do elemento de estaca (**C2**) é proporcional à resistência estática mobilizada no golpe. Ele escreveu que “a estaca pode ser considerada como uma mola para que se verifique o valor de R” (CHELLIS, 1951, tradução nossa), conforme a equação que se segue:

$$C2 = \frac{R \cdot l}{E \cdot A} \quad (76)$$

Onde:

C2 = encurtamento elástico da estaca (elemento estrutural);

l = distância do topo da estaca até o centro de resistência à cravação.

Aoki (1989), ao propor a metodologia de ensaio dinâmico de energia crescente demonstrou a proporcionalidade citada por Chellis (1951), mostrando que a razão entre resistência estática e o encurtamento elástico do elemento (C2) é praticamente constante, qualquer que seja o nível da energia aplicada.

Reescrevendo, então, a fórmula de Chellis (equação (76)) de modo a isolar a resistência da estaca, tem-se:

$$R = \frac{C2.E.A}{l} = \frac{(K - C3).E.A}{l} \quad (77)$$

Onde:

K = Repique elástico;

C3 = Deslocamento elástico do solo sob a ponta, ou *quake* (da ponta).

Uma das modificações propostas à fórmula original de Chellis (1951) foi a de Velloso (1987), que substituiu o comprimento **l** de Chellis pelo produto entre o fator **α** (*alfa*) e o comprimento total da estaca, uma vez que a compressão da estaca não se dá de modo uniforme ao longo de todo o fuste devido ao atrito lateral. O valor atribuído a **α** é dependente da distribuição do atrito lateral ao longo do fuste da estaca e de sua resistência de ponta, sendo calculado de modo análogo ao coeficiente “c” de Leonards e Lovell (1979). O valor de *alfa* é igual a 0,50 para estacas com atrito lateral unitário uniforme em todo o fuste, 0,67 para uma distribuição triangular do atrito (uniformemente crescente com a profundidade) e 1,0 quando não há atrito lateral – somente resistência de ponta. A equação de Chellis modificada por Velloso (1987) é escrita como:

$$R = \frac{(K - C3).E.A}{\alpha.L} \quad (78)$$

Onde:

α = fator multiplicador do comprimento.

L = comprimento da estaca (abaixo da seção de medição do repique).

Outra fórmula dinâmica com base teórica não usual em relação à maioria é a de Uto et al. (1985), deduzida a partir da teoria de propagação da onda aplicada à cravação de estacas. Uto et al. (1985) se valeram de diversas hipóteses simplificadoras para propor uma solução à equação da onda de mesmo formato da equação (22). Dentre tais simplificações, a mais relevante foi a de que toda a resistência da estaca estivesse concentrada na ponta, isto é, que seu atrito lateral fosse desprezível. Assim, após a dedução da solução, a fim de incorporar o atrito lateral, os autores incluíram um termo compensatório na formulação por meio do método de Meyerhof (1976). Aoki (1986) destacou que a fórmula de Uto et al. é válida somente para solos com valores de *quake* (C3) “da mesma ordem de grandeza da nega”. A equação de Uto et al. (1985) ficou estabelecida como:

$$R = \frac{E \cdot A \cdot K}{L \cdot e_0} + \frac{N_{SPT} \cdot U \cdot L_c}{e_{at}} \quad (79)$$

Onde:

L = comprimento da estaca (abaixo da medição do repique);

e₀ = fator de correção do comprimento ($e_0 = \sqrt[3]{1,5 \cdot W/P}$);

W = peso do martelo de cravação;

P = peso da estaca;

N_{SPT} = valor médio de golpes do SPT ao longo do fuste da estaca;

U = perímetro da seção da estaca;

L_c = comprimento cravado da estaca;

e_{at} = fator de correção do atrito lateral (em geral, igual a 2,5);

Outras equações bastante conhecidas atualmente são: Hiley (1925), Janbu (1953), dos Dinamarqueses (1957), Gates (1957) e Gates Modificada (1967).

Há muita controvérsia no meio técnico a respeito do uso das fórmulas dinâmicas na prática de fundações (em estacas cravadas). Essas críticas possuem diversas origens: uma delas é a inadequada base teórica sobre a qual a maioria dos métodos foi desenvolvida (choque newtoniano ou lei de Hooke). Chellis, por exemplo, apresentou uma análise teórica sequencial, com

deduções que iniciavam em um ponto comum entre elas: as grandezas do choque newtoniano (velocidades e momentos lineares de uma estaca e de um martelo de cravação). Ele foi capaz de deduzir, partindo desse mesmo ponto inicial, um total de 25 diferentes fórmulas dinâmicas que já eram conhecidas à época (CHELLIS, 1951).

Whitaker sintetizou o grande defeito dessas equações: “fórmulas dinâmicas são idealizações simples de um evento complexo” e “o quão longe elas estão da realidade” pode ser percebido observando as hipóteses e o procedimento por meio dos quais elas foram formuladas (WHITAKER, 1976, tradução nossa). De fato, toda a controvérsia é constatada quando se tenta contabilizar o número de fórmulas existentes. No ano de 1960, Smith publicou que, em 1951, Chellis listou 38 fórmulas dinâmicas em seu livro “*Pile Foundations*” e, ainda, que os editores do Engineering News Records possuíam arquivadas mais de 450 diferentes formulações desse tipo (SMITH, 1960). Isso denota dois dos maiores defeitos dos métodos: a alta imprecisão de seus resultados – que motivam a produção de novas equações – e as sucessivas invalidações que alguns métodos foram sofrendo com o passar dos anos, sendo suplantados por outros, por vezes, apenas ligeiramente mais sofisticados.

A controvérsia em torno das fórmulas dinâmicas não é um assunto tão recente: nos anos 1930, um comitê da Sociedade Americana de Engenheiros Civis foi formado pelas maiores autoridades da engenharia de fundações da época a fim de debater acerca das fórmulas dinâmicas, culminando, em 1941, em um relatório final. Segundo Likins, Fellenius e Holtz (2012), as discussões levaram à conclusão, de modo quase unânime, que as fórmulas dinâmicas não eram meios confiáveis para se estimar a resistência do conjunto solo-estaca. Sobre a questão da inadequação da teoria newtoniana como base para algumas fórmulas, Cummings referenciou uma citação do próprio Isaac Newton, dizendo que teorias de impacto podem ser aplicadas a uma variedade de corpos elásticos “exceto quando estes sofrem algum tipo de extensão devido ao golpe de um martelo” (LIKINS; FELLENIUS; HOLTZ, 2012, tradução nossa).

O próprio Fellenius (um dos autores do artigo sobre o referido comitê dos anos 1930) em seu livro “Basics of Foundation Design”, possui uma opinião categórica: “infelizmente, a despeito dos avanços tecnológicos, as fórmulas dinâmicas ainda são utilizadas” e “sendo absolutamente claro, basear um projeto de fundações em fórmulas dinâmicas demonstra inaceitável ignorância e incompetência” (FELLENIIUS, 2018, tradução nossa).

É fato que, na medida em que mais estudos são realizados, maiores dispersões e diversidade de conclusões são obtidas. Desse modo, torna-se possível entender que as fórmulas dinâmicas possuem uma função principal diferente daquela que, ainda, muitos engenheiros persistem em sustentar, a saber: de que elas garantem a capacidade de carga dos elementos cravados, com alto grau de confiança.

Se tomado o posicionamento de Fellenius à letra, pode-se inferir um ponto razoável: fórmulas dinâmicas não devem ser a base de um projeto de fundações. A imprecisão inerente à uma simples equação que pretende representar o complexo fenômeno de cravação já é suficiente para que ela não exerça função determinante nas estimativas de resistência do estaqueamento. Ao contrário, são ferramentas auxiliares no controle de qualidade e desempenho de fundações cravadas. Alves, Lopes e Danziger (2004), por exemplo, restringem o uso das fórmulas “ao controle da uniformidade do estaqueamento” e “como critério de paralisação da cravação”.

Assim como a interpretação de Fellenius, diversas outras críticas legítimas já foram feitas às fórmulas dinâmicas, tendo ganhado ainda mais força desde a popularização da monitoração dinâmica (ensaios de carregamento dinâmico, instrumentação de estacas, etc). No entanto, na prática, todas as metodologias ainda permanecem como ferramentas úteis ao engenheiro geotécnico, cada uma a seu modo e limitada às suas reais funcionalidades, tornando-se instrumentos complementares no controle de qualidade de estacas cravadas. Como citou Chellis: a resistência fornecida por uma fórmula “é apenas uma das informações de um projeto, que deve ser considerada em conjunto a outros condicionantes para permitir um inteligente, seguro e econômico projeto de fundações em estacas” (CHELLIS, 1951).

2.5.2. A Fórmula dos Dinamarqueses

Um das equações citadas no histórico da seção anterior merece certo destaque, pois traz uma contribuição relevante ao presente estudo: a “fórmula dos Dinamarqueses”. Ela foi proposta por Sorensen e Hansen (1957) baseada na fórmula do Engineering News Records (1888). A Fórmula dos Dinamarqueses é escrita como:

$$R = \frac{\eta \cdot W \cdot h}{s + \frac{1}{2} \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot \eta \cdot W \cdot h \cdot L}{A \cdot E}}} \quad (80)$$

Onde:

η = eficiência geral do golpe;

W = peso do martelo;

h = altura de queda do martelo;

s = penetração da estaca no golpe (nega para 1 golpe);

L = comprimento da estaca;

E = módulo de elasticidade dinâmico do material;

A = área da seção transversal da estaca

Caputo (1983) cita que a fórmula dos Dinamarqueses é “geralmente utilizada para estacas metálicas” (na estimativa da resistência), ainda que os autores da equação não façam esse tipo de ressalva.

Algo que se deseja ressaltar a respeito desta formulação é o termo final contido no denominador. Rosa (2000) identificou tal termo como a “perda de energia devido à deformação elástica da estaca”. Os autores Sorensen e Hansen (1957) o denominaram S_o , tendo o definido como o “deslocamento elástico” de uma estaca comprimida dinamicamente e “com ponta fixa”:

$$S_o = \sqrt{\frac{2 \cdot \eta \cdot W \cdot h \cdot L}{A \cdot E}} \quad (81)$$

Onde:

S_o = deslocamento elástico de uma estaca com ponta fixa.

A hipótese de “ponta fixa”, assumida por Sorensen e Hansen (1957) no cálculo de S_o , traz consigo duas implicações: a de que o *quake* da ponta, $C3$, é considerado nulo e que, por conseguinte, $S_o = K = C2$.

Algo que também se nota a respeito da fórmula dos Dinamarqueses (equação (80)) é que existem diversas outras fórmulas dinâmicas de formato análogo ao dela, porém com a diferença primordial de que, ao invés do termo S_o (equação (81)), há diretamente a aparição do repique elástico ou de deformações elásticas totais, como são os casos da equação do *Engineering News Records*, das fórmulas de Hiley (e suas variações) e a de *Energy Approach* (PAIKOWSKY; CHERNAUSKAS, 1992).

2.5.3. A Equação de Energy Approach

Hiley, em 1925, publicou uma equação dinâmica que pode ser deduzida da fórmula de Redtenbacher (equação (74)) e considera diversas fontes de perda de energia. Ela também considera que o impacto entre martelo e estaca ocorre de modo similar ao impacto newtoniano entre duas porções de massas.

Tokhi (2012) relatou que a experiência do uso da fórmula de Hiley tem mostrado que ela tende, frequentemente, a superestimar a capacidade de carga das estacas em comparação com provas de carga estáticas. A fórmula de Hiley é apresentada na equação (82).

$$R = \frac{e \cdot W \cdot h}{s + C/2} \cdot \frac{W + \mu^2 \cdot P}{W + P} \quad (82)$$

Onde:

e = eficiência do impacto;

C = coeficiente de deformação elástica do sistema. É a soma das deformações elásticas do capacete (**C1**), da estaca (**C2**) e do solo sob a ponta (**C3**);

μ = coeficiente de restituição do golpe;

P = peso da estaca.

Assim como grande parte das fórmulas, o maior defeito da equação de Hiley (equação (82)), é a necessidade de se conhecerem alguns de seus parâmetros. Neste caso em específico, os parâmetros de mais difícil obtenção são o coeficiente de restituição e a deformação elástica do capacete.

Broms e Lim (1988) propuseram uma forma modificada à fórmula de Hiley original. Essa simplificação se baseia apenas na energia efetivamente transferida à estaca (TOKHI, 2012). Desse modo, “elimina-se” da equação original o segundo termo e o parâmetro $C1$ e, então, a eficiência do impacto (e) é substituída por uma eficiência (geral) do golpe aplicado (η) que já contabiliza todas essas perdas adicionais de energia ($C1$, restituição do golpe, etc) e poderá ser calibrada em campo por meio de monitoração dinâmica da cravação.

O formato da nova equação é:

$$R = \frac{\eta \cdot W \cdot h}{s + \frac{1}{2} \cdot (C2 + C3)} \quad (83)$$

Onde:

C2 = deformação elástica da estaca;

C3 = deformação elástica do solo sob a ponta da estaca (*Quake*);

sendo, portanto, **C2+C3** = **K** (repique elástico da estaca).

A mesma equação pode ser reescrita de outra forma, como:

$$R = \frac{2 \cdot \eta \cdot W \cdot h}{s + D} \quad (84)$$

Onde:

D = máximo deslocamento ocorrido na estaca. É a soma entre a nega e o repique elástico ($s+C2+C3$).

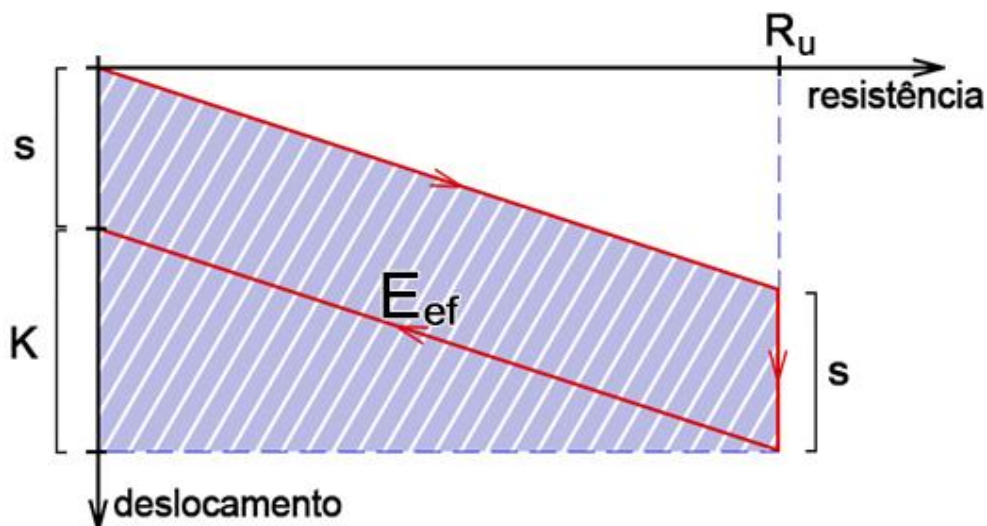
Em complemento ao comentário final do item 2.5.2, é possível observar que a equação (83) apresenta forma muito semelhante ao da equação (80)

sendo a única diferença o modo como se considera o repique elástico. Na equação dos Dinamarqueses o repique é um cálculo indireto através de S_0 , destacado na equação (81); já a simplificação de Hiley proposta por Broms e Lim (1988) considera a medida do repique elástico diretamente na equação.

A dedução da equação (84) pode ser realizada a partir do equilíbrio entre a energia efetivamente aplicada à estaca pelo golpe do martelo de cravação e o trabalho realizado pelo conjunto estaca-solo contra a penetração da estaca (PAIKOWSKY, 2001).

A aplicação de uma energia efetiva (E_{ef}) pelo golpe do martelo produz na estaca duas parcelas de deslocamento: uma permanente (s) e outra elástica ($K=C2+C3$). No ápice de ambos os deslocamentos, é mobilizado pelo sistema estaca-solo um valor de reação (R_u) referente ao nível de energia aplicado. Após o repouso, o deslocamento elástico é restituído, restando apenas o deslocamento permanente; a resistência mobilizada pelo solo retorna ao valor nulo. A curva ideal de resistência x deslocamento (linear elástico/perfeitamente plástico) pode ser representada pela Figura 27.

Figura 27 – Curva idealizada de resistência x deslocamento



Fonte: Paikowsky e Chernauskas, 1992.

A área do trapézio em destaque na Figura 27 é o trabalho realizado pelo conjunto estaca-solo contra a penetração da estaca. Esse valor é igual à energia efetiva sobre ela aplicada (E_{ef}). Portanto, calculando-se essa área, tem-se a igualdade apresentada na equação (85).

$$E_{ef} = \frac{[s + (s + K)] \cdot R_u}{2} \quad (85)$$

Como $s + K = D$, então pode-se manipular a equação (85) como:

$$E_{ef} = \frac{(s + D + s - s) \cdot R_u}{2} \quad (86)$$

E, então:

$$E_{ef} = \frac{[2 \cdot s + (D - s)]}{2} \cdot R_u \quad (87)$$

Assim, isolando-se a resistência:

$$R_u = \frac{E_{ef}}{s + (D - s)/2} \quad (88)$$

Paikowsky e Chernauskas (1992) nomearam, inicialmente, a equação (88) como “*Energy Approach Equation*”. No entanto, os autores afirmam que, para uma dada energia, o resultado da estimativa por essa equação (R_u) deve ser compreendido como a máxima resistência estática possível a ser mobilizada pelo sistema estaca-solo – desconsiderando-se qualquer mobilização de resistências viscosas (dinâmicas). De fato, para a obtenção acurada da resistência estática (R_s), Paikowsky e Chernauskas (1992) sugerem a multiplicação do resultado (R_u) pelo coeficiente K_{sp} a fim de considerar todas as perdas dinâmicas de energia no solo devido a efeitos viscosos de amortecimento no golpe:

$$R_s = K_{sp} \cdot R_u \quad (89)$$

Onde:

K_{sp} = coeficiente de capacidade resistente estática (para redução da resistência total em função de efeitos dinâmicos).

Por meio das equações (88) e (89), a chamada Equação de *Energy Approach* – que tem a finalidade de estimar a resistência estática da estaca para um determinado nível de energia – pode ser escrita de modo completo como:

$$R_s = K_{sp} \cdot \frac{E_{ef}}{s + (D - s)/2} \quad (90)$$

Ou: manipulando-se matematicamente os termos da equação (90), uma vez que $E_{ef} = \eta \cdot W \cdot h$, então:

$$R_{EA} = 2 \cdot K_{sp} \cdot \frac{\eta \cdot W \cdot h}{s + D} \quad (91)$$

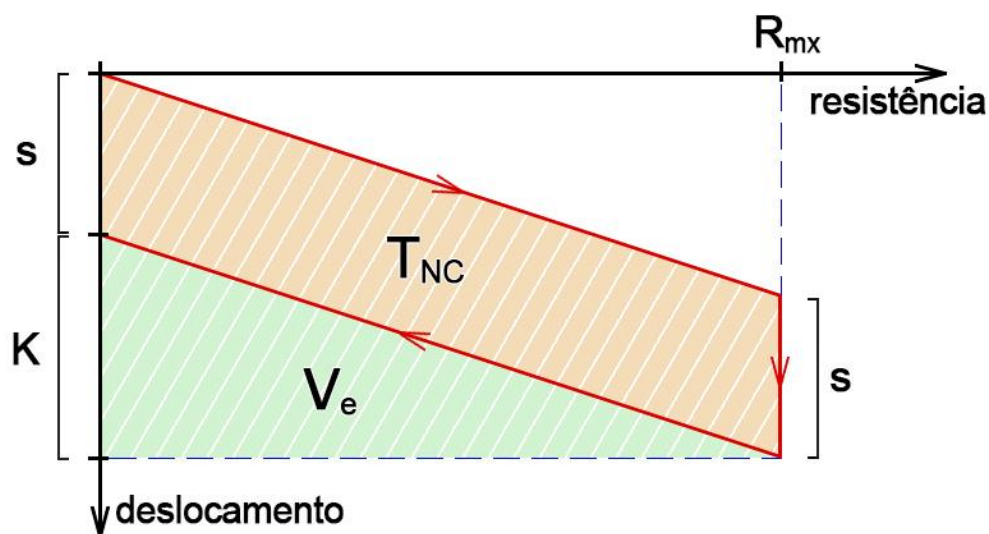
Onde:

R_{EA} = resistência estática calculada pela Equação de *Energy Approach*.

No artigo onde Paikowsky e Chernauskas (1992) propuseram o parâmetro K_{sp} , foi apresentado um estudo de caso para 14 ensaios dinâmicos em 9 diferentes estacas de três diferentes localidades. Todas as estacas eram de aço e também foram ensaiadas estaticamente, o que permitiu a realização de alguns comparativos adicionais. Para a Equação de *Energy Approach*, o estudo foi conduzido a um valor médio de $K_{sp}=0,8$ quando comparadas as estimativas da fórmula com resultados de ensaios estáticos. Os valores máximo e mínimo de K_{sp} obtidos pelos autores foram 1,15 e 0,68, respectivamente.

Aoki (1997) interpretou o processo de cravação à luz do Princípio de Hamilton da conservação de energia, classificando as forças que ocorrem no evento dinâmico de cravação em conservativas e não conservativas. O trabalho das forças conservativas é a energia potencial de deformação (V_e) e atua no sentido de deformar elasticamente o elemento estrutural (estaca); o trabalho das forças não conservativas (T_{NC}) atua no sentido de ocasionar um deslocamento permanente da estaca no solo. A energia total efetiva será, portanto, a soma de ambas as parcelas (V_e+T_{NC}), conforme mostrado na Figura 28.

Figura 28 – Curva idealizada de resistência x deslocamento com $T=V_e+T_{NC}$



Fonte: adaptado de Aoki, 1997.

Aoki (1997) também concluiu algo semelhante à Paikowsky e Chernauskas (1992) acerca da perda dinâmica de energia no solo (devido ao amortecimento), sendo possível inferir por seu trabalho que a energia real (considerada tradicionalmente nas fórmulas dinâmicas), que compõe o trabalho conservativo total, é um percentual da energia efetiva. Assim, a fim de embutir esta premissa à formulação, Aoki (1996 apud CINTRA et al. 2013) havia generalizado o formato da Equação (88), substituindo a constante '2' pela letra grega Zeta (ζ) sendo, então, a equação escrita como:

$$R_{mx} = \zeta \cdot \frac{\eta \cdot W \cdot h}{s + D} \quad (92)$$

Onde:

R_{mx} = Resistência estática;

ζ = coeficiente Zeta, que depende da magnitude e da natureza das forças de reação (conservativas ou não conservativas);

Observando os estudos de caso de Aoki e Cintra (1997), verifica-se que a principal fonte de variação do coeficiente ζ é a natureza das forças de ação e reação na cravação da estaca: conservativas ou não conservativas. Os resultados do estudo apresentam valores de ζ (zeta) superiores quando há predominância de forças conservativas, isto é, predomina o deslocamento

elástico na cravação sem ocorrência significativa de deslocamento permanente (nega). Do lado oposto, quando o limite elástico do elemento é atingido, Aoki e Cintra citam que, na prática, ele “passa a se comportar como um corpo rígido” e gradualmente passam a predominar as forças não conservativas de penetração. Neste cenário, os autores verificaram os menores valores de *Zeta*.

Aoki (1996 apud CINTRA et al. 2013) cita que a variação teórica máxima do coeficiente ζ é entre 1 e 2. Dessa maneira, associando as conclusões das duas referências anteriores, é possível inferir o que ocorre nos casos extremos de ζ :

- a) Quando há predominância de forças não conservativas, isto é, quando o deslocamento permanente predomina sobre o elástico (fase de cravação), então ζ *tende a* 1,0;
- b) Quando há predominância de forças conservativas, isto é, quando o deslocamento elástico predomina sobre o permanente (final de cravação), então ζ *tende a* 2,0.

É possível verificar, por meio das Equações (88), (89) e (92), a relação que há entre os parâmetros ζ e K_{sp} contidos, respectivamente, no Método proposto por Aoki (1996 apud CINTRA et al. 2013) e na Equação de *Energy Approach* (PAIKOWSKY; CHERNAUSKAS, 1992), como:

$$K_{sp} = \zeta/2 \quad (93)$$

E, portanto, as conclusões acerca do coeficiente *Zeta* (ζ) se correlacionam ao parâmetro K_{sp} de modo que:

- a) Havendo predominância de forças não conservativas, isto é, quando o deslocamento permanente predomina sobre o elástico, K_{sp} *tende a* 0,5;
- b) Havendo predominância de forças conservativas, ou seja, o deslocamento elástico predomina sobre o permanente, K_{sp} *tende a* 1,0.

2.6. TENSÕES DINÂMICAS NA CRAVAÇÃO

Um dos assuntos abordados paralelamente ao principal objetivo deste estudo é a questão das tensões de cravação.

Durante a cravação de uma estaca, quando da aplicação da energia em seu topo (golpe), o processo de propagação da onda ocasiona uma série de diferentes tensões ao longo do elemento estrutural que está sendo cravado – predominantemente tensões de compressão e de tração, de alta ou baixa magnitude, com tempos de ocorrência diferentes, etc. Isso depende de diversos fatores intrínsecos ao elemento (rigidez, por ex.) ou até externos a ele (transições no perfil de subsolo).

Tais tensões importam, pois como são internas ao elemento, são as responsáveis por gerar patologias irreversíveis à estaca – desde pequenas fissuras superficiais, eventuais danos parciais que não inviabilizem o uso da estaca ou até rupturas totais (quebra da estaca).

A cravação de estaca considerada ideal, portanto, baseia-se na aplicação da máxima energia possível – para que o total potencial de cravação do elemento seja aproveitado – de modo uniforme (não excêntrico), a fim de não impor esforços de flexão ao elemento e, também, que ocasione tensões máximas que respeitem os limites de manutenção da integridade do elemento. De modo sucinto: a cravação perfeita é aquela que impõe à estaca a maior energia possível, com ocorrência somente de esforços axiais e sem que o elemento estrutural seja danificado.

Assim, para o conhecimento das tensões visando à otimização do evento de cravação, algumas práticas têm sido empregadas no sentido de se obter estimativas da natureza e magnitude desta grandeza (tensão), como é o caso do “acompanhamento monitorado da cravação”, descrito no item 2.4.3.1. Nesse processo, por meio da aquisição das leituras dos sensores, é possível que se calculem as tensões de compressão e tração que atuam ao longo da estaca (ver item 2.4.5.4).

Tal monitoramento se justifica como um método eficaz, uma vez considerado o fato de que diversas estacas não só apresentam danos ou

quebras por excesso de tensões compressivas, mas também por tensões de tração.

A norma brasileira, NBR 6122 (ABNT, 2010), estabelece em seu Anexo D limites recomendados para as tensões de cravação, bem como também é estabelecido pela NBR 16258 (ABNT, 2014):

Tabela 6: Limites de tensões de cravação segundo as NBR 6122 e NBR 16258

	Tensão limite de compressão (MPa)	Tensão limite de tração (MPa)
Estacas de concreto	$0,85 \cdot f'_c - f_{pe}$	$0,5 \cdot f_c^t + 0,9 \cdot f_{pe}$ (protendidas)
		$0,7 \cdot f_a$ (armadas; tensão no aço)
Estacas metálicas		$0,80 \cdot F_y$

Fonte: ABNT, 2010 e ABNT, 2014.

Onde:

f'_c = tensão resistente nominal do concreto à compressão;

f_{pe} = tensão exercida pela protensão na seção de concreto;

f_c^t = tensão resistente nominal do concreto à tração;

f_a = tensão de escoamento do aço utilizado na armadura;

F_y = tensão de escoamento do aço;

A NBR 6122 ainda permite que todos esses limites de tensão sejam aumentados em 10% “caso sejam feitas medições da tensão durante a cravação” (ABNT, 2010).

De modo semelhante, a American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) também define limites de tensão recomendados para a cravação de estacas metálicas e de concreto, conforme apresentado na Tabela 7.

Tabela 7: Limites das tensões de cravação segundo a AASHTO

	Tensão limite de compressão (MPa)	Tensão limite de tração (MPa)
Estacas de concreto	$0,85 \cdot f'_c - f_{pe}$	$0,095 \cdot \sqrt{f'_c} + f_{pe}$
Estacas metálicas	$0,90 \cdot F_y$	

Fonte: Hannigan et al. (2016).

2.6.1. A equação de Gambini

No que diz respeito à avaliação das tensões de cravação de uma estaca, no entanto, um problema surge de maneira análoga à da capacidade de carga: a amostragem. Isso porque, de modo semelhante aos métodos mais precisos de estimativa da capacidade de carga (ensaio dinâmico e prova de carga estática), o monitoramento dinâmico das tensões de uma estaca em regime de cravação tem sua amostragem bastante limitada. O custo e, principalmente, o tempo de execução (e posterior interpretação) do ensaio criam um cenário em que é inviável monitorar todas as estacas de uma obra. O mais usual é que se instrumentem algumas poucas estacas de modo a calibrar os critérios de cravação (alturas de queda, negas e pesos de martelo) dentro dos limites de tensões admissíveis e que se extrapolem esses resultados às demais estacas da obra.

Assim, analogamente às fórmulas dinâmicas de estimativa da capacidade de carga, existem equações cujo objetivo é estimar tensões geradas no processo de cravação. Almeida (1985) descreveu as fórmulas de Hirsch (1966), de Christiani-Nielsen (1981) e de Gambini (1982) como exemplos de equações de estimativa das tensões de compressão.

Ferruccio Gambini, engenheiro da então empresa italiana SCAC, publicou em 1982 sua equação no “*Manuale dei piloti*” (em tradução livre, “Manual dos cravadores”). Seu método foi desenvolvido para estimativas em estacas de concreto armado – tipo de estaca produzido pela SCAC.

A equação de Gambini (1982 apud ALMEIDA, 1985) para o cálculo da tensão de compressão instantânea máxima no golpe é descrita como:

$$\sigma_c^{m\acute{a}x} = \frac{v_0 \cdot I_M \cdot C_F}{A} \quad (94)$$

Onde:

$\sigma_c^{m\acute{a}x}$ = tensão máxima instantânea de compressão na cravação (N/m²);

$v_0 = \sqrt{2 \cdot g \cdot h'}$ = velocidade do conjunto martelo-capacete quando do instante do choque (m/s);

g = aceleração da gravidade (m/s²);

$h' = \eta \cdot H \cdot [W / (W + W_c)]^2$ = altura de queda equivalente (m);

η = eficiência geral do golpe;

H = altura de queda real (m);

W = peso do martelo de cravação (N);

W_c = peso do capacete (N);

$I_M = \sqrt{(W \cdot k) / g}$ = impedância do sistema de cravação (N.s/m);

k = coeficiente de rigidez do coxim (N/m);

$C_F = 0,86 \cdot (1 - e^{-(1,12 \cdot I_R)})$;

$I_R = I_P / I_M$ = relação de impedâncias;

$I_P = (\gamma \cdot c \cdot A) / g$ = impedância da estaca (N.s/m);

γ = peso específico do concreto (N/m³);

$c = \sqrt{E \cdot g / \gamma}$ = velocidade da onda de tensão na estaca (m/s);

E = módulo de elasticidade dinâmico da estaca (N/m²);

A = área da seção transversal da estaca (m²);

Equações como a de Gambini, que possibilitam estimar as tensões de compressão atuantes na cravação, têm características análogas às das fórmulas dinâmicas. Por isso, sejam elas de base puramente teórica ou também empírica, se enquadram naquilo que Whitaker descreveu quando disse que tais fórmulas “são idealizações simples de um evento complexo” (WHITAKER, 1976, tradução nossa). Isso, evidentemente, confere às equações certo grau de dispersão de resultados que deve ser analisado, compreendido e otimizado.

No caso das fórmulas para estimativa das tensões, no entanto, uma dicotomia merece ser ressaltada. Em uma cravação onde a equação seja a ferramenta primordial de controle acerca das tensões atuantes, há dois casos a se considerar:

- no caso da equação superestimar os resultados, isto é, a estimativa da fórmula é maior do que as tensões atuantes: isso significa que quando o engenheiro de fundações limitar a energia aplicada de modo a manter as tensões (estimadas) dentro do limite admissível da estaca, a estaca acabará ficando “subcravada” em relação ao seu potencial, pois as tensões reais da cravação estarão sempre abaixo do limite admissível;
- no oposto caso da equação subestimar os resultados, isto é, a estimativa da fórmula é menor do que as tensões atuantes: isso significa que, quando o engenheiro de fundações admitir tensões (estimadas) próximas às tensões admissíveis, isso resultará no aumento da probabilidade de quebras ou danos nas estacas, visto que as tensões reais serão superiores aos limites de cravação adequados.

2.7. TRABALHOS SEMELHANTES AO PRESENTE ESTUDO

Um estudo bastante relevante, publicado na década de 70 no *Canadian Geotechnical Journal* por Tavenas e Audy (1972), quando ainda não se utilizavam fórmulas dinâmicas baseadas na teoria da propagação da onda, mas sim na teoria Newtoniana do choque, foi uma das contribuições ao retorno da credibilidade das fórmulas. Estes autores analisaram 478 registros de cravação de estacas em solo arenoso (não coesivo) e 45 provas de carga e concluíram que era possível demonstrar a utilidade das fórmulas na avaliação da homogeneidade do estaqueamento, desde que considerados os parâmetros de entrada corretos. O estudo foi bastante assertivo em provar como a consideração da “energia” nos métodos estava sendo utilizada, em geral, de forma absolutamente equivocada (calculava-se a energia pelo simples produto do peso do martelo pela altura de queda). O erro causado por este equívoco entre “energia nominal” e a real energia transferida à estaca pelo golpe foi avaliado em $\pm 70\%$, o que impactaria de maneira significativa nos resultados de uma eventual análise de homogeneidade. Nas palavras de Tavenas e Audy (1972, tradução nossa):

[...] sendo provado que a usual estimativa de energia é errônea, é possível concluir, primeiramente, que qualquer fórmula dinâmica onde essa estimativa for utilizada também será errônea.

Alguns dos autores que mais recentemente estudaram a utilização, a aplicabilidade e as adaptações necessárias às fórmulas dinâmicas, foram: Rosa (2000), Paikowsky (2001), Thilakasiri, Abeyasinghe e Tennekoon (2003) Allen (2005), Long, Hendrix e Jaromin (2009), Rauf (2012), Salgado e Zhang (2012) e Medrano (2014).

A “Fórmula de Chellis Modificada” foi proposta por Rosa (2000). No estudo que a originou, o autor analisou um número bastante grande (centenas) de ensaios de carregamento dinâmico de energia crescente em estacas cravadas, dispostas por todas as regiões do Brasil e foi percebida a influência do comprimento das estacas na precisão das estimativas de capacidade de carga pela formulação original de Chellis (1951). Quanto mais longas eram as estacas, mais as estimativas pelo método destoavam dos resultados das

provas de carga dinâmicas. Assim, a equação foi aferida introduzindo-se um parâmetro de ajuste (*omega*) que depende do comprimento cravado da estaca. Dessa forma, foi efetuada uma correção na capacidade de carga estimada pela fórmula original.

Paikowsky (2001) compilou um banco de dados de 201 estacas, contendo 403 registros dinâmicos para verificar a acurácia das estimativas provenientes destas medidas com resultados de provas de carga estáticas com a finalidade de desenvolver uma metodologia para estimar um fator de segurança global (ou *Load and Resistance Factor Design*). Ele concluiu que um parâmetro de grande impacto a se avaliar nas previsões por métodos dinâmicos é a inércia do sistema na cravação, controlado pela medida de nega. As fórmulas de Gates (1957) e suas variações foram aquelas que resultaram capacidades de carga mais razoáveis e a fórmula de *Energy Approach* forneceu “uma eficiência excepcional nas estimativas de capacidade de carga” (PAIKOWSKY, 2001).

Em 2003, Thilakasiri, Abeyasinghe e Tennekoon compilaram estudos sobre a precisão das fórmulas. Alguns deles apresentaram boa concordância nos resultados e outros, conclusões opostas. Como exemplo dessa discordância, o autor coloca que: Agerachou (1962), Poulos e Davis (1980) e Flaate (1964) verificaram melhor precisão nos resultados pela fórmula de Hiley do que pela *Engineering News Formula* (ENF), descrevendo essa última como de “baixa confiabilidade”. Na contramão desses estudos, o *Michigan Department of State Highways* (HOUSEL, 1965), assim como Forehand e Reese (1964), constataram menor dispersão nos resultados utilizando, justamente, a ENF em comparação com a fórmula de Hiley. Thilakasiri, Abeyasinghe e Tennekoon (2003) também estudaram ambas as equações (entre outras), obtendo menores dispersões pela ENF em comparação com as demais fórmulas tradicionais.

Allen (2005) realizou um estudo para calibração do fator de segurança de alguns métodos de estimativa, dando principal enfoque à fórmula dinâmica do WSDOT, uma derivação da fórmula de Gates (1957). Ele analisou 141 ensaios dinâmicos e propôs um reajuste no fator de correção da equação para

obtenção de uma melhor precisão nas estimativas.

Uma pesquisa realizada por Long, Hendrix e Jaromin (2009) envolvendo apenas estacas metálicas verificou a precisão das estimativas de capacidade de carga de 472 estacas por quatro diferentes métodos (entre eles, FHWA-Gates e a fórmula do WSDOT), gerando como contribuição a fórmula de “FHWA-Gates Corrigida”, que foi desenvolvida mediante inserção de variáveis dependentes do tipo do bate estacas e do tipo de solo, melhorando assim a precisão das estimativas. Ambos os métodos originalmente utilizados tenderam a superestimar a resistência mobilizada das estacas.

Rauf (2012) também realizou comparações semelhantes, envolvendo 371 ensaios dinâmicos em estacas de madeira, metálicas e pré-moldadas, cravadas com martelos de queda livre ou hidráulicos. As fórmulas utilizadas foram a do Engineering News Records (1888), de Gates (1957), FHWA-Gates Modificada (HANNIGAN et al, 1997), de Hiley (1925) e a fórmula do MTO-Hiley Modificada (MTO, 1993). Para os martelos de queda livre, o método que apresentou maior precisão foi o de Gates, onde o autor propôs a mudança da constante inicial para o valor de 2,39. Para os martelos hidráulicos, as fórmulas mais precisas foram do *Engineering News Records* e do MTO-Hiley Modificada, onde também foram propostas mudanças.

Salgado e Zhang (2012) estudaram variações das formulações dinâmicas com a mudança do tipo de solo para obtenção de equações de alta precisão para uso em obras pequenas, onde não há orçamento suficiente para realização de provas de carga. Desse modo, obtiveram cinco equações distintas: (a) para estacas flutuantes, uma equação para solos argilosos e outra para arenosos; (b) para estacas com predominância da ponta, uma equação para solos argilosos e outra para arenosos; (c) uma quinta equação para estacas com fuste em solo argiloso e ponta em areia. Os autores também concluíram em seu estudo de caso que as fórmulas dinâmicas tradicionais foram muito conservadoras, enquanto as novas equações propostas representaram a melhor estimativa.

No Brasil, Medrano (2014) estudou um universo de 2506 estacas pré-moldadas de concreto de uma mesma obra na região sul do país e as analisou

à luz das fórmulas de *Energy Approach* (PAIKOWSKY; CHERNAUSKAS, 1992), Smith modificada por Aoki (2011 apud MEDRANO, 2014) e de Chellis (1951). Para validação das estimativas, foram utilizados 74 ensaios de carregamento dinâmico e 4 provas de carga estáticas. O autor concluiu ser possível utilizar os registros de nega e repique elástico não só para verificar a homogeneidade do estaqueamento, como também para avaliar a resistência mobilizada ao final da cravação; que a maior dispersão de resultados se deu pela fórmula de Chellis; e definiu intervalos para os parâmetros de calibração das fórmulas utilizadas. No caso de ζ , Medrano chegou à variação de 1,1 a 1,6 dentro da mesma obra analisada. Quanto à K_{sp} , portanto, isso equivale à faixa entre 0,55 e 0,80.

Além desses, muitos outros autores conduziram estudos semelhantes envolvendo fórmulas dinâmicas, como: Souza Filho e Abreu (1990), Machado (1995), Mello e Sobral (1997), Vieira (2006) e Oliveira et al. (2011).

Almeida (1985) contribuiu à avaliação das tensões de compressão na cravação por meio de monitoração dinâmica, realizando comparativos das tensões medidas com algumas formulações de estimativa, como as fórmulas de Hirsch (1966), de Christiani-Nielsen (1981) e de Gambini (1982). O autor verificou que as fórmulas de Christiani-Nielsen e Gambini forneceram melhor precisão nas estimativas de tensão e que a fórmula de Hirsch tendeu a superestimar os resultados em relação às tensões monitoradas. Ele também destacou que houve “certa dispersão” nos valores medidos de tensão (para mesmas alturas de queda), “provavelmente ligada à questão da eficiência dos martelos”, à qual o autor considerou uma grandeza “muito variável”.

3. CASOS DE OBRA: RESULTADOS DAS ANÁLISES

3.1. GENERALIDADES

A seguir, serão descritos os casos de obra analisados na pesquisa. Eles são fruto de um amplo estudo, que contempla dados de nega, repique elástico e de ensaios de carregamento dinâmico em estacas de 15 obras, de oito diferentes localidades do Brasil. Todos os ensaios de carregamento dinâmico foram executados e analisados com o aparato mais tradicionalmente utilizado no Brasil: o equipamento PDA e o software CAPWAP, ambos produzidos pela empresa americana Pile Dynamics Inc. (PDI).

No total, foram monitoradas 294 estacas, sendo 204 estacas de concreto e 90 estacas de aço. Todos os ensaios são da modalidade de energia crescente. Em cada um deles foi executada, ao mínimo, uma análise CAPWAP.

Para o presente estudo, no entanto, algo a mais pode ser aproveitado: em uma mesma estaca, os diferentes golpes do martelo podem ser analisados separadamente, como se fossem “ensaios independentes” – uma vez que cada golpe se realiza com diferente magnitude de energia (crescente) e possui valores “individuais” (para o golpe) de nega, repique elástico e resistência mobilizada.

Assim, dos 294 ensaios, foram extraídos 881 chamados “registros dinâmicos” – cada um desses corresponde a um golpe do martelo. São 708 registros em estacas de concreto e 173 registros em estacas de aço. Todos os 881 registros estão compilados na tabela resumo do Anexo A.

Os ensaios contidos nesse estudo tratam de estacas após o final de cravação ou muito próximas a ele. Desse modo, o máximo valor de nega por golpe avaliado foi de 7,0 mm.

Todos os ensaios foram executados entre os anos de 2014 e 2017.

Como premissa, baseado no largo histórico prático e da literatura da engenharia geotécnica, considerou-se as análises CAPWAP dos ensaios dinâmicos como suficientes em termos de precisão de estimativa de carga resistente, não se fazendo necessárias comparações adicionais com provas de

carga estáticas – as quais também não compõe o alvo da presente pesquisa.

Um dos pontos que vale ser ressaltado é que não foi possível ao autor participar da execução e análise de todos os ensaios dinâmicos aqui mencionados. Existe apenas uma parcela destes ensaios, algo da ordem de 50%, em que o autor teve participação direta na análise crítica dos resultados quando do momento de execução das obras, ocasiões em que atuou como consultor geotécnico.

Adicionalmente, ressalta-se que é evidente que nos casos onde houve participação do autor como consultor, as informações disponíveis acerca das obras eram muito mais completas e vastas do que nas demais obras, onde não foi possível desenvolver tal grau de participação. Essas informações referem-se a dados como: premissas de projeto, cargas atuantes nas fundações, critérios de cravação, ensaios em estacas piloto, visitas à obra, controles executivos e, especialmente, do plano de investigações, sondagens e demais ensaios geotécnicos executados em campo.

Em face das questões mencionadas acima, há obras em que foi possível descrever e ilustrar mais detalhadamente o perfil de subsolo por meio de sondagens típicas, enquanto há outras onde isso não foi possível.

Esse capítulo da pesquisa se dividirá em duas partes: a primeira, de descrição e caracterização das obras e dos ensaios (item 3.2) e a segunda, contemplando efetivamente os resultados obtidos acerca dos temas propostos e suas análises (itens 3.3 a 3.8).

A respeito da segunda parte, os resultados podem ser divididos em três principais frentes: (a) análises da Equação de *Energy Approach* e do parâmetro K_{sp} (itens 3.3 a 3.6), (b) uma proposta alternativa para estimativa da energia efetiva por meio das medidas de nega e repique elástico (item 3.7) e (c) uma terceira parte que trata de tensões de compressão atuantes nas estacas e suas estimativas pela equação de Gambini (1982 apud ALMEIDA, 1985), com duas propostas de simplificação (item 3.8).

3.2. DESCRIÇÃO DAS OBRAS

Visando preservar a confidencialidade dos dados, as 15 obras contidas neste estudo não serão referenciadas por seus nomes reais, mas sim numericamente, de 1 a 15. Suas localizações exatas também serão suprimidas sendo, todas, referenciadas por cidade ou macrorregião.

Como citado anteriormente, a caracterização do subsolo será realizada de maneira típica.

3.2.1. Localização das obras

As 15 obras analisadas neste estudo estão distribuídas por 8 diferentes localidades brasileiras:

- **Região metropolitana do Rio de Janeiro (RJ):** Obras 1, 2, 4, 5, 11 e 13
- **Foz do Iguaçu (PR):** Obra 3
- **São José dos Campos (SP):** Obras 6 e 7
- **São Paulo (SP):** Obras 8 e 9
- **Aracaju (SE):** Obra 10
- **Interior do estado do Maranhão (MA):** Obra 12
- **Itajaí (SC):** Obra 14
- **Região metropolitana de Belo Horizonte (MG):** Obra 15

3.2.2. Comprimentos de estaca

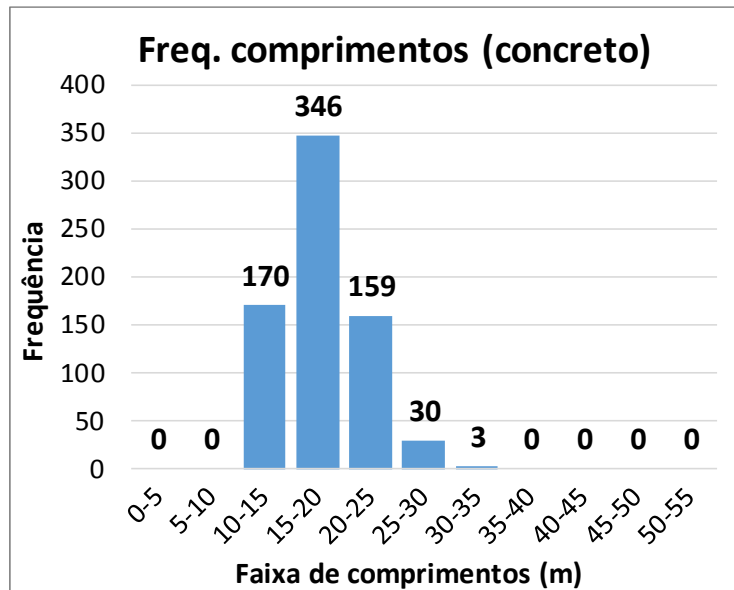
As obras numeradas de 1 a 9 contemplam ensaios em estacas de concreto. Nas obras 10 a 15, foram ensaiadas estacas de aço.

Quanto aos comprimentos de estaca, o estudo contempla:

- Estacas de concreto: comprimentos cravados entre 10,8m e 33,0m.
- Estacas metálicas: comprimentos cravados entre 9,5m e 53,2m.

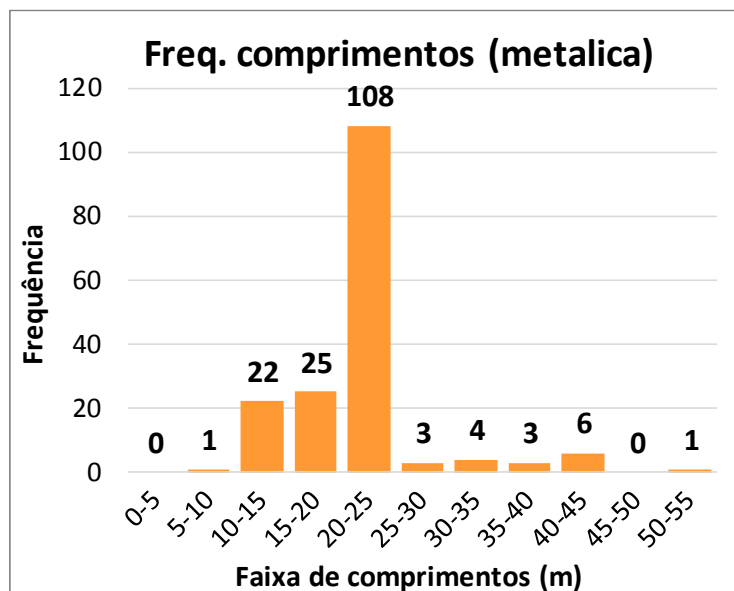
Os dois histogramas apresentados na Figura 29 e na Figura 30 apresentam a distribuição de frequência dos comprimentos para cada material de estaca. Eles foram compilados de forma “geral”, isto é, contabilizando todas as obras.

Figura 29 – Histograma: frequência geral de estacas de concreto por faixa de comprimento



Fonte: autor.

Figura 30 – Histograma: frequência geral de estacas metálicas por faixa de comprimento



Fonte: autor.

No Apêndice A são apresentados os histogramas de frequência de comprimentos para cada uma das 15 obras, individualmente.

3.2.3. Seções analisadas

Quanto às seções e tipos de estaca, há estacas:

- **(Q)** - Quadradas / Concreto protendido;
- **(CV)** - Circulares vazadas / Concreto armado centrifugado ou vibrado;
- **(H)** - Hexagonais / Concreto protendido;
- **(HV)** - Hexagonais vazadas / Concreto protendido;
- **(ETR)** - Seção Estrela / Concreto protendido;
- **(HP ou W)** - Perfil metálico de seção tipo H;
- **(TUBO)** - Metálica de seção tubular;
- **(TR)** - Metálica de seção tipo Trilho Ferroviário.

Na Tabela 8 e na Tabela 9 estão quantificadas as seções analisadas, tanto de modo geral (quantidades totais), como também para cada obra em estudo.

Tabela 8: Quantidade de estacas de concreto por obra e seção

Mat.	Tipo de Estaca / Geometria da Seção		Dimensão Principal (cm)	Quantid. Total	Qtd. Obra 1	Qtd. Obra 2	Qtd. Obra 3	Qtd. Obra 4	Qtd. Obra 5	Qtd. Obra 6	Qtd. Obra 7	Qtd. Obra 8	Qtd. Obra 9	
CONCRETO	Pré-moldada (protendida)	Quadrada	16	2			2							
			19.5	23					7		16			
			20	8				8						
			21.5	1					1					
			23	66				26			40			
			23.5	23					4			19		
			26	7	7									
			26.5	103			6		3	3	91			
			29.5	115	15	6			2	92				
		TOTAL		348	22	12	36	10	102	131	35			
	Pré-moldada (protendida)	Hexagonal	33	30									30	
		TOTAL		30									30	
	Pré-moldada (protendida)	Hexagonal Vazada	40	23									23	
			45	32		4							28	
			50	5		5								
		TOTAL		60		9						51		
	Pré-moldada (protendida)	Estrela	22.9	3					3					
			26.9	2					2					
			29.8	9		2			7					
			40.6	9		5			4					
			44.5	5		5								
		TOTAL		28		12		16						
	Pré-moldada (centrifugada)	Circular Vazada	26	7	7									
			33	15	15									
			38	19	19									
			42	30	30									
			50	56	56									
	TOTAL		127	127										
Pré-moldada (vibrada)	Circular Vazada	38	38										38	
		42	77										77	
	TOTAL		115										115	

Fonte: autor.

Tabela 9: Quantidade de estacas metálicas por obra e seção





















Mat.	Seção	Padrão	Quantid. Total	Qtd. Obra 10	Qtd. Obra 11	Qtd. Obra 12	Qtd. Obra 13	Qtd. Obra 14	Qtd. Obra 15	
AÇO	Perfil Metálico	HP250x73	12	12						
		HP310x125	91		84	7				
		W250x25	7					7		
		TOTAL	110	12	84	7		7		
	Tubo	Ø 35,56 / 1,27	2							2
		Ø 50,8 / 0,95	50							50
		Ø 61 / 0,95	2							2
		TOTAL	54							54
	Trilho	TR 68	9				9			
		TOTAL	9				9			

Fonte: autor.

3.2.4. Tabela resumo das obras

A Tabela 10 apresenta um resumo das 15 obras, com suas localidades, finalidades, tipos de estaca, quantidade de registros dinâmicos e seções.

Tabela 10: Tabela resumo das obras analisadas

Obra	Cidade / Região	Material das estacas	Quantidade de registros dinâmicos	Seções ensaiadas / Dimensão Principal
1	Metropolitana do Rio de Janeiro (RJ)	Concreto	149	22x  Q 26,0 / 29,5 127x  CV 26 / 33 / 38 / 42 / 50 / 60
2	Metropolitana do Rio de Janeiro (RJ)	Concreto	33	12x  Q 26,5 / 29,5 9x  HV 45 / 50 12x  ETR 29,8 / 40,6 / 44,5
3	Foz do Iguaçu (PR)	Concreto	36	36x  Q 16,0 / 20,0 / 23,0
4	Metropolitana do Rio de Janeiro (RJ)	Concreto	26	10x  Q 21,5 / 23,5 / 26,5 / 29,5 16x  ETR 22,9 / 26,9 / 29,8 / 40,6
5	Metropolitana do Rio de Janeiro (RJ)	Concreto	102	102x  Q 19,5 / 26,5 / 29,5
6	São José dos Campos (SP)	Concreto	131	131x  Q 23,0 / 26,5
7	São José dos Campos (SP)	Concreto	35	35x  Q 19,5 / 23,5
8	São Paulo (SP)	Concreto	51	51x  HV 40 / 45
9	São Paulo (SP)	Concreto	145	30x  H 33 115x  CV 38 / 42
10	Aracaju (SE)	Aço	12	12x  HP 250x73
11	Metropolitana do Rio de Janeiro (RJ)	Aço	84	84x  HP 310x125
12	Interior do Maranhão (MA)	Aço	7	7x  HP 310x125
13	Metropolitana do Rio de Janeiro (RJ)	Aço	9	9x  TR 68
14	Itajaí (SC)	Aço	7	7x  W 250x25
15	Metropolitana de Belo Horizonte (MG)	Aço	54	54x  TUBO 35,56 / 50,80 / 61,00

Fonte: autor.

3.2.5. Perfis de subsolo típicos

A fim de melhorar a apresentação, serão realizadas breves descrições dos perfis de subsolo típicos de cada uma das obras. Um maior detalhamento desses perfis, por meio das sondagens representativas, pode ser observado pela reprodução dos boletins contida no Anexo B.

Por terem perfil de subsolo bastante variável, as obras 4 e 15 não puderam ser caracterizadas por apenas uma sondagem típica. Assim, para a Obra 4 serão apresentadas duas sondagens e no caso da Obra 15, quatro sondagens representativas das regiões da obra. Não foi possível obter boletins de sondagem para as obras 3 e 10, localizadas nas cidades de Foz do Iguaçu e Aracaju, respectivamente.

3.2.5.1. Obra 1 – Região metropolitana do Rio de Janeiro (RJ)

A Obra 1, localizada na região metropolitana da cidade do Rio de Janeiro apresenta subsolo composto por uma camada inicial de aterro argilo arenoso de 6,5m de espessura e N_{SPT} entre 4 e 8 golpes, seguido de 4m de argila orgânica mole ($N_{SPT}=2$) e outros 2m de argila arenosa rija ($N_{SPT}=20$). Ele segue com 7m de areia com N_{SPT} crescente, de 14 a 24 golpes, finalizando com 3m de silte argiloso/arenoso com $N_{SPT}>24$ golpes até o impenetrável à percussão aos 22,91m. Nível d'água a 2,3m de profundidade.

3.2.5.2. Obra 2 – Região metropolitana do Rio de Janeiro (RJ)

A Obra 2 também está localizada na região metropolitana da cidade do Rio de Janeiro. Ela apresenta subsolo semelhante à Obra 1, com camada inicial de aterro 5,6m de espessura e N_{SPT} entre 4 e 16 golpes, seguido de 3m de argila orgânica mole ($N_{SPT}=2$) e 4m de argila mole a rija (N_{SPT} de 5 a 11 golpes). Em sequência, alternam-se 3 camadas de 2,0m de espessura cada de areia, argila e silte argiloso com N_{SPT} crescente com a profundidade, de 23 a 37 golpes até o impenetrável à percussão aos 21,96m. Nível d'água a 2,5m de profundidade.

3.2.5.3. Obra 3 – Foz do Iguaçu (PR)

Não foi possível obter o boletim de sondagem referente a essa obra.

3.2.5.4. Obra 4 – Região metropolitana do Rio de Janeiro (RJ)

O subsolo da Obra 4 se assemelha ao das Obras 1 e 2, por também estar localizada na região metropolitana da cidade do Rio de Janeiro. No entanto, para o caso dessa obra, dois perfis de subsolo foram estabelecidos, não por grandes diferenças nas camadas de subsolo, mas por possuírem impenetráveis diferentes – a 21 e a 25m, respectivamente.

Ambas as sondagens iniciam com camada inicial de aterro de 3 a 5m de espessura e N_{SPT} entre 2 e 8 golpes, seguidos de 7 a 10m de argila orgânica muito mole ($N_{SPT}=1$). As sondagens avançam até o impenetrável com areias e siltes com N_{SPT} crescente com a profundidade, de 11 a mais de 60 golpes, quando atingem o impenetrável à percussão a 21,20m e 25,40m, respectivamente. Nível d'água encontrado a 1,0m e 0,70m de profundidade.

3.2.5.5. Obra 5 – Região metropolitana do Rio de Janeiro (RJ)

A Obra 5, também localizada na região metropolitana da cidade do Rio de Janeiro, possui subsolo semelhante aos anteriores: 6m de aterro com N_{SPT} entre 9 e 18 golpes, seguidos de 10m de argila orgânica muito mole com $N_{SPT}=1$ golpe. A sondagem segue até o impenetrável à percussão com 8m de areia compacta a muito compacta, com N_{SPT} crescente de 11 a 59 golpes. Nível d'água a 5m de profundidade.

3.2.5.6. Obra 6 – São José dos Campos (SP)

A Obra 6 está localizada no interior de São Paulo, na cidade de São José dos Campos. Ela apresenta subsolo bastante homogêneo, com toda a profundidade – 20,5m – composta por argila arenosa de N_{SPT} crescente com a profundidade de 4 a 35 golpes. A sondagem foi paralisada a pedido do contratante. Nível d'água encontrado a 4m de profundidade.

3.2.5.7. Obra 7 – São José dos Campos (SP)

Assim como a Obra 6, a Obra 7 também se localiza em São José dos Campos, estado de São Paulo, porém, seu subsolo difere do anterior, sendo composto por cinco camadas alternadas de argila arenosa e areia: 2,5m iniciais de argila arenosa ($N_{SPT}=5$), mais 2,5m de areia com N_{SPT} entre 4 e 9 golpes. Outra camada de argila arenosa com N_{SPT} variável entre 9 e 23 golpes e finaliza com 2 camadas alternadas de 3m de espessura de areia e argila arenosa com N_{SPT} crescente, de 14 a 38 golpes. A sondagem foi paralisada a pedido do contratante aos 19,45m. Nível d'água encontrado aos 3m de profundidade.

3.2.5.8. Obra 8 – São Paulo (SP)

A Obra 8 está localizada na cidade de São Paulo e apresenta um subsolo composto por 3,5m de argila arenosa de 1 a 4 golpes, seguido de duas camadas de 2m de areia e argila com N_{SPT} de 2 e 7 golpes, respectivamente. A sondagem segue com N_{SPT} razoavelmente constante entre 12 e 19 golpes por mais 19m, predominantemente em areia argilosa, seguindo por mais 13m em material semelhante com N_{SPT} oscilando entre 18 e 50 golpes. A sondagem foi paralisada a pedido do contratante aos 40,45m. Nível d'água encontrado aos 12m de profundidade.

3.2.5.9. Obra 9 – São Paulo (SP)

A Obra 9 também está localizada na cidade de São Paulo. Ela inicia com 2,5m de argila arenosa de $N_{SPT}=3$, seguida de 6m de argila siltosa orgânica com N_{SPT} variando de 1 a 6 golpes. Dessa profundidade em diante, por mais 13,5m até os 22m de profundidade (impenetrável), o subsolo alterna entre argila siltosa e areia com N_{SPT} crescente de 18 a 50 golpes até o impenetrável, aos 22m. Nível d'água encontrado a 1m de profundidade.

3.2.5.10. Obra 10 – Região metropolitana do Rio de Janeiro (RJ)

Não foi possível obter o boletim de sondagem referente a essa obra.

3.2.5.11. Obra 11 – Região metropolitana do Rio de Janeiro (RJ)

A Obra 11 se localiza na região metropolitana da cidade do Rio de Janeiro e apresenta subsolo muito semelhante ao das obras 1 e 2. Ele inicia com 4,6m de aterro de silte argiloso, N_{SPT} entre 5 e 9, seguido de 5m de argila orgânica muito mole de N_{SPT} 1 ou 2. Há uma camada de 2m de argila mole com $N_{SPT}=5$, outros 8m de areia compacta com N_{SPT} da ordem de 30 a 40 golpes e finaliza com 4,5m de silte arenoso com N_{SPT} crescente de 22 a 63 golpes até o impenetrável, aos 23,3m. Nível d'água a 2,50m de profundidade.

3.2.5.12. Obra 12 – Interior do Maranhão (MA)

A Obra 12 está localizada no interior do estado do Maranhão. Seu subsolo é caracterizado por 2m de aterro de areia siltosa, $N_{SPT}=6$, seguido de 5m de silte argiloso com N_{SPT} entre 7 e 19. A sondagem prossegue com mais 13m de areia siltosa com N_{SPT} variável entre 9 e 24 golpes. A sondagem termina com 6 pequenas camadas de solo, com 1 a 2,5m de espessura de areias e argilas intercaladas, onde o N_{SPT} foi igual a 1 golpe em 3m consecutivos e no restante variou de 10 a 60 golpes. A sondagem foi paralisada a pedido do contratante. Nível d'água encontrado aos 24m de profundidade.

3.2.5.13. Obra 13 – Região metropolitana do Rio de Janeiro (RJ)

A Obra 13 também se localiza na região metropolitana da cidade do Rio de Janeiro. Novamente, o perfil de subsolo é semelhante ao das obras 1, 2 e 11. Ele é composto por 4m de aterro com N_{SPT} de 6 a 10, seguido de 4,5m de argila orgânica muito mole, $N_{SPT}=2$ e mais 3m de argila mole com $N_{SPT}=5$. Em seguida, há duas camadas – uma areia compacta e um silte arenoso muito compacto – com 7 e 5m de espessura, respectivamente. O N_{SPT} oscilou entre 22 e 56 golpes até o impenetrável, aos 24m. Nível d'água a 2,50m de profundidade.

3.2.5.14. Obra 14 – Itajaí (SC)

A Obra 14, situada na cidade de Itajaí, estado de Santa Catarina, apresenta subsolo com praticamente 38m de argila muito mole, $N_{SPT}=2$. Essa argila é intercalada apenas por duas camadas de areia – uma aos 7m de profundidade, com 2m de espessura e N_{SPT} da ordem de 9 golpes e outra aos 12m de profundidade, com 4m de espessura e N_{SPT} da ordem de 22. Após os 38m de argila mole, há 5m de areia muito compacta, com N_{SPT} crescente, de 33 a 45 golpes, atingindo o impenetrável à percussão aos 42,5m. Nível d'água a 1m de profundidade.

3.2.5.15. Obra 15 – Região metropolitana de Belo Horizonte (MG)

A Obra 15 está localizada na região metropolitana da cidade de Belo Horizonte, estado de Minas Gerais. Dentre todas as obras, essa é aquela com subsolo mais variável. Há 4 áreas bem características na obra, onde o impenetrável foi encontrado aos 11, 16, 23 e 28m, respectivamente. Serão descritos abaixo os quatro perfis de subsolo:

O primeiro deles, a sondagem mais curta, possui duas camadas – silte arenoso e areia siltosa – com 4 e 7m, respectivamente. O N_{SPT} é constante nos 8m iniciais, da ordem de 14 golpes. Nos 4m finais, ele cresce de 25 a 60 até o impenetrável, aos 11,3m. Nível d'água a 8,5m de profundidade.

A segunda região é caracterizada por 3,5m de argila siltosa com N_{SPT} de 5 e 6 golpes, seguido de 2m de silte argiloso e de outros 6m de silte arenoso com N_{SPT} da mesma ordem de grandeza (6 a 8). A sondagem termina com 5m de silte arenoso mais compacto, com N_{SPT} entre 22 e 43 golpes até o impenetrável, aos 16,20m. Nível d'água não encontrado.

O terceiro perfil de subsolo possui 7m de silte argiloso, com outros 6m de argila arenosa. O N_{SPT} é razoavelmente constante, se mantendo entre 6 e 11 golpes. Em seguida, há 10m de uma areia compacta com N_{SPT} da ordem de 23 golpes (53 golpes no último metro) atingindo o impenetrável aos 23m. Nível d'água encontrado a 5m de profundidade.

O quarto perfil, mais longo, é composto apenas por silte, com 10m

argilosos de N_{SPT} 5 a 13 golpes e mais 18m arenosos, com N_{SPT} razoavelmente constante, de 14 a 22 golpes (49 no último metro). Impenetrável atingido aos 28,4m de profundidade. O nível d'água não foi encontrado.

3.3. EXTREMOS TEÓRICOS DA EQUAÇÃO DE *ENERGY APPROACH*

Nessa primeira seção efetivamente de resultados, os 881 ensaios serão avaliados em relação às extremidades da Equação de *Energy Approach*, proposta por Paikowsky e Chernauskas (1992) e tema central do presente estudo. Tais extremos estão baseados na faixa de variação teórica do parâmetro K_{sp} que, como citado por Aoki (1996 apud CINTRA et al. 2013), compreende-se entre 0,5 e 1,0.

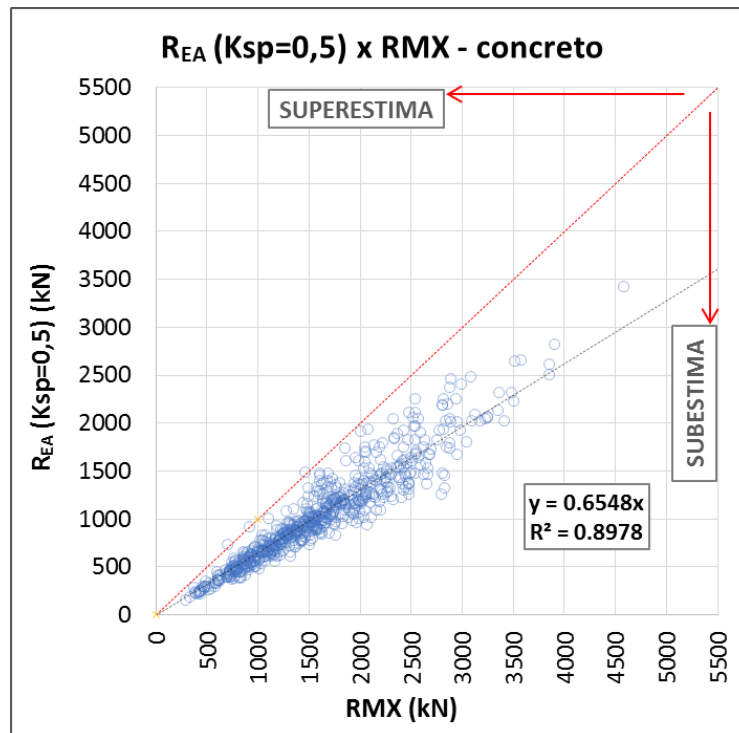
Foram comparadas as estimativas de resistência da equação de *Energy Approach* (R_{EA}) considerando tais valores de K_{sp} com as resistências provenientes dos ensaios dinâmicos (RMX), realizados com o equipamento PDA.

Análises mais aprofundadas sobre a dispersão de K_{sp} serão realizadas na seção 3.5.

3.3.1. Estacas de concreto

Para os 708 registros em estacas de concreto, portanto, a adoção de K_{sp} , em seu valor extremo-inferior (0,5) resultou no comparativo com a resistência mobilizada nos ensaios dinâmicos apresentado na Figura 31. Nela, foi destacada a reta de referência 1:1 ($y=x$) – que representa o alinhamento ideal para os pontos – e os indicadores das regiões do gráfico onde a equação de *Energy Approach* superestima ou subestima as resistências mobilizadas em relação ao ensaio dinâmico.

Figura 31 – $R_{EA} (K_{sp}=0,5)$ x RMX – estacas de concreto

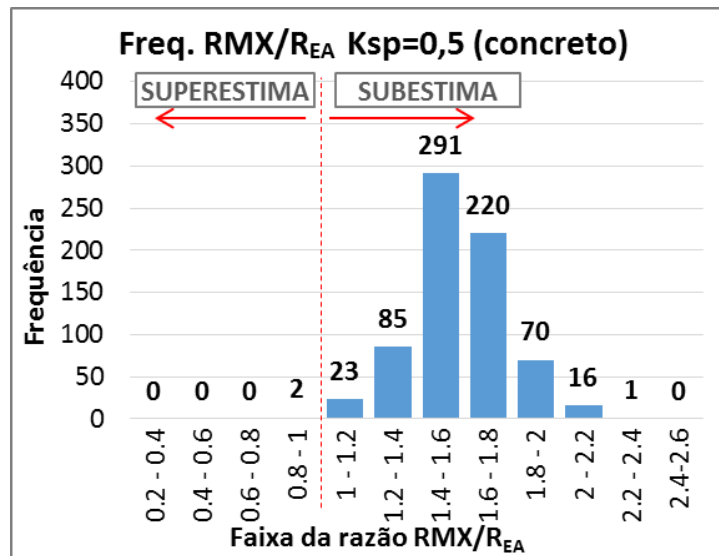


Fonte: autor.

Observa-se na Figura 31 a tendência quase unânime da equação em subestimar as resistências calculadas a partir do ensaio dinâmico quando K_{sp} é utilizado em seu valor mínimo teórico (0,5). No entanto, a fim de facilitar a avaliação quantitativa desses resultados, convém observar como se distribui a razão RMX/R_{EA} , calculada para cada ensaio.

A distribuição de frequência dessa razão para $K_{sp}=0,5$ está apresentada na Figura 32. Evidentemente o valor ideal da razão é igual a 1,0, isto é, quando a estimativa da equação é igual à resistência proveniente do ensaio dinâmico.

Figura 32 – Frequência da razão RMX/R_{EA} para $K_{sp}=0,5$ – concreto



Fonte: autor.

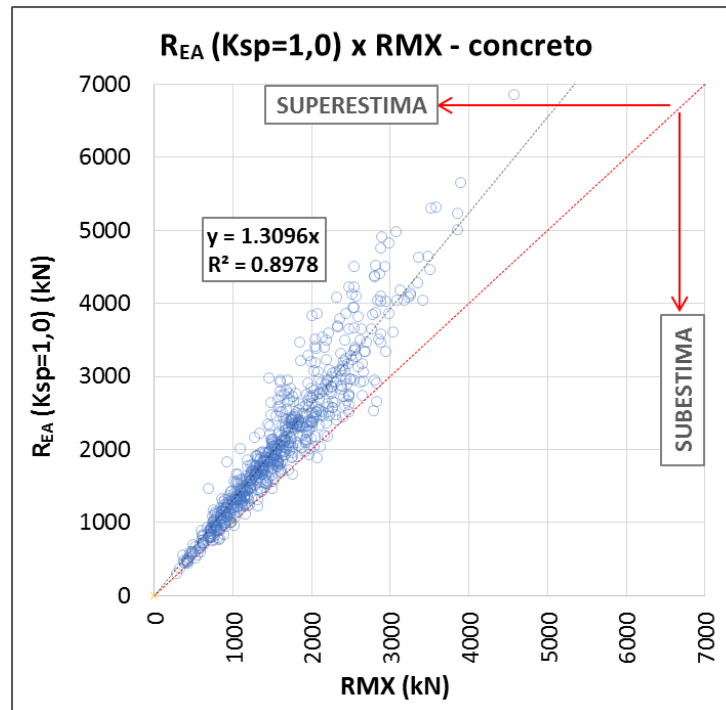
A figura acima mostra o que também se verificou na Figura 31: que, com K_{sp} em seu valor mínimo teórico (0,5), a tendência da equação de *Energy Approach* é de subestimativa das resistências mobilizadas. Isso ocorreu em 99,7% dos casos (exceto por 2 ensaios).

O valor médio da razão RMX/R_{EA} foi de 1,578 com desvio padrão de 0,201 (coeficiente de variação igual a 12,7%). Os dois extremos da razão – mínimo e máximo – foram 0,95 e 2,21, respectivamente.

Mesmo com K_{sp} em seu valor mínimo, 2 ensaios ainda resultaram em superestimativa da formulação. Assim, se deduz logicamente que o K_{sp} ideal – aquele que ajustaria $RMX=R_{EA}$ – teria valor inferior a 0,5 para esses ensaios. Isso será tratado em maiores detalhes mais adiante, na seção 3.5.

O mesmo processo foi realizado adotando K_{sp} , em seu extremo-superior (1,0), como mostra a Figura 33.

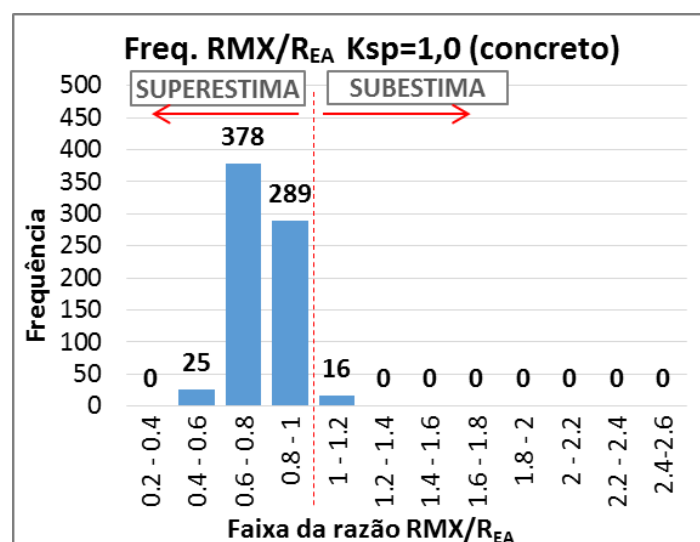
Figura 33 – R_{EA} ($K_{sp}=1,0$) x RMX – estacas de concreto



Fonte: autor.

A tendência, nesse caso, é inversa: a equação com $K_{sp}=1,0$ tende a superestimar as resistências calculadas em relação aos ensaios dinâmicos. O histograma da razão RMX/R_{EA} para $K_{sp}=1,0$ está apresentado na Figura 34:

Figura 34 – Frequência da razão RMX/R_{EA} para $K_{sp}=1,0$ – concreto



Fonte: autor.

A Figura 34 evidencia que com K_{sp} em seu valor máximo teórico (1,0), a equação de *Energy Approach* tende à superestimar as resistências. Isso ocorreu em 97,7% dos casos (exceto por 16 ensaios).

O valor médio da razão RMX/R_{EA} foi de 0,789 com desvio padrão de 0,100 (coeficiente de variação 12,7%). Os dois extremos da razão – mínimo e máximo – foram 0,48 e 1,10, respectivamente.

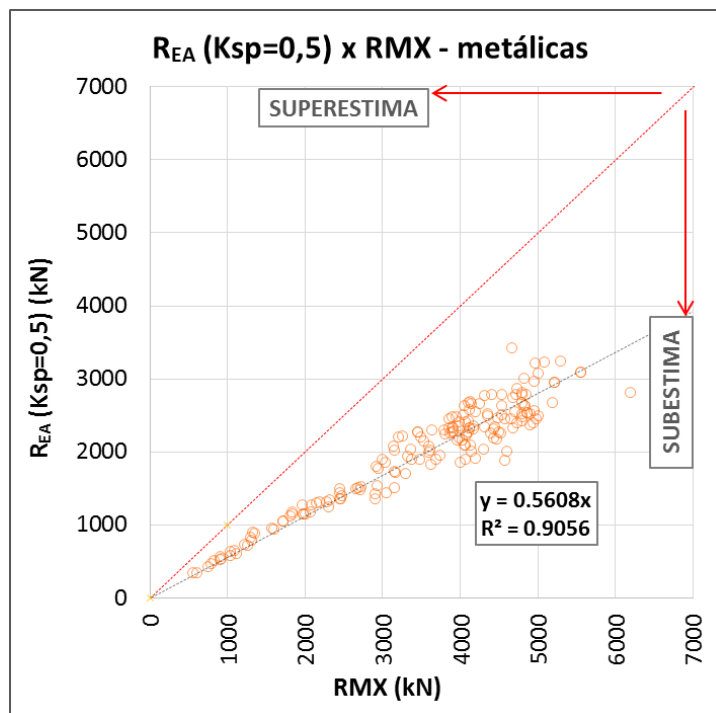
Mesmo com K_{sp} em seu valor máximo teórico (1,0), 16 ensaios (2% do total) subestimaram as resistências mobilizadas. Nesses casos, o K_{sp} ideal – aquele que ajustaria $RMX=R_{EA}$ – teria valor superior a 1,0, algo que será mais bem detalhado na seção 3.5.

3.3.2. Estacas metálicas

O mesmo tratamento quanto aos valores extremos teóricos de K_{sp} foi dado aos registros em estacas metálicas. Ao todo, são 173 ensaios.

Adotando $K_{sp}=0,5$ (extremo inferior), o gráfico comparativo entre a estimativa da equação de *Energy Approach* com a resistência mobilizada nos ensaios dinâmicos é apresentado na Figura 35:

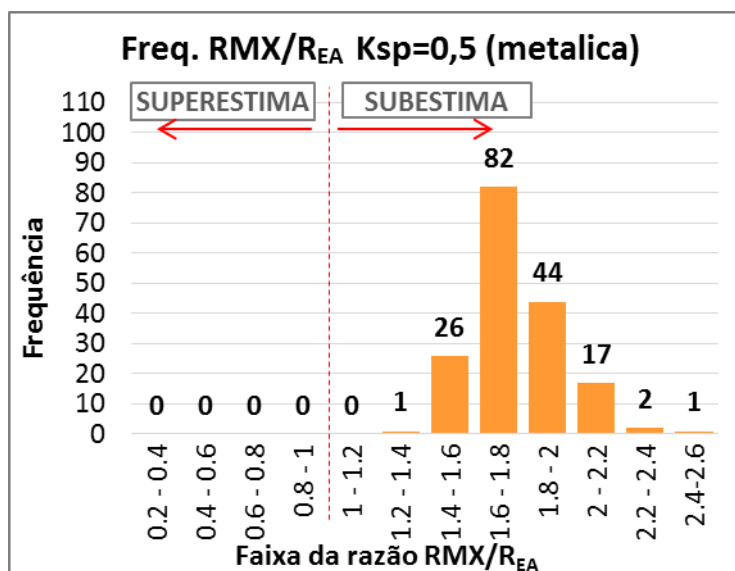
Figura 35 – R_{EA} ($K_{sp}=0,5$) x RMX – estacas metálicas



Fonte: autor.

É possível observar que, para $K_{sp}=0,5$, há subestimativa da fórmula em todos os ensaios. No entanto, assim como realizado anteriormente, convém verificar a distribuição de frequência da razão RMX/R_{EA} , calculada para todas as estacas. Essa distribuição (com $K_{sp}=0,5$) é apresentada na Figura 36:

Figura 36 – Frequência da razão RMX/R_{EA} para $K_{sp}=0,5$ – metálicas



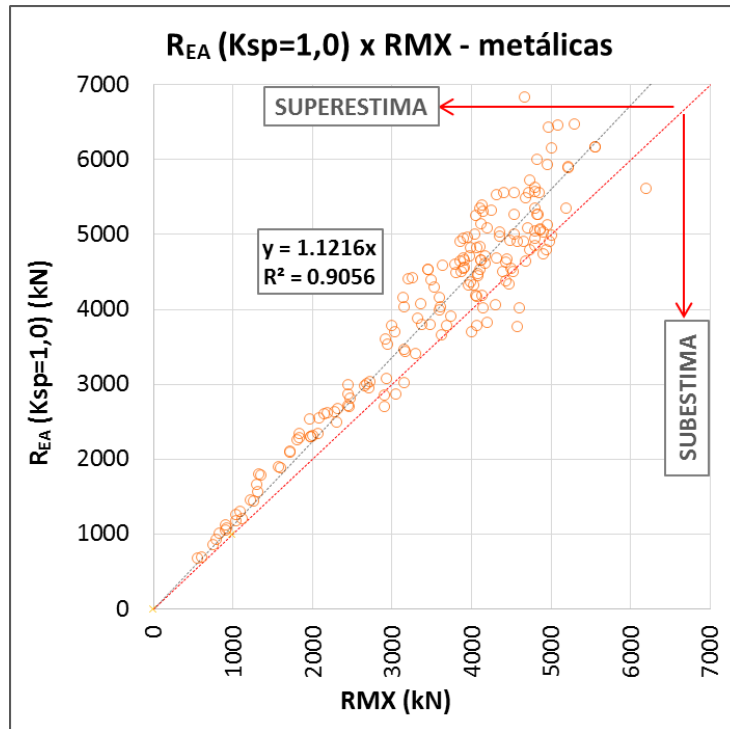
Fonte: autor.

Com K_{sp} em seu valor mínimo teórico (0,5), a equação de *Energy Approach* subestimou todos os resultados.

O valor médio da razão RMX/R_{EA} foi de 1,769 com desvio padrão de 0,179 (coeficiente de variação 10,1%). Os dois extremos da razão RMX/R_{EA} – mínimo e máximo – foram 1,36 e 2,43, respectivamente. Isto é: no valor mais subestimado dentre todos os ensaios, a equação resultou em resistência (R_{EA}) igual a 41% da resistência realmente mobilizada no ensaio dinâmico (RMX).

O mesmo processo foi realizado para K_{sp} , em seu valor extremo-superior, igual a 1,0. O gráfico comparativo é apresentado na Figura 37.

Figura 37 – $R_{EA} (K_{sp}=1,0)$ x RMX – estacas metálicas

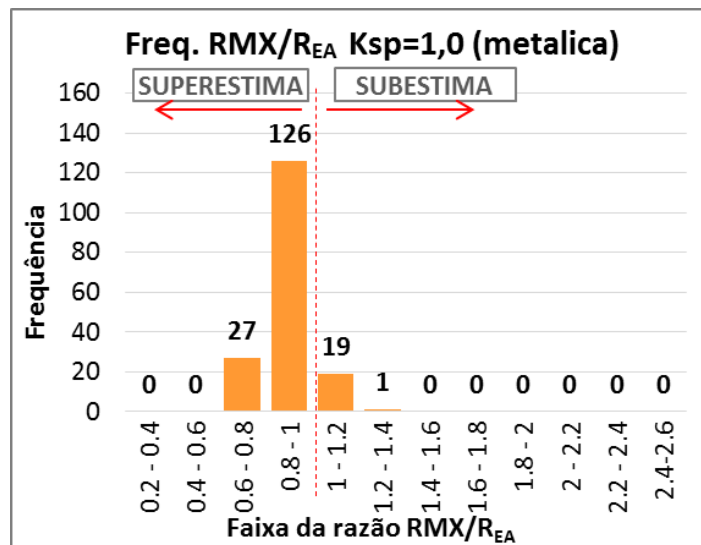


Fonte: autor.

Para esse cenário, ocorre o movimento inverso: a equação tende a superestimar as resistências calculadas em relação aos ensaios dinâmicos.

A distribuição de frequência da razão RMX/R_{EA} , realizada para $K_{sp}=1,0$ é apresentada na Figura 38:

Figura 38 – Frequência da razão RMX/R_{EA} para $K_{sp}=1,0$ – metálicas



Fonte: autor.

Com $K_{sp}=1,0$, a equação de *Energy Approach* tendeu à superestimativa das resistências mobilizadas. Isso ocorreu em 88% dos ensaios.

O valor médio da razão RMX/R_{EA} foi de 0,884 com desvio padrão de 0,089 (coeficiente de variação 10,1%). Os dois extremos da razão RMX/R_{EA} – mínimo e máximo – foram 0,68 e 1,21, respectivamente.

Ao todo, 20 ensaios (12% do total) ainda resultaram em subestimativa das resistências mobilizadas, mesmo com $K_{sp}=1,0$. Nestes casos, fica evidente que o K_{sp} ideal deveria ter valor superior. Isso será explorado adiante, na seção 3.5.

3.4. AJUSTES BÁSICOS DA EQUAÇÃO DE *ENERGY APPROACH*

Como observado na seção anterior, a estimativa pela equação de *Energy Approach* mediante adoção de valores extremos de K_{sp} possui pouco valor prático, uma vez que no limite extremo inferior (0,5) os resultados tendem a ser demasiadamente subestimados e no extremo superior (1,0), a mesma tendência se revela quanto à superestimativa das resistências.

Desse modo, pretende-se propor dois ajustes básicos à equação por meio de valores constantes de K_{sp} :

- a) O “**ajuste médio**”: corresponde à proposta de adotar o valor médio de K_{sp} dentre todos os ensaios, trazendo os resultados para a melhor correlação possível com a reta de referência, onde $R_{EA}=RMX$;
- b) O “**ajuste de segurança**”: corresponde à proposta de adotar um valor de K_{sp} , de modo que pelo menos 90% dos resultados estejam posicionados do lado mais à favor da segurança da reta de referência ($R_{EA}=RMX$), isto é, o lado da subestimativa (por parte da equação). Assim, quando se calcular a resistência por meio da equação de *Energy Approach*, será altamente provável que a estaca esteja com, no mínimo, o valor da resistência estimada.

3.4.1. Ajuste Médio da equação

O Ajuste Médio pode ser realizado facilmente a partir das equações que constam na Figura 31 ou Figura 33 para estacas de concreto e Figura 35 ou Figura 37 para as estacas metálicas.

3.4.1.1. Estacas de concreto

A equação que identifica os pontos da Figura 33 é $R_{EA} = 1,3096 \cdot RMX$. Ela pode ser reescrita como:

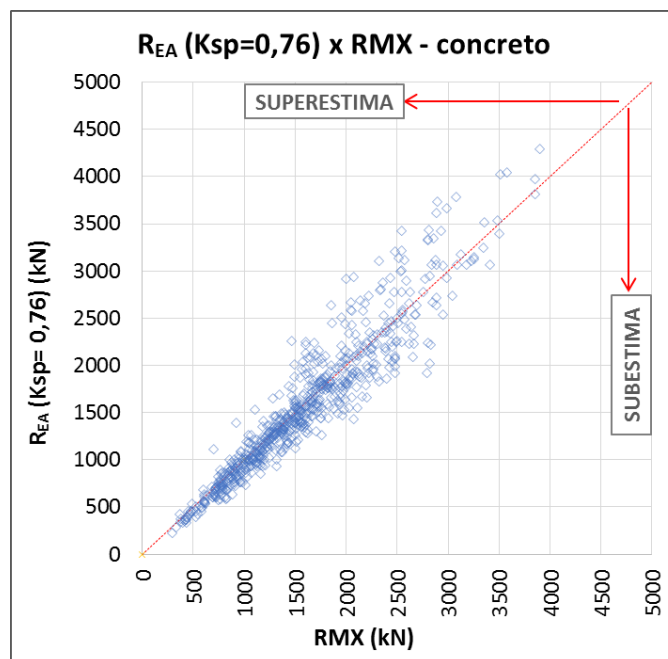
$$RMX = 0,76 \cdot R_{EA (K_{sp}=1,0)} \quad (95)$$

Assim, o valor de 1,0 – utilizado para K_{sp} na Figura 33 – deve ser corrigido multiplicando-o por 0,76 a fim de ajustar os dados à reta de referência ($R_{EA}=RMX$). Portanto, o K_{sp} médio para estacas de concreto é igual a 0,76.

A Equação de *Energy Approach* pelo **Ajuste Médio** em estacas de **concreto** será:

$$R = 1,52 \cdot \frac{\eta \cdot W \cdot h}{s + D} \quad (96)$$

Figura 39 – $R_{EA} (K_{sp}=0,76)$ x RMX – estacas de concreto

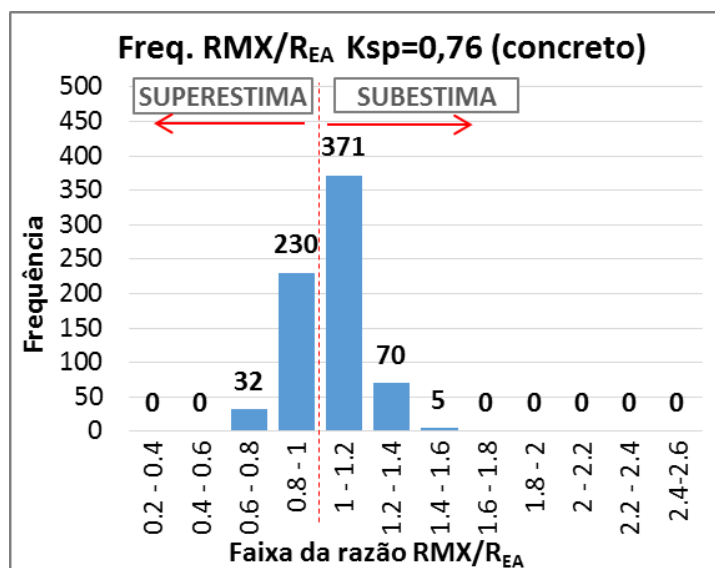


Fonte: autor.

Com $K_{sp}=0,76$, o gráfico de estimativa por *Energy Approach* versus a resistência mobilizada nos ensaios dinâmicos (RMX) foi corrigido para a configuração apresentada na Figura 39.

A distribuição de frequência da razão RMX/R_{EA} , para $K_{sp}=0,76$, está apresentada na Figura 40, a seguir:

Figura 40 – Frequência da razão RMX/R_{EA} para $K_{sp}=0,76$ – concreto



Fonte: autor.

O valor médio da razão RMX/R_{EA} para o “ajuste médio” foi de 1,038 com desvio padrão de 0,132 ($CV=12,7\%$). Os dois extremos da razão RMX/R_{EA} – mínimo e máximo – foram 0,63 e 1,45, respectivamente.

3.4.1.2. Estacas metálicas

De modo semelhante, a equação que identifica os pontos dos ensaios em estacas metálicas, contida na Figura 37 é $R_{EA} = 1,1216.RMX$. Ela pode ser reescrita como:

$$RMX = 0,89.R_{EA} (K_{sp}=1,0) \quad (97)$$

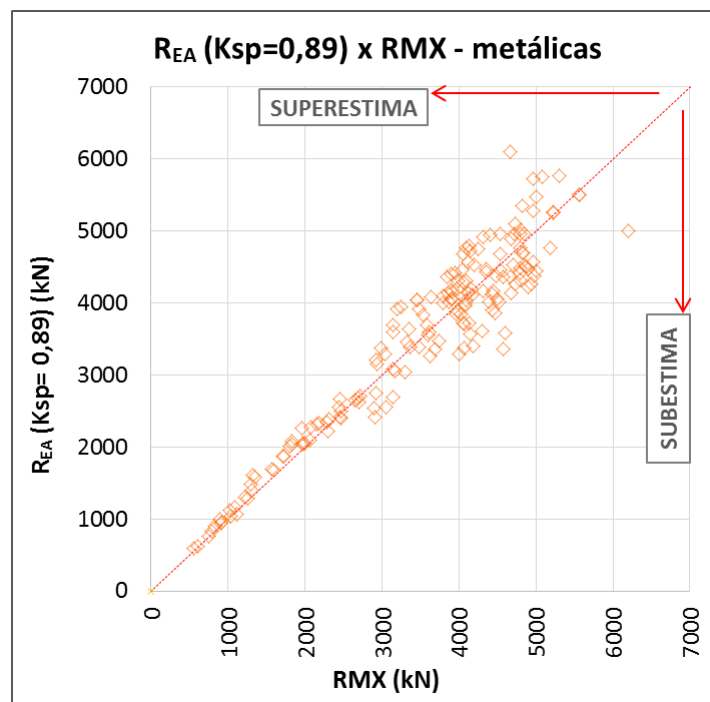
Assim, o valor de 1,0 para K_{sp} (Figura 37) deve ser corrigido multiplicando-o por 0,89 para ajuste dos pontos à reta de referência ($R_{EA}=RMX$). Portanto, o K_{sp} médio para estacas metálicas é igual a 0,89.

A Equação de *Energy Approach* pelo **Ajuste Médio** em estacas metálicas será:

$$R = 1,78 \cdot \frac{\eta \cdot W \cdot h}{s + D} \quad (98)$$

Com $K_{sp}=0,89$, a estimativa por *Energy Approach* versus a resistência mobilizada nos ensaios dinâmicos (RMX) será como apresentado na Figura 41:

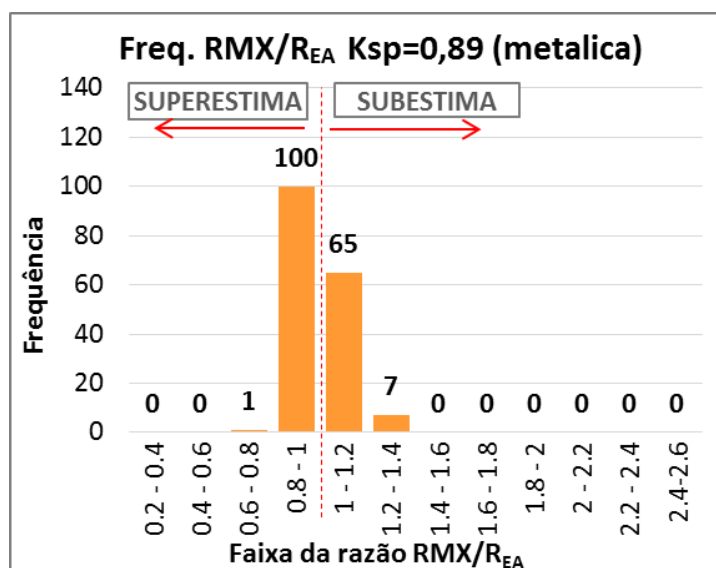
Figura 41 – $R_{EA} (K_{sp}=0,89)$ x RMX – estacas metálicas



Fonte: autor.

A distribuição de frequência da razão RMX/R_{EA}, para $K_{sp}=0,89$ em estacas metálicas, está apresentada na Figura 42.

Figura 42 – Frequência da razão RMX/R_{EA} para $K_{sp}=0,89$ – metálicas



Fonte: autor.

O valor médio da razão RMX/R_{EA} para esse ajuste foi de 0,994 com desvio padrão de 0,100 ($CV=10,1\%$). Os dois extremos da razão RMX/R_{EA} – mínimo e máximo – foram 0,77 e 1,36, respectivamente.

3.4.2. Ajuste de Segurança da equação

O Ajuste de Segurança possui uma proposta diferente do Ajuste Médio. Nele, deseja-se manter um total de 90% dos ensaios no lado da subestimativa por parte da equação, isto é, o lado da “segurança” em relação à resistência mobilizada atingida, como descrito na introdução do item 3.4.

O ajuste será realizado basicamente encontrando-se o valor de K_{sp} que atenda esse requisito em relação ao total de ensaios do estudo.

3.4.2.1. Estacas de concreto

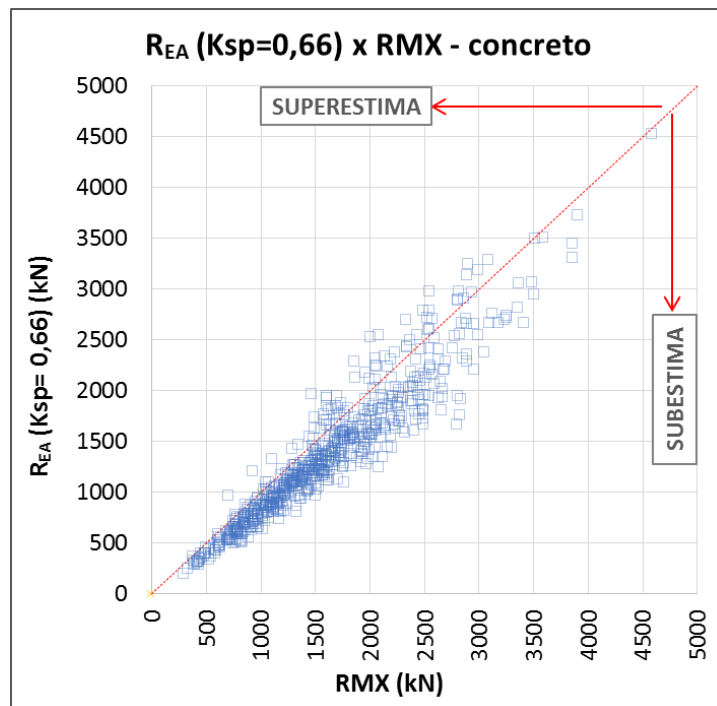
No caso das estacas de concreto, portanto, do total de 708 ensaios, somente 71 deles poderão resultar do lado da superestimativa. O valor de K_{sp} que contempla essa quantidade é $K_{sp}=0,66$.

Assim, a Equação de *Energy Approach* de estacas de concreto pelo **Ajuste de Segurança** será:

$$R = 1,32 \cdot \frac{\eta \cdot W \cdot h}{s + D} \quad (99)$$

Com $K_{sp}=0,66$, o gráfico de estimativa por *Energy Approach* versus a resistência nos ensaios dinâmicos (RMX) será como apresentado na Figura 43:

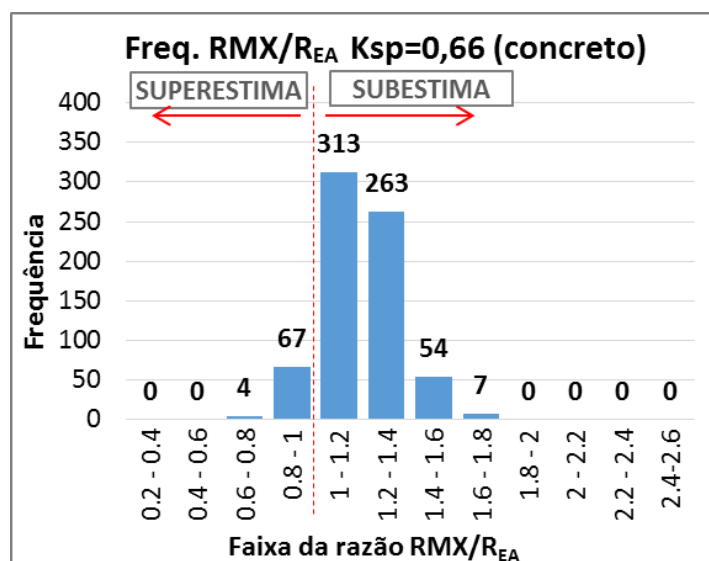
Figura 43 – R_{EA} ($K_{sp}=0,66$) x RMX – estacas de concreto



Fonte: autor.

A distribuição de frequência da razão RMX/R_{EA} , para $K_{sp}=0,66$, está apresentada na Figura 44.

Figura 44 – Frequência da razão RMX/R_{EA} para $K_{sp}=0,66$ – concreto



Fonte: autor.

O valor médio da razão RMX/R_{EA} para o “ajuste de segurança” foi de 1,196 com desvio padrão de 0,152 ($CV=12,7\%$). Os extremos da razão RMX/R_{EA} – mínimo e máximo – foram 0,72 e 1,67.

A distribuição de frequência da Figura 44 demonstra que 90% das estimativas de *Energy Approach* estão do lado da segurança, isto é, da subestimativa das resistências.

Adicionalmente, deseja-se destacar algo relevante ao uso prático do ajuste proposto e que guarda relação com as recomendações da NBR 6122: praticamente a totalidade dos ensaios (704 de 708; ou 99,4%) resultaram em razão RMX/R_{EA} superior a 0,80.

Isso significa que, se o ajuste de segurança fosse utilizado no controle do estaqueamento visando atingir um fator de segurança igual a 2,0 (esperado) em relação à carga de ruptura (ABNT, 2010), então, quando fossem executados ensaios para verificação do desempenho do estaqueamento, já estaria satisfeito, ao mínimo, um fator de segurança (obtido) igual a 1,6 – em função da razão RMX/R_{EA} ser superior a 0,80.

A relevância prática disso reside no fato de que, sob certas condições de investigação e ensaios, a NBR 6122 permite a aceitação da fundação com fator de segurança reduzido – igual ou superior a 1,6 (ABNT, 2010).

3.4.2.2. Estacas metálicas

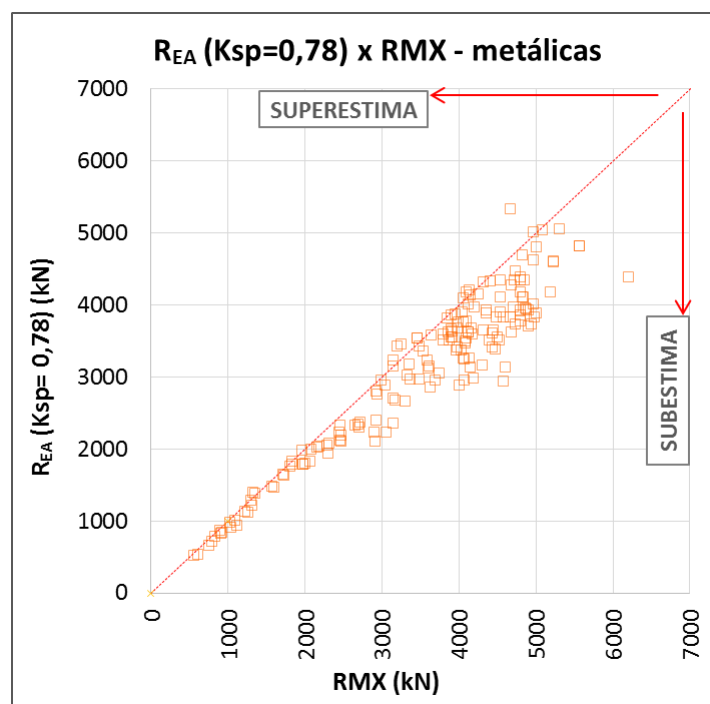
Para as estacas metálicas, dos 173 ensaios, no máximo 17 deles poderão resultar do lado da superestimativa por parte da equação. O valor de K_{sp} que atende a essa condição é $K_{sp}=0,78$.

Assim, a Equação de *Energy Approach* de estacas **metálicas** pelo **Ajuste de Segurança** será:

$$R = 1,56 \cdot \frac{\eta \cdot W \cdot h}{s + D} \quad (100)$$

Com $K_{sp}=0,78$, o gráfico de estimativa por *Energy Approach* versus a resistência nos ensaios dinâmicos (RMX) será como apresentado na Figura 45:

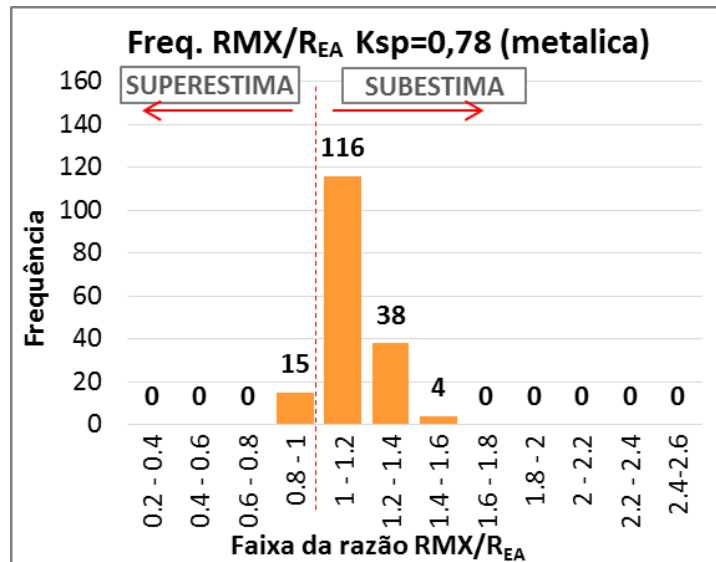
Figura 45 – $R_{EA} (K_{sp}=0,78)$ x RMX – estacas metálicas



Fonte: autor.

A distribuição de frequência da razão RMX/R_{EA} , para $K_{sp}=0,78$, está apresentada na Figura 46.

Figura 46 – Frequência da razão RMX/R_{EA} para $K_{sp}=0,78$ – metálicas



Fonte: autor.

O valor médio da razão RMX/R_{EA} para o “ajuste de segurança” foi de 1,134 com desvio padrão de 0,114 (CV=10,1%). Os dois extremos da razão RMX/R_{EA} – mínimo e máximo – foram 0,88 e 1,56.

A distribuição de frequência da Figura 46 demonstra que 91% das estimativas de *Energy Approach* estão do lado da segurança, isto é, da subestimativa das resistências.

Assim como destacado para as estacas de concreto: todos os ensaios (100%) resultaram em razão RMX/R_{EA} superior a 0,80. Isso é de grande importância em relação à questão dos fatores de segurança da norma brasileira NBR 6122 (ABNT, 2010), conforme mencionado nos três parágrafos finais do item anterior (3.4.2.1).

3.5. A DISPERSÃO DO PARÂMETRO K_{sp}

A Equação de *Energy Approach*, descrita na equação (91) possui diversos parâmetros de entrada, como a eficiência do golpe, peso do martelo, altura de queda, nega e repique elástico. Todos esses parâmetros são passíveis de serem medidos em campo.

No entanto, há um último parâmetro que se mostra de extrema importância na magnitude da resistência calculada pela equação: o K_{sp} , que, por apresentar faixa de variação (teórica) entre 0,5 e 1,0 pode, mediante uso incorreto, dobrar ou até reduzir à metade a estimativa de resistência estática em relação à resistência real. Isso evidencia a importância de se estudar e compreender tal parâmetro – um dos principais objetivos da presente pesquisa.

Será apresentado o método de obtenção do K_{sp} referente a cada um dos registros dinâmicos por meio de retroanálise da equação de *Energy Approach* e, em seguida, estão desenvolvidas as investigações sobre K_{sp} , buscando mostrar sua dispersão em relação à diversas grandezas envolvidas no evento de cravação. Essa dispersão foi avaliada em relação a:

- Material das estacas (item 3.5.2);
- Obra analisada (item 3.5.3);
- Tipo de seção de estaca (item 3.5.4);
- Área da seção transversal (A) (item 3.5.5);
- Faixa de comprimento (L) (item 3.5.6);
- Razão L/D (item 3.5.7);
- Valor da nega no golpe (s) (item 3.5.8);
- Fator de integridade Beta (β) (item 3.5.9);
- Percentual de resistência de ponta (%RP) (item 3.5.10);
- Quake da ponta (C3) (item 3.5.11);
- Rigidez do elemento de estaca (K_r) (item 3.5.12);
- Rigidez dinâmica da estaca (K_z) (item 3.5.13).

3.5.1. A obtenção de K_{sp}

Para as análises subsequentes, K_{sp} foi calculado individualmente (para cada ensaio) por meio de uma retroanálise das estimativas da equação de *Energy Approach* e das resistências obtida dos ensaios dinâmicos. Obteve-se K_{sp} isolando-o matematicamente na formulação:

$$K_{sp} = \frac{R_{EA} \cdot (s + D)}{2 \cdot \eta \cdot W \cdot h} \quad (101)$$

A nega da estaca no golpe do martelo (s) foi medida em campo da maneira tradicional, com papel e lápis, para todos os golpes analisados. Todos os demais parâmetros da equação acima foram derivados diretamente do ensaio de carregamento dinâmico realizado em cada estaca.

Traduzindo, portanto, a mesma equação para a nomenclatura mais usual aos ensaios dinâmicos, pode-se reescrever:

$$K_{sp} = \frac{RMX \cdot (s + DMX)}{2 \cdot EMX} \quad (102)$$

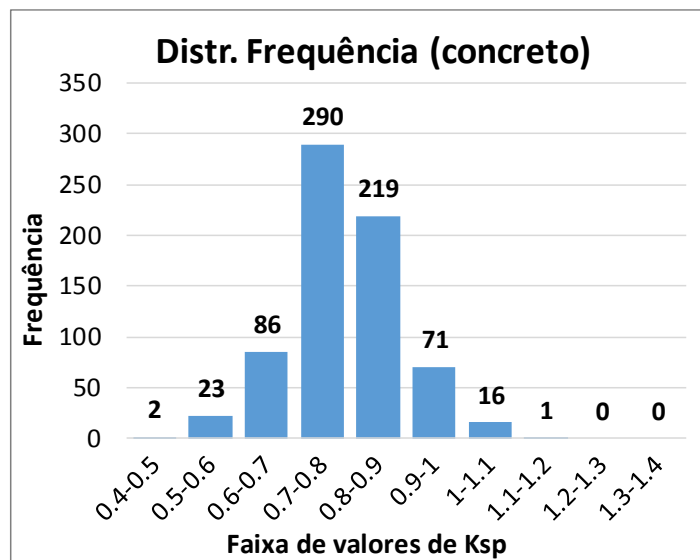
Assim, a equação é aferida ao ensaio dinâmico por meio de K_{sp} . Em outras palavras, o que está sendo procurado é um valor de K_{sp} tal, de modo que a estimativa da equação de *Energy Approach* resulte na mesma resistência estática obtida do ensaio dinâmico (RMX).

Ressalta-se, então, uma primeira conclusão importante derivada do método de obtenção do parâmetro: como K_{sp} é calculado com medidas de nega e repique elástico simultâneas à execução do ensaio dinâmico, o comparativo entre os resultados da equação de *Energy Approach* e dos métodos CASE ou CAPWAP elimina a variável “idade do ensaio” – o intervalo de tempo entre final da cravação e momento do ensaio – que poderia influenciar os resultados em função dos efeitos de cicatrização ou relaxação do solo. Tais efeitos não influenciam em K_{sp} . Apenas a fim de consolidar ainda mais essa assertiva, foi realizada uma breve análise estatística sobre a idade do ensaio e sua influência em K_{sp} no Apêndice D da pesquisa.

3.5.2. K_{sp} por material da estaca

A primeira análise de K_{sp} é sua relação com o material das estacas. Na Figura 47 é apresentado o histograma geral de frequência de K_{sp} para todas as estacas de concreto:

Figura 47 – Frequência de K_{sp} para estacas de concreto



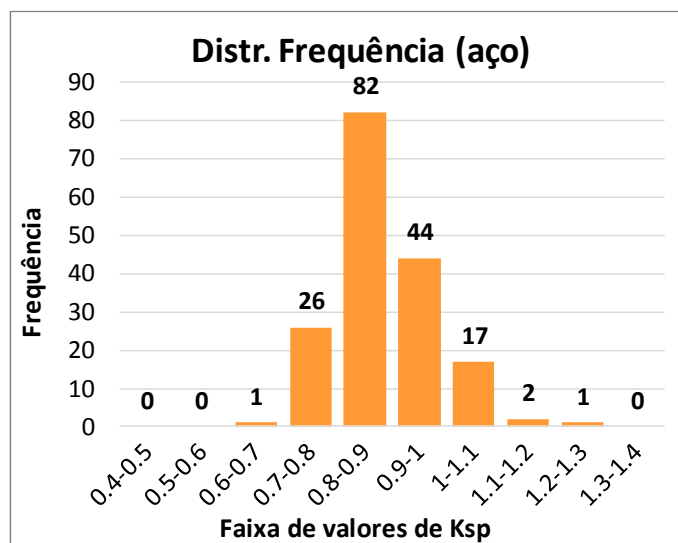
Fonte: autor.

Pela distribuição observada na Figura 47, a moda dos valores de K_{sp} para estacas de concreto compreende-se na faixa entre 0,7 e 0,8, porém também com frequência significativa da faixa entre 0,8 e 0,9. Cerca de 72% dos valores de K_{sp} estão compreendidos dentro dessas duas faixas.

O valor mínimo observado foi de 0,475 enquanto o máximo foi de 1,104. A média geral, obtida para todas as estacas de concreto, foi de 0,789, com desvio padrão de 0,100 – resultando em coeficiente de variação (ou desvio padrão relativo) igual a 12,7%.

Quanto às estacas metálicas, o histograma geral de frequência de K_{sp} está apresentado na Figura 48:

Figura 48 – Frequência de K_{sp} para estacas de aço



Fonte: autor.

A moda dos valores de K_{sp} para estacas metálicas compreende-se na faixa entre 0,8 e 0,9. O K_{sp} mínimo observado foi 0,682 e o máximo, 1,213. A média obtida foi 0,884, com desvio de 0,089 – resultando em coeficiente de variação igual a 10,1%, inferior às estacas de concreto, o que caracteriza menor dispersão na distribuição de frequência.

A Tabela 11 resume os resultados obtidos por material de estaca:

Tabela 11: Tabela resumo de K_{sp} por material das estacas

Material	Concreto	Aço
Núm. de Ensaios	708	173
Mínimo	0,475	0,682
Máximo	1,104	1,213
Moda	0,7 a 0,8	0,8 a 0,9
Média	0,789	0,884
Desv. Padrão	0,100	0,089
Coefic. de Variação (%)	12,7	10,1

Fonte: autor.

3.5.3. K_{sp} para cada obra analisada

Uma segunda relação a ser estudada é a variação que K_{sp} apresentou em cada obra da presente pesquisa, analisando-as separadamente.

É de interesse realizar esse tipo de avaliação para compreender se é conveniente (ou necessário), à luz da prática, que se façam aferições particulares de K_{sp} para cada obra onde se pretende aplicar a Equação de *Energy Approach*.

A quantidade de ensaios por obra está compilada na Tabela 12:

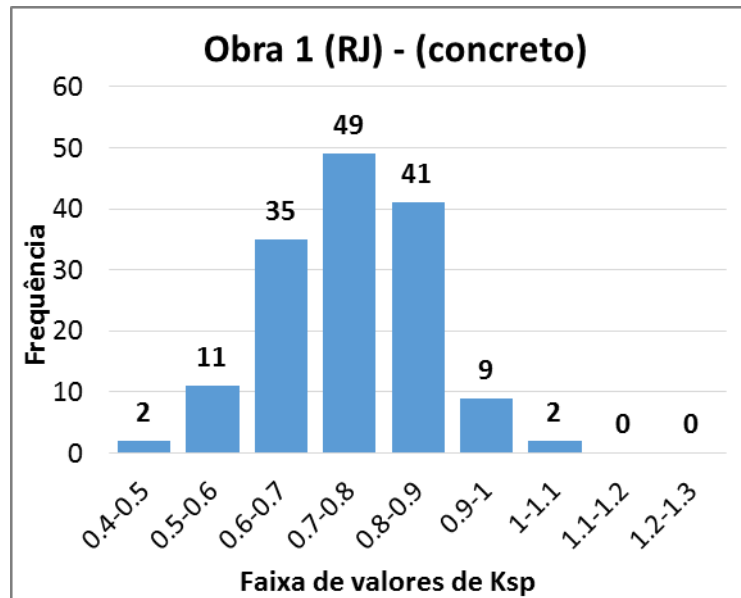
Tabela 12: Ensaios dinâmicos por obra

Obra	Quantidade de ensaios	
	Concreto	Metálica
Obra 1 (RJ)	149	
Obra 2 (RJ)	33	
Obra 3 (PR)	36	
Obra 4 (RJ)	26	
Obra 5 (RJ)	102	
Obra 6 (SP)	131	
Obra 7 (SP)	35	
Obra 8 (SP)	51	
Obra 9 (SP)	145	
Obra 10 (SE)		12
Obra 11 (RJ)		84
Obra 12 (MA)		7
Obra 13 (RJ)		9
Obra 14 (SC)		7
Obra 15 (MG)		54

Fonte: autor.

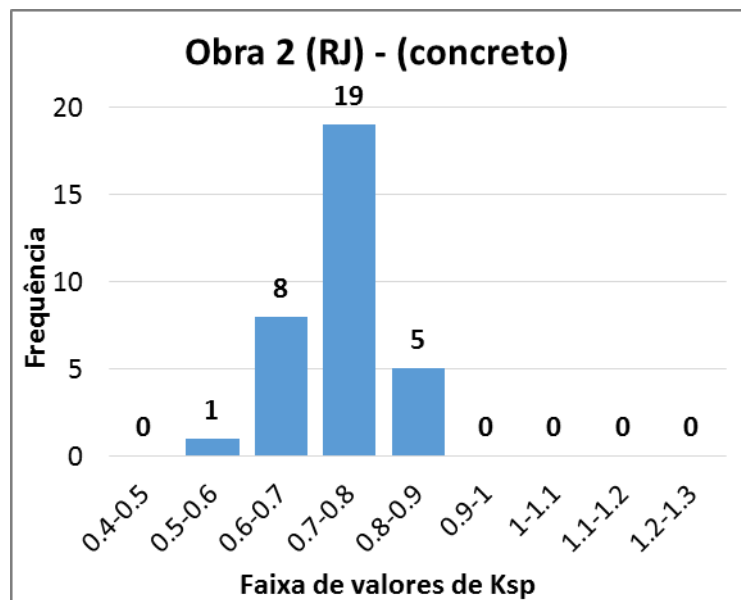
Os histogramas de K_{sp} para estacas de concreto, organizados por obra (1 a 9), estão apresentados abaixo, seguidos de duas tabelas resumo:

Figura 49 – Frequência de K_{sp} de estacas de concreto (Obra 1)

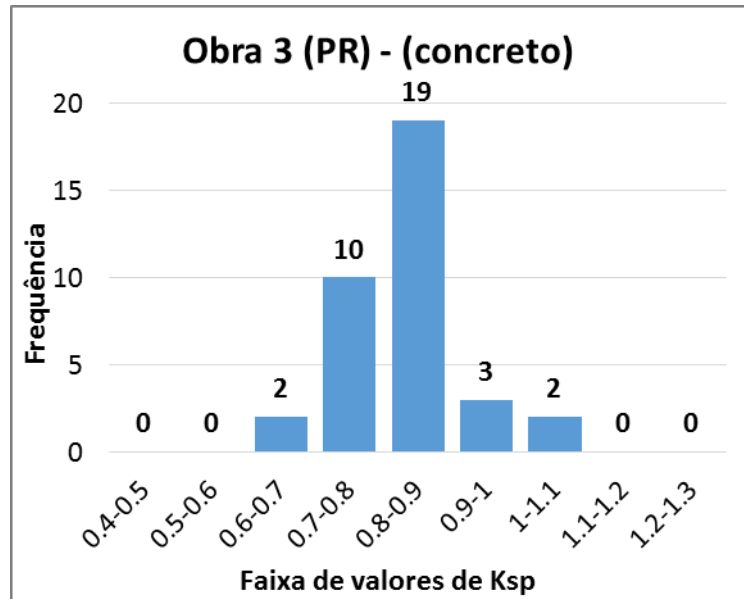


Fonte: autor.

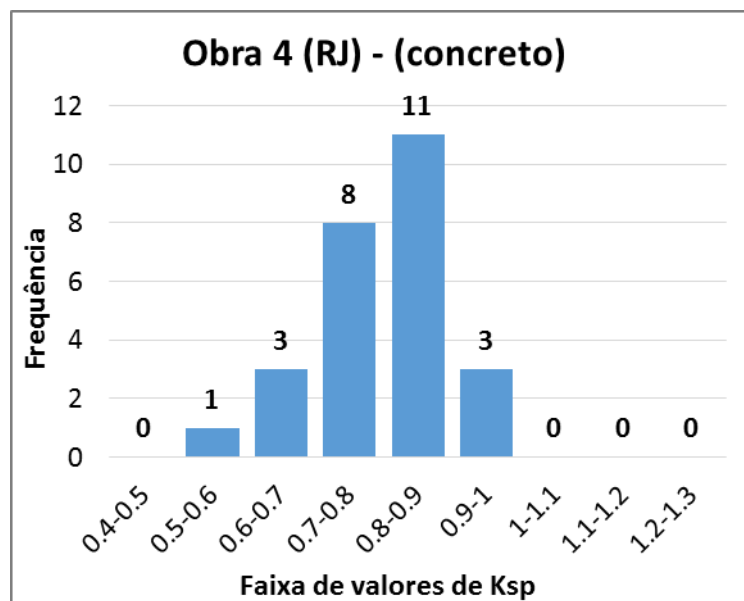
Figura 50 – Frequência de K_{sp} de estacas de concreto (Obra 2)



Fonte: autor.

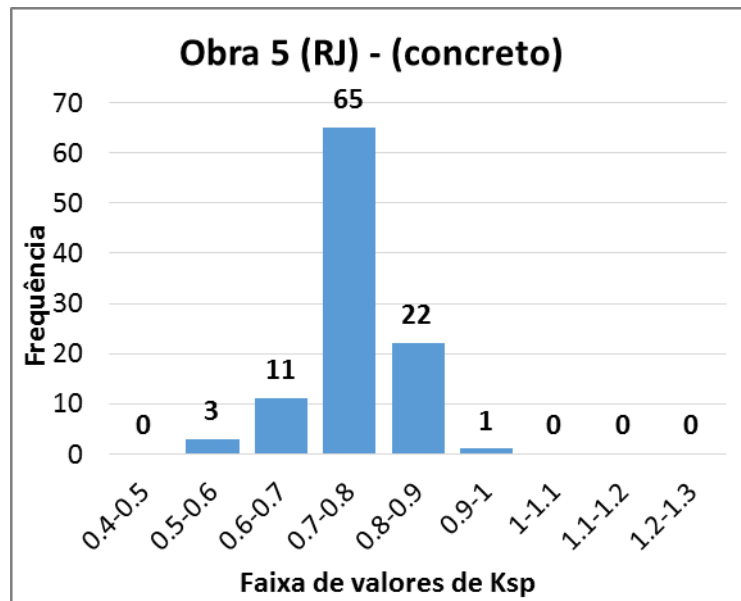
Figura 51 – Frequência de K_{sp} de estacas de concreto (Obra 3)

Fonte: autor.

Figura 52 – Frequência de K_{sp} de estacas de concreto (Obra 4)

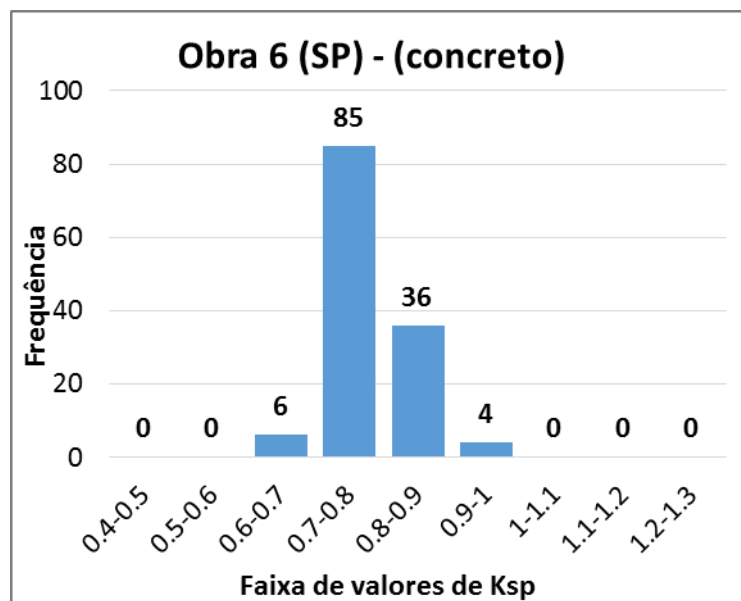
Fonte: autor.

Figura 53 – Frequência de K_{sp} de estacas de concreto (Obra 5)

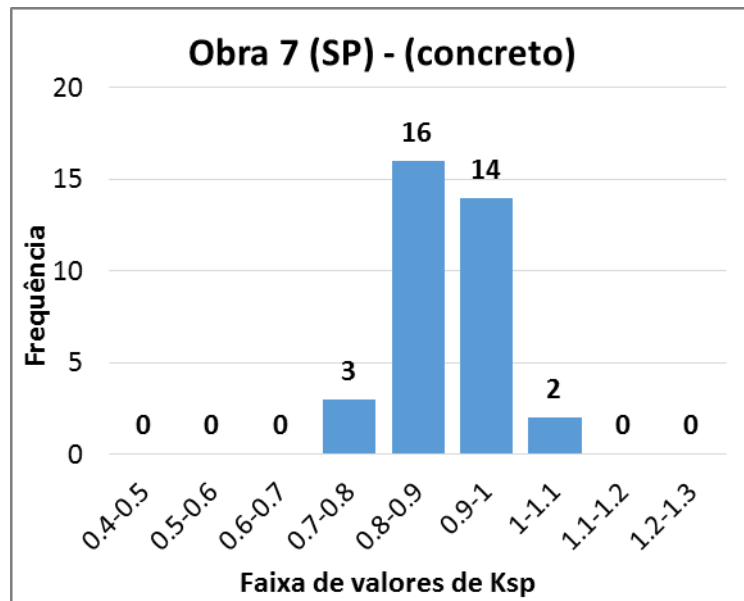


Fonte: autor.

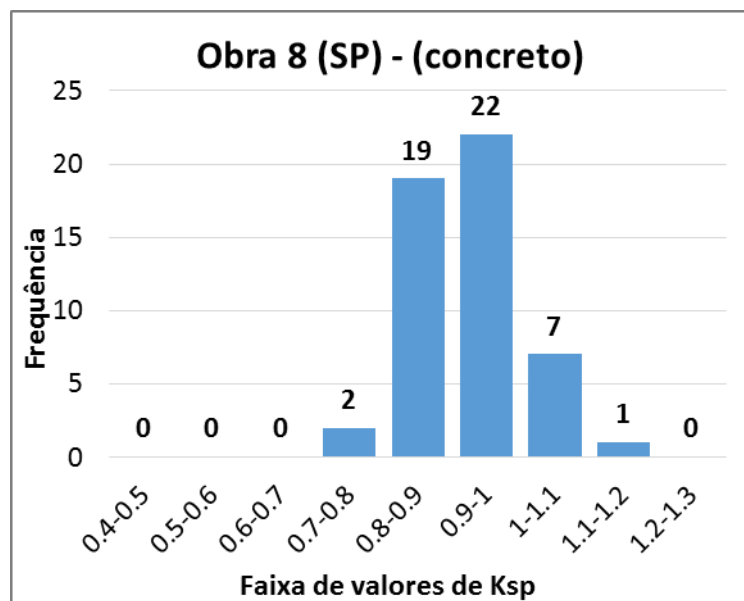
Figura 54 – Frequência de K_{sp} de estacas de concreto (Obra 6)



Fonte: autor.

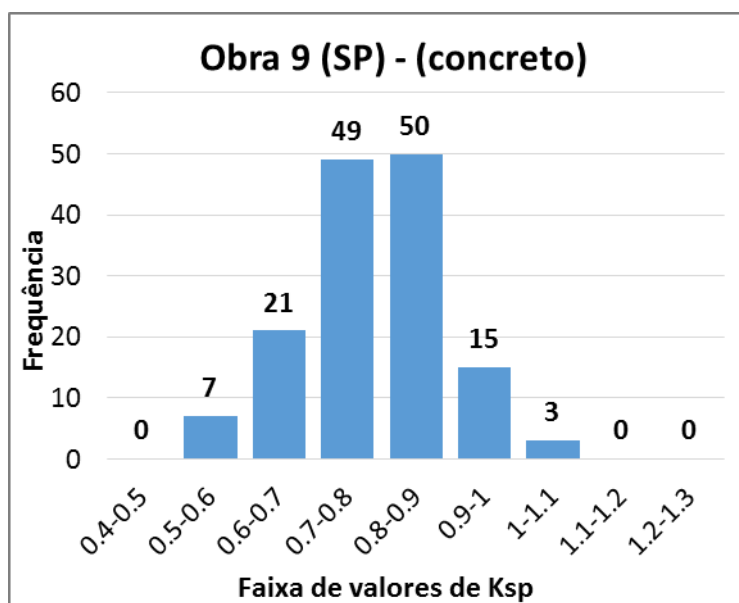
Figura 55 – Frequência de K_{sp} de estacas de concreto (Obra 7)

Fonte: autor.

Figura 56 – Frequência de K_{sp} de estacas de concreto (Obra 8)

Fonte: autor.

Figura 57 – Frequência de K_{sp} de estacas de concreto (Obra 9)



Fonte: autor.

Tabela 13: Tabela resumo de K_{sp} para as obras analisadas - concreto

	Concreto				
Obra	Obra 1	Obra 2	Obra 3	Obra 4	Obra 5
Núm. de Ensaios	149	33	36	26	102
Moda	0,7 a 0,8	0,7 a 0,8	0,8 a 0,9	0,8 a 0,9	0,7 a 0,8
Média	0.748	0.736	0.833	0.808	0.755
Desv. Padrão	0.113	0.067	0.083	0.093	0.066
Coefic. de Variação (%)	15,0	9,0	9,9	11,5	8,8

Fonte: autor.

Tabela 14: Tabela resumo de K_{sp} para as obras analisadas - concreto
(continuação)

	Concreto			
Obra	Obra 6	Obra 7	Obra 8	Obra 9
Núm. de Ensaios	131	35	51	145
Moda	0,7 a 0,8	0,8 a 0,9	0,9 a 1,0	0,8 a 0,9
Média	0.780	0.900	0.922	0.788
Desv. Padrão	0.049	0.075	0.075	0.103
Coefic. de Variação (%)	6,3	8,4	8,2	13,1

Fonte: autor.

Quanto à distribuição modal, se verifica que, das nove obras, quatro apresentaram moda na faixa de 0,7 a 0,9, outras quatro entre 0,8 e 0,9 e somente uma das obras entre 0,9 e 1,0.

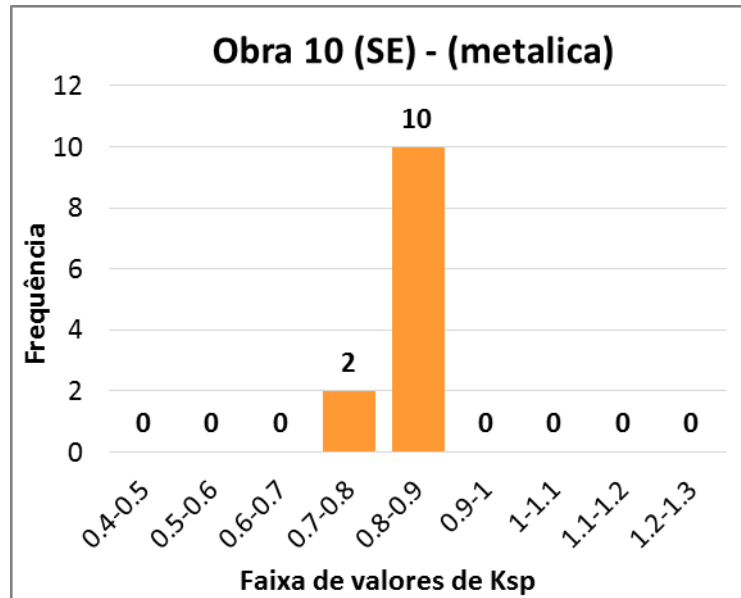
Em relação à K_{sp} , em 7 das 9 obras seu valor médio resultou entre 0,73 e 0,84. Em termos gerais, essas 7 obras colecionam 88% de todos os ensaios analisados. Os valores médios de K_{sp} para as demais obras, 7 e 8, foram 0,90 e 0,92, respectivamente.

Os coeficientes de variação estão na faixa entre 6% e 15%. No entanto, em 6 das 9 obras ele esteve abaixo dos 10%, tendo seu menor valor igual a 6,3% na Obra 6, com 131 ensaios. Nas duas obras onde o K_{sp} médio mais destoou das demais (Obras 7 e 8), os coeficientes de variação foram inferiores aos demais (exceto obra 6), em torno de 8%.

Os coeficientes de variação obtidos, associado ao fato de que, nas obras em que K_{sp} divergiu do padrão de resultados (obras 7 e 8), tais coeficientes foram baixos (8%), argumentam em favor de uma necessidade de calibração de K_{sp} por obra para minimizar a dispersão de resultados na aplicação da fórmula de *Energy Approach*.

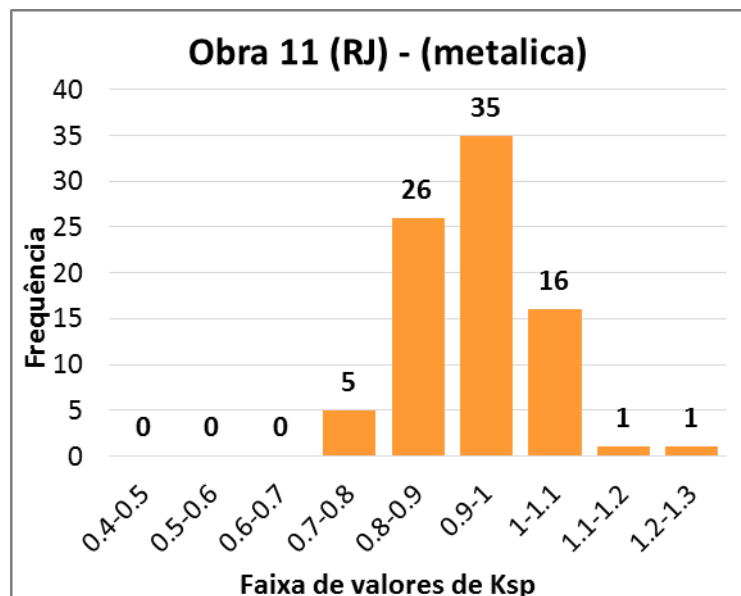
Os histogramas de frequência para cada obra em estacas metálicas (obras 10 a 15) estão apresentados na sequência, juntamente a uma tabela resumo:

Figura 58 – Frequência de K_{sp} de estacas metálicas (Obra 10)

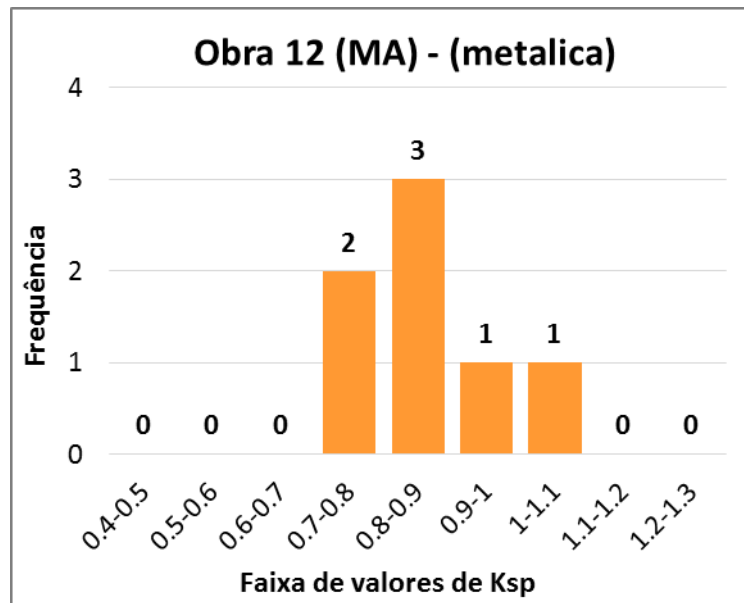


Fonte: autor.

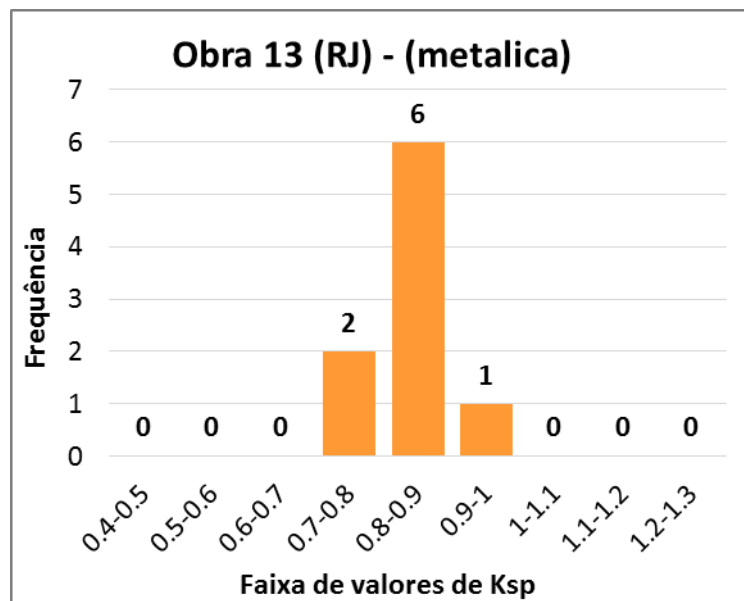
Figura 59 – Frequência de K_{sp} de estacas metálicas (Obra 11)



Fonte: autor.

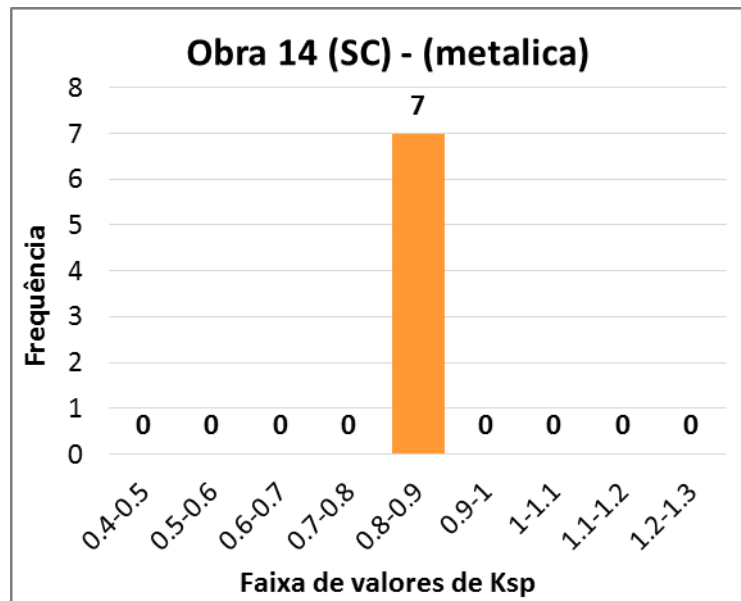
Figura 60 – Frequência de K_{sp} de estacas metálicas (Obra 12)

Fonte: autor.

Figura 61 – Frequência de K_{sp} de estacas metálicas (Obra 13)

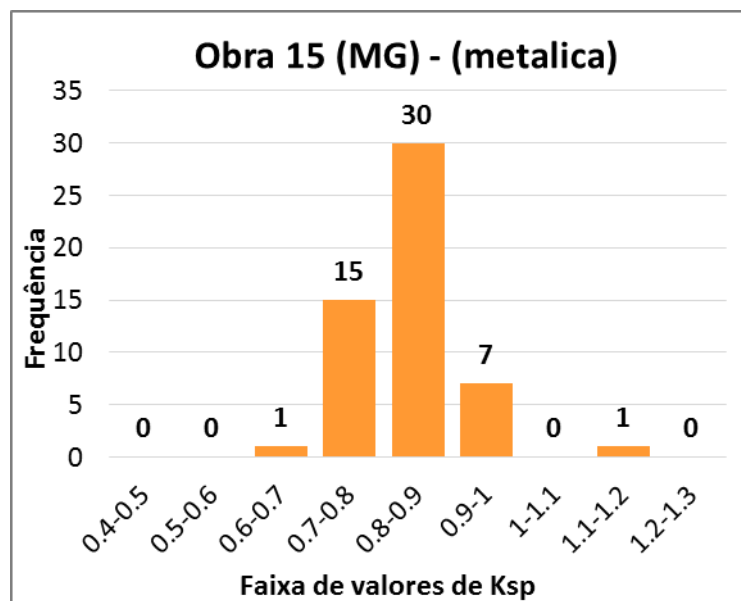
Fonte: autor.

Figura 62 – Frequência de K_{sp} de estacas metálicas (Obra 14)



Fonte: autor.

Figura 63 – Frequência de K_{sp} de estacas metálicas (Obra 15)



Fonte: autor.

Tabela 15: Tabela resumo de K_{sp} para as obras analisadas - estacas metálicas

	Metálicas					
Obra	Obra 10	Obra 11	Obra 12	Obra 13	Obra 14	Obra 15
Núm. de Ensaios	12	84	7	8	7	54
Moda	0,8 a 0,9	0,9 a 1,0	0,8 a 0,9	0,8 a 0,9	0,8 a 0,9	0,8 a 0,9
Média	0.821	0.932	0.864	0.841	0.847	0.838
Desv. Padrão	0.037	0.087	0.106	0.054	0.032	0.068
Coefic. de Variação (%)	4,5	9,3	12,3	6,4	3,8	8,2

Fonte: autor.

No caso das estacas metálicas, em cinco das seis obras a moda de valores de K_{sp} se posicionou entre 0,8 e 0,9.

Quanto ao K_{sp} médio, exceto pela Obra 11, todas as demais mantiveram resultados na estreita faixa entre 0,82 e 0,87.

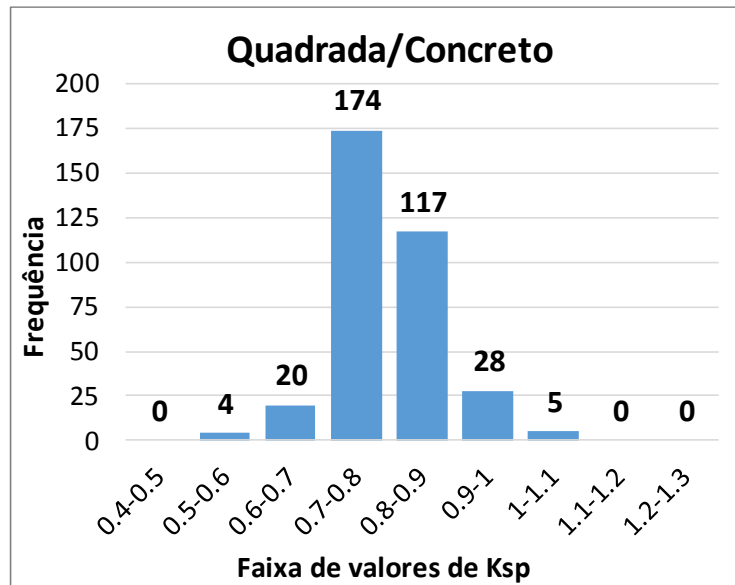
Os desvios padrão também foram baixos – fato evidenciado pelos baixos coeficientes de variação, menores do que 9,5% (exceto Obra 12), chegando ao mínimo de 3,8% na Obra 14.

Vale aqui a mesma observação realizada para as estacas de concreto: visto que há obras que podem destoar do padrão de resultados, como a Obra 11, associado aos baixos coeficientes de variação (<10%, exceto na Obra 12), torna-se recomendável a calibração de K_{sp} para cada obra por meio da execução de ensaios dinâmicos.

3.5.4. K_{Sp} por tipo de seção de estaca

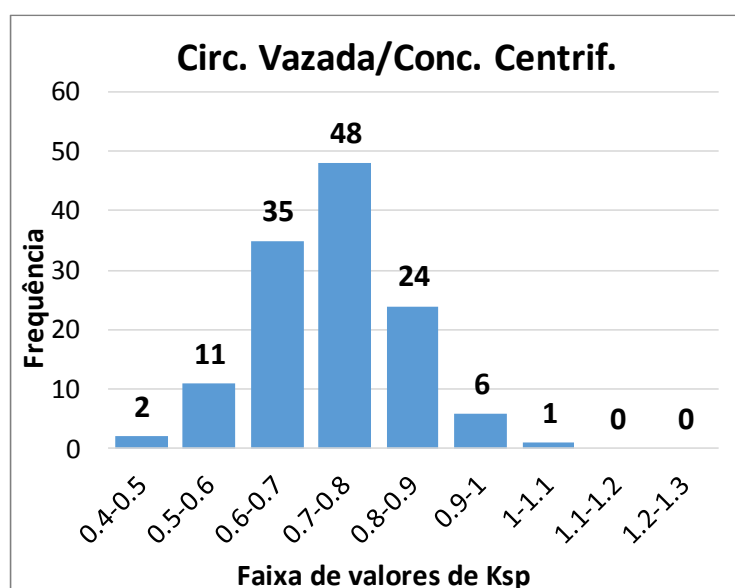
Outra análise geral de K_{Sp} é verificar se o parâmetro guarda alguma relação com o tipo de geometria da seção transversal da estaca. A seguir, estão dispostos os histogramas para as seções de estacas de concreto acompanhados de uma tabela resumo:

Figura 64 – Frequência de K_{Sp} para estacas quadradas



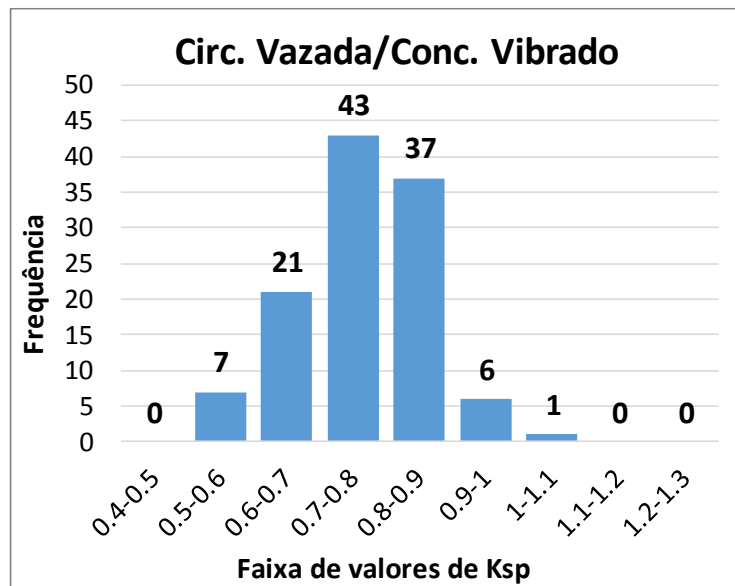
Fonte: autor.

Figura 65 – Frequência de K_{Sp} para estacas circulares vazadas de concreto centrifugado



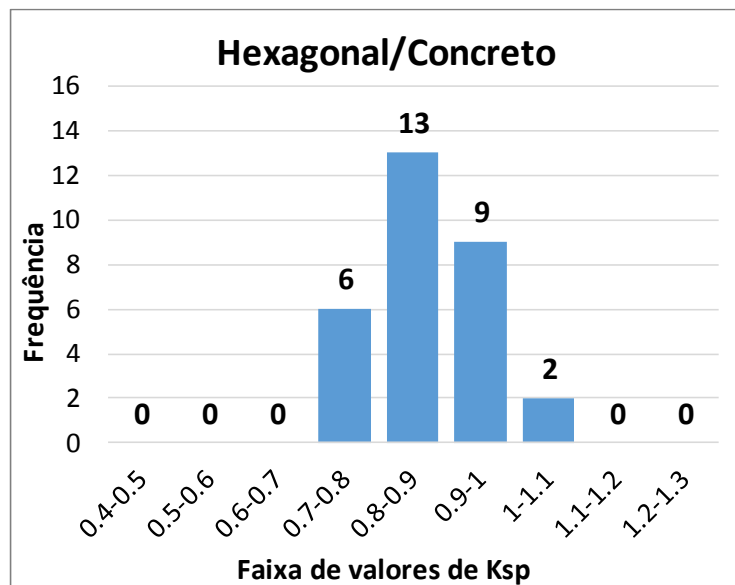
Fonte: autor.

Figura 66 – Frequência de K_{sp} para estacas circulares vazadas de concreto vibrado



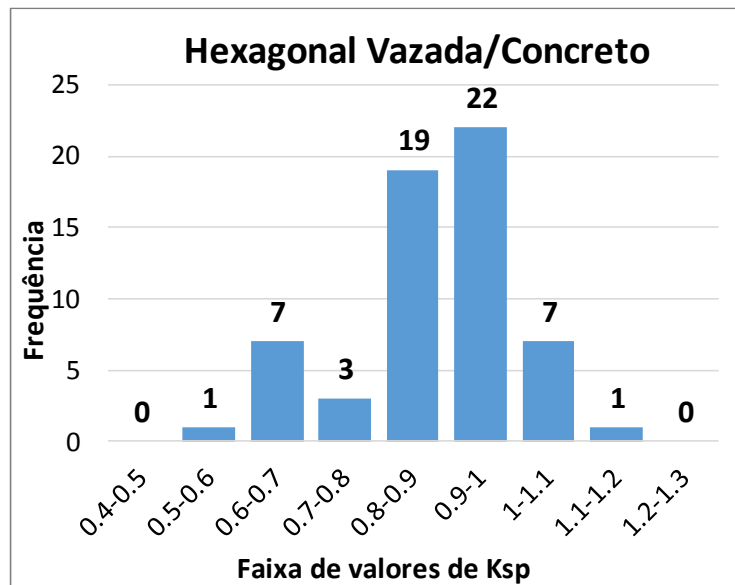
Fonte: autor.

Figura 67 – Frequência de K_{sp} para estacas hexagonais



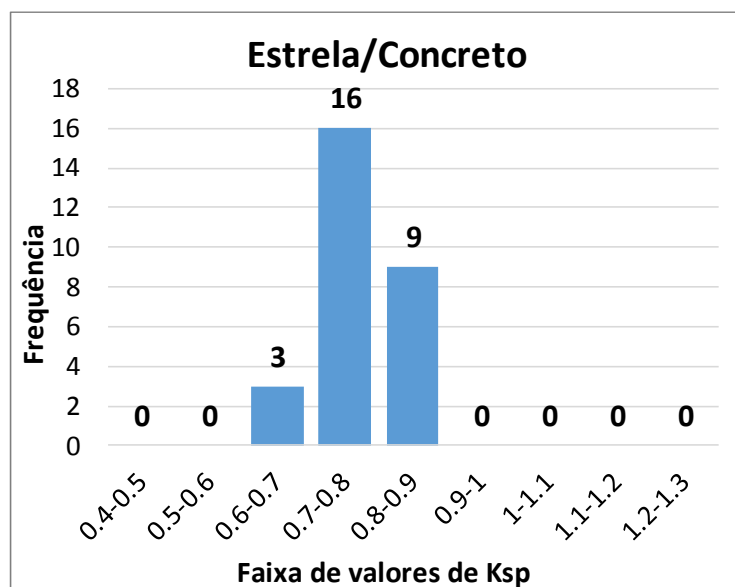
Fonte: autor.

Figura 68 – Frequência de K_{sp} para estacas hexagonais vazadas



Fonte: autor.

Figura 69 – Frequência de K_{sp} para estacas seção estrela



Fonte: autor.

Tabela 16: Tabela resumo de K_{sp} para seções de estacas de concreto

Seção	Concreto					
	Quadrada	Circ. Vazada Centrifugada	Circ. Vazada Vibrada	Hexagonal	Hexag. Vazada	Estrela
Núm. de Ensaio	348	127	115	30	60	28
Moda	0,7 a 0,8	0,7 a 0,8	0,7 a 0,8	0,8 a 0,9	0,9 a 1,0	0,7 a 0,8
Média	0,797	0,726	0,764	0,878	0,882	0,784
Desv. Padrão	0,080	0,105	0,095	0,080	0,119	0,065
Coefic. de Variação (%)	10,0	14,5	12,5	9,1	13,5	8,3

Fonte: autor.

A

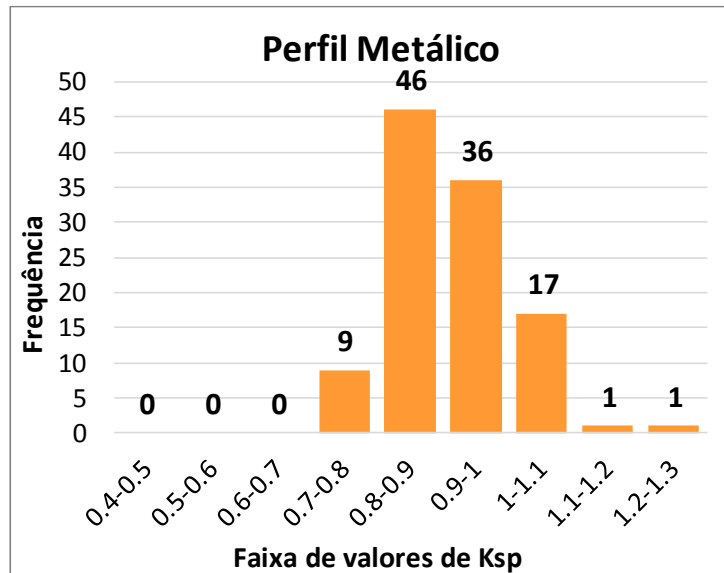
Tabela 16 resume o que foi apresentado nos histogramas anteriores. O número de ensaios em estacas quadradas (348) e circulares vazadas (242) é bastante superior ao das demais seções.

Verifica-se que as estacas de geometria hexagonal apresentaram modas e valores médios de K_{sp} superiores às demais geometrias. O K_{sp} médio dessas duas seções ficou próximo a 0,90, com faixas de moda de 0,8 a 0,9 (hexagonal) e 0,9 a 1,0 (hexagonal vazada). Nas demais seções, a média de K_{sp} manteve-se abaixo de 0,80 com modas na faixa 0,7 a 0,8.

Observa-se que os coeficientes de variação resultaram entre 8,3% e 14,5% – sendo o menor referente às estacas de seção estrela e o maior às circulares vazadas de concreto centrifugado.

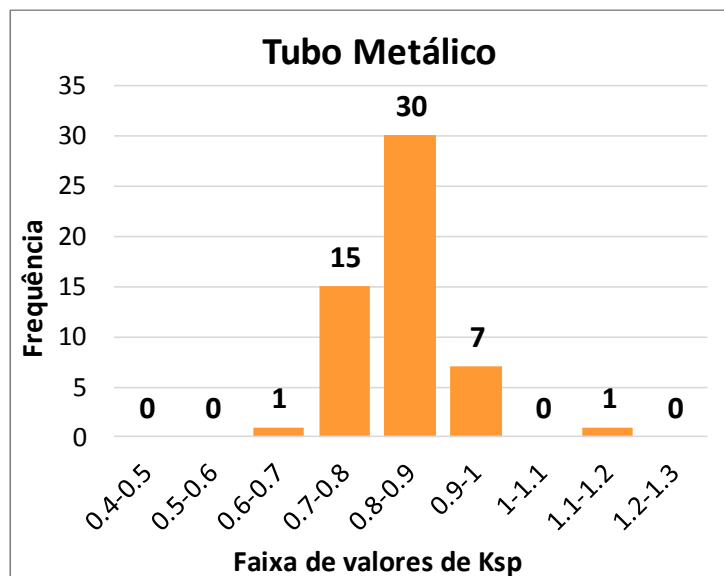
A seguir, estão dispostos os histogramas para as seções de estacas de aço, também seguidos de uma tabela resumo:

Figura 70 – Frequência de K_{sp} para perfis metálicos de seção H

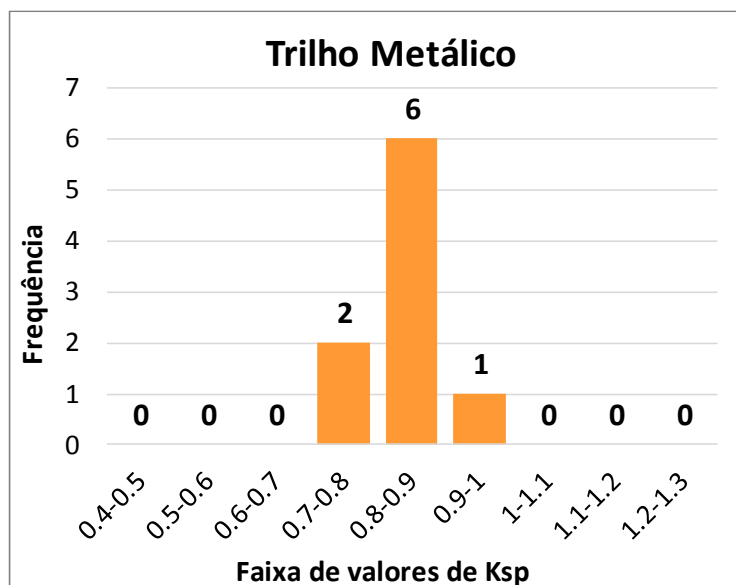


Fonte: autor.

Figura 71 – Frequência de K_{sp} para estacas metálicas de seção tubular



Fonte: autor.

Figura 72 – Frequência de K_{sp} para estacas metálicas de seção tipo trilho

Fonte: autor.

Tabela 17: Tabela resumo de K_{sp} para seções de estacas de aço

Seção	Aço		
	Perfil metálico	Tubular	Trilho
Núm. de Ensaios	110	54	9
Moda	0,8 a 0,9	0,8 a 0,9	0,8 a 0,9
Média	0,910	0,838	0,841
Desv. Padrão	0,091	0,068	0,054
Coefic. de Variação (%)	9,9	8,2	6,4

Fonte: autor.

A Tabela 17 resume os histogramas referentes às estacas metálicas. O número de ensaios em estacas de seção Trilho é muito pequeno (9) em relação às estacas tubulares (54) e aos perfis metálicos (110), tornando-os estatisticamente menos significativos do que das outras geometrias.

Verifica-se que todas as seções mantiveram moda na faixa de K_{sp} 0,8 a 0,9.

Sobre os perfis metálicos: eles apresentaram valor médio de K_{sp} de 0,910, valor superior às demais geometrias e, observa-se no histograma da Figura 70, que em aproximadamente 75% dos ensaios, o K_{sp} obtido foi entre 0,8 e 1,0. A média de K_{sp} das outras duas geometrias (trilho e tubular) foi a mesma – igual a 0,84.

Todos os coeficientes de variação ficaram abaixo dos 10%.

3.5.5. K_{sp} por área da seção transversal

Após análise por tipo de geometria, convém também realizar a aferição de K_{sp} por área da seção transversal (A), dividida em faixas de valores.

Para melhor dividir a quantidade de ensaios, as faixas de análise foram diferenciadas entre estacas de concreto e metálicas. As estacas de concreto foram divididas em faixas a cada $0,0125 \text{ m}^2$, conforme indicado na Tabela 18 e as estacas metálicas, a cada $0,0050 \text{ m}^2$, como indicado na Tabela 19.

Tabela 18: Faixas de área da seção transversal para estacas de concreto



Faixas de área (m^2)	Quantidade de ensaios
	Concreto
$0 < A \leq 0,0125$	
$0,0125 < A \leq 0,0250$	
$0,0250 < A \leq 0,0375$	7
$0,0375 < A \leq 0,0500$	48
$0,0500 < A \leq 0,0625$	104
$0,0625 < A \leq 0,0750$	168
$0,0750 < A \leq 0,0875$	211
$0,0875 < A \leq 0,1000$	77
$0,1000 < A \leq 0,1125$	32
$0,1125 < A \leq 0,1250$	61
$0,1250 < A \leq 0,1375$	

Fonte: autor.

Tabela 19: Faixas de área da seção transversal para estacas metálicas

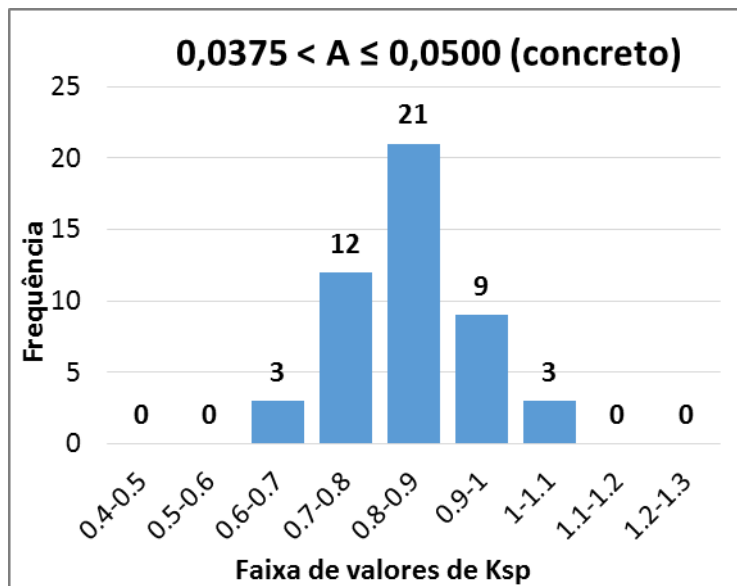
Faixas de área (m ²)	Quantidade de ensaios
	Metálica
$0 < A \leq 0,005$	7
$0,005 < A \leq 0,010$	21
$0,010 < A \leq 0,015$	52
$0,015 < A \leq 0,020$	93
$0,020 < A \leq 0,025$	

- **Legenda:**

 ou  Faixa analisada. Estacas de concreto e metálicas, respectivamente. As demais faixas são pouco representativas.

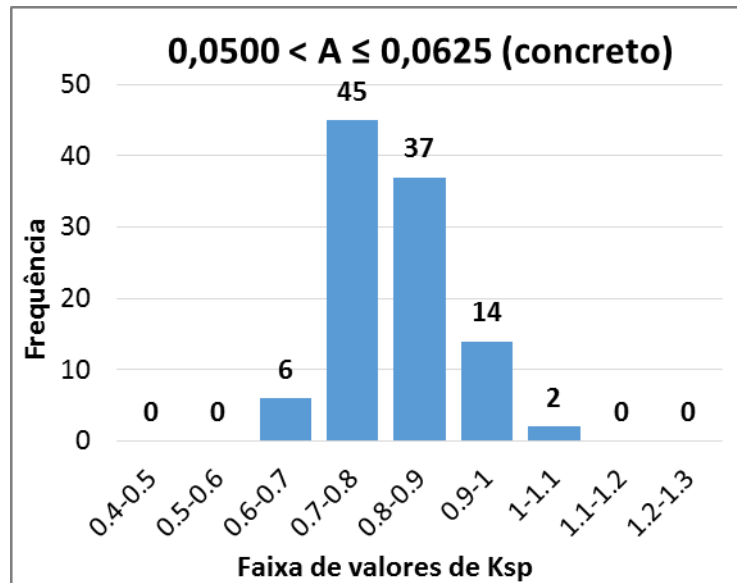
Fonte: autor.

Os histogramas de K_{sp} para estacas de concreto, organizados por faixa de área da seção transversal (A), estão apresentados abaixo, seguidos de duas tabelas resumo:

Figura 73 – Frequência de K_{sp} de estacas de concreto ($0,0375 < A \leq 0,050$)

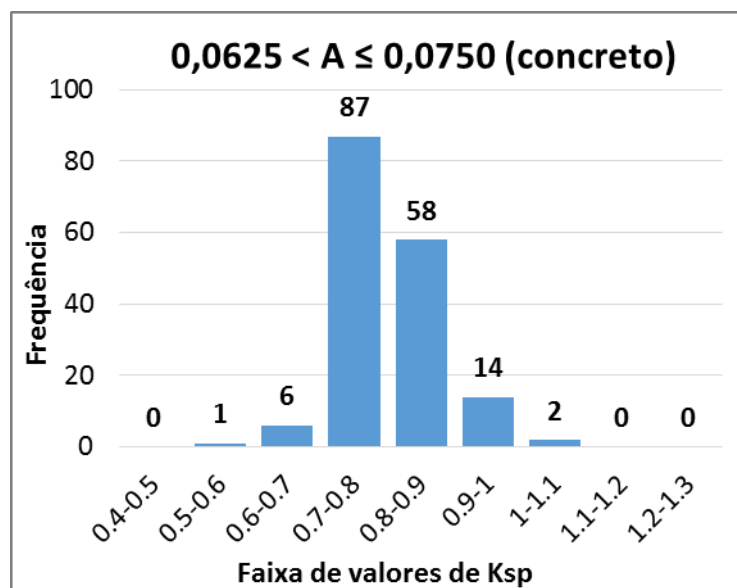
Fonte: autor.

Figura 74 – Frequência de K_{sp} de estacas de concreto ($0,050 < A \leq 0,0625$)

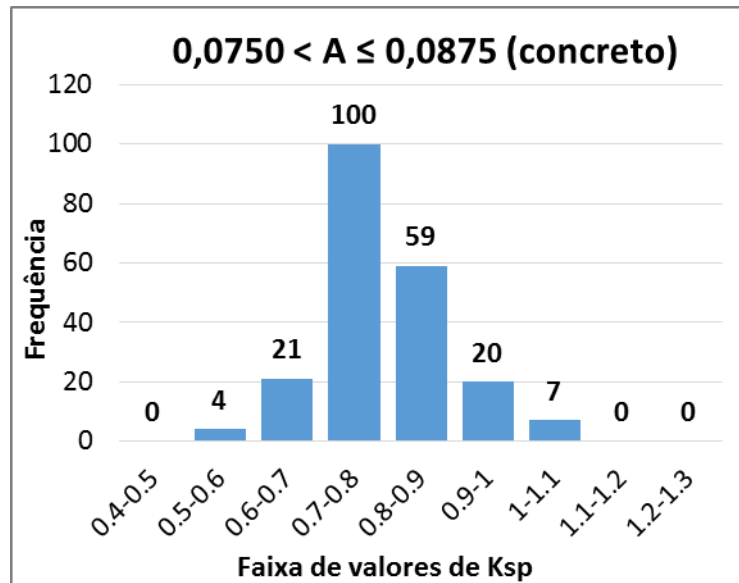


Fonte: autor.

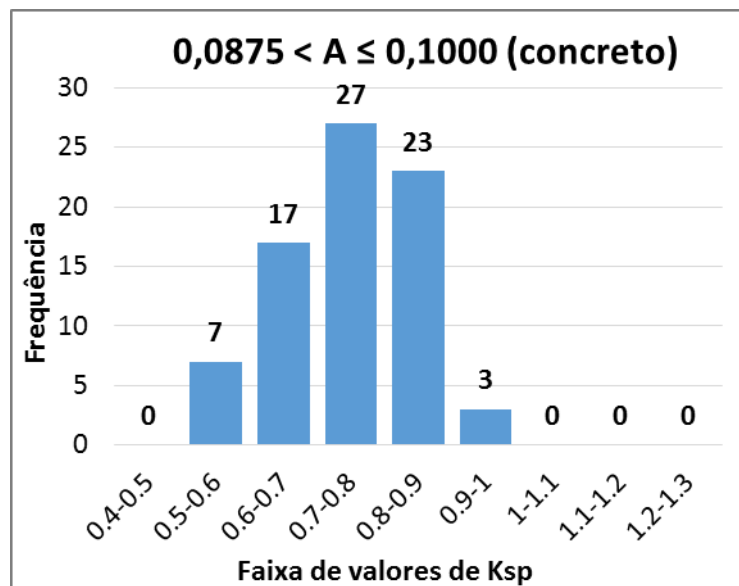
Figura 75 – Frequência de K_{sp} de estacas de concreto ($0,0625 < A \leq 0,075$)



Fonte: autor.

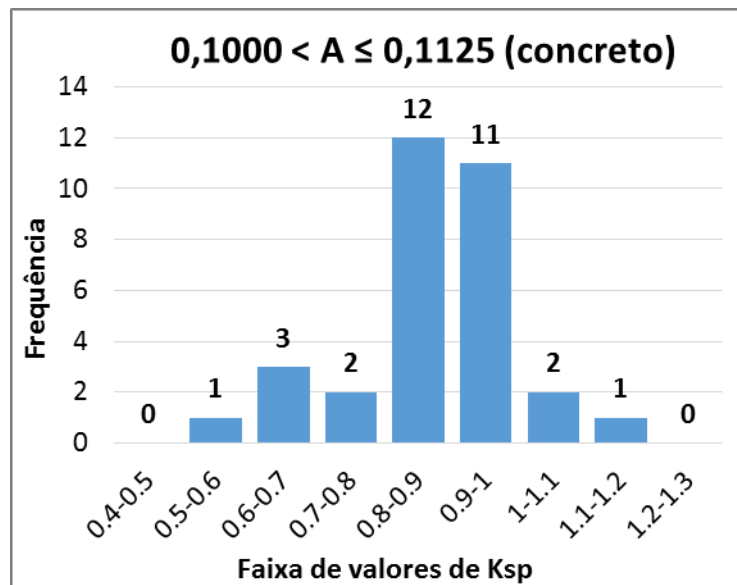
Figura 76 – Frequência de K_{sp} de estacas de concreto ($0,075 < A \leq 0,0875$)

Fonte: autor.

Figura 77 – Frequência de K_{sp} de estacas de concreto ($0,0875 < A \leq 0,100$)

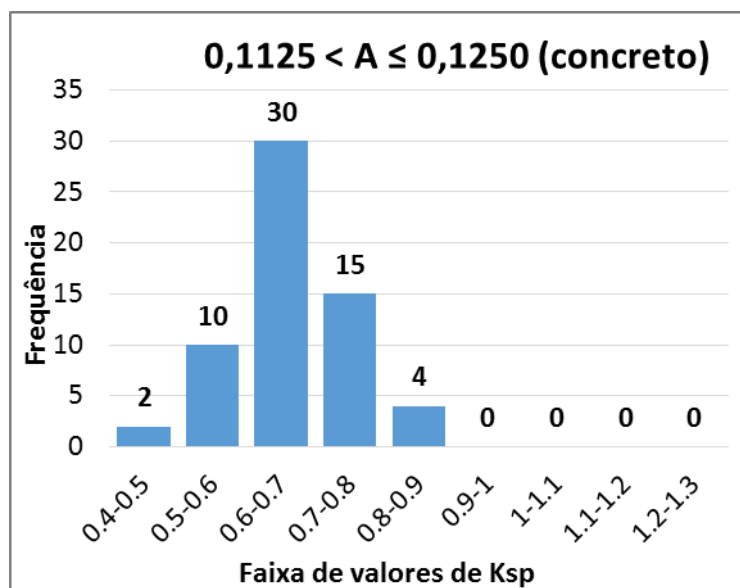
Fonte: autor.

Figura 78 – Frequência de K_{sp} de estacas de concreto ($0,100 < A \leq 0,1125$)



Fonte: autor.

Figura 79 – Frequência de K_{sp} de estacas de concreto ($0,1125 < A \leq 0,125$)



Fonte: autor.

Tabela 20: Tabela resumo de K_{sp} para faixas de área de seção - concreto

Faixa de A (m ²)	Concreto			
	0,0375<A≤0,050	0,050<A≤0,0625	0,0625<A≤0,075	0,075<A≤0,0875
Núm. de Ensaio	48	104	168	211
Moda	0,8 a 0,9	0,7 a 0,8	0,7 a 0,8	0,7 a 0,8
Média	0,853	0,813	0,801	0,792
Desv. Padrão	0,094	0,080	0,073	0,096
Coefic. de Variação (%)	11,0	9,8	9,1	12,1

Fonte: autor.

Tabela 21: Tabela resumo de K_{sp} para faixas de área de seção – concreto (continuação)

Faixa de A (m ²)	Concreto		
	0,0875<A≤0,100	0,100<A≤0,1125	0,1125<A≤0,125
Núm. de Ensaio	77	32	61
Moda	0,7 a 0,8	0,8 a 0,9	0,6 a 0,7
Média	0,744	0,875	0,661
Desv. Padrão	0,093	0,116	0,086
Coefic. de Variação (%)	12,5	13,2	13,0

Fonte: autor.

Na menor faixa de área, obteve-se moda 0,8 a 0,9. Nas quatro faixas seguintes a moda foi 0,7 a 0,8, voltando novamente para 0,8 a 0,9 na faixa $0,100 < A \leq 0,1125$. A última faixa apresentou a menor faixa modal, 0,6 a 0,7.

Há uma tendência de queda do K_{sp} médio com o aumento da área da seção transversal, exceto pela faixa $0,100 < A \leq 0,1125$ que visivelmente destoa das demais.

Investigando mais detalhadamente, essa faixa ($0,100 < A \leq 0,1125$) possui 32 ensaios, dos quais 28 pertencem à Obra 8 (SP) e os outros 4 à Obra 2 (RJ). Todas as estacas são hexagonais vazadas de 45cm de diagonal – geometria que se destacou da média das demais, como observado na seção anterior (3.5.4) e na

Tabela 16.

Ainda: separando os 32 ensaios dessa faixa ($0,100 < A \leq 0,1125$) por obra, é fácil verificar onde o K_{sp} destoou tanto da tendência das faixas anteriores: o valor médio de K_{sp} para a Obra 8 (28 ensaios) foi 0,91, enquanto que para a Obra 2 (4 ensaios), 0,63 – diferença muito significativa.

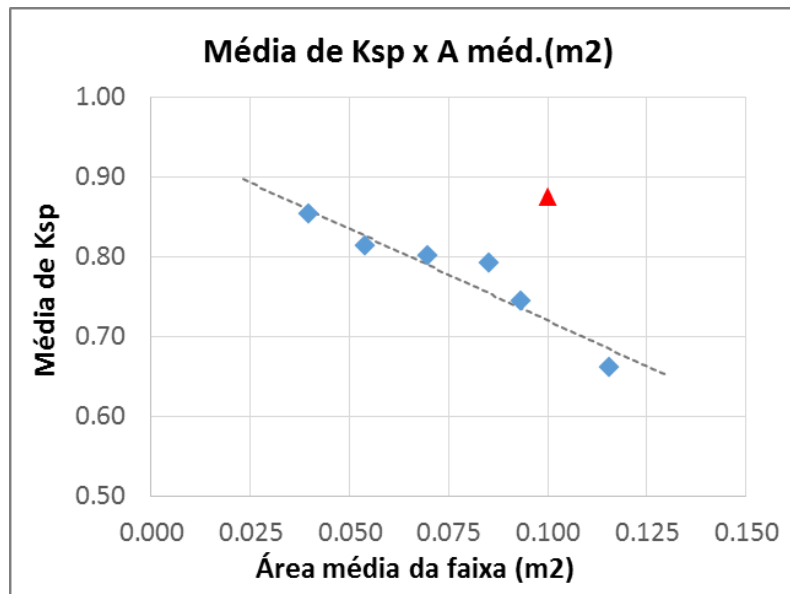
Mesmo o menor K_{sp} da Obra 8 (0,76) ainda é superior ao maior K_{sp} da Obra 2 (0,66).

Para se perceber graficamente essa questão de distorção da faixa $0,100 < A \leq 0,1125$ em relação às demais, foi plotado um gráfico na Figura 80 entre valores médios de área versus o K_{sp} médio de cada faixa. Os pontos plotados estão relacionados na Tabela 22:

Tabela 22: Área média da faixa e valor médio de K_{sp}

Faixa de área da seção (m ²)	Área média (m ²)	Média de K_{sp}
0,0375 < A ≤ 0,0500	0.040	0.853
0,0500 < A ≤ 0,0625	0.054	0.813
0,0625 < A ≤ 0,0750	0.070	0.801
0,0750 < A ≤ 0,0875	0.085	0.792
0,0875 < A ≤ 0,1000	0.093	0.744
0,1000 < A ≤ 0,1125	0.100	0.875
0,1125 < A ≤ 0,1250	0.116	0.661

Fonte: autor.

Figura 80 – Média de K_{sp} de cada faixa versus A média - concreto

Fonte: autor.

Os pontos da Figura 80 indicam a tendência de diminuição do K_{sp} médio com o aumento da área da seção transversal. Por estar demasiadamente destoante das demais (pelas razões descritas anteriormente), a sexta faixa ($0,100 < A \leq 0,1125$) foi desconsiderada na indicação da reta que ilustra a tendência.

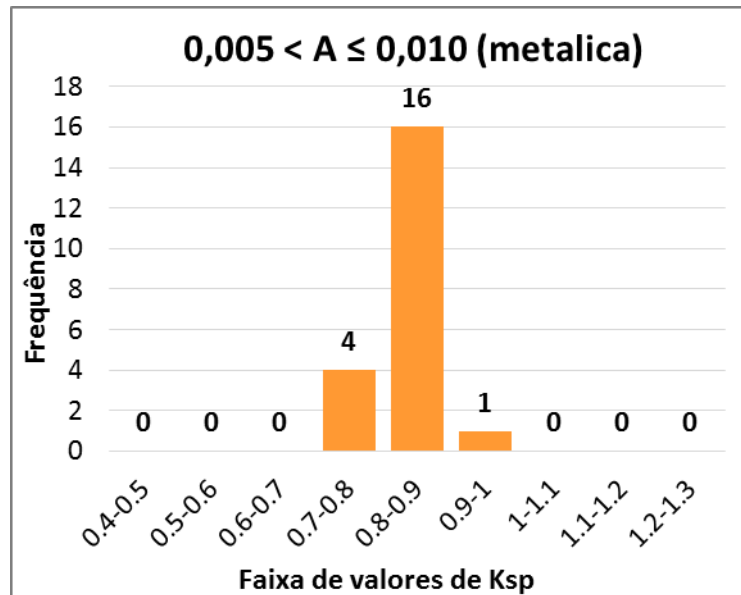
No entanto, cabe uma ressalva que também será feita para as outras análises de dispersão de K_{sp} : tais tendências são referente às médias das distribuições tendo, portanto, uma dispersão de valores inerente aos pontos (vide os coeficientes de variação), uma vez que cada ponto é representativo de uma distribuição de frequência.

Os coeficientes de variação (ou desvios padrão relativos) das faixas analisadas, por exemplo, são da ordem de 11% (chegando aos 13% em duas faixas). Isso denota numericamente a dispersão que pode, igualmente, ser percebida nos histogramas apresentados para cada faixa.

Por isso, quaisquer que fossem as equações propostas para esses pontos, requereriam prudência para serem utilizadas na prática, sempre necessitando de validações por meio de ensaios.

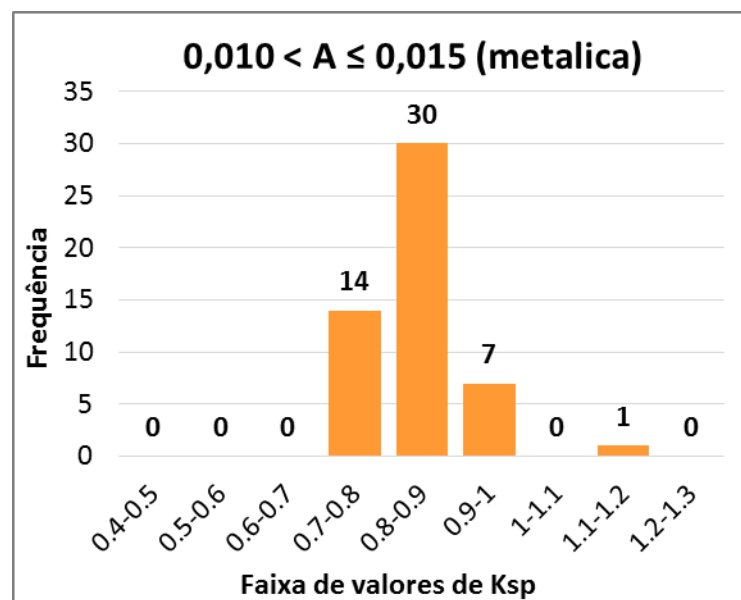
Para as estacas metálicas, estão apresentadas abaixo as distribuições de K_{sp} , organizadas por faixa área da seção transversal (A):

Figura 81 – Frequência de K_{sp} de estacas metálicas ($0,005 < A \leq 0,010$)

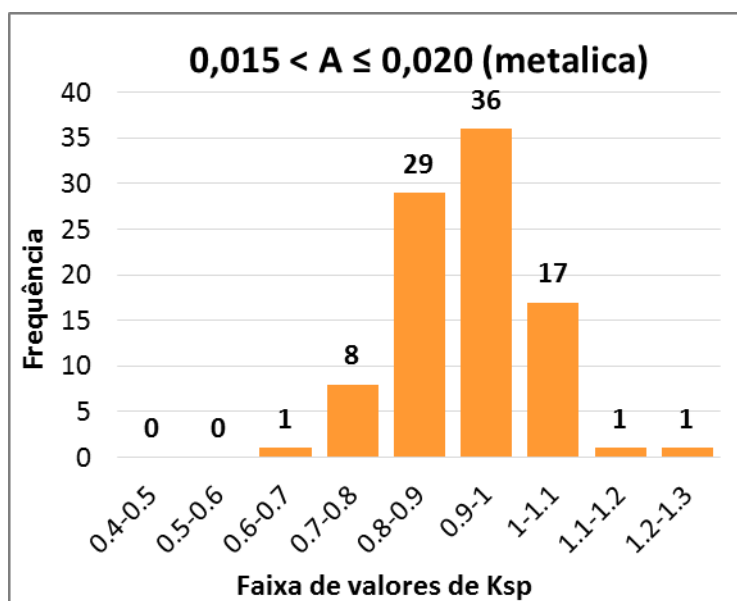


Fonte: autor.

Figura 82 – Frequência de K_{sp} de estacas metálicas ($0,010 < A \leq 0,015$)



Fonte: autor.

Figura 83 – Frequência de K_{sp} de estacas metálicas ($0,015 < A \leq 0,020$)

Fonte: autor.

Tabela 23: Tabela resumo de K_{sp} para faixas de área de seção – metálicas

Faixa de A (m ²)	Metálicas		
	0,005 < A ≤ 0,01	0,01 < A ≤ 0,015	0,015 < A ≤ 0,02
Núm. de Ensaio	21	52	93
Moda	0,8 a 0,9	0,8 a 0,9	0,9 a 1,0
Média	0,830	0,842	0,923
Desv. Padrão	0,045	0,066	0,093
Coefic. de Variação (%)	5,4	7,8	10,1

Fonte: autor.

De modo inverso ao das estacas de concreto, o valor de K_{sp} médio foi superior aos demais na maior faixa de áreas.

A moda foi de 0,8 a 0,9 nas duas primeiras faixas e 0,9 a 1,0 quando $0,015 < A \leq 0,02$. O K_{sp} médio se manteve praticamente constante nas duas primeiras faixas (0,83-0,84), subindo para 0,92 na terceira faixa, que contém o maior número de ensaios (93).

Observou-se baixa dispersão de resultados, especialmente nas duas

primeiras faixas, onde o coeficiente de variação foi de 5,4 e 7,8%, respectivamente.

A manutenção de K_{sp} praticamente constante nas duas primeiras faixas (aproximadamente 0,84), associada à baixa quantidade de faixas de valores (3) não permitem traçar, para estacas metálicas, nenhuma tendência gráfica de K_{sp} em relação à área da seção transversal.

3.5.6. K_{sp} por faixa de comprimento



A fim de verificar a distribuição de K_{sp} em relação aos comprimentos de estaca (L), os parâmetros também foram agrupados por faixas.

Algumas faixas apresentaram baixas quantidades de ensaios, o que as torna pouco representativas. Por isso, não serão analisadas. A divisão em faixas de comprimento (L) se deu conforme indicado na Tabela 24:

Tabela 24: Faixas de comprimento analisadas

Faixas de Comprimento (m)	Quantidade de ensaios	
	Concreto	Metálica
$0 < L \leq 5$		
$5 < L \leq 10$		1
$10 < L \leq 15$	170	22
$15 < L \leq 20$	346	25
$20 < L \leq 25$	159	108
$25 < L \leq 30$	30	3
$30 < L \leq 35$	3	4
$35 < L \leq 40$		3
$40 < L \leq 45$		6
$45 < L \leq 50$		
$50 < L \leq 55$		1

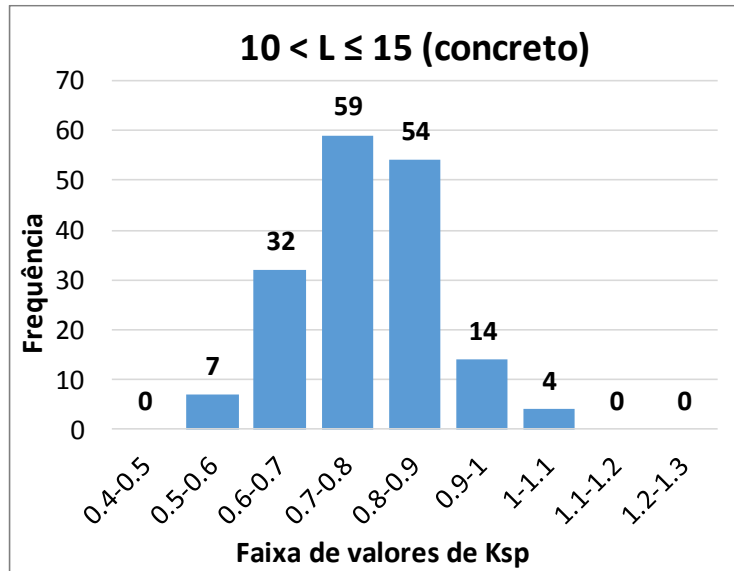
- Legenda:

 ou  Faixa analisada. Estacas de concreto e metálicas, respectivamente. As demais faixas são pouco representativas.

Fonte: autor.

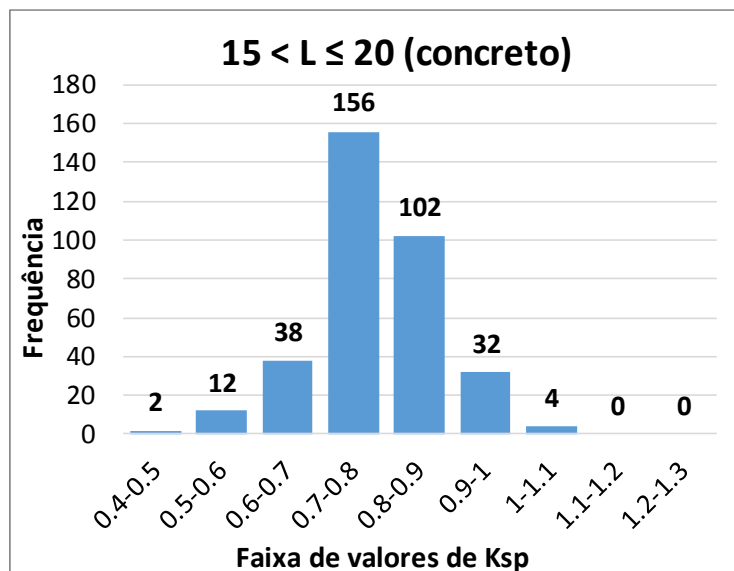
Os histogramas de K_{sp} para estacas de concreto, organizados por faixa de comprimento, estão apresentados a seguir, juntamente a uma tabela resumo:

Figura 84 – Frequência de K_{sp} de estacas de concreto ($10 < L \leq 15$)



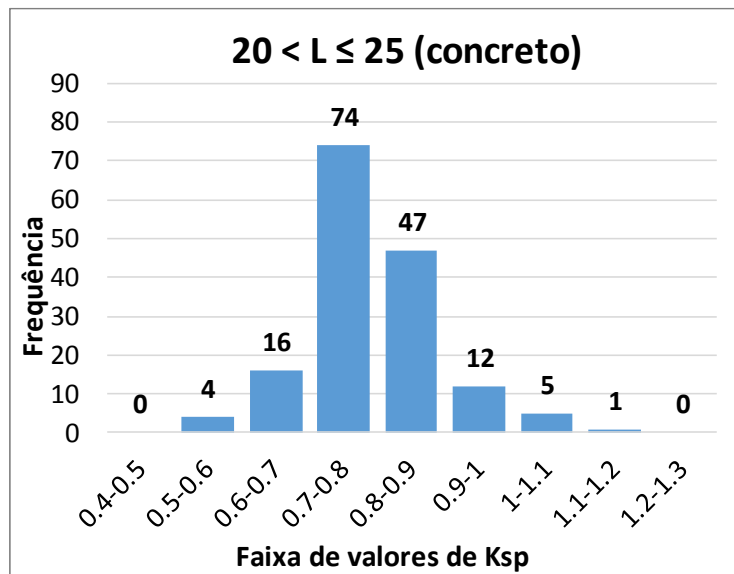
Fonte: autor.

Figura 85 – Frequência de K_{sp} de estacas de concreto ($15 < L \leq 20$)



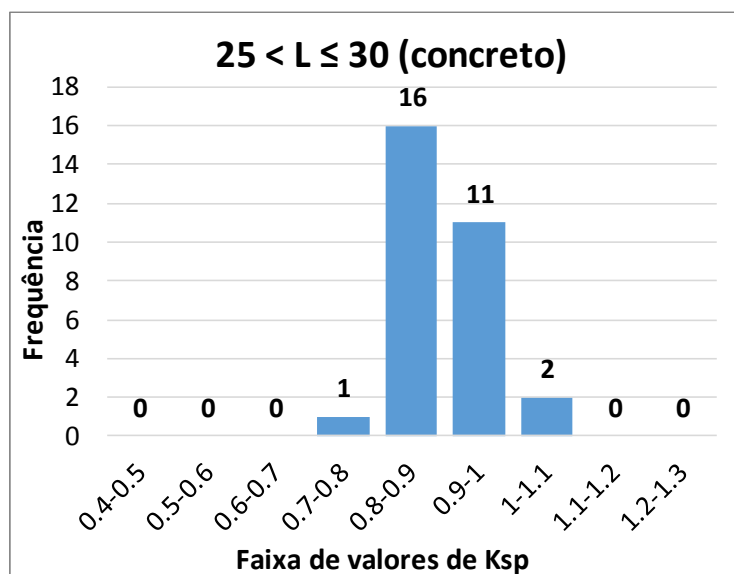
Fonte: autor.

Figura 86 – Frequência de K_{sp} de estacas de concreto ($20 < L \leq 25$)



Fonte: autor.

Figura 87 – Frequência de K_{sp} de estacas de concreto ($25 < L \leq 30$)



Fonte: autor.

Tabela 25: Tabela resumo de K_{sp} para faixas de comprimento - concreto

Faixa de Comprimento (m)	Concreto			
	$10 < L \leq 15$	$15 < L \leq 20$	$20 < L \leq 25$	$25 < L \leq 30$
Núm. de Ensaios	170	346	159	30
Moda	0,7 a 0,8	0,7 a 0,8	0,7 a 0,8	0,8 a 0,9
Média	0,781	0,780	0,794	0,895
Desv. Padrão	0,105	0,096	0,097	0,064
Coefic. de Variação (%)	13,5	12,3	12,2	7,1

Fonte: autor.

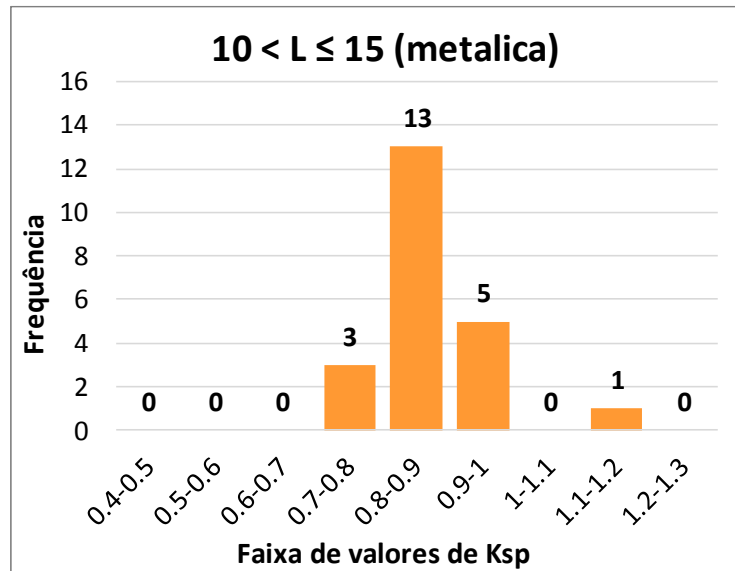
Nas três primeiras faixas de comprimento, que estão entre 10 e 25 m, não se verificou mudança significativa no valor médio de K_{sp} , que se manteve próximo à média geral das estacas de concreto (0,789). O coeficiente de variação também denotou dispersão muito semelhante ao seu valor geral médio (12,7%).

Já na última faixa, entre os 25 e 30m de comprimento, o parâmetro K_{sp} apresentou média 0,90, muito superior aos demais, fato esse corroborado pela moda da amostra, que se posicionou um intervalo acima das outras (0,8 a 0,9).

Embora a última faixa tenha apresentado valor superior de K_{sp} , isso não é suficiente para configurar tendência de variação do K_{sp} médio em relação ao comprimento das estacas, visto que o valor médio se manteve constante nas três faixas anteriores – faixas essas que, inclusive, detém 95% dos ensaios (675 de 708).

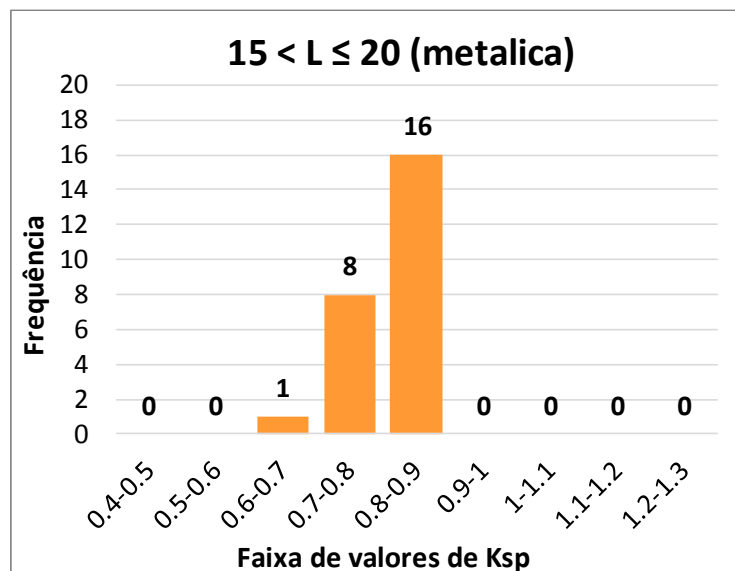
Os histogramas de K_{sp} para estacas metálicas, organizados por faixas de comprimento, estão apresentados abaixo, seguidos de uma tabela resumo:

Figura 88 – Frequência de K_{sp} de estacas metálicas ($10 < L \leq 15$)

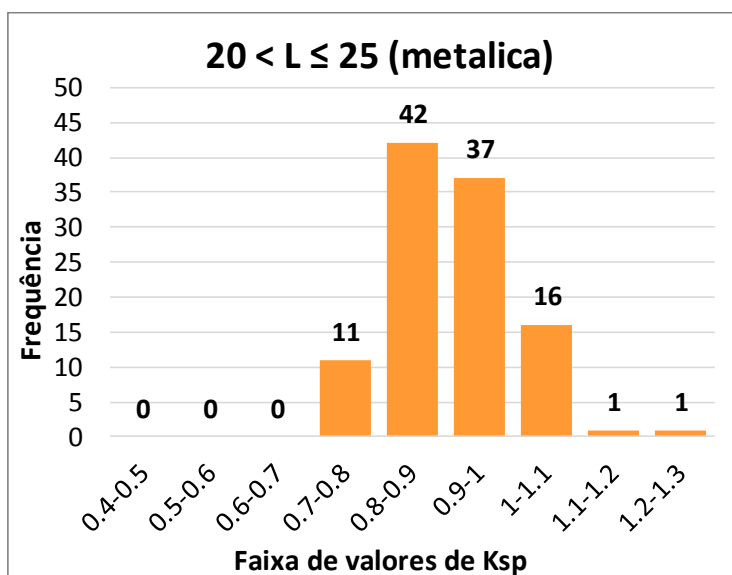


Fonte: autor.

Figura 89 – Frequência de K_{sp} de estacas metálicas ($15 < L \leq 20$)



Fonte: autor.

Figura 90 – Frequência de K_{sp} de estacas metálicas ($20 < L \leq 25$)

Fonte: autor.

Tabela 26: Tabela resumo de K_{sp} para faixas de comprimento - metálicas

Faixa de Comprimento (m)	Metálicas		
	$10 < L \leq 15$	$15 < L \leq 20$	$20 < L \leq 25$
Núm. de Ensaios	22	25	108
Moda	0,8 a 0,9	0,8 a 0,9	0,8 a 0,9
Média	0,862	0,816	0,911
Desv. Padrão	0,077	0,049	0,089
Coefic. de Variação (%)	9,0	6,0	9,8

Fonte: autor.

Em todas as três faixas de comprimento analisadas, o K_{sp} médio se mostrou semelhante à média geral de estacas metálicas (0,88), tendo como valor mais distante o da faixa intermediária ($15 < L \leq 20$ m). Os coeficientes de variação se mantiveram abaixo dos 10% nas três faixas.

Assim como para as estacas de concreto, não se observou nenhuma tendência de variação do K_{sp} médio com o comprimento das estacas.

3.5.7. K_{sp} pela relação L/D

Pode-se ainda agregar uma outra grandeza à verificação anterior quanto aos comprimentos: a dimensão principal (D) das estacas analisando a razão adimensional L/D.



A dimensão principal (D), ou “dimensão básica”, como define a NBR 16258 (ABNT, 2014), é caracterizada nas estacas quadradas pela medida do lado da seção transversal; em estacas circulares, é igual ao diâmetro; nos demais casos, refere-se à maior dimensão da seção – em geral, uma diagonal. No caso das estacas de aço tipo perfil metálico e trilho, é igual à altura da seção transversal.

Assim como na análise anterior, a amostra de estacas foi dividida em faixas da relação entre o comprimento e a dimensão principal (L/D). A divisão se deu conforme apresentado na Tabela 27:

Tabela 27: Faixas de L/D analisadas

Faixas da relação L/D	Quantidade de ensaios	
	Concreto	Metálica
$0 < L/D \leq 20$		1
$20 < L/D \leq 40$	173	35
$40 < L/D \leq 60$	279	23
$60 < L/D \leq 80$	226	91
$80 < L/D \leq 100$	28	
$100 < L/D \leq 120$	2	5
$120 < L/D \leq 140$		10
$140 < L/D \leq 160$		2
$160 < L/D \leq 180$		6

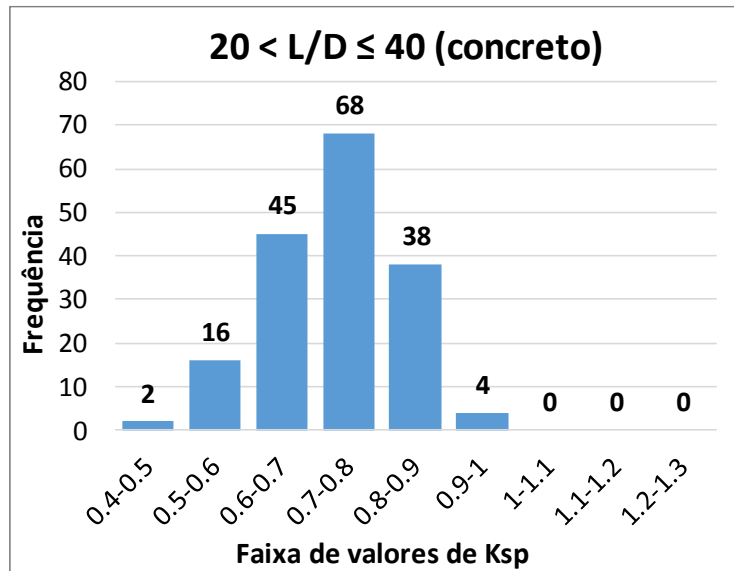
- Legenda:

 ou  Faixa analisada. Estacas de concreto e metálicas, respectivamente. As demais faixas são pouco representativas.

Fonte: autor.

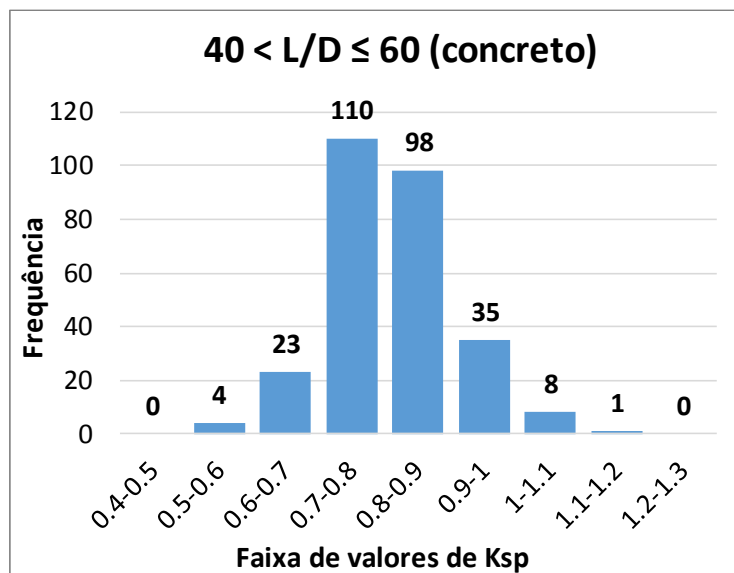
Os histogramas de K_{sp} para estacas de concreto, organizados por faixa de L/D, estão apresentados abaixo, seguidos de uma tabela resumo:

Figura 91 – Frequência de K_{sp} de estacas de concreto ($20 < L/D \leq 40$)



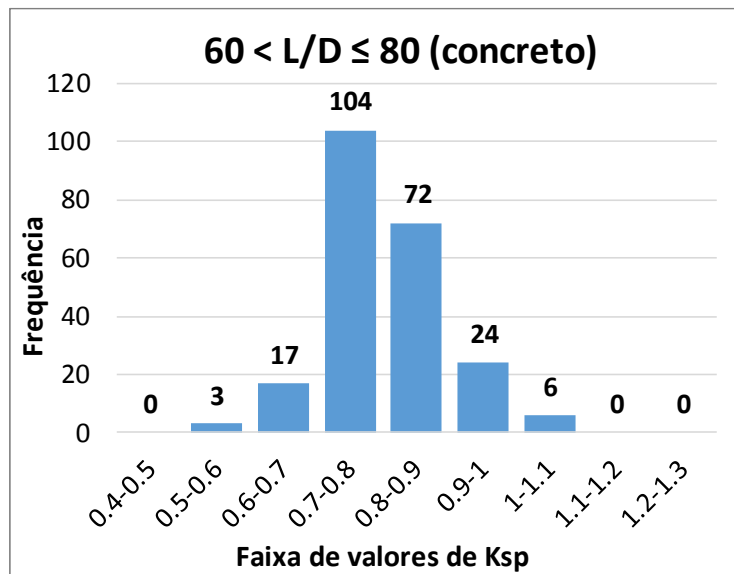
Fonte: autor.

Figura 92 – Frequência de K_{sp} de estacas de concreto ($40 < L/D \leq 60$)



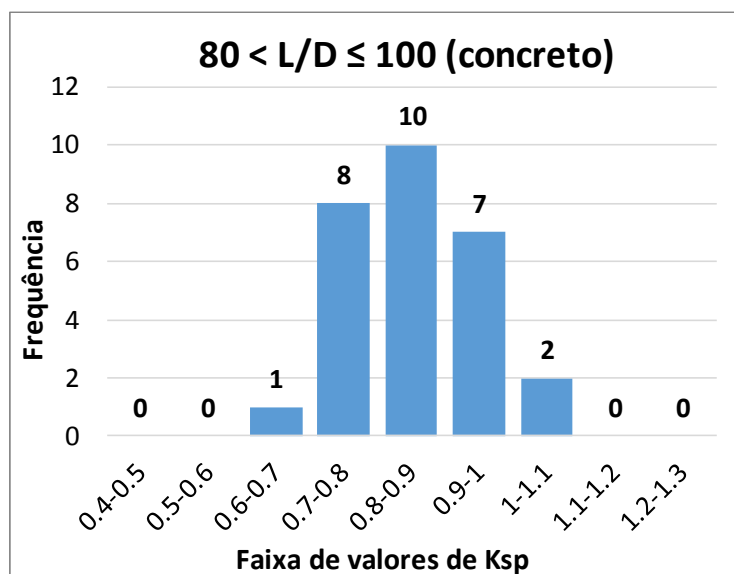
Fonte: autor.

Figura 93 – Frequência de K_{sp} de estacas de concreto ($60 < L/D \leq 80$)



Fonte: autor.

Figura 94 – Frequência de K_{sp} de estacas de concreto ($80 < L/D \leq 100$)



Fonte: autor.

Tabela 28: Tabela resumo de K_{sp} para faixas de L/D - concreto

Faixa de L/D	Concreto			
	$20 < L/D \leq 40$	$40 < L/D \leq 60$	$60 < L/D \leq 80$	$80 < L/D \leq 100$
Núm. de Ensaios	173	279	226	28
Moda	0,7 a 0,8	0,7 a 0,8	0,7 a 0,8	0,8 a 0,9
Média	0,727	0,810	0,802	0,859
Desv. Padrão	0,097	0,094	0,091	0,098
Coefic. de Variação (%)	13,3	11,5	11,3	11,4

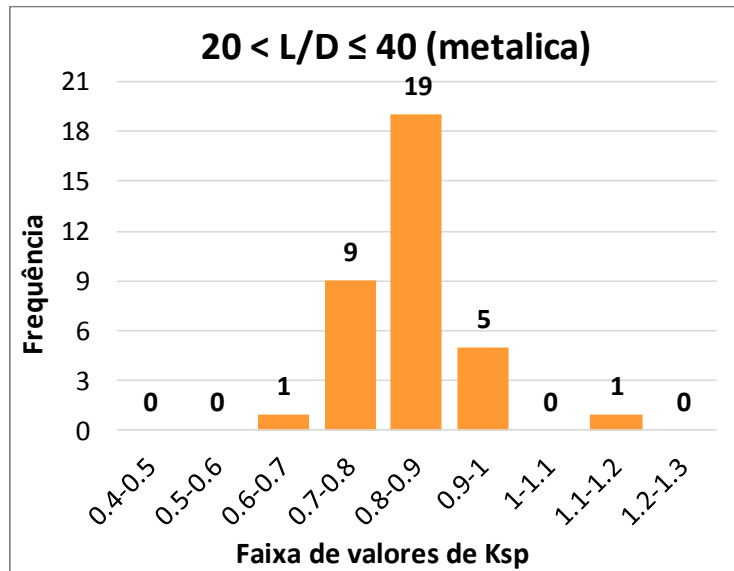
Fonte: autor.

Pela Tabela 28, observa-se que a moda de valores de K_{sp} foi de 0,7 a 0,8 para L/D menores ou iguais a 80, o que engloba 96% dos ensaios.

Quanto aos valores médios, eles indicam a possibilidade da existência de uma tendência de aumento de K_{sp} com aumento da razão L/D. No entanto, o baixo número de pontos (apenas 4), associado a coeficientes de variação mais altos do que aqueles verificados para a maioria das demais grandezas – todos acima dos 11% – torna a tendência pouco significativa, não justificando a produção de um gráfico para representá-la.

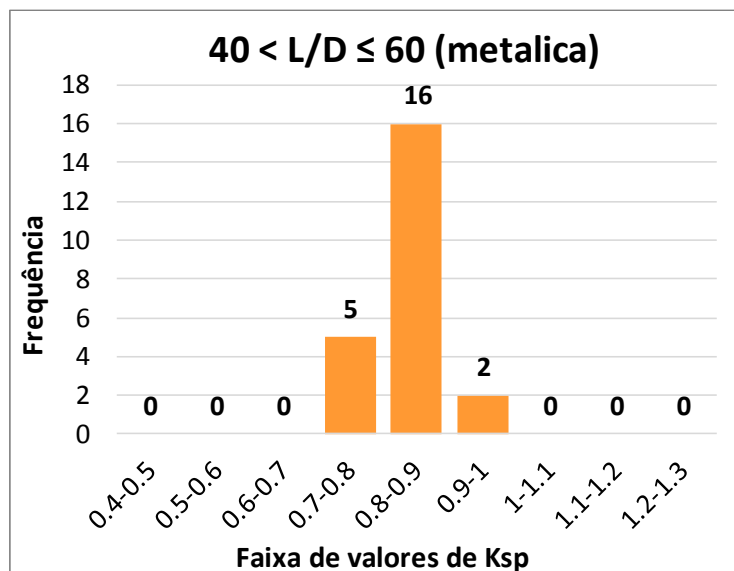
Os histogramas de K_{sp} para estacas metálicas, organizados por faixa de L/D, estão apresentados abaixo, também seguidos de uma tabela resumo:

Figura 95 – Frequência de K_{sp} de estacas metálicas ($20 < L/D \leq 40$)



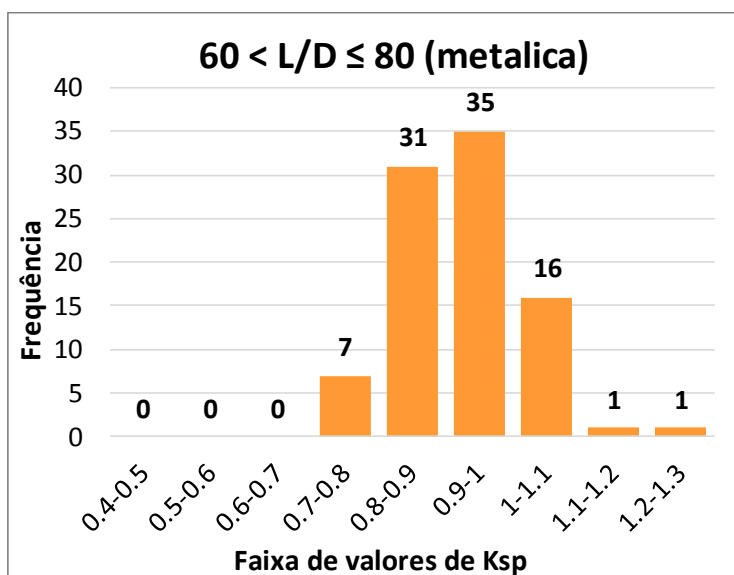
Fonte: autor.

Figura 96 – Frequência de K_{sp} de estacas metálicas ($40 < L/D \leq 60$)



Fonte: autor.

Figura 97 – Frequência de K_{sp} de estacas metálicas ($60 < L/D \leq 80$)



Fonte: autor.

Tabela 29: Tabela resumo de K_{sp} para faixas de L/D - metálicas

Faixa de L/D	Metálicas		
	$20 < L/D \leq 40$	$40 < L/D \leq 60$	$60 < L/D \leq 80$
Núm. de Ensaio	35	23	91
Moda	0,8 a 0,9	0,8 a 0,9	0,9 a 1,0
Média	0,844	0,834	0,923
Desv. Padrão	0,074	0,047	0,090
Coefic. de Variação (%)	8,8	5,7	9,8

Fonte: autor.

No caso das estacas metálicas, as duas primeiras faixas analisadas, que compreendem razões de L/D menores ou iguais a 60, apresentaram moda 0,8 a 0,9, com média de K_{sp} da ordem de 0,84.

A faixa de L/D entre 60 e 80 apresentou valor médio superior, igual a 0,92. No entanto, mesmo com esse K_{sp} médio superior aos demais, não é possível se verificar nenhuma tendência clara quanto à variação de K_{sp} com a razão L/D.

3.5.8. K_{sp} por valores de nega

A verificação de K_{sp} em relação à medida de nega (no golpe) guarda profunda relação com as conclusões depreendidas de Aoki e Cintra (1997) em conjunto com Aoki (1996 apud CINTRA et al., 2013). Isso porque a análise teórica da equação de *Energy Approach* leva à conclusão de que, quando toda a energia é convertida em deslocamento permanente (não conservativa), sem deformação elástica (comportamento de corpo rígido), então K_{sp} tende a 0,5. No extremo oposto, quando toda a energia é convertida em deslocamento elástico (conservativa), sem que haja deslocamento permanente, então K_{sp} tende a 1,0.

Desse modo, convém verificar se há grandes diferenças em K_{sp} quando comparadas situações de nega muito baixa no golpe em relação à outras em que ela é um pouco mais elevada.

As estacas do presente estudo foram divididas em dois grupos: aqueles em a nega (s) no golpe foi menor ou igual a 2 mm e aqueles com nega superior a esse valor, porém menor ou igual a 7 mm – valor máximo contemplado na presente pesquisa, como descrito no início da seção 3.

A quantidade de ensaios que se enquadram em cada um desses dois grupos está discriminada na Tabela 30:

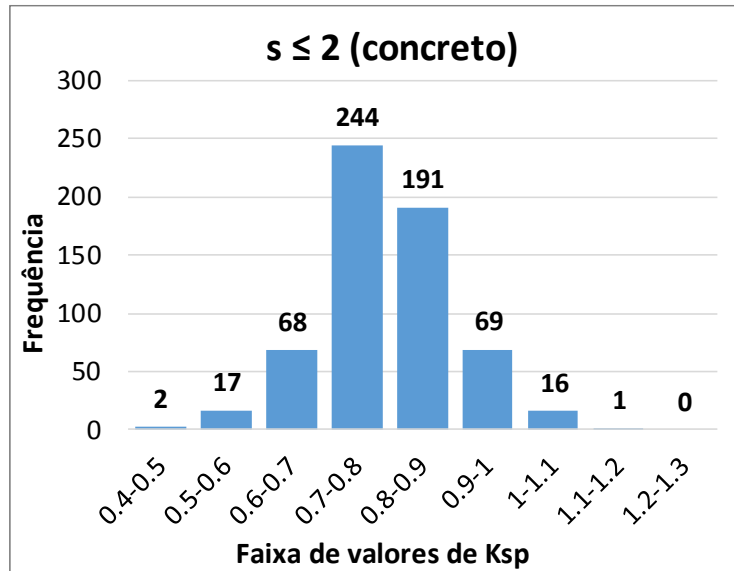
Tabela 30: Faixas de nega analisadas

Faixas de valores de Nega (mm)	Quantidade de ensaios	
	Concreto	Metálica
$s \leq 2$	608	138
$2 < s \leq 7$	100	35

Fonte: autor.

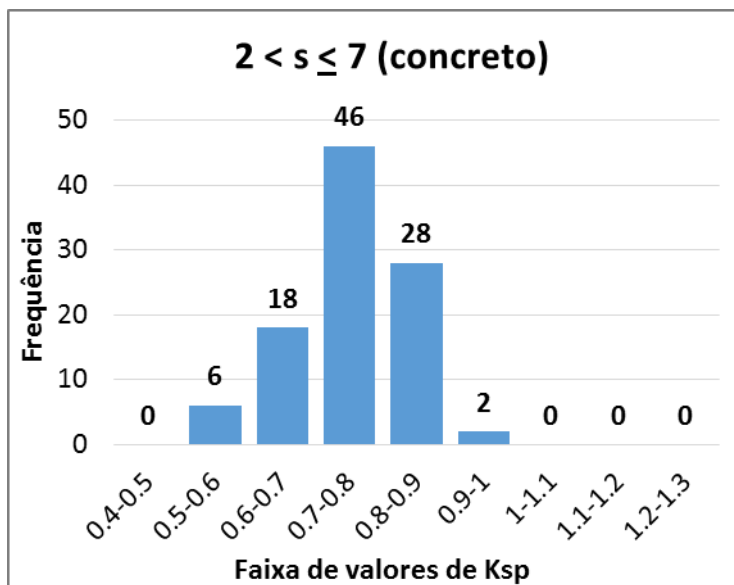
Os histogramas de K_{sp} para estacas de concreto, de acordo com a medida de nega no golpe (s), estão apresentados abaixo, seguidos de uma tabela resumo:

Figura 98 – Frequência de K_{sp} para estacas de concreto com $s \leq 2$ mm



Fonte: autor.

Figura 99 – Frequência de K_{sp} para estacas de concreto com $2 < s \leq 7$ mm



Fonte: autor.

Tabela 31: Tabela resumo de K_{sp} para nega medida - concreto

Nega medida (mm)	Concreto	
	$s \leq 2$	$2 < s \leq 7$
Núm. de Ensaios	608	100
Moda	0,7 a 0,8	0,7 a 0,8
Média	0,795	0,754
Desv. Padrão	0,101	0,088
Coefic. de Variação (%)	12,7	11,6

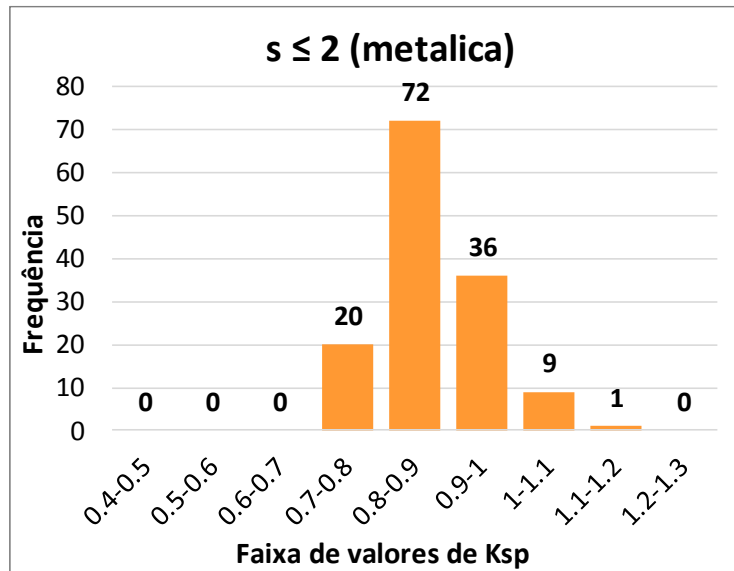
Fonte: autor.

A Tabela 31 evidencia que não houve diferença significativa entre as faixas de nega analisadas. A faixa modal foi 0,7 a 0,8 para ambas, com média de K_{sp} entre 0,75 e 0,80.

O resultado acima, no entanto, não permite concluir que os extremos teóricos de K_{sp} referentes às forças conservativas e não conservativas estão incorretos. Do contrário, permite apenas verificar que todas as estacas com negas inferiores a 7mm no golpe apresentam comportamento similar entre si e que, portanto, esse limite superior de nega (7mm) provavelmente ainda não é suficientemente alto para caracterizar qualquer predominância das forças não conservativas.

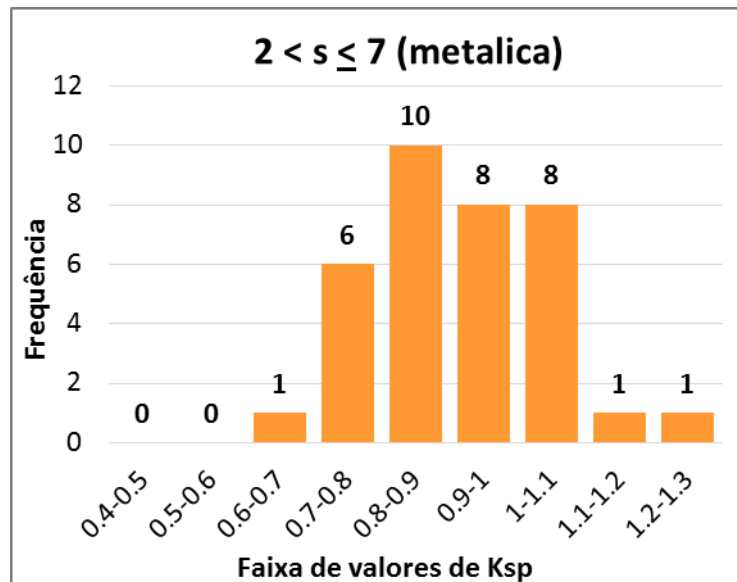
Abaixo estão apresentadas as distribuições de frequência de K_{sp} conforme a faixa de nega para estacas metálicas, seguidas da tabela resumo:

Figura 100 – Frequência de K_{sp} para estacas metálicas com $s \leq 2$



Fonte: autor.

Figura 101 – Frequência de K_{sp} para estacas metálicas com $s > 2$



Fonte: autor.

Tabela 32: Tabela resumo de K_{sp} para nega medida - metálicas

Nega medida (mm)	Metálicas	
	$s \leq 2$	$2 < s \leq 7$
Núm. de Ensaios	138	35
Moda	0,8 a 0,9	0,8 a 0,9
Média	0,875	0,920
Desv. Padrão	0,074	0,129
Coefic. de Variação (%)	8,5	14,0

Fonte: autor.

No caso das estacas metálicas, também não se observaram diferenças significativas entre as faixas. A moda foi 0,8 a 0,9 e os valores médios de K_{sp} iguais a 0,87 e 0,92, sendo possível realizar a mesma análise das estacas de concreto: de que o limite superior de nega (7mm) não se mostra suficientemente alto para caracterizar predominância de forças não conservativas.

3.5.9. K_{sp} e o fator de integridade Beta (β)

Outra relação de K_{sp} a se verificar é com a integridade das estacas – obtida do ensaio dinâmico por meio do fator de integridade Beta, que representa a relação entre impedâncias de duas seções imediatamente adjacentes de uma estaca, conforme descrito pela equação (47).

Assim como no caso da análise da nega, as estacas também foram divididas em dois grupos: aqueles com Beta superior a 80% (menos danificadas ou íntegras) e os demais ensaios, onde o parâmetro Beta foi menor ou igual a 80% (mais danificadas), conforme apresentado na Tabela 33.

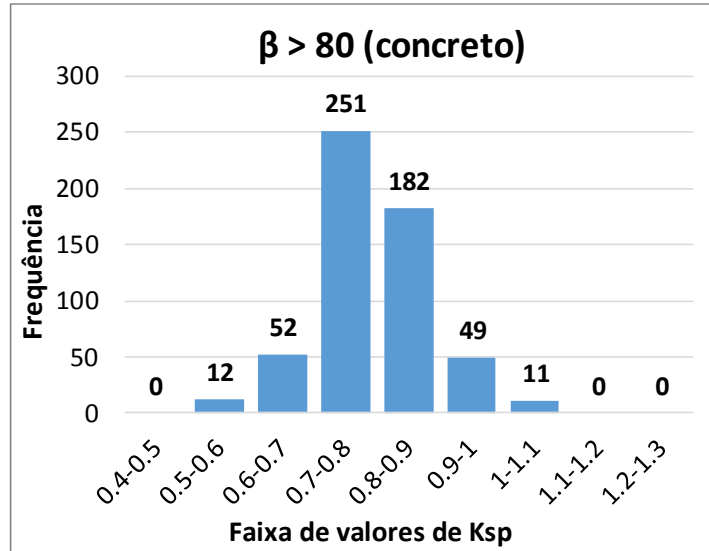
Tabela 33: Faixas de Beta (%) analisadas

Faixas de valores do parâmetro Beta (%)	Quantidade de ensaios	
	Concreto	Metálica (*)
$\beta > 80$	557	110
$\beta \leq 80$	151	9

(*) Não há registro do parâmetro Beta para os 173 ensaios; somente para 119 deles.

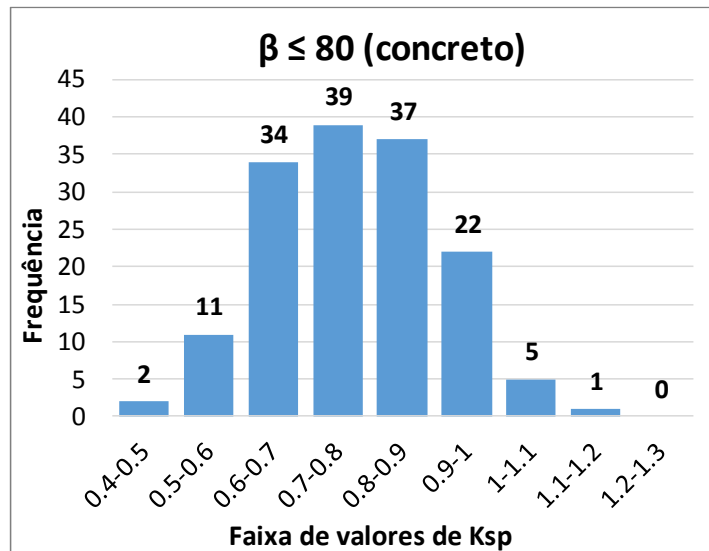
As distribuições de frequência de K_{sp} por faixa de Beta para estacas de concreto estão apresentadas abaixo, seguidas de uma tabela resumo:

Figura 102 – Frequência de K_{sp} para estacas de concreto com $\beta > 80\%$



Fonte: autor.

Figura 103 – Frequência de K_{sp} para estacas de concreto com $\beta \leq 80\%$



Fonte: autor.

Tabela 34: Tabela resumo de K_{sp} para faixas de Beta - concreto

Faixa de Beta (%)	Concreto	
	$\beta > 80\%$	$\beta \leq 80\%$
Núm. de Ensaios	557	151
Moda	0,7 a 0,8	0,7 a 0,8
Média	0,793	0,776
Desv. Padrão	0,089	0,133
Coefic. de Variação (%)	11,3	17,1

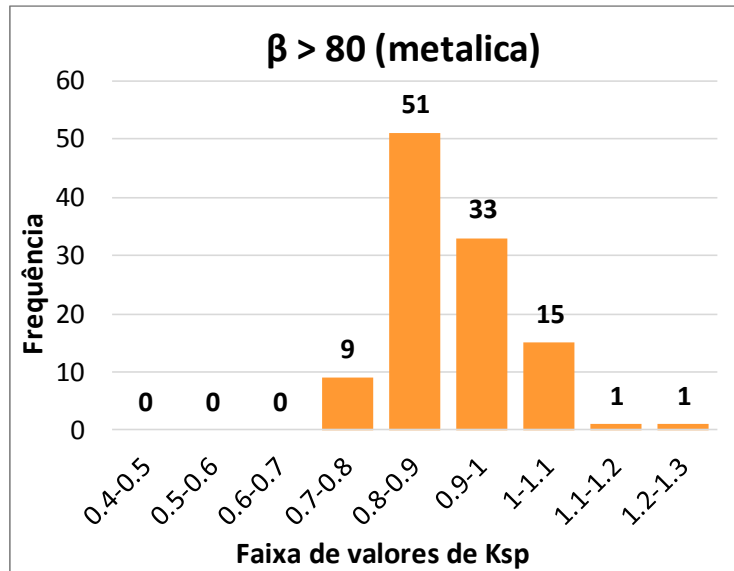
Fonte: autor.

Aparentemente, as duas faixas de Beta resumidas na Tabela 34, assim como analisado para a nega, não possuem diferenças significativas: em relação à faixa modal são iguais em 0,7 a 0,8 e ambas possuem K_{sp} médio próximo a 0,78.

No entanto, algo fica evidenciado pela observação dos histogramas: a distribuição de frequência para valores de $\beta \leq 80\%$ (estacas mais danificadas) é significativamente mais abatida, com “caudas” mais suaves do que da outra faixa analisada ($\beta > 80\%$). A dispersão de K_{sp} quando $\beta \leq 80\%$, portanto, é muito superior à dispersão observada quando $\beta > 80\%$ (estacas menos danificadas ou íntegras). Isso fica numericamente destacado no coeficiente de variação superior a 17% na segunda faixa, em comparação com os 11% da faixa de $\beta > 80\%$.

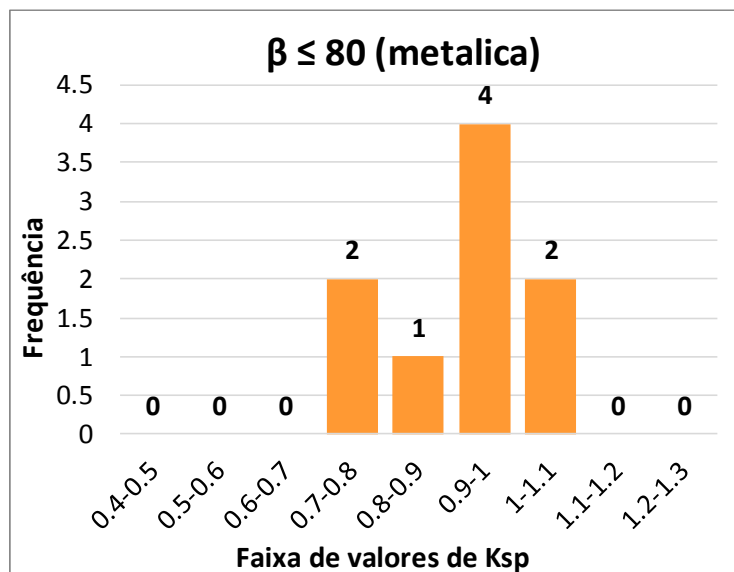
A seguir, as distribuições de frequência de K_{sp} conforme a faixa de Beta analisada para estacas metálicas, também acompanhadas da tabela resumo:

Figura 104 – Frequência de K_{sp} para estacas metálicas com $\beta > 80\%$



Fonte: autor.

Figura 105 – Frequência de K_{sp} para estacas metálicas com $\beta \leq 80\%$



Fonte: autor.

Tabela 35: Tabela resumo de K_{sp} para faixas de Beta - metálicas

Faixa de Beta (%)	Metálica	
	$\beta > 80\%$	$\beta \leq 80\%$
Núm. de Ensaios	110	9
Moda	0,8 a 0,9	0,9 a 1,0
Média	0,905	0,910
Desv. Padrão	0,089	0,104
Coefic. de Variação (%)	9,9	11,4

Fonte: autor.

No caso das estacas metálicas, não se observou diferenças numéricas significativas entre as duas faixas, como pode ser observado na Tabela 35. No entanto, é preciso ressaltar que neste tipo de estaca, em função do comportamento dúctil do material, valores de Beta menores do que 80% são extremamente incomuns, o que implicou no baixo número de ensaios dessa faixa – apenas nove – tornando-a pouco significativa.

3.5.10. K_{sp} pelo percentual de resistência de ponta

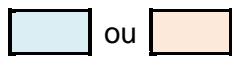
As estacas também foram divididas quanto ao seu percentual de resistência de ponta, avaliado na análise CAPWAP.

Uma vez que é necessário que tenha se realizado a análise CAPWAP para se obter um detalhamento relativo à distribuição de resistência, há disponíveis 204 análises CAPWAP em estacas de concreto e 90 em estacas metálicas. Elas foram divididas conforme as faixas de percentual de resistência na ponta ((%)RP) descritas na Tabela 36.

Tabela 36: Faixas de (%)RP analisadas

Faixas de percentuais de carga na ponta (%)	Quantidade de ensaios	
	Concreto	Metálica
0 < (%)RP ≤ 15	15	14
15 < (%)RP ≤ 30	59	43
30 < (%)RP ≤ 45	74	19
45 < (%)RP ≤ 60	32	11
60 < (%)RP ≤ 75	21	3
75 < (%)RP ≤ 90	3	
90 < (%)RP ≤ 100		

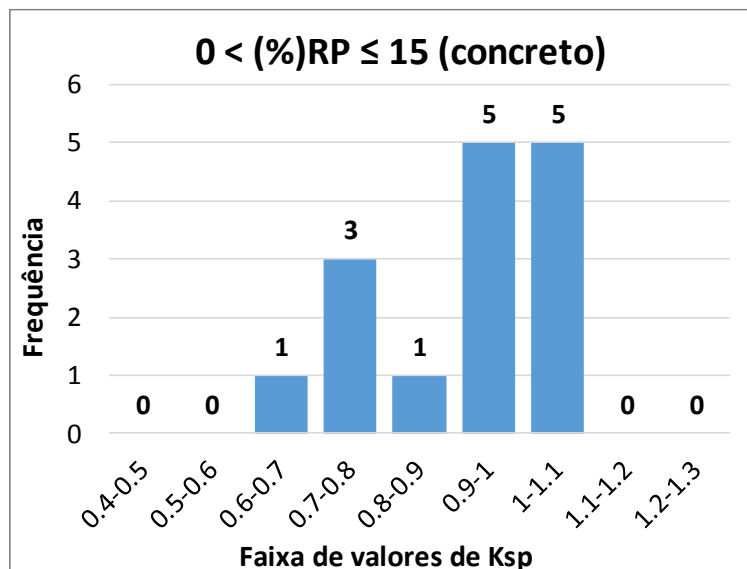
- **Legenda:**



Faixa analisada. Estacas de concreto e metálicas, respectivamente. As demais faixas são pouco representativas.

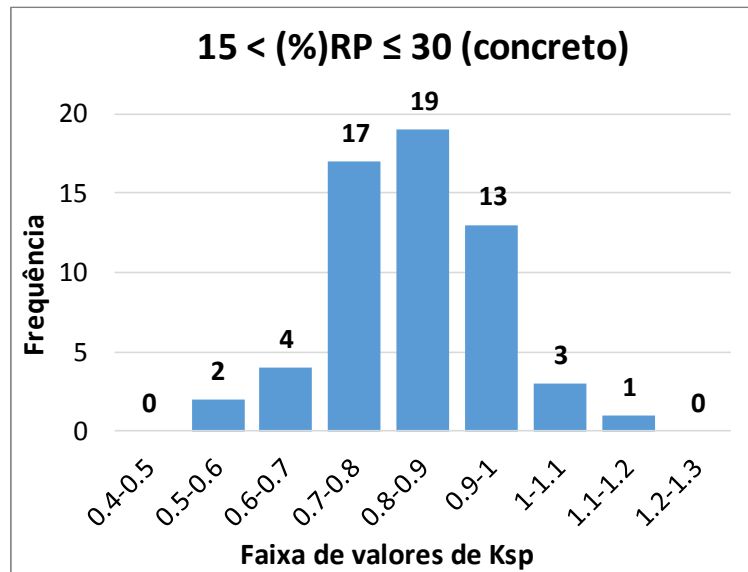
Fonte: autor.

Os histogramas de K_{sp} para estacas de concreto, organizados por faixa de percentual de resistência na ponta, estão apresentados na sequência, acompanhados de uma tabela resumo:

Figura 106 – Frequência de K_{sp} de estacas de concreto (0 < (%)RP ≤ 15)

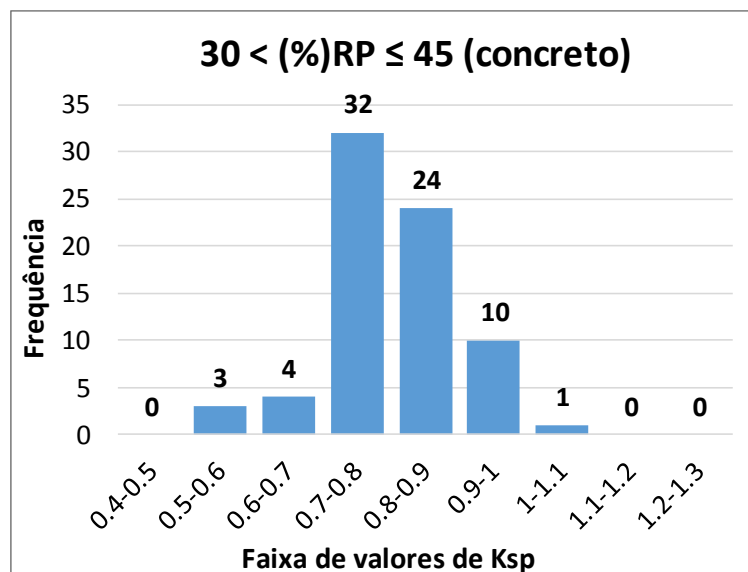
Fonte: autor.

Figura 107 – Frequência de K_{sp} de estacas de concreto ($15 < (\%)RP \leq 30$)



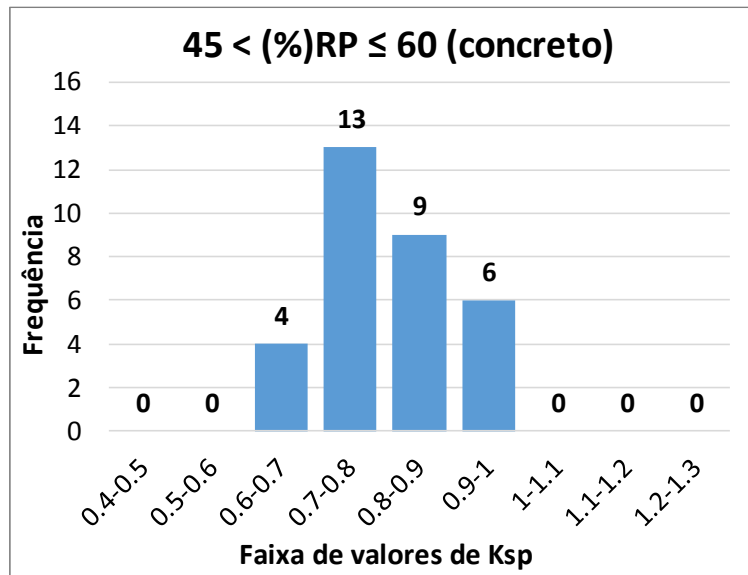
Fonte: autor.

Figura 108 – Frequência de K_{sp} de estacas de concreto ($30 < (\%)RP \leq 45$)



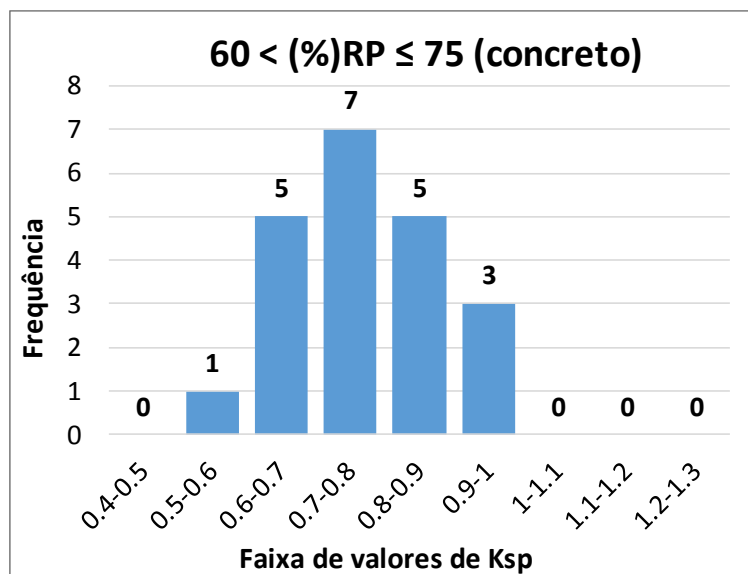
Fonte: autor.

Figura 109 – Frequência de K_{sp} de estacas de concreto ($45 < (\%)RP \leq 60$)



Fonte: autor.

Figura 110 – Frequência de K_{sp} de estacas de concreto ($60 < (\%)RP \leq 75$)



Fonte: autor.

Tabela 37: Tabela resumo de K_{sp} para faixas de (%RP) - concreto

Faixa de RP (%)	Concreto				
	$0 < RP \leq 15$	$15 < RP \leq 30$	$30 < RP \leq 45$	$45 < RP \leq 60$	$60 < RP \leq 75$
Núm. de Ensaios	15	59	74	32	21
Moda	0,9 a 1,0 e 1,0 a 1,1	0,8 a 0,9	0,7 a 0,8	0,7 a 0,8	0,7 a 0,8
Média	0,905	0,841	0,808	0,801	0,781
Desv. Padrão	0,136	0,115	0,097	0,090	0,108
Coefic. de Variação (%)	15,0	13,7	12,0	11,3	13,9

Fonte: autor.

A partir da análise das faixas do percentual de resistência de ponta, resumidas na Tabela 37, verifica-se que a menor faixa apresentou duas modas: 0,9 a 1,0 e 1,0 a 1,1. A faixa seguinte, entre 15% e 30% teve moda de 0,8 a 0,9 e as demais decaíram para moda de 0,7 a 0,8.

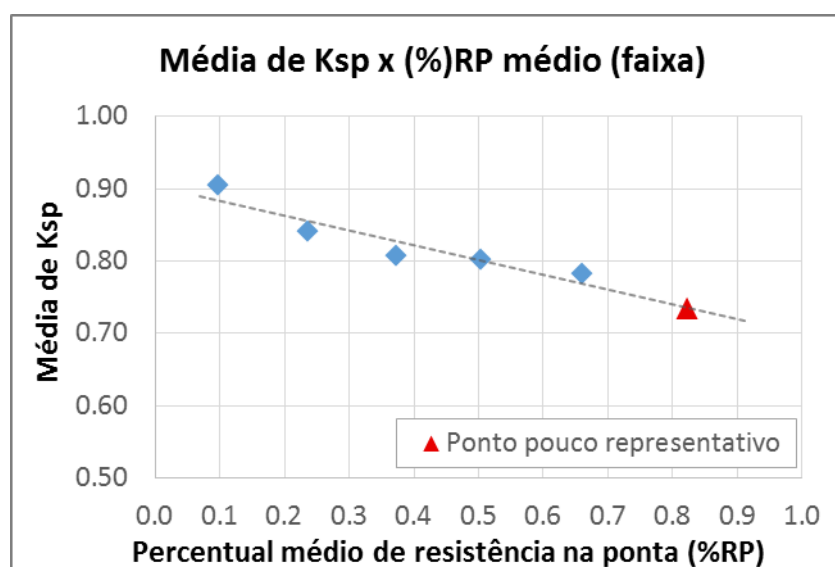
Quanto ao valor médio, observa-se também alguma tendência de redução de K_{sp} na medida em que o percentual da resistência de ponta (%RP) cresce. É possível plotar um gráfico demonstrando essa tendência, como mostrado na Figura 111, porém antes cabem dois comentários importantes:

- a faixa entre 0 e 15% possui 15 ensaios. Nesse caso em particular, a quantidade de ensaios revelou-se pouca para formar uma distribuição próxima ao formato gaussiano (forma de “sino”), como visto na Figura 106. No caso da faixa de análise $60 < \%RP \leq 75$, por exemplo, isso não ocorreu – sua distribuição de frequência é mais bem comportada quanto à forma, mesmo tendo número de ensaios semelhante (21); e
- por uma questão apenas visual, decidiu-se incluir no gráfico (com as devidas ressalvas) o ponto referente à faixa de percentual de resistência $75 < \%RP \leq 90$, que não foi analisada anteriormente. Essa faixa possui apenas três ensaios analisados no CAPWAP e, por isso, não justifica a produção de um histograma, por ser pouco representativa. No entanto, esses poucos ensaios resultaram em K_{sp} médio igual a 0,73 – o que corrobora com a tendência das demais faixas.

Tabela 38: Percentual médio de resistência na ponta e média de K_{sp}

Faixa de percentual de carga na ponta (%)	(%)RP médio da faixa	Média de K_{sp}
0 < (%)RP ≤ 15	9.8	0.905
15 < (%)RP ≤ 30	23.7	0.841
30 < (%)RP ≤ 45	37.3	0.808
45 < (%)RP ≤ 60	50.4	0.801
60 < (%)RP ≤ 75	66.0	0.781
75 < (%)RP ≤ 90	82.4	0.734

Fonte: autor.

Figura 111 – Média de K_{sp} de cada faixa versus (%)RP médio - concreto

Fonte: autor.

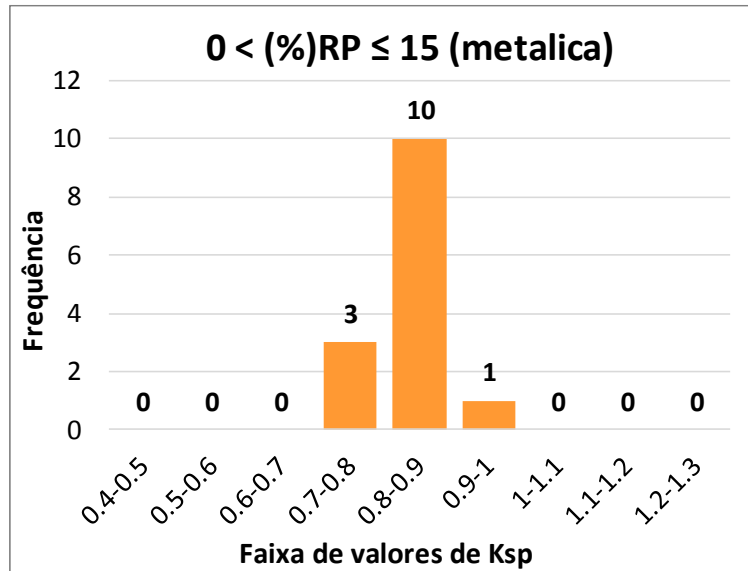
O gráfico da Figura 111 indica a tendência mencionada anteriormente, onde o K_{sp} médio é menor na medida em que o percentual de resistência na ponta aumenta. De fato isso ocorre, porém com a ressalva de que trata-se de tendências do valor médio, onde os coeficientes de variação – todos acima dos 11% (chegando a 15% na primeira faixa) – demonstram numericamente que há uma considerável dispersão intrínseca às distribuições de frequência. Por isso, quaisquer ajustes de reta que se desejasse realizar necessitaria prudência no uso e validações empíricas por meio de ensaios dinâmicos.

No entanto, neste caso em particular (%RP), há dois aspectos que tornam essa tendência relevante:

- o primeiro deles é que, embora a dispersão (coef. de variação) seja semelhante ao caso de L/D, há mais pontos plotados na Figura 111 (6), referente às faixas analisadas, do que seria possível plotar pela Tabela 28, onde há apenas 4 faixas de L/D. Isso confere melhor validação à tendência de variação em função de %RP; e
- um segundo aspecto é que são conhecidas, na literatura técnica, diversas formulações dinâmicas que se valem, direta ou indiretamente, do percentual de resistência de ponta. Por exemplo: a fórmula de Uto et al. (1985) foi deduzida admitindo-se como ponto de partida a hipótese de que 100% da resistência estaria concentrada na ponta da estaca; o método, então, compensa essa simplificação adicionando uma parcela referente ao atrito lateral (equação (79)). A versão da fórmula de Chellis (1951) modificada por Velloso (1987) é outro exemplo do uso implícito de %RP, uma vez que Velloso propôs o uso do multiplicador α (alfa) ao comprimento, que é calculado por meio da distribuição do atrito lateral e da carga de ponta (equação (78)).

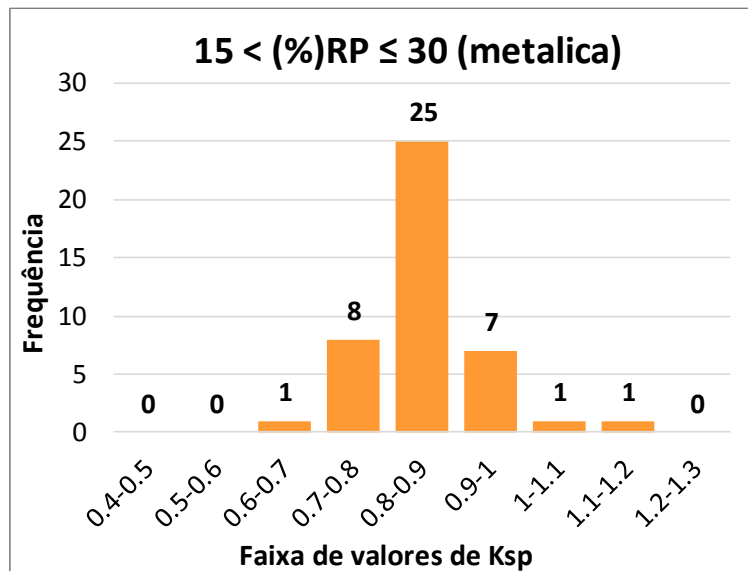
Do mesmo modo como foi realizado para as estacas de concreto, as distribuições de frequência de K_{sp} para estacas metálicas estão apresentadas abaixo, seguidas de uma tabela resumo:

Figura 112 – Frequência de K_{sp} de estacas metálicas ($0 < (\%)RP \leq 15$)



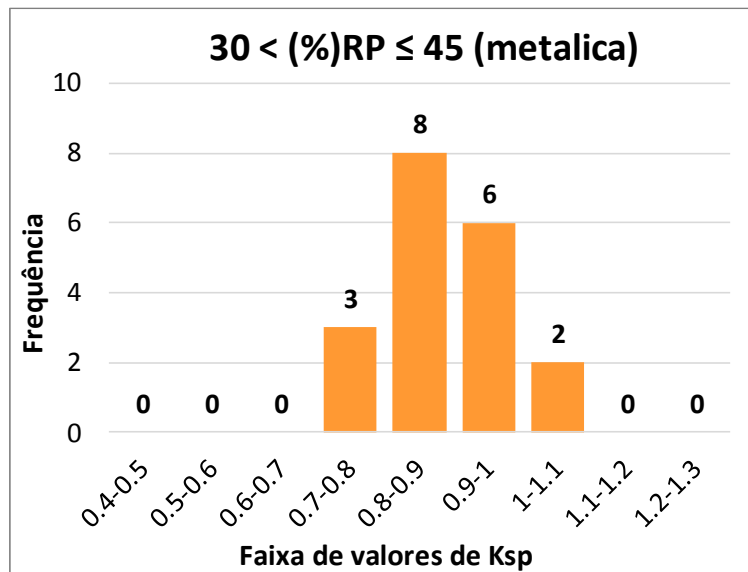
Fonte: autor.

Figura 113 – Frequência de K_{sp} de estacas metálicas ($15 < (\%)RP \leq 30$)



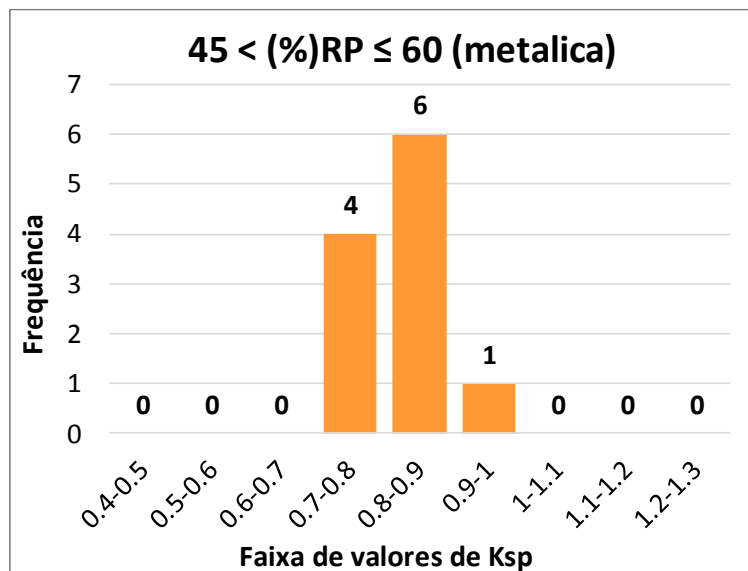
Fonte: autor.

Figura 114 – Frequência de K_{sp} de estacas metálicas ($30 < (\%)RP \leq 45$)



Fonte: autor.

Figura 115 – Frequência de K_{sp} de estacas metálicas ($45 < (\%)RP \leq 60$)



Fonte: autor.

Tabela 39: Tabela resumo de K_{sp} para faixas de (%)RP - metálicas

Faixa de RP (%)	Metálicas			
	$0 < RP \leq 15$	$15 < RP \leq 30$	$30 < RP \leq 45$	$45 < RP \leq 60$
Núm. de Ensaios	14	43	19	11
Moda	0,8 a 0,9	0,8 a 0,9	0,8 a 0,9	0,8 a 0,9
Média	0,845	0,853	0,880	0,823
Desv. Padrão	0,056	0,074	0,083	0,068
Coefic. de Variação (%)	6,7	8,7	9,4	8,2

Fonte: autor.

No caso das estacas metálicas, a moda se manteve a mesma nas quatro faixas analisadas: 0,8 a 0,9. Quanto à média de K_{sp} , ela variou na estreita faixa entre 0,82 e 0,88, não sendo possível verificar tendência alguma, diferente do que se observou nas estacas de concreto.

Os coeficientes de variação se mantiveram entre 6,5% e 9,5%, inferiores aos das estacas de concreto.

3.5.11. K_{sp} e o *Quake* da ponta (C3)



As estacas também foram divididas em faixas quanto ao valor da deformação elástica do solo sob a ponta da estaca no golpe, o chamado “*quake* da ponta” (ou somente *quake*, C3).

O valor de C3 foi obtido de análises CAPWAP e assim como no caso do percentual de resistência de ponta (item 3.5.10), o número de ensaios disponíveis é menor do que o das demais análises que não necessitam de informações exclusivas do CAPWAP. Estão disponíveis para essa análise 88 ensaios em estacas de concreto e 84 em estacas metálicas. Elas foram divididas nas faixas de *quake* descritas na Tabela 40.

Tabela 40: Faixas de *Quake* (C3) analisadas

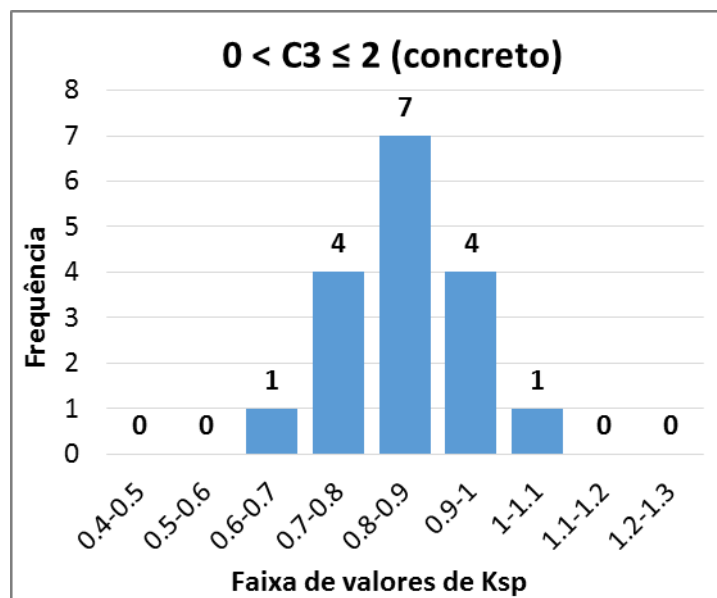
Faixas de Quake (mm)	Quantidade de ensaios	
	Concreto	Metálica
$0 < C3 \leq 2$	17	33
$2 < C3 \leq 4$	15	20
$4 < C3 \leq 6$	20	19
$6 < C3 \leq 8$	16	8
$8 < C3 \leq 10$	11	1
$10 < C3 \leq 12$	4	1
$12 < C3 \leq 14$	4	2
$14 < C3 \leq 16$	1	

- Legenda:

 ou  Faixa analisada. Estacas de concreto e metálicas, respectivamente. As demais faixas são pouco representativas.

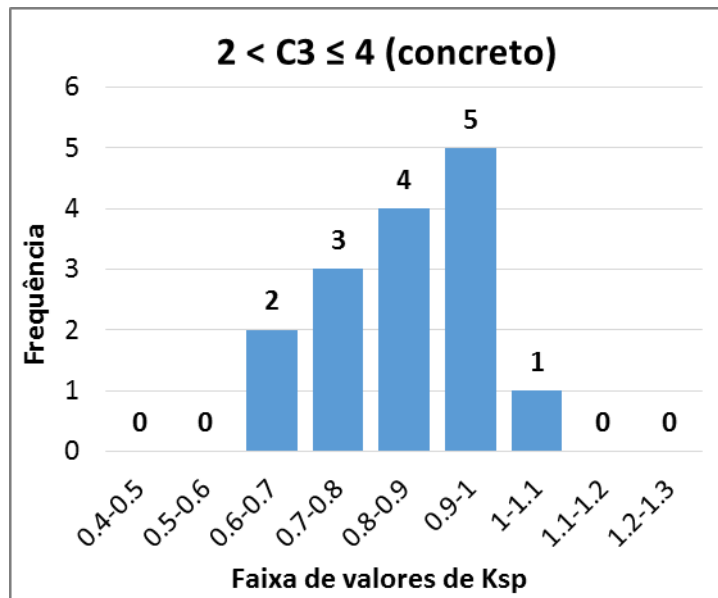
Fonte: autor.

Na sequência, estão apresentadas as distribuições de K_{sp} , organizadas por faixa de C3 para as estacas de concreto:

Figura 116 – Frequência de K_{sp} de estacas de concreto ($0 < C3 \leq 2$)

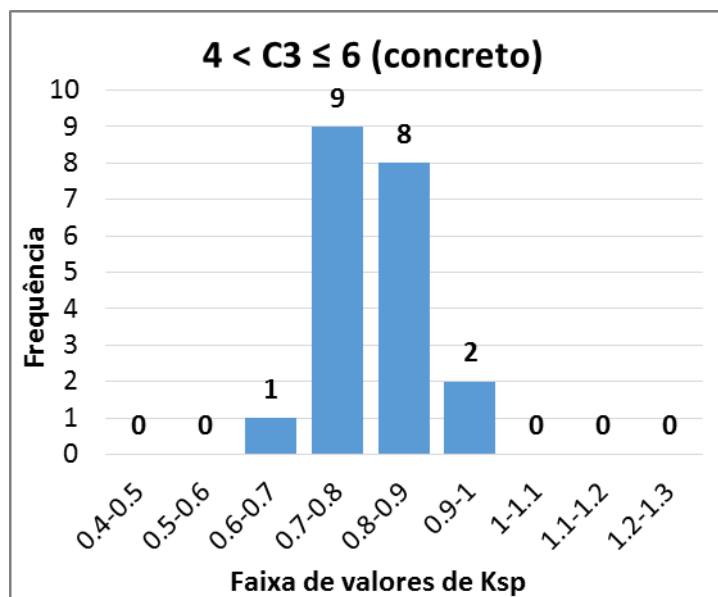
Fonte: autor.

Figura 117 – Frequência de K_{sp} de estacas de concreto ($2 < C3 \leq 4$)



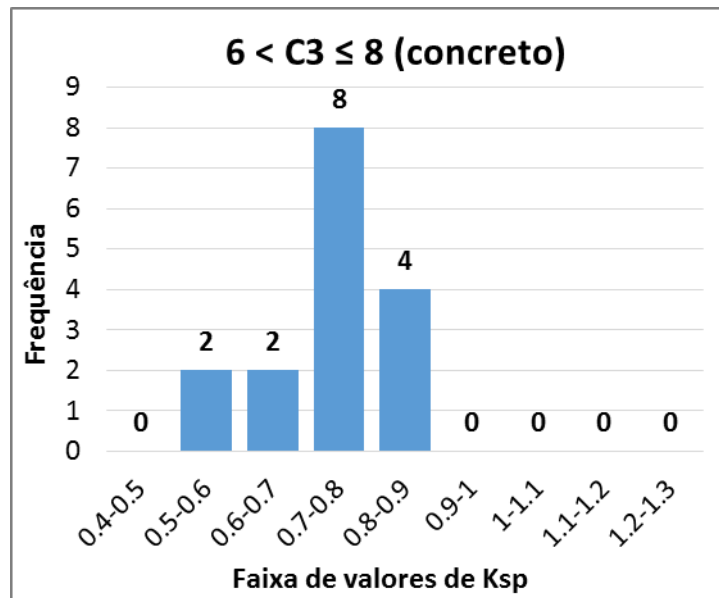
Fonte: autor.

Figura 118 – Frequência de K_{sp} de estacas de concreto ($4 < C3 \leq 6$)



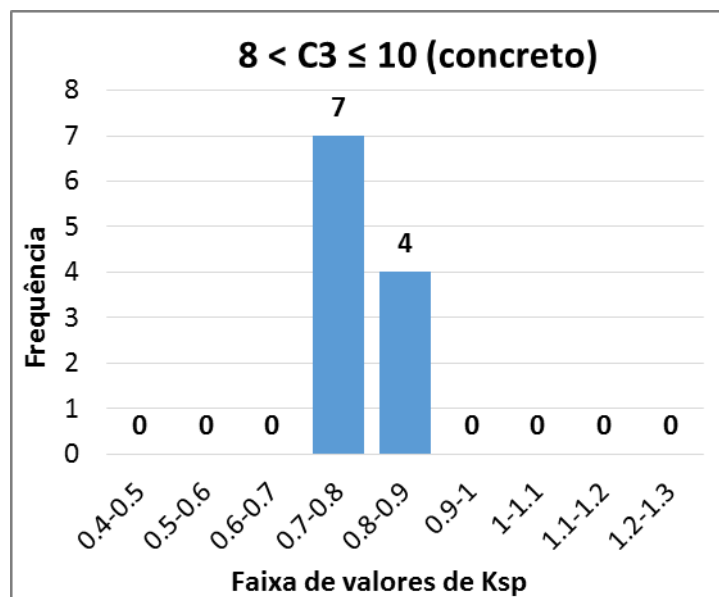
Fonte: autor.

Figura 119 – Frequência de K_{sp} de estacas de concreto ($6 < C3 \leq 8$)



Fonte: autor.

Figura 120 – Frequência de K_{sp} de estacas de concreto ($8 < C3 \leq 10$)



Fonte: autor.

Tabela 41: Tabela resumo de K_{sp} para faixas de Quake da ponta - concreto

Faixa de C3 (mm)	Concreto				
	$0 < C3 \leq 2$	$2 < C3 \leq 4$	$4 < C3 \leq 6$	$6 < C3 \leq 8$	$8 < C3 \leq 10$
Núm. de Ensaios	17	15	20	16	11
Moda	0,8 a 0,9	0,9 a 1,0	0,7 a 0,8	0,7 a 0,8	0,7 a 0,8
Média	0,849	0,857	0,808	0,746	0,789
Desv. Padrão	0,096	0,112	0,062	0,092	0,071
Coefic. de Variaçã (%)	11,3	13,0	7,7	12,4	9,0

Fonte: autor.

Na Tabela 41, observa-se moda de 0,8 a 0,9 na primeira faixa de *quake* ($0 < C3 \leq 2$); moda 0,9 a 1,0 na faixa seguinte e 0,7 a 0,8 nas demais.

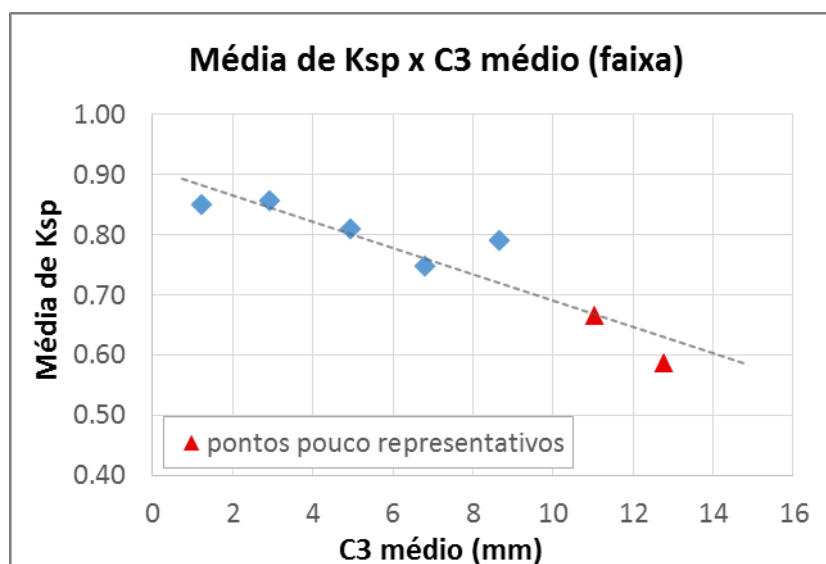
O K_{sp} médio apresentou queda com o aumento de C3 – seu valor foi de 0,85 nas duas primeiras faixas, caindo a 0,80 na faixa intermediária e próximo a 0,75 nas seguintes.

É possível plotar um gráfico contendo os valores de K_{sp} médio versus o C3 médio da faixa. No entanto, será aplicado procedimento semelhante ao do item 3.5.10 (sobre %RP): com as devidas ressalvas, decidiu-se incluir no gráfico duas faixas de *quake* (C3) que não foram analisadas anteriormente – 10 a 12mm e 12 a 14mm. Essas faixas possuem apenas quatro ensaios cada (CAPWAP) e, por isso, não justificam a produção de histogramas (são pouco representativas). No entanto, os valores de K_{sp} médio obtidos para os quatro ensaios de cada faixa foram de 0,67 e 0,59, respectivamente – valores que corroboram com a tendência de decréscimo observada para as faixas anteriores. Esses pontos estão compilados na Tabela 42 e plotados no gráfico da Figura 121.

Tabela 42: C3 médios da faixa e valores médios de K_{Sp}

Faixa de C3 (mm)	C3 médio (mm)	Média de K_{Sp}
$0 < C3 \leq 2$	1	0.849
$2 < C3 \leq 4$	3	0.857
$4 < C3 \leq 6$	5	0.808
$6 < C3 \leq 8$	7	0.746
$8 < C3 \leq 10$	9	0.789
$10 < C3 \leq 12$	11	0.666
$12 < C3 \leq 14$	13	0.588

Fonte: autor.

Figura 121 – Média de K_{Sp} de cada faixa versus C3 médio - concreto

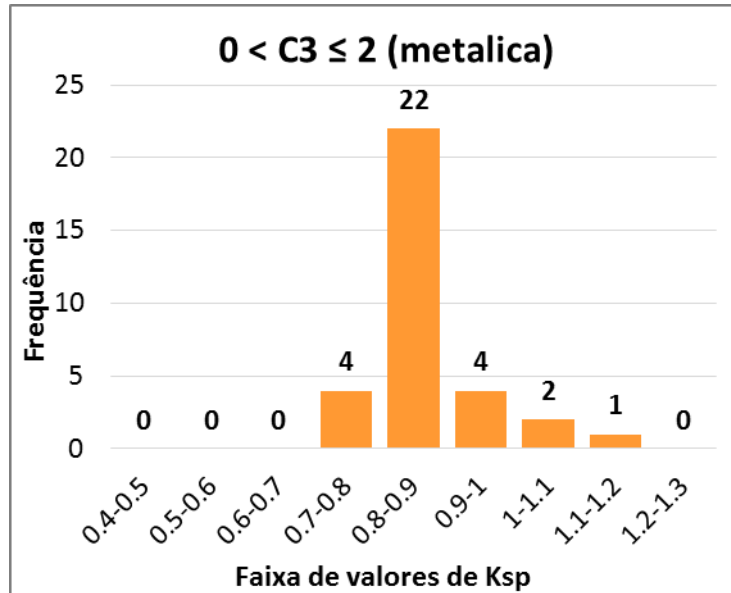
Fonte: autor.

O gráfico da Figura 121 mostra a tendência de decréscimo dos valores médios de K_{Sp} com o aumento do *quake* da ponta (C3).

Uma vez mais, cabe a ressalva quanto à dispersão inerente à tendência: exceto pela faixa de *quake* entre 4 e 6mm, onde o coeficiente de variação ficou abaixo dos 8%, as demais apresentaram valores superiores a 11%, chegando a 13% no caso da faixa $2 < C3 \leq 4$ mm.

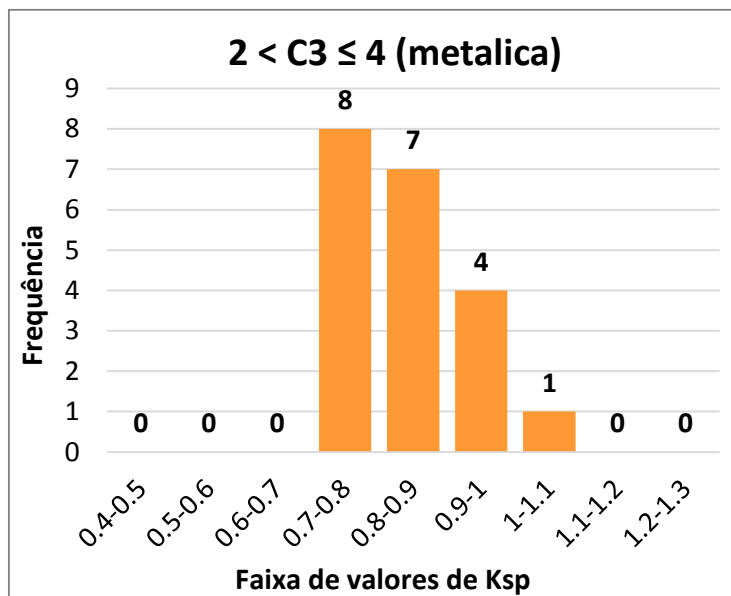
A seguir, são apresentadas as distribuições de K_{sp} , organizadas por faixa de C3 para as estacas metálicas, juntamente a uma tabela resumo:

Figura 122 – Frequência de K_{sp} de estacas metálicas ($0 < C3 \leq 2$)



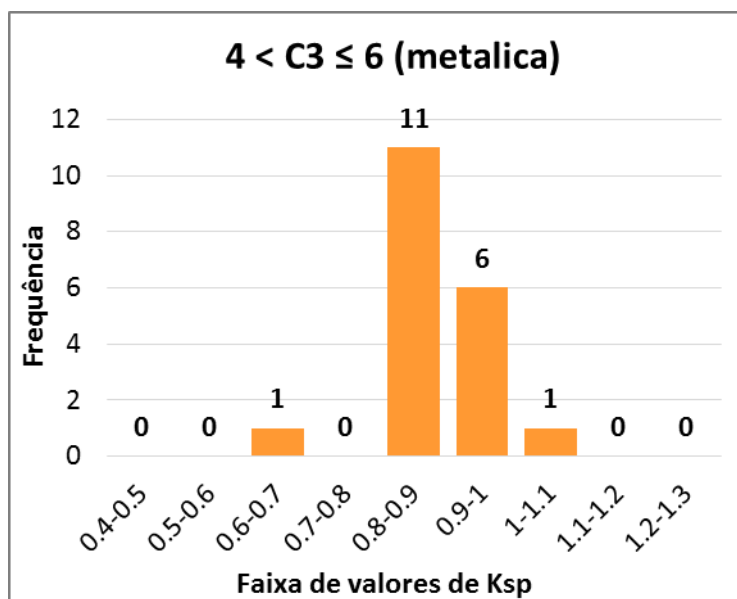
Fonte: autor.

Figura 123 – Frequência de K_{sp} de estacas metálicas ($2 < C3 \leq 4$)



Fonte: autor.

Figura 124 – Frequência de K_{sp} de estacas metálicas ($4 < C3 \leq 6$)



Fonte: autor.

Tabela 43: Tabela resumo de K_{sp} para faixas de Quake da ponta - metálicas

Faixa de C3 (mm)	Metálicas		
	$0 < C3 \leq 2$	$2 < C3 \leq 4$	$4 < C3 \leq 6$
Núm. de Ensaios	33	20	19
Moda	0,8 a 0,9	0,7 a 0,8	0,8 a 0,9
Média	0,871	0,848	0,869
Desv. Padrão	0,081	0,082	0,069
Coefic. de Variação (%)	9,3	9,5	8,0

Fonte: autor.

No caso das estacas metálicas, embora a moda da faixa $2 < C3 \leq 4$ tenha sido 0,7 a 0,8 – diferente das demais, com moda 0,8 a 0,9 – o K_{sp} médio se manteve praticamente o mesmo (0,85) em comparação com as outras duas faixas (0,87).

A observação do histograma da faixa $2 < C3 \leq 4$, permite verificar a razão pela qual, mesmo com moda inferior, seu K_{sp} médio foi semelhante aos demais: isso ocorre graças ao formato assimétrico da distribuição.

A média de K_{sp} , portanto, não apresentou variação significativa, mantendo-se na estreita faixa entre 0,85 e 0,87. O coeficiente de variação resultou entre 8,0% e 9,5%.

Vale apenas ressaltar que a faixa de *quake* $6 < C3 \leq 8$ mm, que não foi analisada acima por conter apenas oito ensaios, resultou em K_{sp} médio de 0,83 com coeficiente de variação 9,5% – mesmo padrão das demais faixas.

3.5.12. K_{sp} pela rigidez do elemento de estaca (K_r)

As estacas foram divididas também quanto à sua rigidez como peça estrutural (K_r). A rigidez do elemento é dada segundo a equação (103):

$$K_r = \frac{E \cdot A}{L} \quad (103)$$

Onde:

E = módulo de elasticidade (dinâmico) da estaca;

A = área da seção transversal;

L = comprimento da estaca;

Para melhor dividir a quantidade de ensaios, as faixas de análise foram diferenciadas entre estacas de concreto e metálicas. As estacas de concreto foram divididas a cada 40 kN/mm de rigidez (Tabela 44). No caso das estacas metálicas, a divisão foi a cada 30 kN/mm (Tabela 45):

Tabela 44: Faixas de K_r analisadas para estacas de concreto

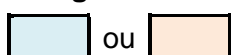
Faixas de K_r (kN/mm)	Quantidade de ensaios
	Concreto
$0 < K_r \leq 40$	
$40 < K_r \leq 80$	32
$80 < K_r \leq 120$	56
$120 < K_r \leq 160$	227
$160 < K_r \leq 200$	243
$200 < K_r \leq 240$	66
$240 < K_r \leq 280$	70
$280 < K_r \leq 320$	14

Fonte: autor.

Tabela 45: Faixas de Kr analisadas para estacas metálicas

Faixas de Kr (kN/mm)	Quantidade de ensaios
	Metálica
0 < Kr ≤ 30	7
30 < Kr ≤ 60	
60 < Kr ≤ 90	11
90 < Kr ≤ 120	11
120 < Kr ≤ 150	55
150 < Kr ≤ 180	59
180 < Kr ≤ 210	16
210 < Kr ≤ 240	2
240 < Kr ≤ 270	4
270 < Kr ≤ 300	7
300 < Kr ≤ 330	1

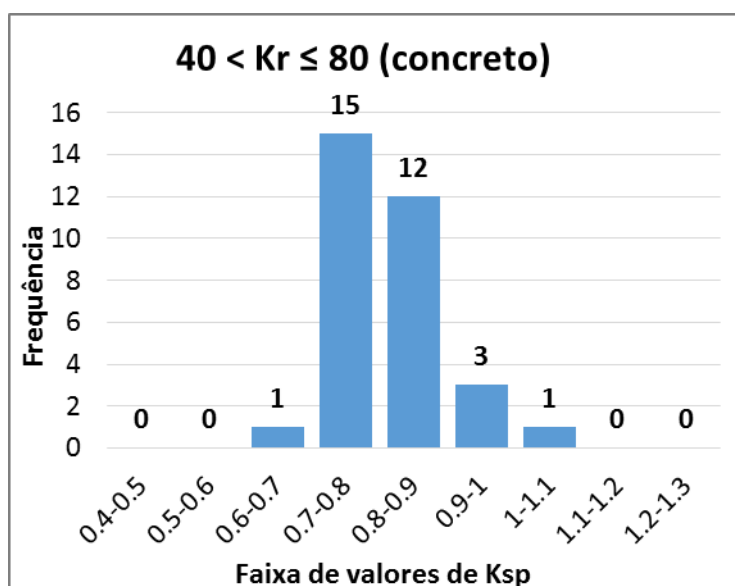
- Legenda:



Faixa analisada. Estacas de concreto e metálicas, respectivamente. As demais faixas são pouco representativas.

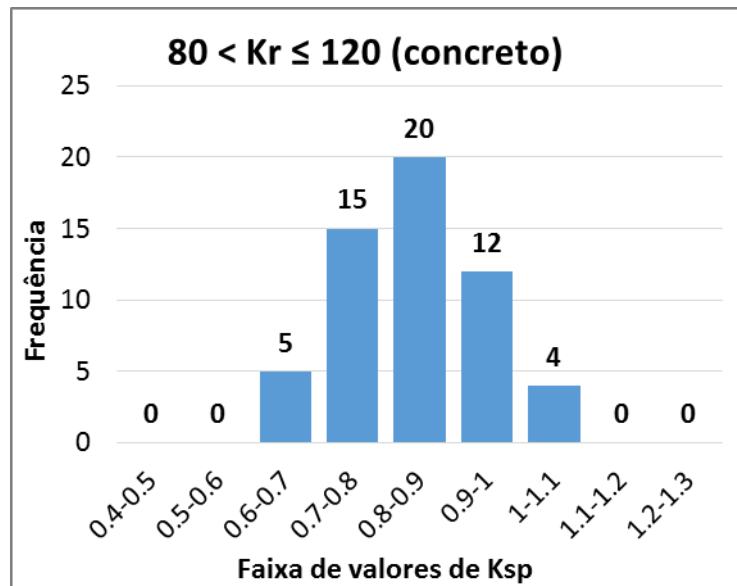
Fonte: autor.

Os histogramas de K_{sp} para estacas de concreto, organizados por faixa de rigidez (Kr), estão apresentados a seguir, acompanhados de tabelas resumo:

Figura 125 – Frequência de K_{sp} de estacas de concreto ($40 < Kr \leq 80$)

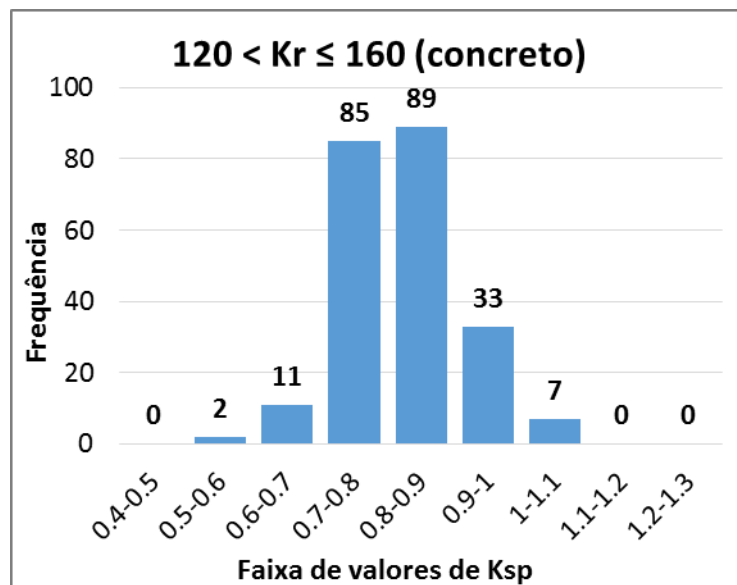
Fonte: autor.

Figura 126 – Frequência de K_{sp} de estacas de concreto ($80 < K_r \leq 120$)



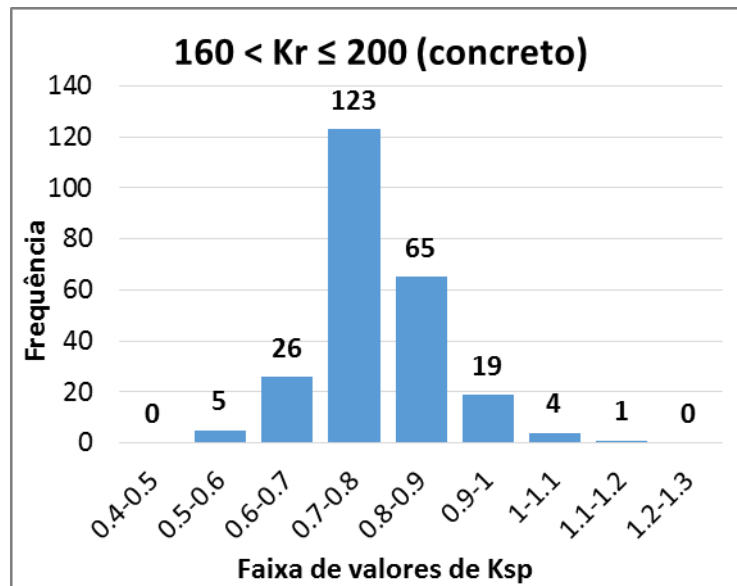
Fonte: autor.

Figura 127 – Frequência de K_{sp} de estacas de concreto ($120 < K_r \leq 160$)



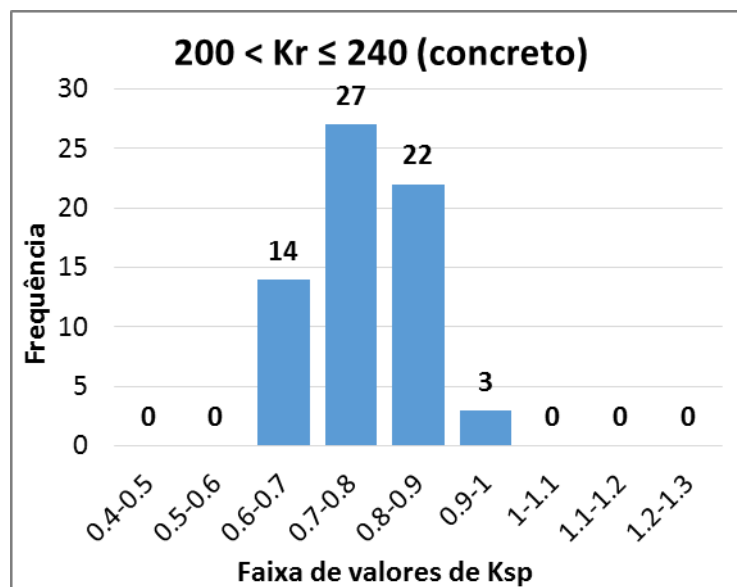
Fonte: autor.

Figura 128 – Frequência de K_{sp} de estacas de concreto ($160 < K_r \leq 200$)



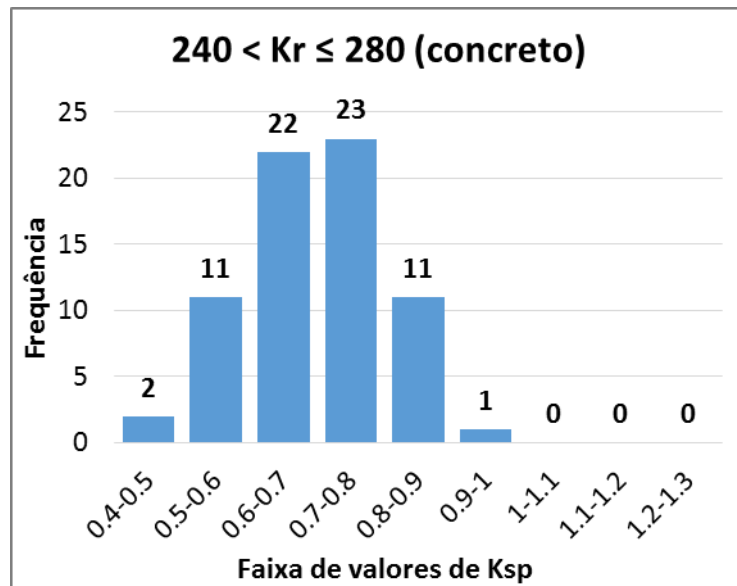
Fonte: autor.

Figura 129 – Frequência de K_{sp} de estacas de concreto ($200 < K_r \leq 240$)



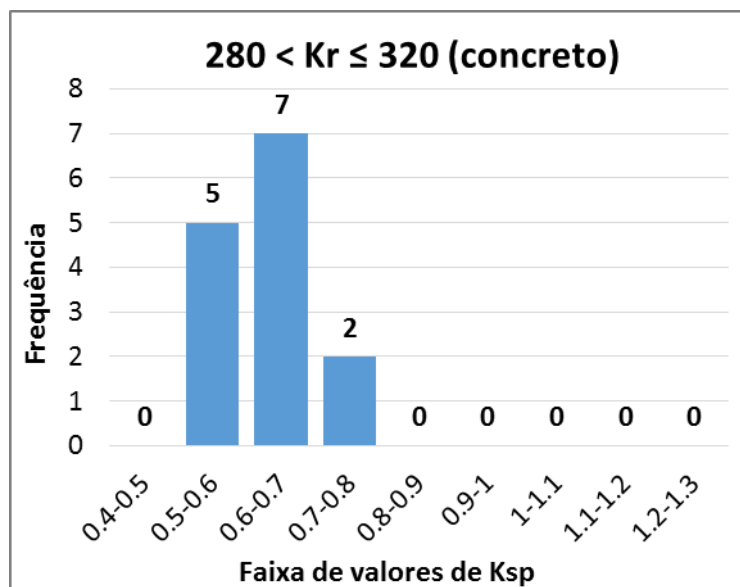
Fonte: autor.

Figura 130 – Frequência de K_{sp} de estacas de concreto ($240 < K_r \leq 280$)



Fonte: autor.

Figura 131 – Frequência de K_{sp} de estacas de concreto ($280 < K_r \leq 320$)



Fonte: autor.

Tabela 46: Tabela resumo de K_{sp} para faixas de rigidez em estacas de concreto

Faixa de K_r (kN/mm)	Concreto			
	$40 < K_r \leq 80$	$80 < K_r \leq 120$	$120 < K_r \leq 160$	$160 < K_r \leq 200$
Núm. de Ensaios	32	56	227	243
Moda	0,7 a 0,8	0,8 a 0,9	0,8 a 0,9	0,7 a 0,8
Média	0,815	0,846	0,821	0,784
Desv. Padrão	0,081	0,104	0,087	0,091
Coefic. de Variação (%)	9,9	12,3	10,6	11,6

Fonte: autor.

Tabela 47: Tabela resumo de K_{sp} para faixas de rigidez em estacas de concreto (continuação)

Faixa de K_r (kN/mm)	Concreto		
	$200 < K_r \leq 240$	$240 < K_r \leq 280$	$280 < K_r \leq 320$
Núm. de Ensaios	66	70	14
Moda	0,7 a 0,8	0,7 a 0,8	0,6 a 0,7
Média	0.771	0.695	0.634
Desv. Padrão	0.081	0.101	0.069
Coefic. de Variação (%)	10,5	14,6	10,8

Fonte: autor.

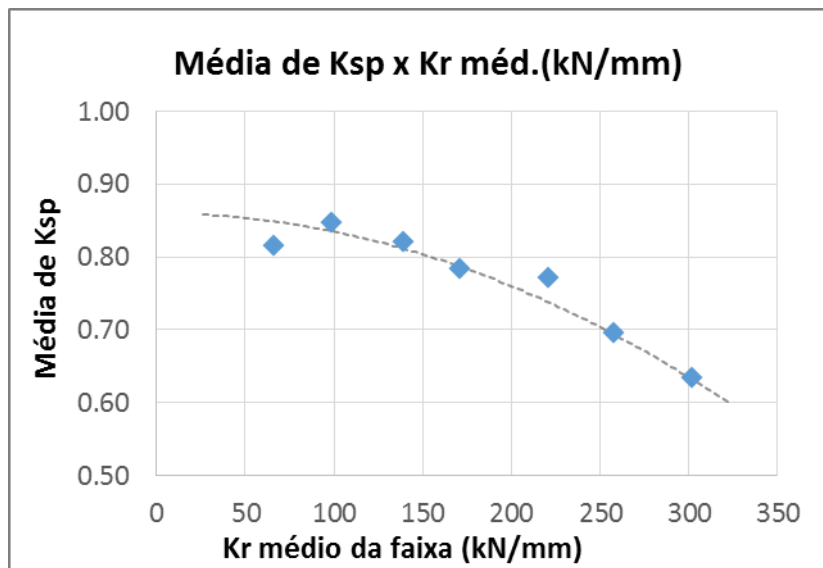
A menor faixa de rigidez (Tabela 46) apresentou moda de 0,7 a 0,8. As duas seguintes, moda 0,8 a 0,9, seguidas de três faixas entre 0,7 a 0,8. A moda da faixa final ($280 < K_r \leq 320$) foi a menor: 0,6 a 0,7.

Quanto ao K_{sp} médio, excetuando-se a primeira faixa ($40 < K_r \leq 80$), há uma tendência decrescente contínua: o K_{sp} médio decai na medida em que a rigidez da estaca aumenta. Nesse caso, também é possível plotar um gráfico contendo pontos das sete faixas que demonstram essa tendência, mostrada na Figura 132.

Tabela 48: K_r médio da faixa e valor médio de K_{sp}

Faixa de K_r (kN/mm)	K_r médio (kN/mm)	Média de K_{sp}
$40 < K_r \leq 80$	66.0	0.815
$80 < K_r \leq 120$	98.7	0.846
$120 < K_r \leq 160$	139.1	0.821
$160 < K_r \leq 200$	171.3	0.784
$200 < K_r \leq 240$	221.2	0.771
$240 < K_r \leq 280$	257.6	0.695
$280 < K_r \leq 320$	302.1	0.634

Fonte: autor.

Figura 132 – Média de K_{sp} de cada faixa versus K_r médio - concreto

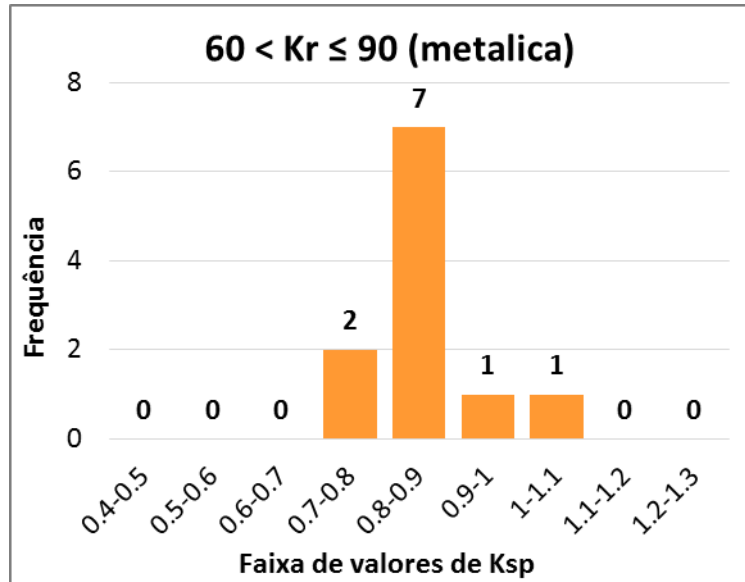
Fonte: autor.

Os pontos plotados na Figura 132 indicam a tendência de diminuição do K_{sp} médio quando a rigidez aumenta. Nesse caso, a tendência foi ilustrada por uma curva de formato polinomial, pois graficamente, em função faixa $40 < K_r \leq 80$, é o que mais se adequou aos pontos.

Assim como na relação de K_{sp} com as demais grandezas, cabe a ressalva de que é necessário ter ciência acerca da dispersão inerente a cada ponto contido no gráfico da Figura 132: os coeficientes de variação são superiores a 10% em todas as faixas, chegando a 14,6% na faixa $240 < K_r \leq 280$.

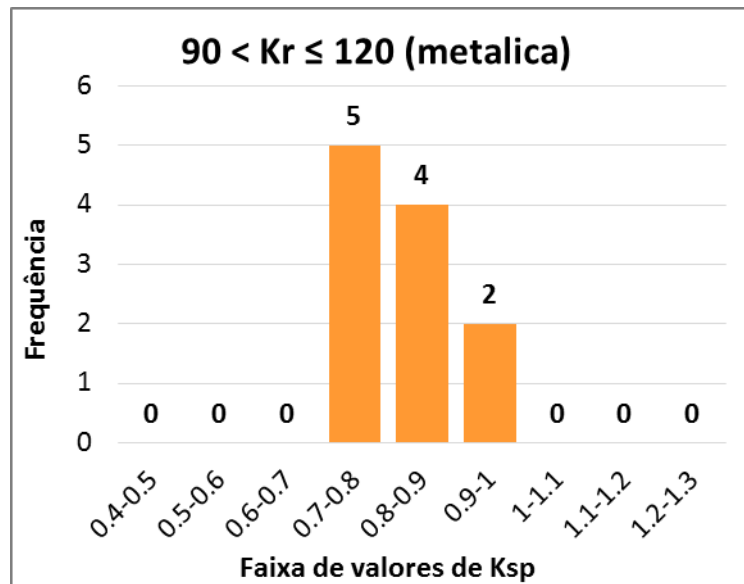
Para as estacas metálicas, estão apresentadas abaixo as distribuições de K_{sp} , organizadas por faixa de rigidez (K_r):

Figura 133 – Frequência de K_{sp} de estacas metálicas ($60 < K_r \leq 90$)

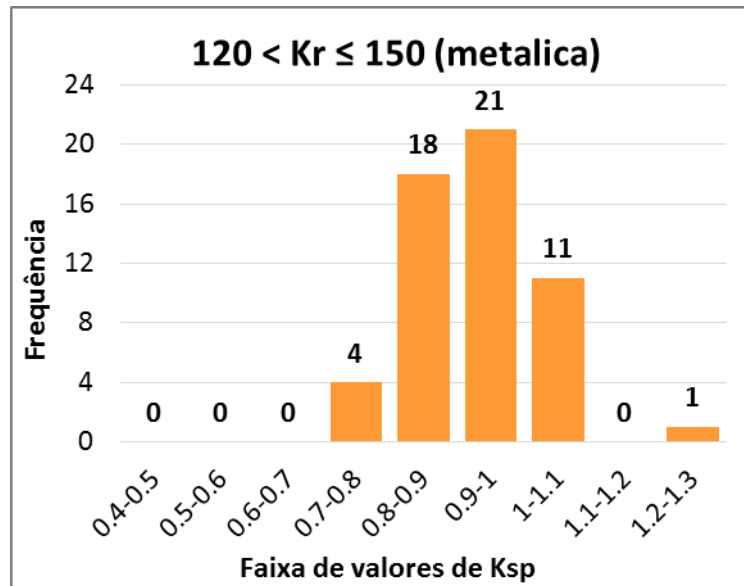


Fonte: autor.

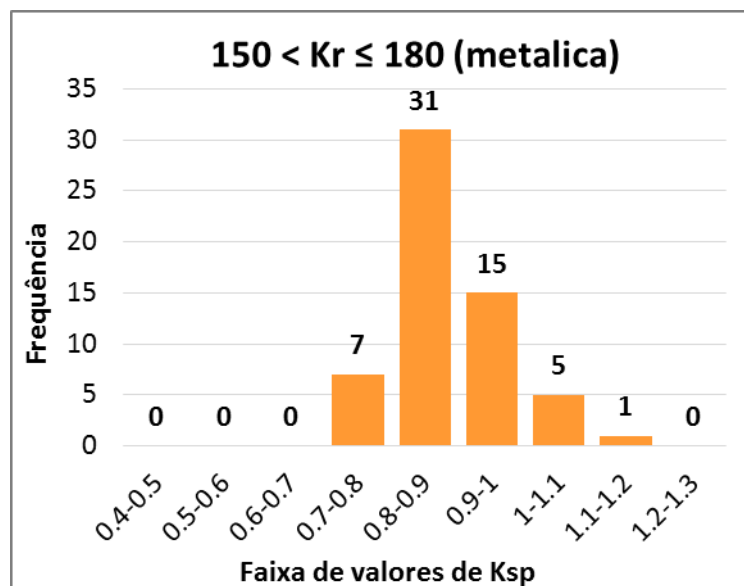
Figura 134 – Frequência de K_{sp} de estacas metálicas ($90 < K_r \leq 120$)



Fonte: autor.

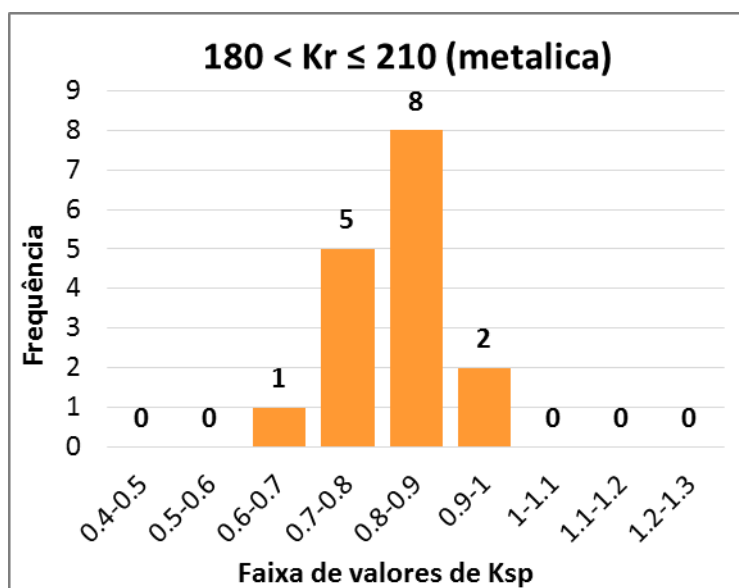
Figura 135 – Frequência de K_{sp} de estacas metálicas ($120 < Kr \leq 150$)

Fonte: autor.

Figura 136 – Frequência de K_{sp} de estacas metálicas ($150 < Kr \leq 180$)

Fonte: autor.

Figura 137 – Frequência de K_{sp} de estacas metálicas ($180 < Kr \leq 210$)



Fonte: autor.

Tabela 49: Tabela resumo de K_{sp} para faixas de rigidez em estacas metálicas

Faixa de K_r (kN/mm)	Metálicas				
	$60 < K_r \leq 90$	$90 < K_r \leq 120$	$120 < K_r \leq 150$	$150 < K_r \leq 180$	$180 < K_r \leq 210$
Núm. de Ensaio	11	11	55	59	16
Moda	0,8 a 0,9	0,7 a 0,8	0,9 a 1,0	0,8 a 0,9	0,8 a 0,9
Média	0,860	0,826	0,925	0,889	0,822
Desv. Padrão	0,083	0,060	0,093	0,084	0,062
Coefic. de Variação (%)	9,7	7,2	10,0	9,4	7,5

Fonte: autor.

Diferentemente das estacas de concreto, nas estacas metálicas não se observa nenhuma tendência para os valores de K_{sp} com a variação da rigidez. Combinando todas as faixas, o valor médio oscilou entre 0,82 e 0,93, conforme mostrado na Tabela 49.

3.5.13. K_{sp} pela rigidez dinâmica da estaca (K_z)

As estacas foram divididas quanto a uma grandeza que o presente estudo está chamando “rigidez dinâmica” (K_z). A rigidez dinâmica é um parâmetro cuja ideia deriva do conceito de rigidez da estaca (K_r), descrita anteriormente na equação (103).

A rigidez dinâmica (K_z) é a relação entre impedância e comprimento da estaca e é escrita conforme abaixo:

$$K_z = \frac{Z}{L} = \frac{K_r}{c} \quad (104)$$

Onde:

Z = impedância da estaca (ver equação (14));

L = comprimento da estaca;

K_r = rigidez do elemento (ver equação (103));

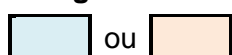
c = velocidade de onda;

Os ensaios foram divididos, quanto à rigidez dinâmica, nas faixas descritas na Tabela 50:

Tabela 50: Faixas de K_z analisadas

Faixas de K_z (kN.s/m ²)	Quantidade de ensaios	
	Concreto	Metálica
$0 < K_z \leq 10$		7
$10 < K_z \leq 20$	20	16
$20 < K_z \leq 30$	52	65
$30 < K_z \leq 40$	204	68
$40 < K_z \leq 50$	259	8
$50 < K_z \leq 60$	70	8
$60 < K_z \leq 70$	73	1
$70 < K_z \leq 80$	30	

- Legenda:

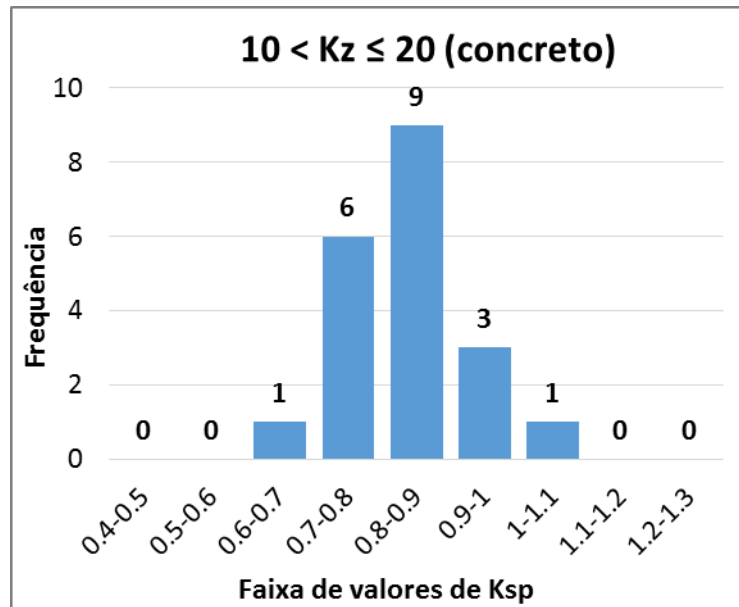


Faixa analisada. Estacas de concreto e metálicas, respectivamente. As demais faixas são pouco representativas.

Fonte: autor.

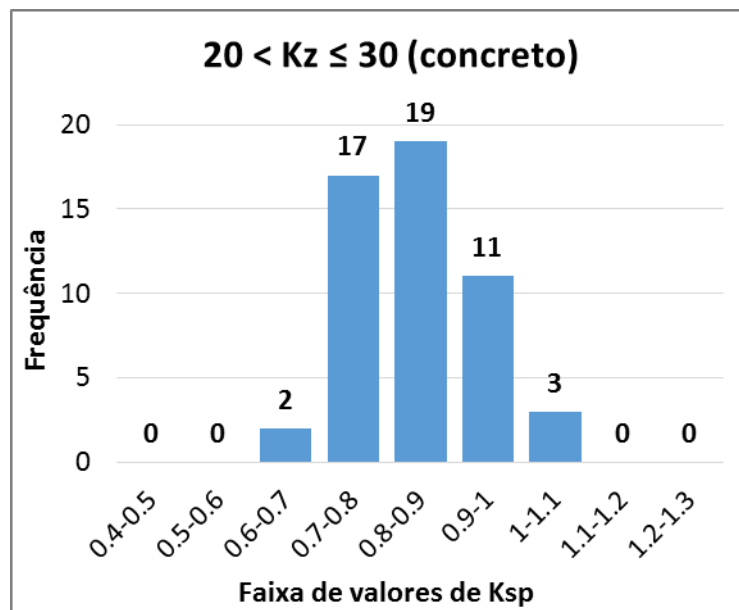
Abaixo, estão apresentados os histogramas de frequência de K_{sp} por faixa de K_z para estacas de concreto:

Figura 138 – Frequência de K_{sp} de estacas de concreto ($10 < K_z \leq 20$)



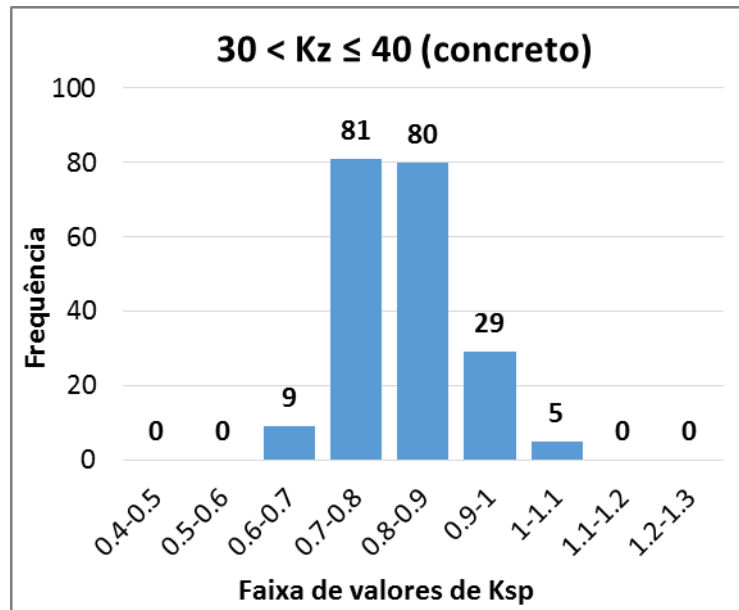
Fonte: autor.

Figura 139 – Frequência de K_{sp} de estacas de concreto ($20 < K_z \leq 30$)



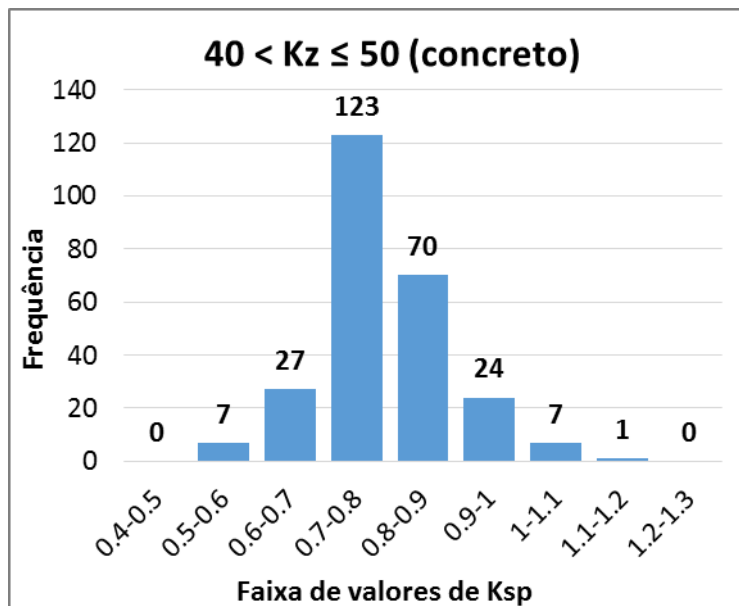
Fonte: autor.

Figura 140 – Frequência de K_{sp} de estacas de concreto ($30 < K_z < 40$)



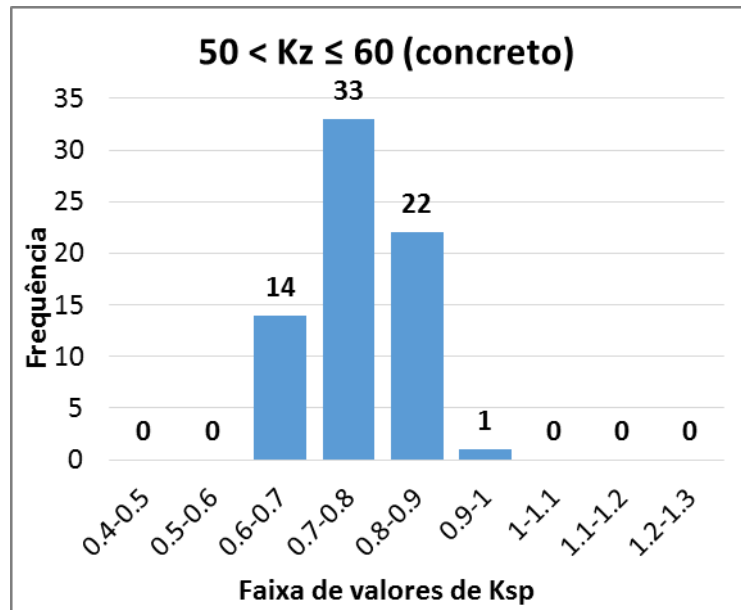
Fonte: autor.

Figura 141 – Frequência de K_{sp} de estacas de concreto ($40 < K_z < 50$)



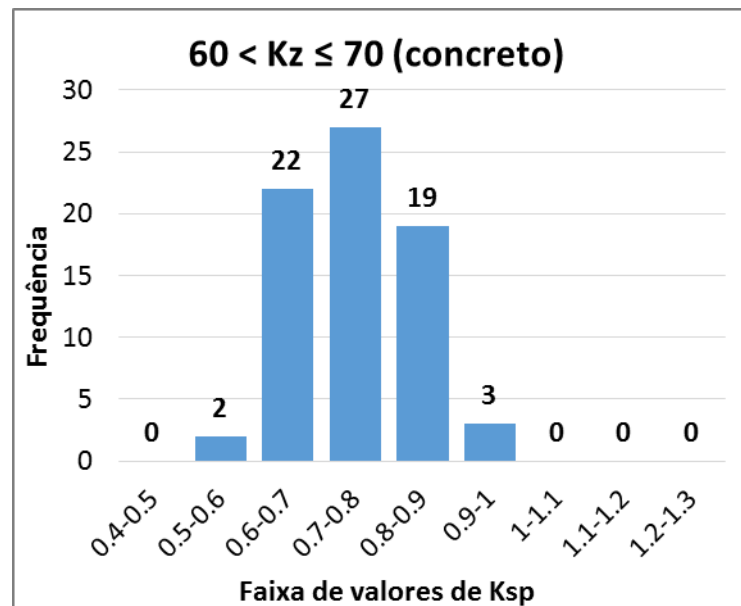
Fonte: autor.

Figura 142 – Frequência de K_{sp} de estacas de concreto ($50 < K_z < 60$)



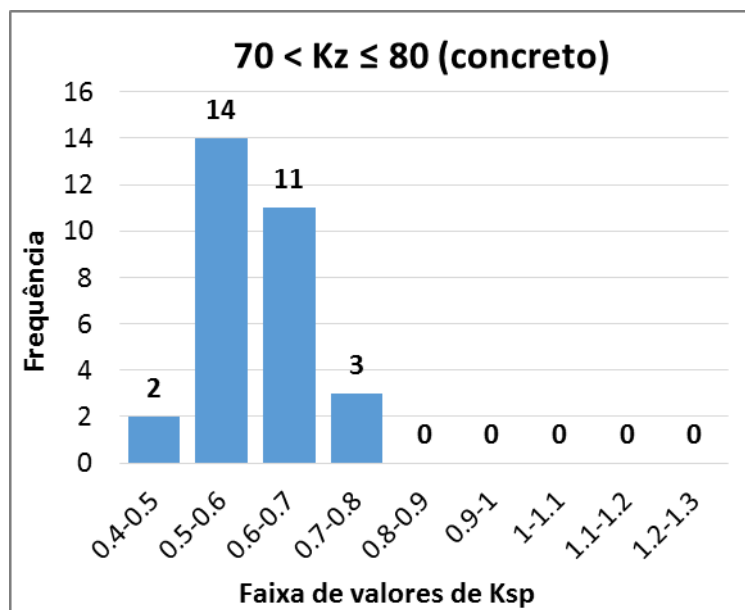
Fonte: autor.

Figura 143 – Frequência de K_{sp} de estacas de concreto ($60 < K_z < 70$)



Fonte: autor.

Figura 144 – Frequência de K_{sp} de estacas de concreto ($70 < K_z < 80$)



Fonte: autor.

Tabela 51: Tabela resumo de K_{sp} para faixas de rigidez dinâmica - concreto

Faixa de Kz (kN.s/m ²)	Concreto			
	10<Kz≤20	20<Kz≤30	30<Kz≤40	40<Kz≤50
Núm. de Ensaio	20	52	204	259
Moda	0,7 a 0,8	0,8 a 0,9	0,8 a 0,9	0,7 a 0,8
Média	0,838	0,849	0,821	0,788
Desv. Padrão	0,091	0,090	0,081	0,098
Coef. de Variação (%)	10,8	10,6	9,9	12,5

Fonte: autor.

Tabela 52: Tabela resumo de K_{sp} para faixas de rigidez dinâmica - concreto
(continuação)

Faixa de K_z (kN.s/m ²)	Concreto		
	50 < K_z ≤ 60	60 < K_z ≤ 70	70 < K_z ≤ 80
Núm. de Ensaios	70	73	30
Moda	0,7 a 0,8	0,7 a 0,8	0,6 a 0,7
Média	0,769	0,743	0,600
Desv. Padrão	0,072	0,084	0,073
Coef. de Variação (%)	9,4	11,3	12,2

Fonte: autor.

Observando os resultados das duas tabelas resumo: a menor faixa ($10 < K_z \leq 20$) apresentou moda 0,7 a 0,8, seguida de duas faixas com moda 0,8 a 0,9 e outras três faixas de K_z com moda 0,7 a 0,8. A última das faixas de valores ($70 < K_z \leq 80$) apresentou moda 0,6 a 0,7.

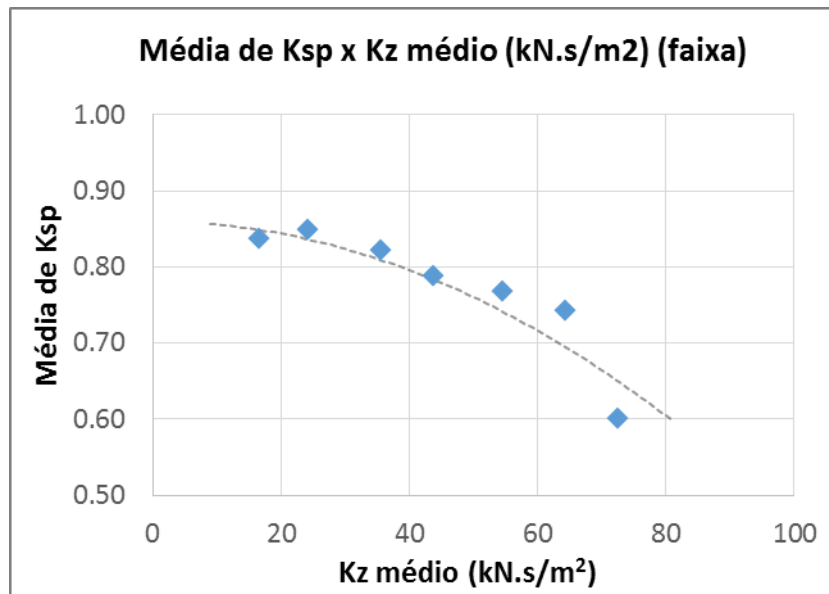
Quanto ao K_{sp} médio, excetuando-se a primeira faixa ($10 < K_z \leq 20$), há uma tendência contínua de decréscimo com o aumento de K_z . Assim como no caso da rigidez K_r , é possível plotar um gráfico contendo pontos das sete faixas que demonstram essa tendência, como pode ser visto na Figura 145.

Tabela 53: K_z médio da faixa e valor médio de K_{sp}

Faixa de K_z (kN.s/m ²)	K_z médio (kN.s/m ²)	Média de K_{sp}
10 < K_z ≤ 20	16.7	0.838
20 < K_z ≤ 30	24.3	0.849
30 < K_z ≤ 40	35.6	0.821
40 < K_z ≤ 50	43.7	0.788
50 < K_z ≤ 60	54.5	0.769
60 < K_z ≤ 70	64.3	0.743
70 < K_z ≤ 80	72.6	0.600

Fonte: autor.

Figura 145 – Média de K_{sp} de cada faixa versus K_z médio - concreto



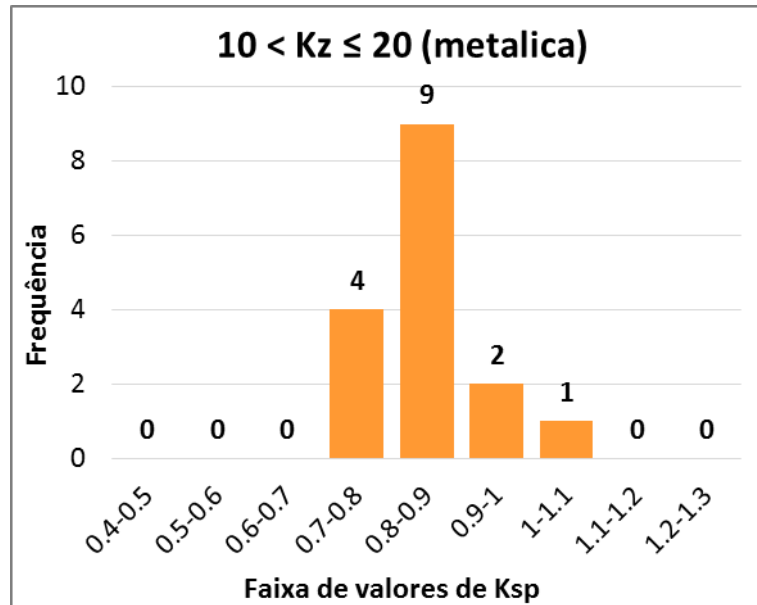
Fonte: autor.

Os pontos da Figura 145 indicam a tendência de diminuição do K_{sp} médio quando a rigidez dinâmica aumenta. A partir da visualização do gráfico plotado, também se verifica o quanto a última faixa ($70 < K_z \leq 80$) destoou do alinhamento das demais. Isso fez com que se ilustrasse a tendência também como uma curva polinomial (assim como no caso de K_r).

Como em todos os demais casos onde foram mostradas tendências, cabe a ressalva de se ter ciência acerca da dispersão inerente aos pontos médios, caracterizada pelos coeficientes de variação.

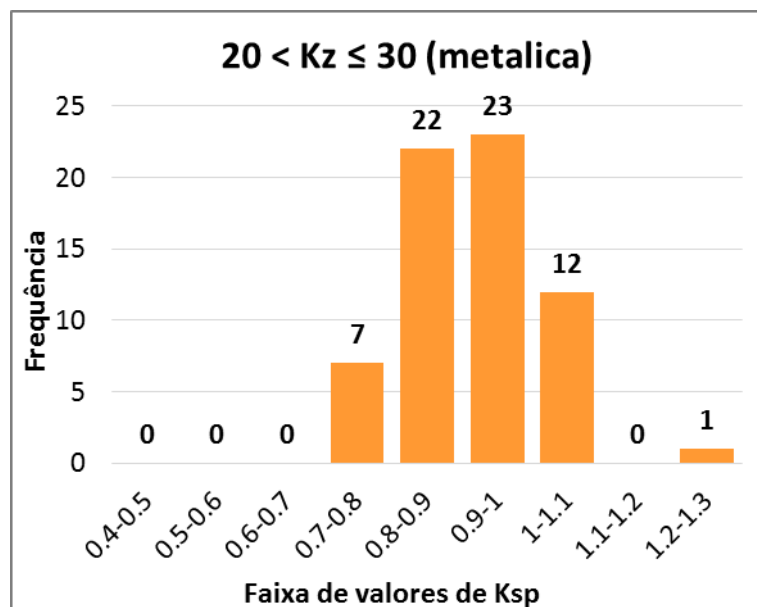
Abaixo são apresentadas as distribuições de K_{sp} , organizadas por faixa de K_z para as estacas metálicas:

Figura 146 – Frequência de K_{sp} de estacas metálicas ($10 < K_z < 20$)

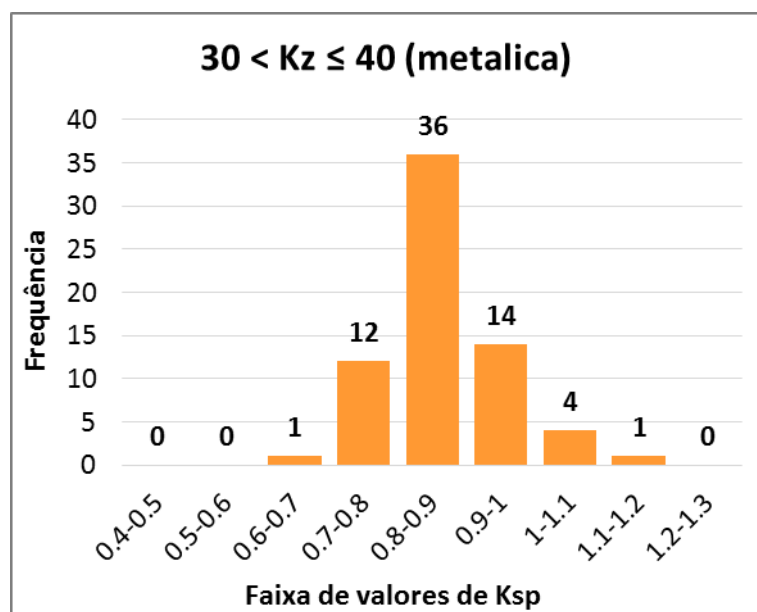


Fonte: autor.

Figura 147 – Frequência de K_{sp} de estacas metálicas ($20 < K_z < 30$)



Fonte: autor.

Figura 148 – Frequência de K_{sp} de estacas metálicas ($30 < Kz < 40$)

Fonte: autor.

Tabela 54: Tabela resumo de K_{sp} para faixas de rigidez dinâmica - metálicas

Faixa de Kz (kN.s/m ²)	Metálicas		
	10<Kz≤20	20<Kz≤30	30<Kz≤40
Núm. de Ensaios	16	65	68
Moda	0,8 a 0,9	0,9 a 1,0	0,8 a 0,9
Média	0,851	0,915	0,870
Desv. Padrão	0,079	0,095	0,084
Coefic. de Variação (%)	9,3	10,3	9,6

Fonte: autor.

Para as estacas metálicas, a faixa de rigidez dinâmica $20 < Kz \leq 30$ apresentou moda 0,9 a 1,0. As demais, moda 0,8 a 0,9.

Quanto ao valor médio de K_{sp} , o mesmo variou entre 0,85 e 0,91, não sendo possível estabelecer tendência de variação com a rigidez dinâmica (Kz).

3.6. UMA CORRELAÇÃO DE MÚLTIPLAS VARIÁVEIS PARA K_{sp}

A seção anterior (3.5) deu enfoque à dispersão de K_{sp} com as grandezas envolvidas no processo de cravação, expondo sua variabilidade em relação a elas. No entanto, todas as análises trataram de confrontar o parâmetro K_{sp} com apenas uma variável independente.

Por meio da avaliação dos dados da presente pesquisa, buscou-se correlacionar os valores individualizados de K_{sp} (de cada ensaio) com múltiplas variáveis – realizando regressões de duas ou três variáveis independentes.

Dentre diversas investidas empíricas, será exposta nessa seção aquela que apresentou o melhor ajuste. Sua base surgiu das tendências verificadas na seção 3.5. Utilizou-se de duas delas: a rigidez (K_r) e o percentual de carga na ponta da estaca (%RP).

Para essas grandezas, só se verificou alguma tendência de variação de K_{sp} no caso de estacas de concreto. Assim, naturalmente, o ajuste de múltiplas variáveis somente contemplará estacas deste material.

Além disso, decidiu-se por incluir um terceiro parâmetro: a razão entre a energia efetivamente transferida e o peso da estaca, onde:

$$\frac{E_{ef}}{P} = \frac{\eta \cdot W \cdot h}{L \cdot A \cdot \gamma} = \frac{EMX}{L \cdot A \cdot \gamma} \quad (105)$$

Onde:

E_{ef} = energia efetivamente transferida à estaca no golpe do martelo;

P = peso da estaca;

η = eficiência geral do golpe;

W = peso do martelo de cravação;

h = altura de queda real;

L = comprimento da estaca;

A = área da seção transversal da estaca;

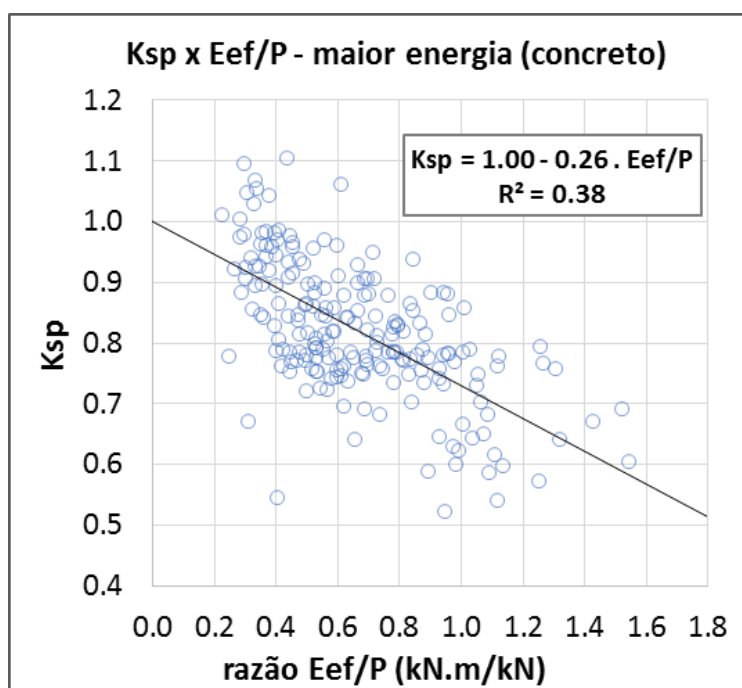
γ = peso específico do material;

EMX = energia efetivamente transferida à estaca no golpe (ensaio dinâmico).

O universo de dados da pesquisa trata de golpes monitorados com nega menor ou igual a 7,0 mm – estacas já muito próximas ou efetivamente em final de cravação. Desse modo, os comprimentos de estaca já se referem ao comprimento final de todas elas. Assim, a relação de K_{sp} com a razão E_{ef}/P só se demonstra coerente quando analisados os golpes de maior energia – os quais possuem capacidade de mobilizar resistências em todo o comprimento.

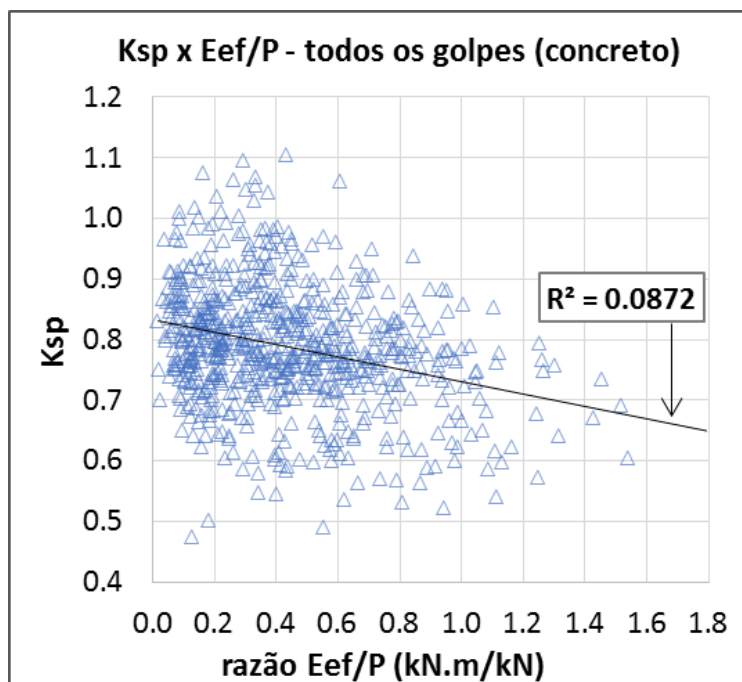
Essa hipótese é demonstrada comparando-se dois gráficos da forma ' $K_{sp} \times E_{ef}/P$ ': o primeiro, referente somente aos golpes de maior energia de cada ensaio (Figura 149) e o segundo, geral, para todos os golpes monitorados independente da energia aplicada e da mobilização das resistências (Figura 150):

Figura 149 – K_{sp} versus E_{ef}/P para os golpes de maior energia (concreto)



Fonte: autor.

Figura 150 – K_{sp} versus E_{ef}/P para todos os golpes (concreto)



Fonte: autor.

Pela observação dos dois gráficos anteriores, percebe-se que a utilização da razão E_{ef}/P quando correlacionado com K_{sp} somente é possível no caso dos golpes de maior energia (Figura 149), onde obteve-se uma tendência razoável, com $R^2=0,38$. No caso da análise incluindo todos os golpes (Figura 150), a correlação se mostra fraca e inviável, com R^2 da ordem de 0,09. Serão utilizados, portanto, somente os golpes onde foi realizada análise CAPWAP, os quais são em praticamente todos os casos os de maior energia de cada ensaio.

Igualmente, quando se trata do percentual de resistência de ponta (%RP), escolhido como uma das três variáveis independentes da regressão múltipla, também só é possível obtê-lo, a fim de correlacionar com K_{sp} , mediante análise CAPWAP.

Desse modo, o ajuste desenvolvido considerou os 204 ensaios em estacas de concreto onde foram realizadas análises CAPWAP – referentes às obras 1 a 9.

A regressão múltipla, comparando valores individuais de K_{sp} com Kr , %RP e E_{ef}/P , foi realizada no software Excel, resultando no ajuste de reta apresentado na equação (106), abaixo:

$$K_{sp} = 1,08 - 5,64 \cdot 10^{-4} \cdot Kr - 0,07 \cdot \%RP - 0,22 \cdot \frac{E_{ef}}{P} \quad (106)$$

Onde:

Kr = rigidez da estaca (kN/mm);

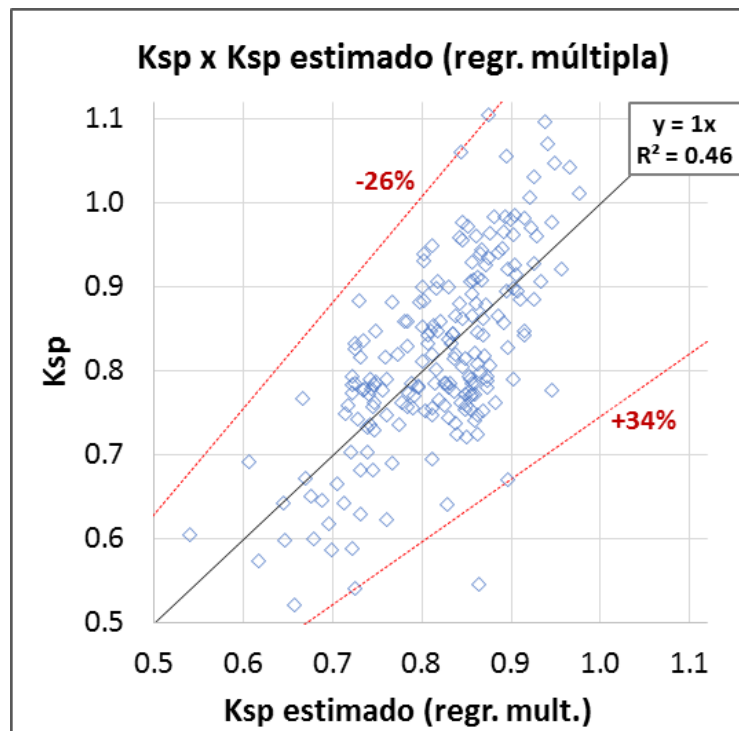
%RP = percentual de resistência de ponta da estaca (valor decimal. Ex: 0,15, 0,28, 0,44, etc);

E_{ef} = energia efetivamente transferida à estaca no golpe (kN.m);

P = peso da estaca (kN).

Plotando os valores de K_{sp} obtidos da retroanálise de cada ensaio contra as estimativas de K_{sp} produzidas pela equação (106), obtém-se o gráfico da Figura 151:

Figura 151 – K_{sp} versus K_{sp} estimado pela regressão (concreto)



Fonte: autor.

A regressão múltipla da equação (106) se mostrou um bom ajuste, visto que foi realizada para os valores individualizados de K_{sp} (para cada ensaio) – e não com base em valores médios, como fora investigado anteriormente nas tendências da seção 3.5.

Os erros das estimativas em relação aos valores de K_{sp} (reais) estiveram dentro das margens extremas de -26% a +34% – representadas pelas retas tracejadas – excetuando-se apenas um dos ensaios onde o K_{sp} estimado pela regressão foi 58% superior ao valor real. Esse ensaio está demasiadamente fora de qualquer padrão de resultados observado e, portanto, será desconsiderado na análise que se segue.

A partir da equação (106), ainda achou-se conveniente realizar um ajuste para as estimativas de K_{sp} , mediante translação da regressão linear, de modo a mantê-las dentro uma margem de segurança. A margem adotada se refere à questão dos fatores de segurança de norma: no dimensionamento de fundações profundas, é usual que o fator de segurança adotado em relação à carga de ruptura seja igual a 2,0 – seguindo a recomendação da NBR 6122 (ABNT, 2010). No entanto, em certas condições de investigação e de ensaios, a norma brasileira abre o precedente da utilização de fator de segurança menor, igual a 1,6.

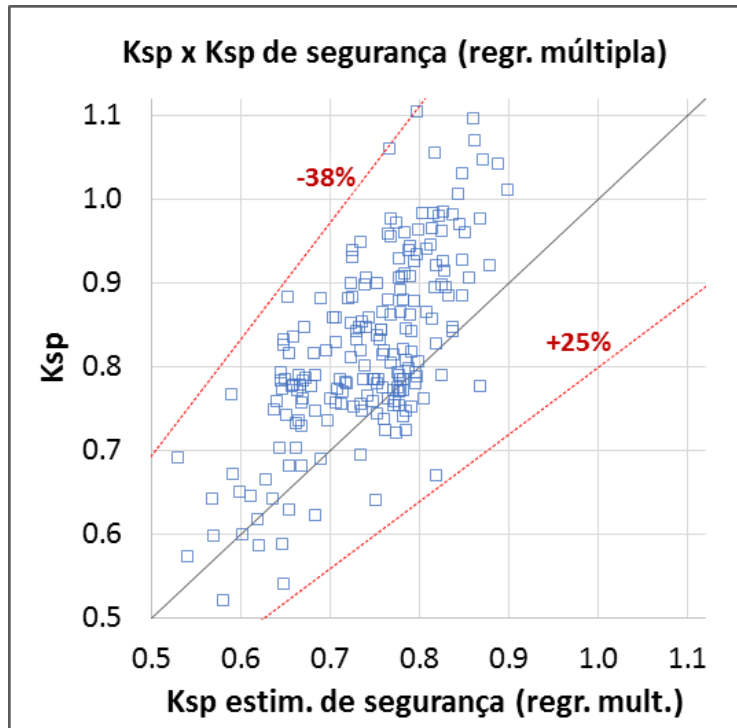
Por isso, o ajuste de segurança da regressão considerou que todos os K_{sp} reais sejam, no mínimo, iguais a 80% dos estimados. Isso cria um cenário em que, mesmo que a regressão superestime ao máximo o valor de K_{sp} , ainda se teria no estaqueamento (onde se esperasse FS=2,0) fatores de segurança (reais) superiores a 1,6.

A translação da regressão que contempla a condição acima é apresentada na equação (107):

$$K_{sp} = 1,0 - 5,6 \cdot 10^{-4} \cdot Kr - 0,07 \cdot \%RP - 0,22 \cdot \frac{E_{ef}}{P} \quad (107)$$

O gráfico plotado do valor de K_{sp} retroanalizado de cada ensaio versus K_{sp} estimado pela regressão de segurança da equação (107) será como apresentado na Figura 152:

Figura 152 – K_{sp} versus K_{sp} estimado de segurança (concreto)



Fonte: autor.

Pelo ajuste da equação (107), portanto, em nenhum dos ensaios analisados o valor estimado de K_{sp} superou em mais de 25% o valor do K_{sp} real – retroanalizado pelo ensaio de carregamento dinâmico. Na prática, isso significa que, se a cravação dessas estacas fosse controlada pela equação de *Energy Approach* visando atingir fator de segurança de projeto igual a 2,0, após realização dos ensaios dinâmicos se constataria que, ao mínimo (no pior caso), o fator de segurança estaria igual a 1,6.

Ainda: conforme mostrado na Figura 152, a maior subestimativa da equação foi de -38% em relação ao K_{sp} retroanalizado pelos ensaios.

3.7. A ESTIMATIVA DA ENERGIA EFETIVAMENTE TRANSFERIDA

Além dos extremos da equação e da compreensão acerca da variabilidade e dispersão de K_{sp} , outra questão se levanta a respeito da equação de *Energy Approach* e que também permeia o uso prático de diversas outras fórmulas dinâmicas: a energia efetivamente transferida à estaca.

Um dos maiores obstáculos para que fórmulas dinâmicas (calibradas amostralmente) sejam extrapoladas ao universo total de estacas de uma obra (que não será instrumentado) é a correta aferição da eficiência geral do golpe (ou do sistema de cravação) a fim de possibilitar estimativas da energia efetiva.

Em um cenário idealizado de execução do ensaio dinâmico, isto é, em um ensaio realizado de maneira perfeita e irretocável sob todos os aspectos, sabe-se que a instrumentação é capaz de permitir a obtenção da eficiência com excelente precisão – especialmente se essa obtenção se der por meio de monitoração de sucessivos (e muitos) golpes de energia constante, simulando a condição de cravação.

No entanto, o cenário real diverge do ideal. Isso ocorre porque a eficiência geral de um dado sistema de cravação é tomada, usualmente, de ensaios dinâmicos de energia crescente (prática mais comum no Brasil).

O primeiro problema dessa modalidade para obtenção da eficiência, é que são desferidos poucos golpes (normalmente entre três e sete) – fazendo com que, a amostragem estatística para avaliação dessa grandeza seja muito pequena. Além disso, tais golpes são desferidos isoladamente – primeiro desfere-se um golpe; o operador, então, avalia os resultados parciais do ensaio e, somente após isso, é que ele solicita um novo golpe ao cravador (não são golpes sequenciais). Desse modo:

- em bate estacas de queda livre, golpes não sequenciais necessitam que o cravador se utilize mais da embreagem e do freio do martelo, alterando a eficiência de cada golpe. Rausche (1997) notou isso em um de seus estudos de caso: em 6 golpes aplicados em um ensaio de energia crescente, a eficiência variou entre 35% e 52% – variação que o autor atribuiu à “efeitos da operação do guincho e problemas de alinhamento” do martelo;

- em bate estacas hidráulicos, o acionamento de um golpe isolado é realizado manualmente por uma chave reguladora da pressão de óleo (não se escolhe diretamente a altura de queda). Isso faz com que a altura de queda efetivamente aplicada não seja exatamente a altura desejada (solicitada) para o golpe – mesmo que o cravador seja experiente. Isso também interfere na eficiência geral calculada.

Como citaram Goble e Likins (1996), as especificações de cada ensaio dinâmico – o modo como serão realizados – dependem do propósito ao qual ele se destina. Assim, dizem os autores: ensaios para estimar o desempenho do martelo requerem procedimentos diferentes de testes onde a questão é avaliação da capacidade de carga.

A prática usual brasileira, portanto, aumenta em muito a dispersão das eficiências obtidas para um mesmo sistema de cravação. Por isso, no momento em que se decide adotar um valor único para a eficiência com base no ensaio de energia crescente, a fim de extrapolar o uso de fórmulas dinâmicas às demais estacas da obra, pode-se estar carregando grandes e indesejadas imprecisões às estimativas de capacidade de carga, potencializando os erros e a dispersão dos resultados esperados.

Nessa seção, deseja-se propor uma alternativa à necessidade de adoção da eficiência geral do golpe na estimativa da energia. Tal alternativa baseia-se em estimar indiretamente a energia efetivamente transferida à estaca por meio da nega, do repique elástico e das características da estaca (geométricas e do material).

3.7.1. Considerações iniciais

A proposta de obtenção da energia efetivamente transferida à estaca baseia-se na equação (108), descrita a seguir. A dedução proposta para tal equação, assim como alguns comentários acerca dela estão apresentados no Apêndice B do presente estudo.

$$D = \lambda \cdot \sqrt{\frac{\eta \cdot W \cdot h \cdot L}{E \cdot A}} \quad (108)$$

Onde:

D = máximo deslocamento ocorrido na estaca. É a soma entre a nega e o repique elástico;

λ (*lambda*) = coeficiente de ajuste da equação;

η = eficiência geral do golpe;

W = peso do martelo de cravação;

h = altura de queda real;

L = comprimento da estaca;

E = módulo de elasticidade dinâmico do material;

A = área da seção transversal da estaca.

Baseado na equação (108), pretende-se verificar o comportamento do coeficiente de ajuste **λ** (*lambda*) em relação aos ensaios disponíveis. Tal verificação poderia ser exposta nessa seção da mesma maneira como realizado em relação ao parâmetro K_{sp} (de *Energy Approach*): tomando-se diferentes grandezas ou faixas de valores, como *Beta*, *nega*, *seção*, *L/D*, *Quake*, *Kr*, etc. No entanto, praticamente todas essas verificações quanto à **λ** foram realizadas, não sendo minimamente promissoras quando comparadas com as tendências atingidas em algumas delas no caso de K_{sp} . Por isso, uma vez que essa seção não trata do objetivo principal da presente pesquisa, serão avaliadas ao longo desse item apenas as linhas de investigação que mais se aproximaram de algum resultado conclusivo.

Para tanto, serão plotados gráficos que contrapõe os dois lados da equação (108), isto é, da forma " $D \times [(\eta \cdot W \cdot h \cdot L)/(E \cdot A)]^{0,5}$ ", onde **D** é igual ao

deslocamento máximo calculado no ensaio dinâmico (*DMX*), o conjunto ' $\eta.W.h$ ' também provém do ensaio como a energia efetivamente transferida (*EMX*) e o módulo de elasticidade E é calculado pela equação (10). O comprimento L e a área da seção transversal da estaca A são dados disponíveis acerca da geometria das estacas avaliadas.

Assim, portanto, plotando " D " versus " $[(\eta.W.h.L)/(E.A)]^{0,5}$ " segue-se logicamente que o coeficiente angular da regressão linear dos pontos é igual ao coeficiente de ajuste λ .

Na revisão bibliográfica, onde foi discorrido especificamente sobre a fórmula dos Dinamarqueses (item 2.5.2), destacou-se propositalmente na equação (81) um dos termos da fórmula, S_o , associado às deformações elásticas. Este termo é análogo à equação (108) aqui proposta, sendo possível traçar o paralelo de que o coeficiente de ajuste λ contido implicitamente na fórmula dos Dinamarqueses seria igual à $\sqrt{2} = 1,41$. Tal valor será comparado com os resultados obtidos mais adiante.

Apenas a fim de explicitar a desejada "estimativa da energia efetiva", basta apenas reordenar a equação (108) da seguinte maneira:

$$E_{ef} = \eta . W . h = \frac{1}{\lambda^2} \cdot \frac{D^2 . E . A}{L} \quad (109)$$

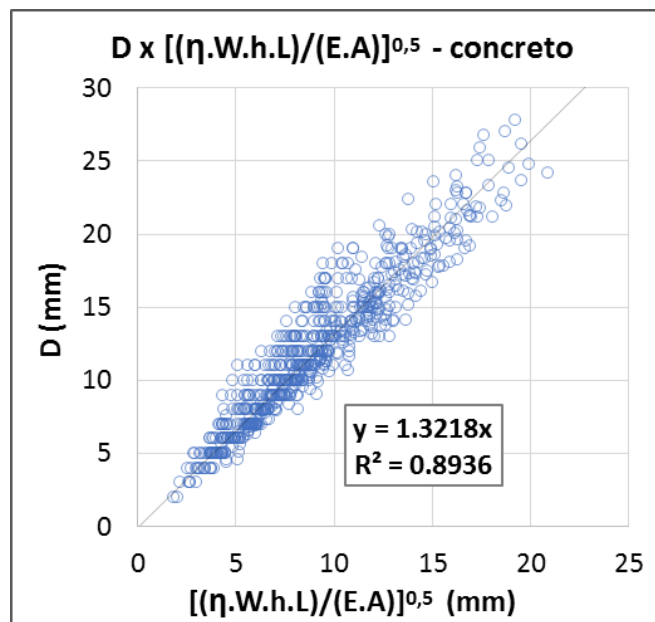
Onde:

E_{ef} = energia efetivamente transferida à estaca.

3.7.2. Coeficiente λ por material

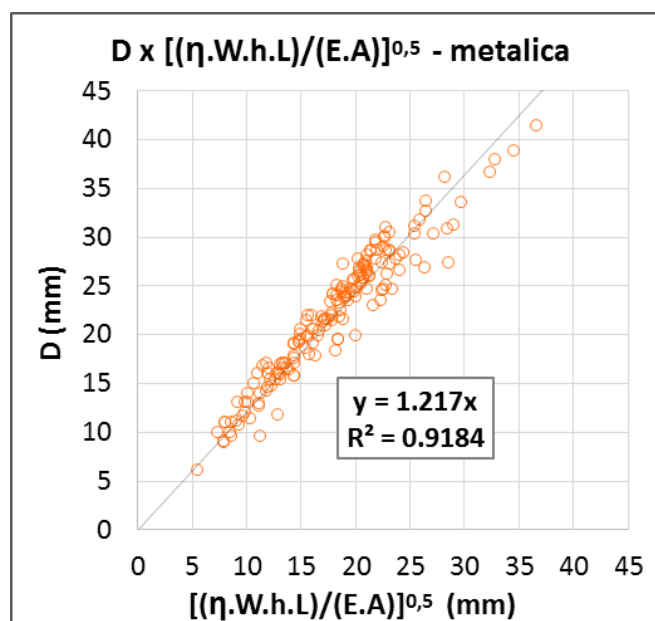
Os gráficos da forma “ $D \times [(\eta.W.h.L)/(E.A)]^{0,5}$ ” para todas as estacas de concreto (Figura 153) e para todas as estacas metálicas (Figura 154) estão plotados a seguir:

Figura 153 – “D” versus “[$(\eta.W.h.L)/(E.A)$]^{0,5}” para estacas de concreto



Fonte: autor.

Figura 154 – “D” versus “[$(\eta.W.h.L)/(E.A)$]^{0,5}” para estacas metálicas



Fonte: autor.

Os valores de λ obtidos das duas figuras anteriores (pelo método de mínimos quadrados) são coeficientes médios. Observa-se, no entanto, que eles não foram significativamente diferentes entre os dois materiais: para estacas de concreto $\lambda=1,32$ e para estacas metálicas, $\lambda=1,22$.

O objetivo dessa seção é propor uma alternativa à estimativa da energia efetivamente transferida à estaca. Assim, os valores médios de *lambda* observados, podem ser aplicados à equação (109), redefinindo a estimativa da energia (média) para cada material como:

$$E_{ef} = 0,57 \cdot \frac{D^2 \cdot E \cdot A}{L} \quad (\text{estacas de concreto}) \quad (110)$$

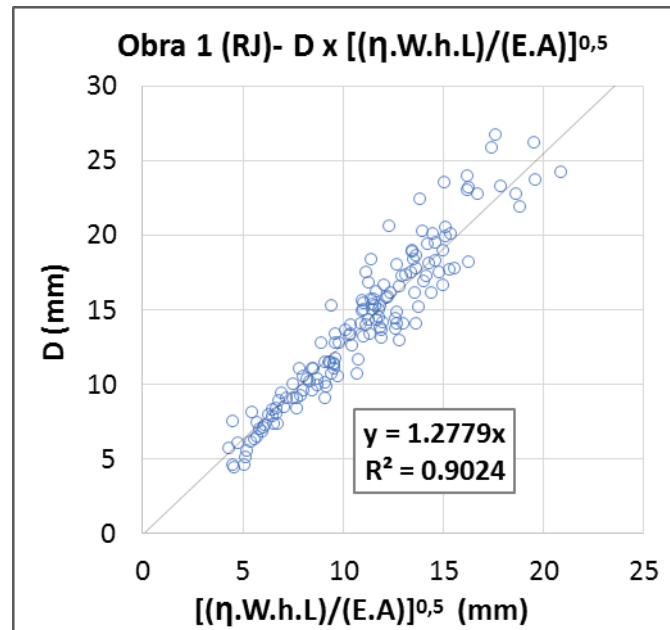
$$E_{ef} = 0,68 \cdot \frac{D^2 \cdot E \cdot A}{L} \quad (\text{estacas metálicas}) \quad (111)$$

3.7.3. Coeficiente λ por obra

Uma segunda abordagem, no entanto, é a avaliação das regressões dos gráficos “ $D \times [(\eta \cdot W \cdot h \cdot L)/(E \cdot A)]^{0,5}$ ” de maneira separada para cada obra do presente estudo. Os gráficos de cada obra, individualmente, estão apresentados a seguir (

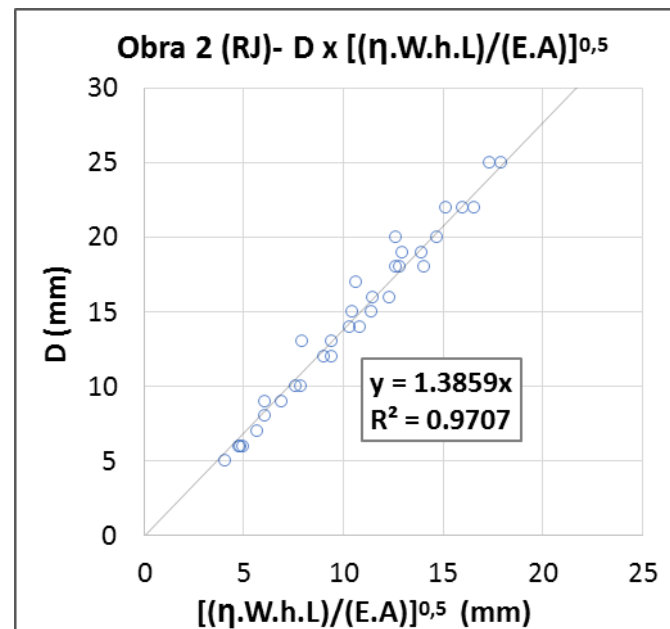
Figura 155 a Figura 169), acompanhados de duas tabelas-resumo que compilam os *lambdas* (λ) obtidos.

Figura 155 – “ $D \times [(\eta.W.h.L)/(E.A)]^{0,5}$ ” - Obra 1 (RJ) - concreto

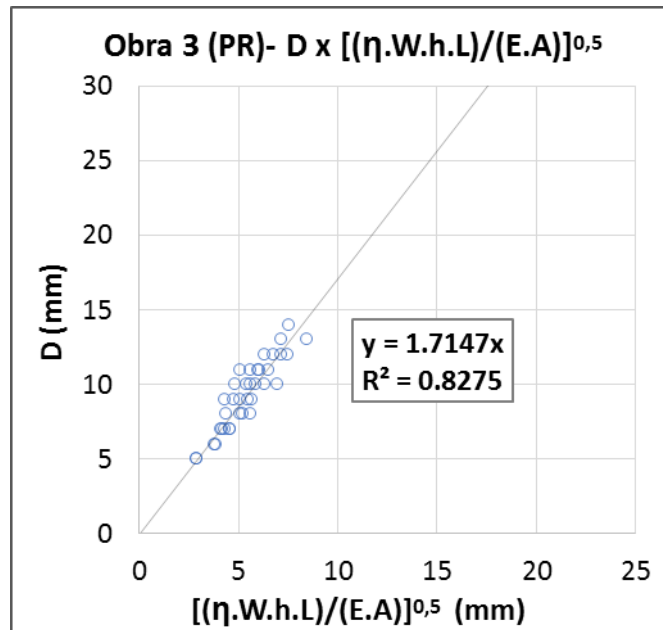


Fonte: autor.

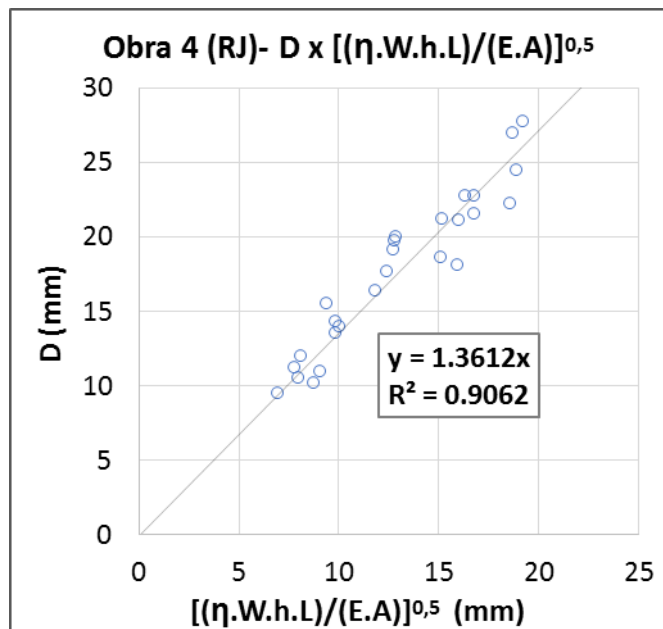
Figura 156 – “ $D \times [(\eta.W.h.L)/(E.A)]^{0,5}$ ” - Obra 2 (RJ) - concreto



Fonte: autor.

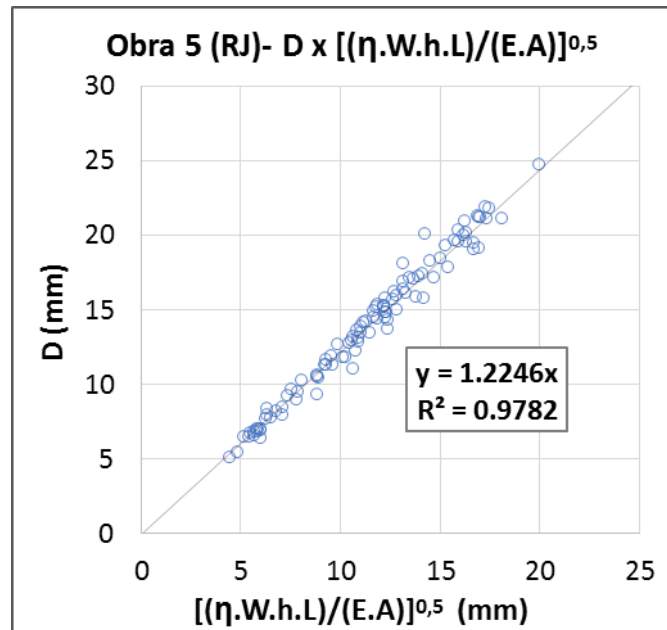
Figura 157 – “ $D \times [(\eta \cdot W \cdot h \cdot L)/(E \cdot A)]^{0,5}$ ” - Obra 3 (PR) - concreto

Fonte: autor.

Figura 158 – “ $D \times [(\eta \cdot W \cdot h \cdot L)/(E \cdot A)]^{0,5}$ ” - Obra 4 (RJ) - concreto

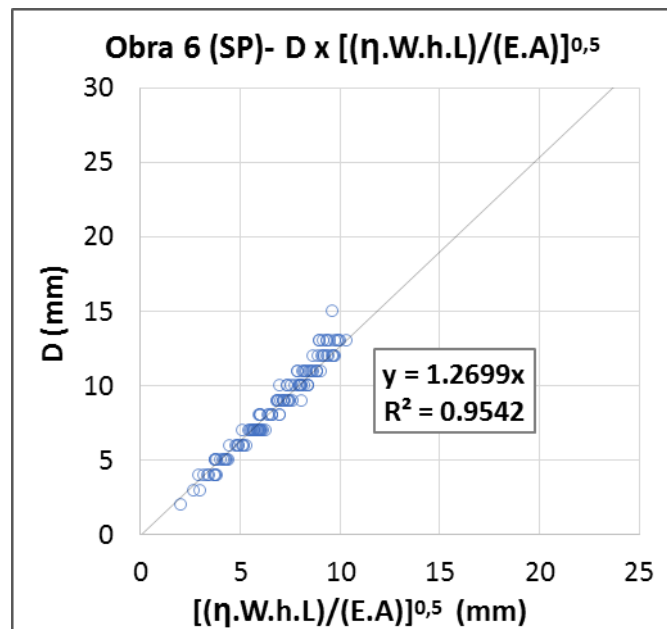
Fonte: autor.

Figura 159 – “ $D \times [(\eta.W.h.L)/(E.A)]^{0,5}$ ” - Obra 5 (RJ) - concreto



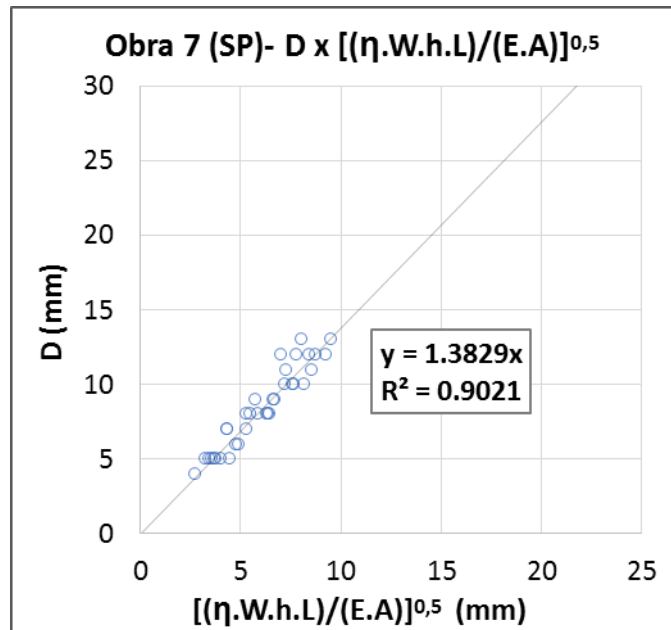
Fonte: autor.

Figura 160 – “ $D \times [(\eta.W.h.L)/(E.A)]^{0,5}$ ” - Obra 6 (SP) - concreto



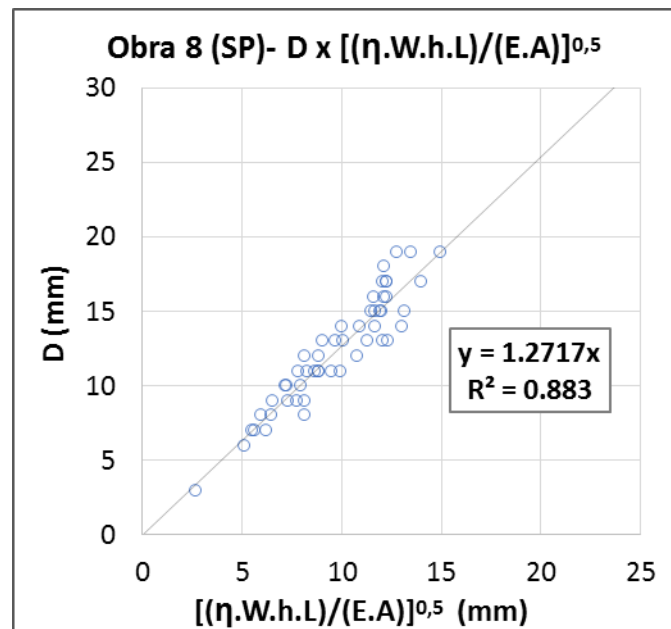
Fonte: autor.

Figura 161 – “ $D \times [(\eta.W.h.L)/(E.A)]^{0,5}$ ” - Obra 7 (SP) - concreto



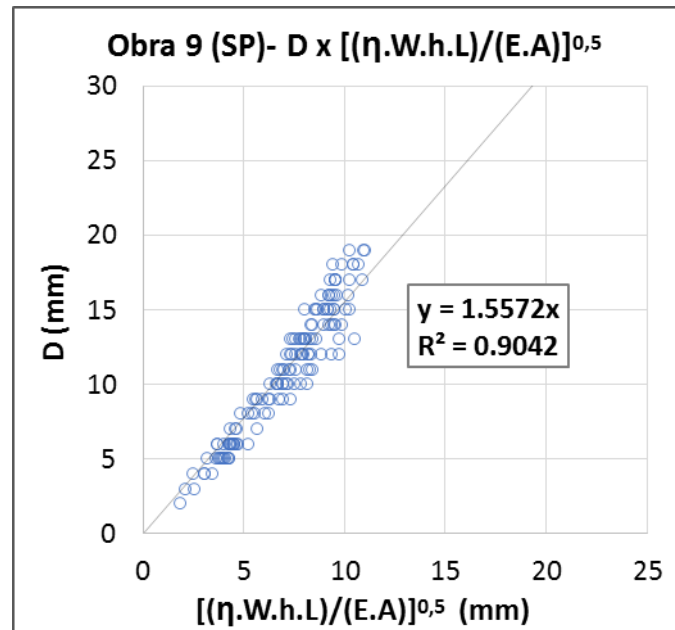
Fonte: autor.

Figura 162 – “ $D \times [(\eta.W.h.L)/(E.A)]^{0,5}$ ” - Obra 8 (SP) - concreto



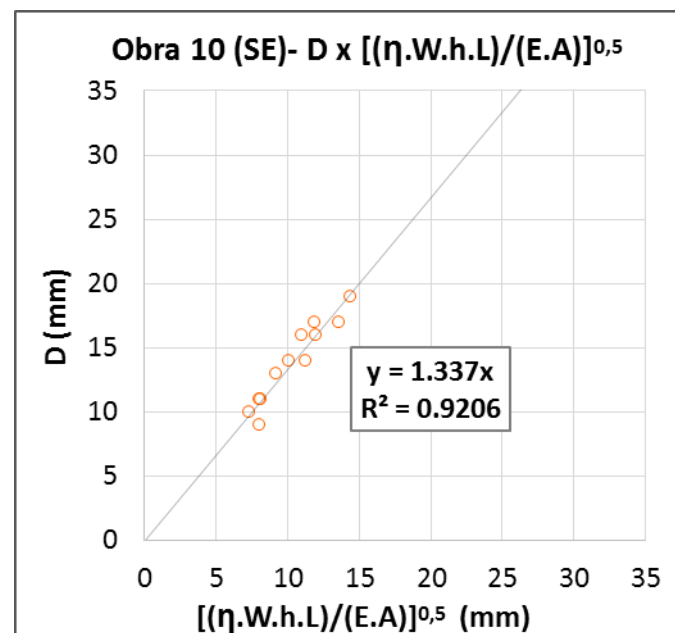
Fonte: autor.

Figura 163 – “ $D \times [(\eta.W.h.L)/(E.A)]^{0,5}$ ” - Obra 9 (SP) - concreto



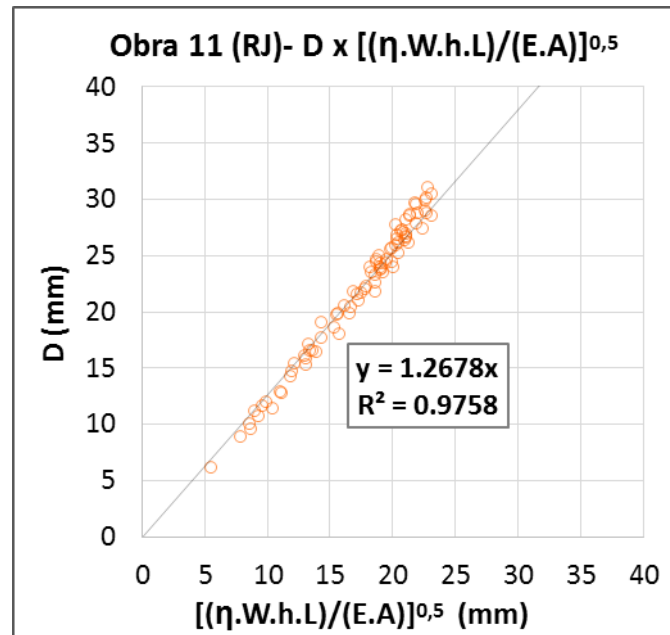
Fonte: autor.

Figura 164 – “ $D \times [(\eta.W.h.L)/(E.A)]^{0,5}$ ” - Obra 10 (SE) - metálicas



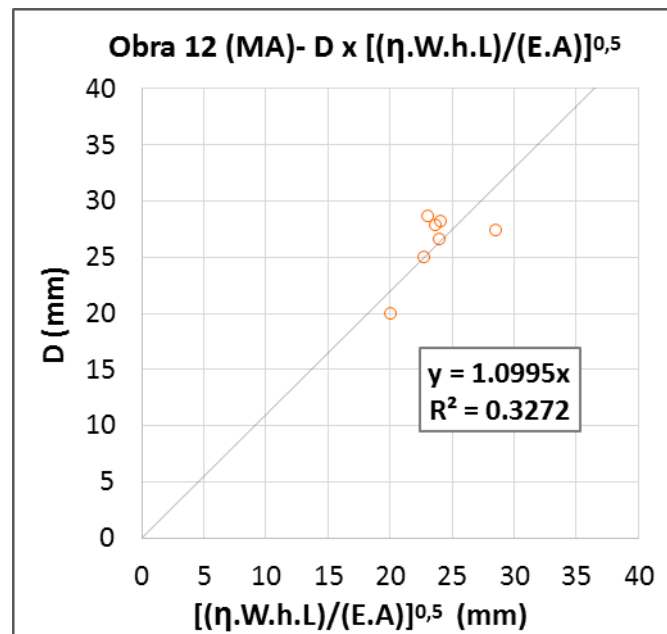
Fonte: autor.

Figura 165 – “ $D \times [(\eta.W.h.L)/(E.A)]^{0,5}$ ” - Obra 11 (RJ) - metálicas



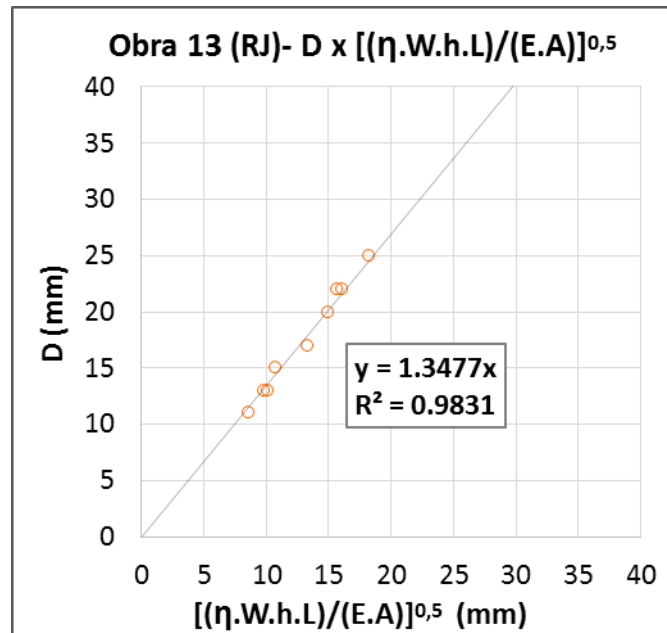
Fonte: autor.

Figura 166 – “ $D \times [(\eta.W.h.L)/(E.A)]^{0,5}$ ” - Obra 12 (MA) - metálicas



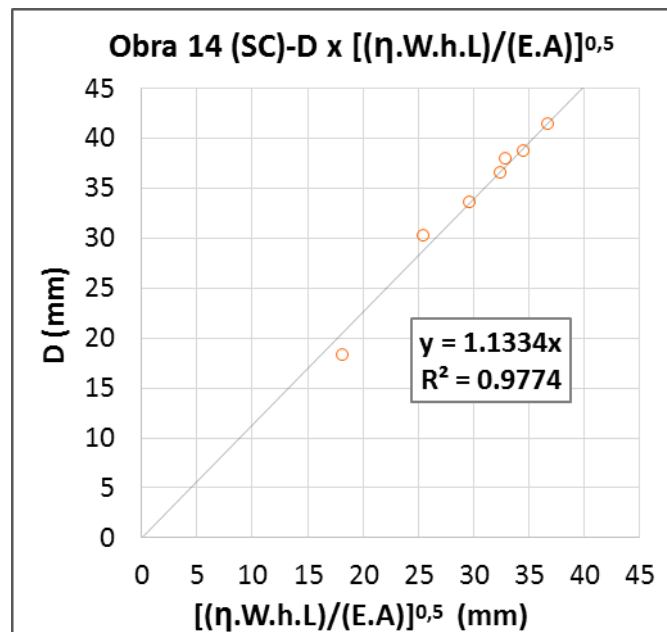
Fonte: autor.

Figura 167 – “ $D \times [(\eta.W.h.L)/(E.A)]^{0,5}$ ” - Obra 13 (RJ) - metálicas

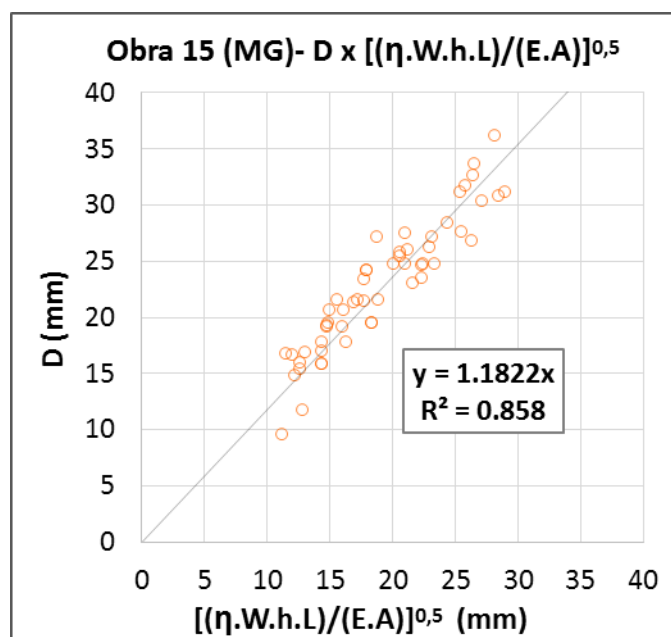


Fonte: autor.

Figura 168 – “ $D \times [(\eta.W.h.L)/(E.A)]^{0,5}$ ” - Obra 14 (SC) - metálicas



Fonte: autor.

Figura 169 – “D x $[(\eta.W.h.L)/(E.A)]^{0,5}$ ” - Obra 15 (MG) - metálicas

Fonte: autor.

Tabela 55: Tabela resumo de λ por obra analisada

Obra	Coef. λ (<i>lambda</i>)		R^2 (regressão linear)
	Concreto	Metálica	
Obra 1 (RJ)	1,278		0,90
Obra 2 (RJ)	1,386		0,97
Obra 3 (PR)	1,715		0,83
Obra 4 (RJ)	1,361		0,91
Obra 5 (RJ)	1,225		0,98
Obra 6 (SP)	1,270		0,95
Obra 7 (SP)	1,383		0,90
Obra 8 (SP)	1,272		0,88
Obra 9 (SP)	1,557		0,90
Obra 10 (SE)		1,337	0,92
Obra 11 (RJ)		1,268	0,98
Obra 12 (MA)		1,100	0,33
Obra 13 (RJ)		1,348	0,98
Obra 14 (SC)		1,133	0,98
Obra 15 (MG)		1,182	0,86

Fonte: autor.

Utilizando os valores de λ da Tabela 55, foi calculada para cada obra a razão $1/\lambda^2$ – coeficiente angular da equação (109), proposta para o cálculo da energia efetivamente transferida. Os resultados estão compilados na Tabela 56.

Tabela 56: Tabela resumo de $1/\lambda^2$ por obra analisada

Obra	Razão $1/\lambda^2$		R ² (regressão linear)
	Concreto	Metálica	
Obra 1 (RJ)	0,61		0,90
Obra 2 (RJ)	0,52		0,97
Obra 3 (PR)	0,34		0,83
Obra 4 (RJ)	0,54		0,91
Obra 5 (RJ)	0,67		0,98
Obra 6 (SP)	0,62		0,95
Obra 7 (SP)	0,52		0,90
Obra 8 (SP)	0,62		0,88
Obra 9 (SP)	0,41		0,90
Obra 10 (SE)		0,56	0,92
Obra 11 (RJ)		0,62	0,98
(*) Obra 12 (MA)		0,83	0,33
Obra 13 (RJ)		0,55	0,98
Obra 14 (SC)		0,78	0,98
Obra 15 (MG)		0,72	0,86
MÉDIA (entre as obras)	0,54	0,65	

Fonte: autor.

O valor médio da razão $1/\lambda^2$, calculado entre as obras, foi de 0,54 para as estacas de concreto. Observa-se que essa razão variou na faixa entre os extremos 0,34 e 0,67 – diferença de -37% e +24% em relação ao valor médio, respectivamente. Observou-se, entretanto, predominância de valores na faixa entre 0,52 e 0,67 (7 das 9 obras). Em todas as regressões lineares obteve-se R² entre 0,83 e 0,98.

No caso das estacas metálicas, uma primeira ressalva (*): além da baixa quantidade de ensaios da Obra 12 (MA), os mesmos não possibilitaram ajuste

adequado da regressão, resultando em R^2 igual a 0,33. Desprezando-se esse resultado pelo caráter não significativo, obtém-se o valor médio da razão $1/\lambda^2$ igual a 0,65. A faixa de variação observada foi entre 0,55 e 0,78 – diferença de -15% e +21% em relação ao valor médio, respectivamente. Em todas as regressões lineares obteve-se R^2 entre 0,86 e 0,98.

Os resultados desse item (3.7.3), quanto à separação dos coeficientes λ por obra, conduzem a uma conclusão básica: observa-se que o valor mais adequado de *lambda* difere a cada obra. No entanto, dentro de uma mesma obra, o alinhamento dos pontos nos gráficos da forma " $D \times [(\eta.W.h.L)/(E.A)]^{0,5}$ " mostrou alta correlação (elevados valores de R^2). Isso denota que o método proposto pode ser aplicado com excelente precisão, desde que se calibre adequadamente o coeficiente λ para cada obra.

A calibração do coeficiente λ deve ser realizada por monitoração dinâmica, sendo recomendável que seja feita tanto no início como no decorrer da obra.

Ainda quanto a calibração de λ : no caso de obras com áreas muito extensas, de subsolo heterogêneo ou com comprimentos de estaca muito variáveis, recomenda-se a setorização da obra em pequenas regiões, tratadas isoladamente e com calibrações independentes visando, assim, a contemplação de todas as particularidades locais nas diferentes aferições de λ .

A fim de buscar compreender melhor as razões pelas quais λ diferiu de uma obra para outra, foram avaliadas diversas correlações com as grandezas envolvidas no mecanismo de transformação da energia (E_{ef}) em deslocamento (D). Dentre todas as tentativas, duas delas se mostraram mais promissoras para estacas de concreto, não sendo, no entanto, muito conclusivas. Com o propósito de não deixar a questão sem qualquer tipo de verificação, julgou-se conveniente abordar essas duas tentativas de correlação de λ no Apêndice E, visto que tal assunto não compreende o objetivo primordial da presente pesquisa.

3.8. TENSÕES DE COMPRESSÃO NA CRAVAÇÃO

Como discutido no item 2.6, o conhecimento das tensões de cravação é fator primordial da boa prática de cravação de uma estaca. A equação empírica proposta por Gambini (1982 apud ALMEIDA, 1985) é uma das ferramentas de estimativa da tensão máxima de compressão atuante na estaca.

É evidente que, em se tratando de danos e quebras no processo de cravação, as estacas de concreto se demonstram mais sensíveis e mais problemáticas do que as estacas de aço. No caso da ocorrência de tensões de tração, isso é ainda mais crítico aos elementos de concreto (ainda que armados ou protendidos). Ainda assim, esse item (3.8), dedicado à questão das estimativas de tensão, trata em sua maior parte de ambos os materiais – mesmo que para estacas metálicas o conhecimento das tensões seja menos relevante do que para estacas de concreto.

Estão incluídos nas análises de tensões de compressão os mesmos registros dinâmicos caracterizados nos itens 3.1 e 3.2, exceto os da Obra 15 (54 registros de tubos metálicos), onde os dados de monitoramento das tensões não foram disponibilizados. Ao total, portanto, essa seção trata de 708 registros de estacas de concreto e 119 de estacas metálicas.

A seguir, é apresentado inicialmente um comparativo entre estimativas das tensões de compressão pela formulação original de Gambini (1982 apud ALMEIDA, 1985) e as tensões CSX, calculadas pelo PDA (Pile Driving Analyser) mediante o monitoramento das estacas. Em seguida, foram propostos ajustes nos resultados da equação de modo a melhorar sua eficácia bem como duas outras versões da fórmula: uma simplificada e outra de caráter prático (para estacas de concreto), com a finalidade de expeditas estimativas das tensões pelo engenheiro de campo.

3.8.1. Considerações iniciais

Almeida (1985) instrumentou 7 estacas em 4 diferentes obras (2 estacas metálicas e 5 de concreto) para avaliação das tensões atuantes e comparação com fórmulas de estimativa, como a de Gambini. Os coeficientes de rigidez do coxim (k) considerados variaram entre $2,2 \cdot 10^8$ e $12 \cdot 10^8$ N/m. Para o presente

estudo, portanto, será adotado um valor intermediário de rigidez $k = 5.10^8$ N/m.

Outro parâmetro da fórmula é o peso do capacete (W_c), que para as avaliações da equação original de Gambini será adotado igual a 350 kg ($W_c=3500$ N). No caso das simplificações da equação, o peso do capacete foi considerado relativo ao peso do martelo (item 3.8.4.3).

O peso específico (γ) do concreto foi adotado igual a 24,5 kN/m³ e do aço, igual a 78 kN/m³.

É importante citar que premissas para adoção dos três parâmetros citados acima (k , W_c e γ) estão discutidas em maior detalhe no item 3.8.4 (Simplificações da Equação de Gambini). Achou-se oportuno fazer desta forma em função da importância que tais parâmetros possuem para as simplificações propostas para a equação original.

A área da seção transversal (A), as alturas de queda (H) e os pesos dos martelos de cravação (W) são conhecidos para cada registro dinâmico.

As velocidades de onda das estacas (c) e as eficiências dos golpes (η) são dados obtidos por meio dos próprios registros do ensaio de carregamento dinâmico.

As estimativas de tensão pela equação de Gambini serão comparadas com a média das tensões máximas (dos dois sensores) calculadas dos ensaios dinâmicos, denominadas **CSX** (ver item 2.4.5.4).

3.8.2. Estimativa das tensões pela equação de Gambini

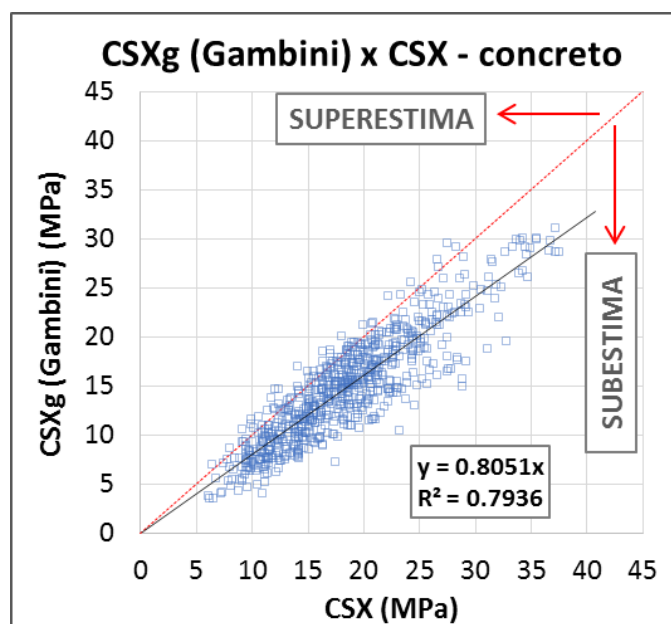
Por meio da equação de Gambini (1982 apud ALMEIDA, 1985), foram estimadas tensões de compressão para cada um dos registros do presente estudo. Uma vez que a tensão de compressão proveniente dos ensaios dinâmicos será identificada pela simbologia **CSX**, as tensões calculadas pelo método original de Gambini serão identificadas por **CSXg**.

Como observação importante à interpretação dos resultados, vale citar resumidamente o que foi abordado ao final do item 2.6.1; de que nas estimativas de CSXg:

- se a equação de Gambini superestimar a tensão calculada em relação às tensões atuantes, então uma cravação guiada pela estimativa ficará restringida por uma energia (real) menor do que seu máximo limite possível – resultando em uma estaca subcravada (em relação a seu potencial de cravação); ou
- se a equação subestimar as tensões atuantes, então as tensões reais serão superiores às indicadas pela fórmula, acima do limite adequado, aumentando a probabilidade de danos ou quebra das estacas.

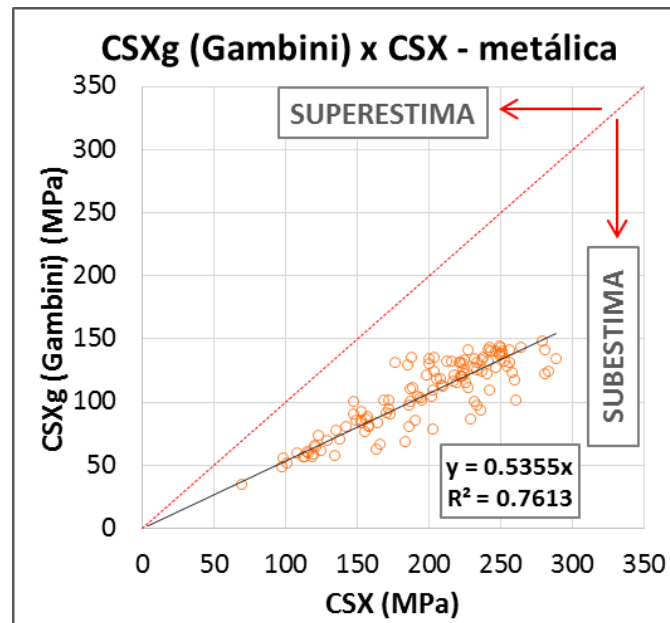
Os resultados comparativos entre CSXg e CSX estão apresentados, para ambos os materiais de estaca, nas duas figuras a seguir (Figura 170 e Figura 171). Em cada um dos gráficos está indicada a reta 1:1 ($y=x$), que representa o alinhamento ideal para os pontos, e os indicadores dos lados dessa reta de referência (1:1) onde a equação de Gambini superestima ou subestima as tensões monitoradas:

Figura 170 – CSXg (Gambini) versus CSX (PDA) – estacas de concreto



Fonte: autor.

Figura 171 – CSXg (Gambini) versus CSX (PDA) – estacas metálicas



Fonte: autor.

Para as estacas de concreto (Figura 170), o método fornece resultados razoáveis, porém tendendo ao lado menos conservador quanto à danos e quebras: observa-se que a equação tende a subestimar as tensões monitoradas. No total, em 645 de 708 casos (91%), a formulação de Gambini resultou em valores menores do que as tensões obtidas do ensaio dinâmico, algo não desejável em função de um eventual aumento de danos ou quebras quando da cravação.

No caso mais extremo de subestimativa, a equação estimou um valor igual a 38% da tensão monitorada na estaca (diferença de -62% em relação à CSX). Do lado oposto, a maior superestimativa da fórmula resultou em valor 23% superior à tensão monitorada.

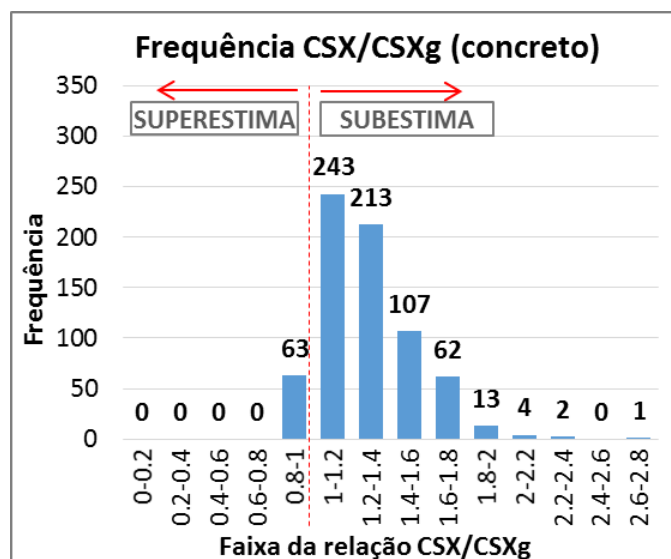
Na Figura 171, verifica-se para as estacas metálicas que a equação de Gambini não fornece resultados adequados na comparação com CSX: em todos os ensaios a equação subestimou demasiadamente os resultados em relação às tensões monitoradas.

No entanto, essa precariedade de estimativa para estacas metálicas já era esperada para uma primeira análise da formulação original, uma vez que o método tem base empírica e foi desenvolvido para estacas de concreto. Uma

proposta para melhorar a precisão da equação, adequando-a aos dois tipos de materiais (concreto e aço) é tratada mais adiante, no item 3.8.3.

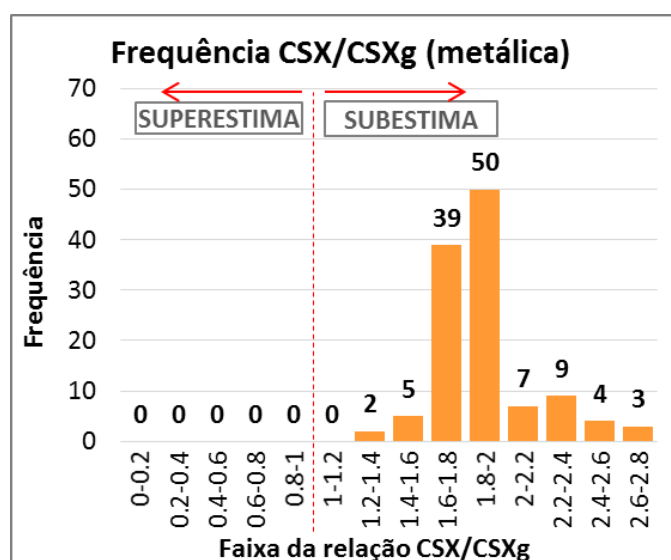
Para melhorar o efeito comparativo das estimativas, foram montados histogramas de frequência da razão CSX/CSXg, cujo valor ideal deveria ser igual a 1,0 (tensão monitorada igual à estimada pela equação de Gambini):

Figura 172 – Frequência da razão CSX/CSXg – estacas de concreto



Fonte: autor.

Figura 173 – Frequência da razão CSX/CSXg – estacas metálicas



Fonte: autor.

As distribuições de frequência anteriores (Figura 172 e Figura 173) deixam claro, portanto, que a equação original de Gambini tendeu a subestimar

as tensões quando em comparação com as tensões monitoradas pela instrumentação dinâmica (razão CSX/CSXg maior do que 1,0).

A relação média entre as tensões para estacas de concreto foi de 1,28 (desvio padrão de 0,24 e coeficiente de variação de 18,8%). Para as estacas metálicas, a relação CSX/CSXg média foi de 1,89 (desvio padrão de 0,26 e coeficiente de variação de 13,7%).

3.8.3. O ajuste matemático da equação de Gambini

Foi mostrado no item anterior (3.8.2) que, para os dados analisados no presente estudo, a equação de Gambini tende a subestimar as tensões – problema este que, no caso de uma cravação orientada pelas estimativas da equação de Gambini, tais resultados induziriam a uma maior probabilidade de quebras de estaca (especialmente no caso de estaca de concreto).

Assim será proposto adiante um ajuste à equação, denominado “ajuste matemático”. O ajuste consistiu em se avaliar a diferença entre a equação da regressão linear atual (Figura 170 e Figura 171) e a equação ideal (reta 1:1; ou $y=x$), realizando uma correção da regressão original por meio de um termo multiplicador para cada material de estaca.

Pretende-se realizar tal ajuste de modo a trazer as estimativas da equação de Gambini para a melhor correlação possível com as tensões monitoradas (CSX). Na prática, isso significa obter o melhor ajuste dos pontos à reta de referência ($y=x$) – onde a estimativa da equação é igual à tensão monitorada.

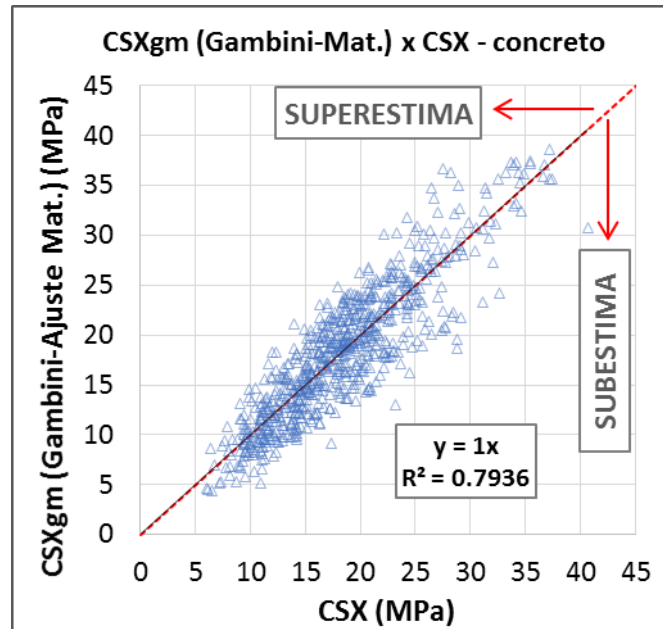
3.8.3.1. Estacas de concreto

A regressão linear dos resultados nas estacas de concreto é regida pela equação apresentada na Figura 170: $y_1 = 0,8051 \cdot x$

Desse modo, a fim de ajustá-la para a equação desejada, $y = x$, há de ser necessário que y_1 seja multiplicado pela constante 1,24 (inverso de 0,8051). Em outras palavras, deve-se multiplicar as estimativas da equação original de Gambini por 1,24.

Sendo denominado o cálculo das tensões por Gambini com ajuste matemático por **CSXgm**, os resultados se alinharão como na Figura 174:

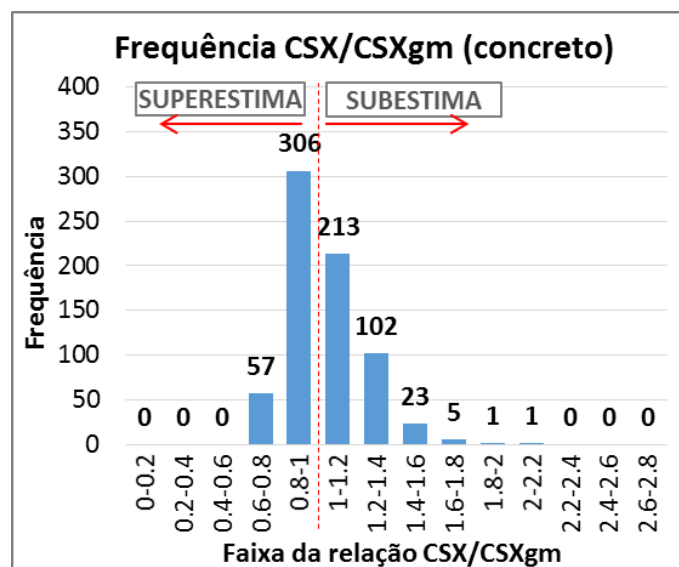
Figura 174 – CSXgm (Gambini-Ajuste Matemático) versus CSX (PDA) – estacas de concreto



Fonte: autor.

Assim, elaborou-se o histograma de frequência da razão CSX/CSXgm, apresentado na Figura 175:

Figura 175 – Distribuição de frequência de CSX/CSXgm - concreto



Fonte: autor.

O ajuste proposto para estacas de concreto (1,24) corrige o valor médio da razão CSX/CSXgm para 1,031. O desvio padrão de 0,194 é proporcional à estimativa inicial e, por isso, o coeficiente de variação é o mesmo, 18,8%. Nesse ajuste, 51,3% dos ensaios estão no lado em que a equação de Gambini superestima as tensões e 48,7% dos resultados estão no lado em que a equação as subestima – criando uma situação mais equilibrada quanto às estimativas.

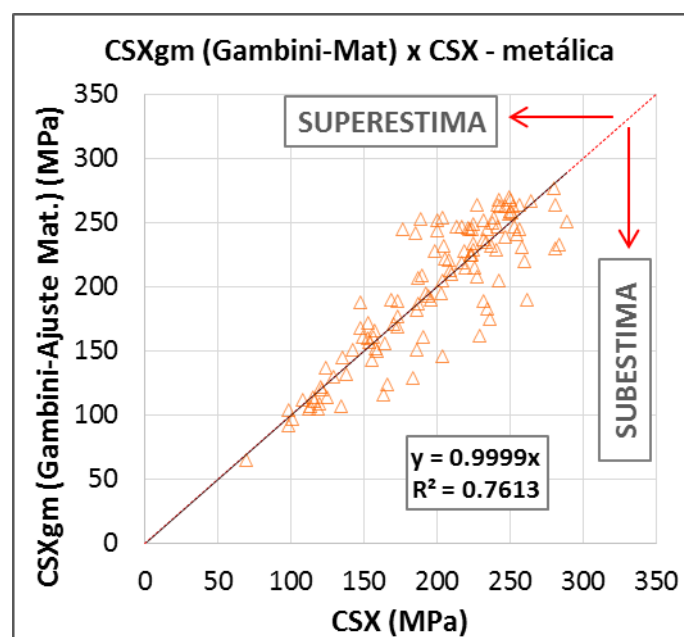
Um total de 73,3% dos ensaios teve suas tensões monitoradas dentro da faixa de $\pm 20\%$ quanto às estimativas da equação ajustada.

3.8.3.2. Estacas metálicas

A regressão linear dos resultados das estacas metálicas, por sua vez, é regida pela equação apresentada na Figura 171: $y_1 = 0,5355 \cdot x$

Desse modo, a fim de ajustá-la para a equação desejada, $y = x$, há de ser necessário multiplicar y_1 pela constante 1,87 (inverso de 0,5355) – o que representa um fator multiplicador de 1,87 aplicado à equação de Gambini. Tais resultados, ajustados, são apresentados na Figura 176:

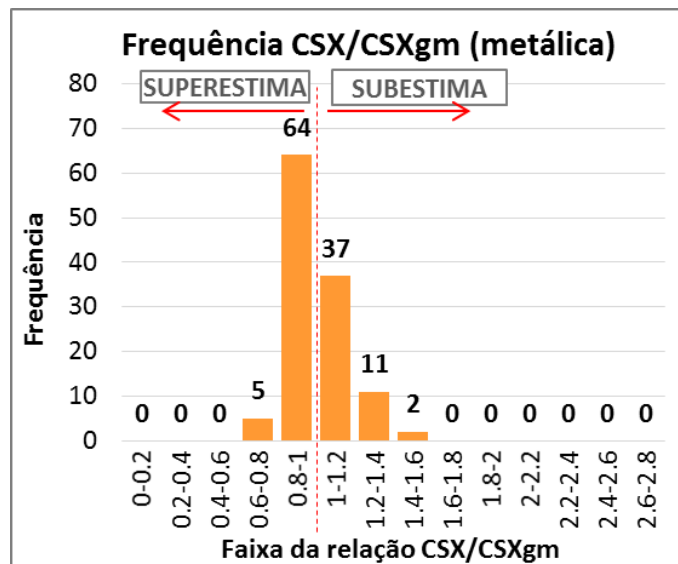
Figura 176 – CSXgm (Gambini-Ajuste Matemático) versus CSX (PDA) – estacas metálicas



Fonte: autor.

O histograma de frequência da razão CSX/CSXgm para estacas metálicas está apresentado na Figura 177:

Figura 177 – Distribuição de frequência de CSX/CSXgm - metálicas



Fonte: autor.

O ajuste proposto para estacas metálicas resultou no valor médio de CSX/CSXgm igual a 1,011 e com desvio padrão de 0,138 – proporcional às estimativas originais e, portanto, com o mesmo coeficiente de variação 13,7%. Um total de 58% dos ensaios está na região em que a equação de Gambini superestima as tensões e 42% estão na região em que a equação as subestima.

Ao todo, em 84,9% dos ensaios (101 de 119), as tensões monitoradas ficaram dentro da faixa de $\pm 20\%$ em relação às estimativas da equação ajustada.

3.8.4. Simplificações da Equação de Gambini original

O modo descrito na seção 2.6.1 apresenta a equação de Gambini com um formato de aparência resumida (equação (101)). No entanto, embora isso ocorra somente em aparência, quando levados em consideração todos os seus desdobramentos, ela pode ser representada de modo completo conforme a Equação (112).

$$\sigma_c^{m\acute{a}x} = \frac{\sqrt{2 \cdot g \cdot \eta \cdot H \cdot \left(\frac{W}{W + W_c}\right)^2} \cdot \sqrt{\frac{W}{g}} \cdot k \cdot 0,86 \cdot \left[1 - e^{\left(-1,12 \cdot \frac{\left(\frac{\gamma \cdot c \cdot A}{\sqrt{W}} \cdot k\right)}{\sqrt{g}}\right)} \right]}{A} \quad (112)$$

A equação original mencionada em (112) se mostra um tanto quanto extensa e, portanto, pouco prática. No entanto, se por um lado a fórmula contém parâmetros de difícil obtenção, como o coeficiente de rigidez do coxim (k), ela também contém outros parâmetros que, embora variáveis, oscilam usualmente dentro de faixas de variação bem conhecidas, como o peso específico do material (γ), o peso do capacete (W_c) a velocidade de onda da estaca (c), etc.

Com o objetivo de tornar a equação mais prática e direta, pretende-se propor uma simplificação por meio de seus termos. Os próximos itens tratarão a respeito dessas simplificações – que vão desde as mais triviais até aquelas mais complexas:

3.8.4.1. Aceleração da gravidade (g)

A aceleração da gravidade, grandeza vetorial ocasionada pelo campo gravitacional que um corpo exerce sobre outro será adotada igual a $9,81 \text{ m/s}^2$, valor aproximado dessa aceleração na Terra, ao nível do mar.

3.8.4.2. Peso específico do material (γ)

O peso específico dos materiais concreto e aço possui alguma variabilidade. A norma brasileira NBR 6120 (ABNT, 1980), que trata das cargas para o cálculo de edificações recomenda pesos específicos de 25 e $78,5 \text{ kN/m}^3$

para concreto armado e aço, respectivamente.

No entanto, o uso de tais materiais na produção de estacas pré-fabricadas resulta em valores de peso específico que usualmente estão dentro das faixas:

- 23,5 a 25,5 kN/m³ para estacas de concreto;
- 78 a 78,5 kN/m³ para estacas de aço.

Serão adotados os valores de 24,5 kN/m³ para estacas de concreto e 78 kN/m³ para as estacas de aço.

3.8.4.3. Peso do capacete (W_c)

O peso do capacete aparece na equação de Gambini na correção da altura de queda real (H) para uma altura equivalente (h'). Essa correção é realizada pela eficiência geral do golpe (η) e por um segundo termo: o quadrado da razão entre o peso do martelo de cravação (W) e o peso do conjunto martelo-capacete ($W+W_c$). Tal termo é mostrado na Equação (113):

$$\left[\frac{W}{(W + W_c)} \right]^2 \quad (113)$$

Os martelos de cravação mais usuais (excetuando-se casos de obras especiais) possuem pesos que partem da ordem de 20 até 90 kN. Os capacetes, por sua vez, pesam algo em torno de 1,5 a 8,0 kN. Desse modo, não é incomum verificar pesos de martelo da ordem de 10 a 30 vezes maiores do que os pesos de capacete.

Almeida (1985) apresentou pesos de capacete em suas análises que variam de 155 a 750 kgf (1,55 a 7,5 kN). Para tais análises, os pesos de martelo eram entre 6 e 21 vezes maiores do que os pesos de capacete.

Para efeito da simplificação, portanto, será adotado peso de capacete 18 vezes menor do que o peso do martelo de cravação – valor esse intermediário às faixas de valores descritas acima. Isso resulta no valor de 0,90 para o termo de correção da altura de queda, apresentado na equação (113).

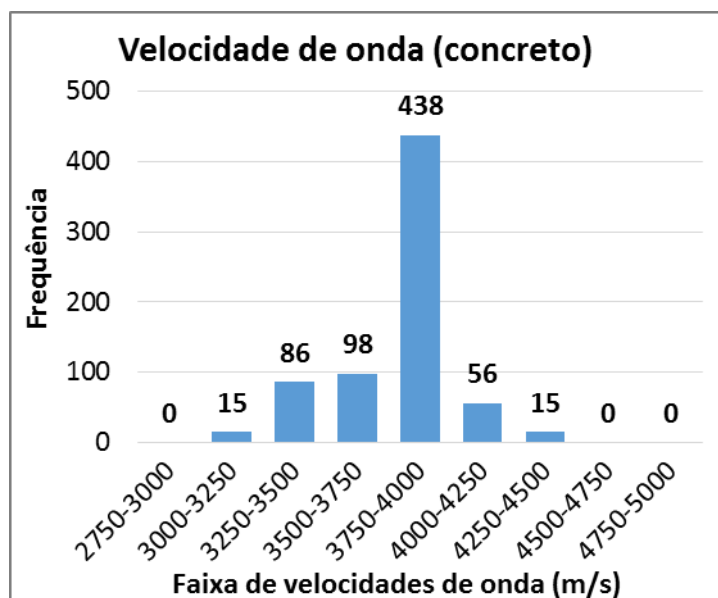
3.8.4.4. Velocidade de onda (c)

A velocidade com que uma onda de tensão trafega no material é regida pela equação (10). Ela depende de seu módulo de elasticidade e peso específico. Uma vez que estacas metálicas tendem a uma uniformidade muito grande nesses dois parâmetros, sua velocidade de onda é considerada uma constante, com valor aproximado de 5123 m/s (PILE DYNAMICS INC., 2012).

No caso das estacas de concreto, no entanto, essa questão se mostra mais complexa em função da variabilidade do material de fabricação; as velocidades de onda oscilam dentro de uma faixa um pouco mais extensa, usualmente entre 3400 e 4400 m/s.

A fim de simplificar a velocidade de onda contida na equação de Gambini, serão avaliadas as velocidades dos 708 registros em estacas de concreto que constam no presente estudo. A Figura 178 apresenta a distribuição de frequência das velocidades de onda dos ensaios analisados:

Figura 178 – Distribuição de frequência das velocidades de onda para estacas de concreto



Fonte: autor.

O histograma da Figura 178 apresenta moda de valores na faixa entre 3750 e 4000 m/s. Aproximadamente 62% dos resultados (438 de 708) estão concentrados nessa faixa.

O valor mínimo de velocidade de onda nos ensaios analisados é de 3200 m/s enquanto que o valor máximo é 4500 m/s. A média das velocidades de onda foi de 3800 m/s com desvio padrão de 232 m/s (coeficiente de variação de 6,1%).

Assim, de modo a simplificar esse parâmetro na equação de Gambini, serão adotadas velocidades de onda constantes e iguais aos seguintes valores médios:

- 3800 m/s para estacas de concreto
- 5123 m/s para estacas metálicas

3.8.4.5. Coeficiente de rigidez do coxim (k)

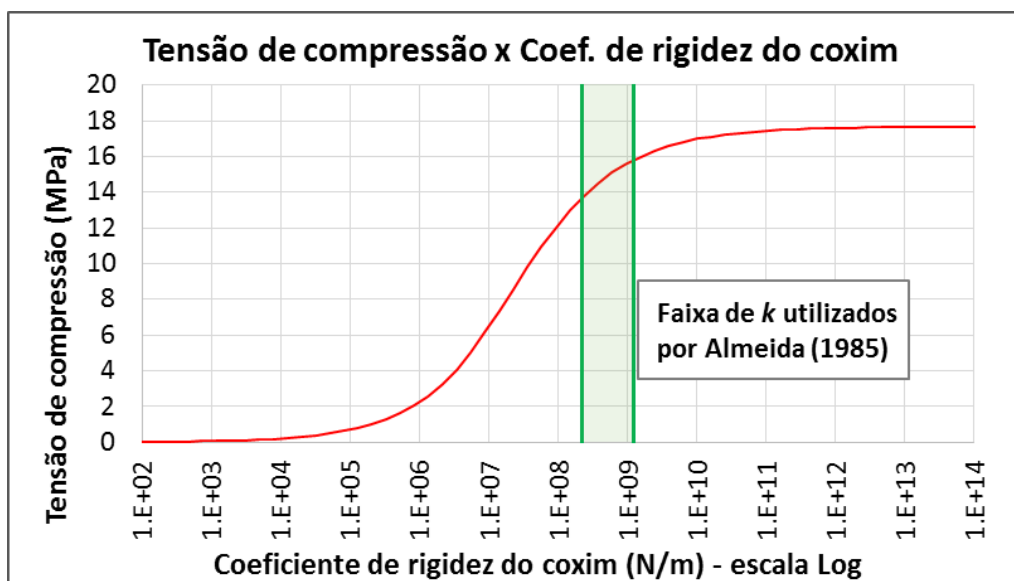
Como citado na seção 3.8.1, Almeida (1985) apresentou coeficientes de rigidez do coxim (k) entre $2,2 \cdot 10^8$ e $12 \cdot 10^8$ N/m.

É de se observar pela equação (112) que o coeficiente de rigidez do coxim (k) está presente em duas partes da equação de Gambini. Essa dupla aparição gera um efeito de contraposição, isto é, o termo que aparece no meio da equação é proporcional à tensão calculada, enquanto que o termo que consta ao final, é inversamente proporcional à ela.

Para ilustrar o comportamento da equação em relação ao coeficiente de rigidez do coxim, foi selecionada aleatoriamente uma estaca do presente estudo. Com os dados dessa estaca, a tensão calculada por Gambini foi parametrizada pela variação do k , conforme mostra a Figura 179.

A parametrização da Figura 179 demonstra haver pouca variabilidade dentro da faixa utilizada por Almeida (1985). Do mesmo modo ocorre para valores maiores que os da faixa, quando o resultado das tensões tendem a uma assíntota horizontal (para o exemplo, o valor dessa assíntota é igual a 17,7 MPa).

Figura 179 – Parametrização do coeficiente de rigidez do coxim para uma estaca padrão



Fonte: autor.

Quando se considera o coeficiente intermediário proposto no item 3.8.1, de $5 \cdot 10^8$ N/m, a variação percentual da tensão calculada em relação ao uso dos dois valores extremos de Almeida ($2,2 \cdot 10^8$ e $12 \cdot 10^8$ N/m) é de aproximadamente $\pm 7\%$.

Desse modo, para efeito da simplificação da equação, se justifica a utilização do valor intermediário $k=5 \cdot 10^8$ N/m para esse coeficiente.

3.8.4.6. A Equação de Gambini Simplificada

De posse das simplificações mencionadas nos itens 3.8.4.1 a 3.8.4.5, a equação original de Gambini (1982 apud ALMEIDA, 1985) pode ser reescrita, assumindo uma forma muito mais enxuta do que a equação original. A dedução detalhada desse formato reduzido da equação consta no Apêndice C da presente pesquisa.

Desse modo, a formulação simplificada – já contemplando o ajuste matemático realizado no item 3.8.3 – está apresentada na equação (114), que será aqui denominada “Equação de Gambini Simplificada”.

$$\sigma_c^{m\acute{a}x} = \frac{25764 \cdot \Omega \cdot \sqrt{\eta \cdot H} \cdot [1 - e^{(-\Psi \cdot T)}]}{T} \quad (114)$$

Onde:

$\sigma_c^{m\acute{a}x}$ = tensão máxima instantânea de compressão na cravação (N/m²);

Ω = coeficiente de ajuste matemático; igual a 1,24 para estacas de concreto e 1,87 para estacas metálicas;

η = eficiência geral do golpe;

H = altura de queda real (m);

Ψ = coeficiente de material; igual a 1489 para estacas de concreto e 6390 para estacas metálicas;

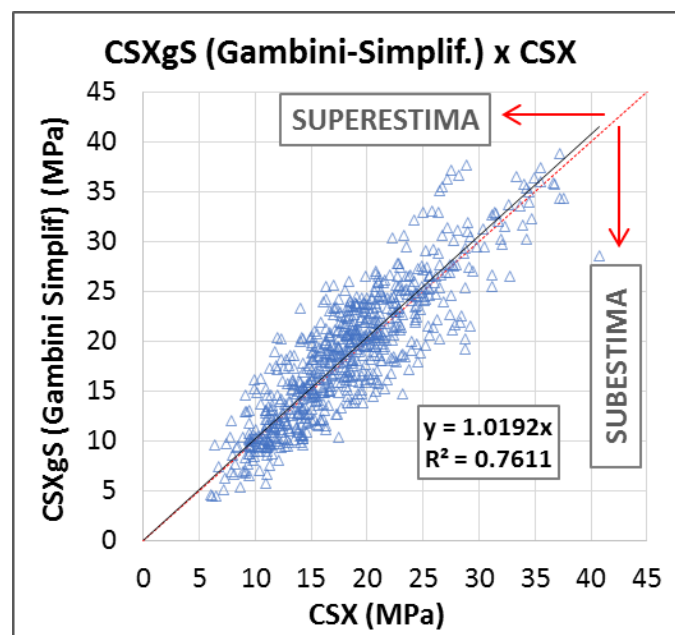
$T = \frac{A}{\sqrt{W}}$, onde:

W = peso do martelo de cravação (N);

A = área da seção transversal da estaca (m²).

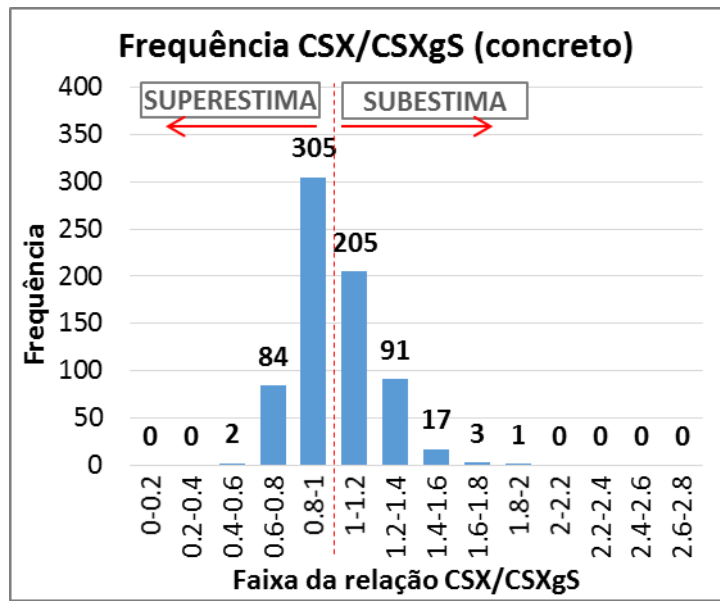
As estimativas de tensões provenientes da Equação de Gambini Simplificada serão denominadas **CSXgS**. Elas foram plotadas contra as tensões monitoradas nos ensaios dinâmicos (CSX), conforme apresentado na Figura 180 e na Figura 182, que são acompanhadas dos respectivos histogramas de frequência da razão CSX/CSXgS (Figura 181 e Figura 183):

Figura 180 – CSXgS (Gambini Simplificada) versus CSX (PDA) – concreto



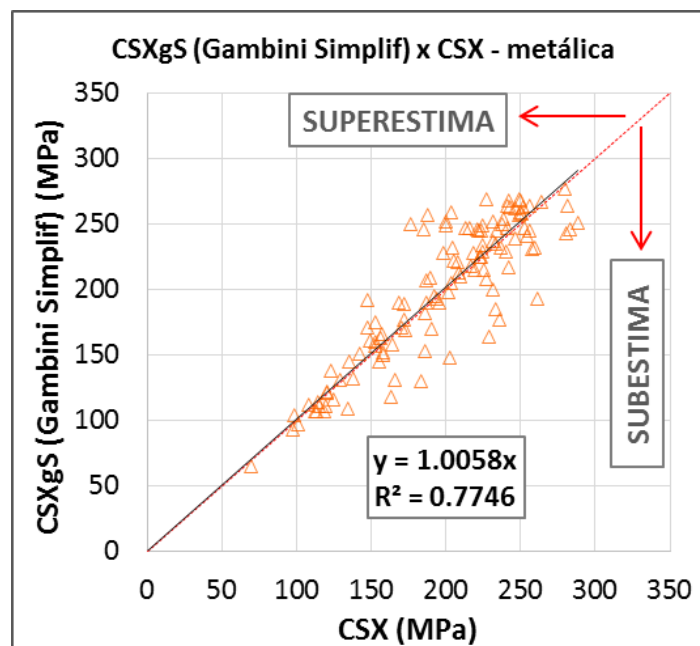
Fonte: autor.

Figura 181 – Frequência da razão CSX/CSXgS – estacas de concreto



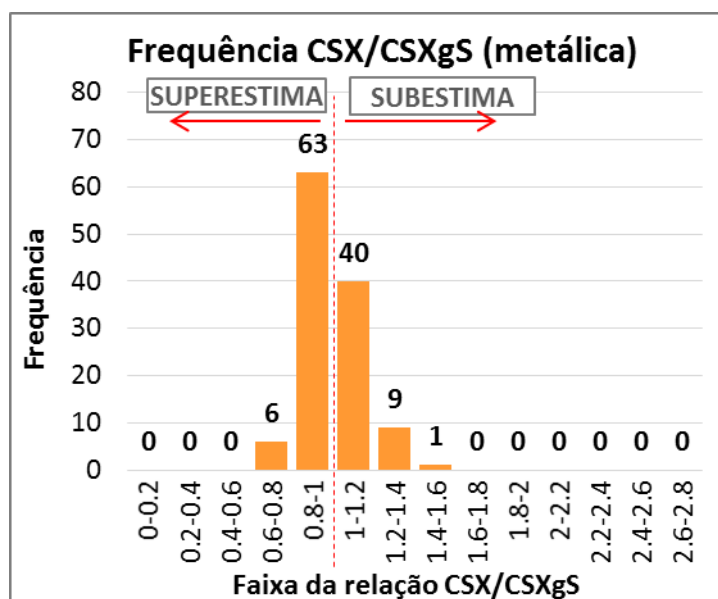
Fonte: autor.

Figura 182 – CSXgS (Gambini Simplificada) versus CSX (PDA) – metálicas



Fonte: autor.

Figura 183 – Frequência da razão CSX/CSXgS – estacas metálicas



Fonte: autor.

Para as estacas de concreto, a razão CSX/CSXgS apresentou valor médio de 1,002 com desvio padrão de 0,188 e coeficiente de variação 18,8% (coincidentemente o mesmo das estimativas pela fórmula original). Os valores extremos – máximo e mínimo – da razão foram de 1,88 e 0,59.

Um total de 72% dos ensaios teve suas tensões monitoradas dentro da faixa de $\pm 20\%$ quanto às estimativas da equação simplificada.

Já para as estacas metálicas, a relação CSX/CSXgS apresentou valor médio de 1,004 com desvio padrão de 0,131 e coeficiente de variação 13,0% – ligeiramente inferior ao das estimativas originais (13,7%). Os valores máximo e mínimo foram de 1,41 e 0,71, respectivamente.

87% dos ensaios tiveram tensões monitoradas dentro da faixa de erro de $\pm 20\%$ em relação às estimativas.

3.8.5. Formulação prática – a Equação de Querelli

A última proposição da presente pesquisa sobre a equação de Gambini é uma abordagem voltada para sua aplicação prática. Desejou-se transformar ainda mais a equação (114) (Gambini Simplificada), de modo a reduzi-la para uma formulação expedita, isto é, de formato facilmente aplicável pelo engenheiro de campo.

Tal formulação, no entanto, será aqui desenvolvida apenas para estacas de concreto, pois são, evidentemente, aquelas mais críticas (ou sensíveis) à quebras e danos devido às tensões de cravação.

A hipótese fundamental em que se baseia essa última modificação é de que, para os casos mais usuais, existe uma relação intrínseca ao parâmetro T , de Gambini Simplificada.

O parâmetro T é expresso pela razão entre a área da seção transversal da estaca e a raiz do peso do martelo de cravação:

$$T = \frac{A}{\sqrt{W}} \quad (115)$$

Sabe-se que a máxima carga para a qual se pode cravar uma estaca de concreto é limitada pela resistência do material, em relação às máximas tensões que atuarão no elemento durante a cravação. Essas tensões, por sua vez, dependem da área da seção de concreto. Portanto, segue-se que a máxima carga para qual a estaca poderá ser cravada depende, entre outras grandezas, da área da seção transversal.

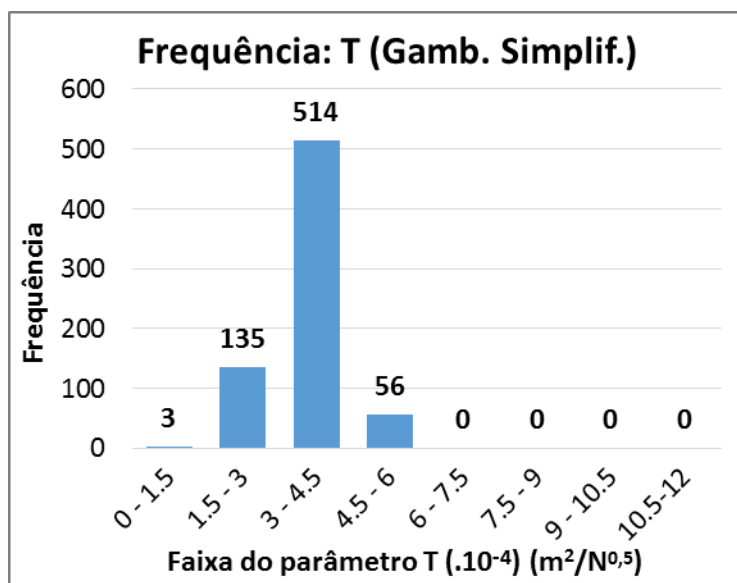
Do mesmo modo, também há relação entre essa mesma carga e o peso do martelo de cravação. Tal peso é, em geral, dimensionado de modo a se adequar à estaca que se deseja cravar. Estacas para baixas cargas de cravação demandam martelos mais leves, assim como estacas para cargas mais elevadas demandam martelos mais pesados.

Não é difícil imaginar, portanto, que por meio da máxima carga à qual se pode cravar uma estaca, essas duas grandezas (área da seção e peso do

martelo) podem guardar correlação desde que, evidentemente, se esteja tratando de casos usuais.

Para cada ensaio do presente estudo, portanto, foi calculado o parâmetro T (equação (115)). A Figura 184 apresenta a distribuição de frequência por faixa de T :

Figura 184 – Frequência de T (Gambini Simplif.) – concreto



Fonte: autor.

De acordo com a distribuição acima, aproximadamente 73% dos ensaios concentram o valor de T na faixa modal entre $3 \cdot 10^{-4}$ e $4,5 \cdot 10^{-4} m^2/N^{0,5}$. A média observada foi de $3,52 \cdot 10^{-4}$, com desvio padrão de $0,7 \cdot 10^{-4}$.

Para efeito da redução prática da equação (114) (Gambini Simplificada), o parâmetro T foi admitido constante e igual à média dos ensaios, isto é, $3,52 \cdot 10^{-4} m^2/N^{0,5}$. Dessa maneira, a equação (114) para estacas de concreto (onde $\Omega = 1,24$) se reduz a:

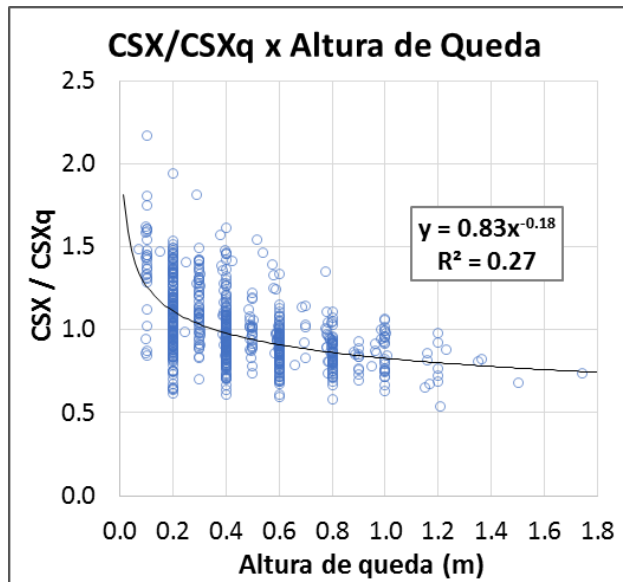
$$\sigma_c^{m\acute{a}x} = 37 \cdot 10^6 \cdot \sqrt{\eta \cdot H} \quad (116)$$

A equação acima é o menor formato ao qual se pode simplificar a equação original de Gambini, mantendo-a generalizada para qualquer sistema de impacto.

Porém, ainda a fim de melhorar a precisão dos resultados, será aplicado

um ajuste pela altura de queda. Adotando para os resultados da equação (116) a denominação **CSXq**, plotou-se na Figura 185 a razão CSX/CSXq – diferença percentual entre a tensão monitorada e a estimada – contra a altura de queda (**H**) de cada golpe.

Figura 185 – Razão CSX/CSXq versus altura de queda – concreto



Fonte: autor.

Mediante a regressão realizada para os pontos do gráfico acima, será adotado, de modo conveniente, um fator de ajuste igual a, **0,86. $H^{-0,17}$** . Assim, aplicando esse fator à equação (116), a formulação prática derivada da equação de Gambini (1982 apud ALMEIDA, 1985), à qual se está nomeando nesta seção como “Equação de Querelli”, será:

$$\sigma_c^{m\acute{a}x} = 32 \cdot \sqrt{\eta} \cdot \sqrt[3]{H} \quad (117)$$

Onde:

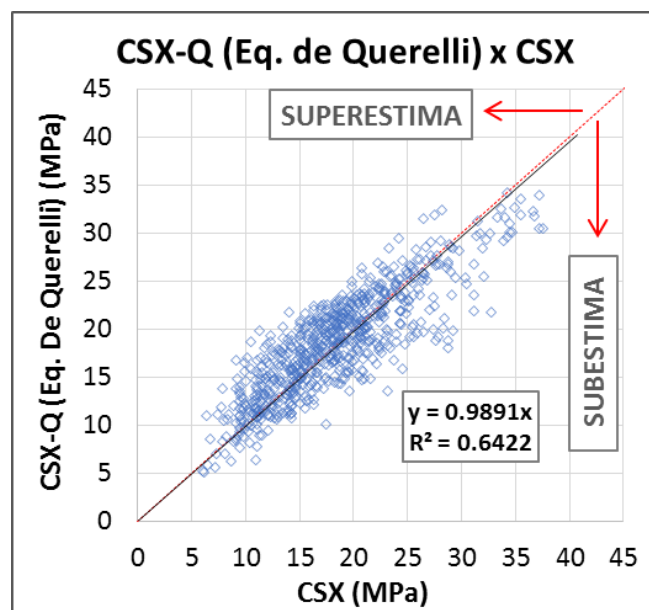
$\sigma_c^{m\acute{a}x}$ = tensão máxima instantânea de compressão na cravação (**MPa**);

η = eficiência geral do golpe;

H = altura de queda real (m);

Plotando as estimativas de tensão da Equação de Querelli (117), denominadas **CSX-Q**, contra as tensões monitoradas pela instrumentação dinâmica (CSX), chega-se ao gráfico apresentado na Figura 186.

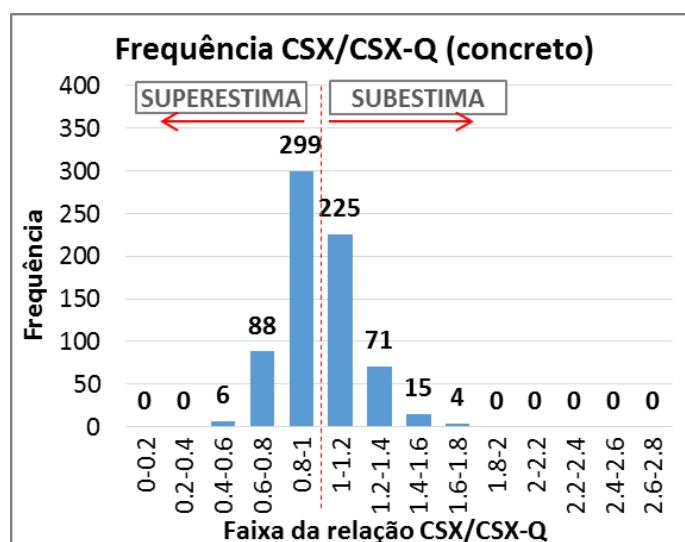
Figura 186 – CSX-Q (Eq. de Querelli) versus CSX (PDA) – concreto



Fonte: autor.

Para melhor visualizar a dispersão existente, também foi produzido o histograma de frequência da relação CSX/CSX-Q (Figura 187), que indica a diferença percentual entre a tensão monitorada e a estimada pela Equação de Querelli:

Figura 187 – Frequência da razão CSX/CSX-Q – estacas de concreto



Fonte: autor.

A relação CSX/CSX-Q, distribuída na Figura 187, apresenta valor médio de 0,990 com desvio padrão de 0,181 e coeficiente de variação igual a 18,3% – ainda inferior ao das estimativas da equação original (18,8%), mesmo após

todas as simplificações propostas. Os valores extremos – máximo e mínimo – da razão foram de 1,71 e 0,54.

É possível observar que 74% dos ensaios se concentram na faixa de erro de $\pm 20\%$ quando comparados com as estimativas, com uma ligeira tendência da equação a superestimar as tensões calculadas (55% dos resultados estão no lado da superestimativa).

3.8.5.1 Observação sobre a hipótese fundamental

A formulação descrita na equação (117) tem uma estrutura muito simplificada – adequada à proposta inicial de derivar da equação de Gambini uma fórmula expedita, de fácil uso para o engenheiro de campo.

No entanto, faz-se necessário ressaltar que há casos em que a hipótese proposta para o parâmetro T não se verifica, isto é, quando não se observa o mesmo padrão de relação entre a área da seção transversal e o peso do martelo. São casos em que o potencial de cravação de uma estaca para carga vertical (limitado pela área) não é totalmente utilizado, isto é, quando a área da seção transversal está “superdimensionada” em relação à carga vertical de cravação como, por exemplo:

- quando o fator determinante de projeto não é a carga vertical, mas sim o esforço horizontal da estrutura (e a magnitude dos esforços ainda não justifique o uso de estacas inclinadas). Nesse cenário, estacas de maiores seções transversais podem ser empregadas para resistirem aos esforços horizontais enquanto que para a carga vertical atuante, tal seção estaria “superdimensionada”; ou
- estacas flutuantes – cravadas até profundidade especificada em projeto, sem a necessidade de negas tão “apertadas” de final de cravação; ou
- projetos que contenham (e levem em conta) solos de alta capacidade de cicatrização (ganho de resistência com o tempo, pós-cravação). Neste caso, embora a estaca possa ser utilizada para sua carga máxima admissível (do elemento), o subsolo permite uma situação de fácil cravação, sem que sejam desenvolvidas as tensões máximas admissíveis durante o processo de instalação da estaca.

3.8.6. Resumo de todas as simplificações propostas

Nessa seção será apresentada em uma tabela resumo as simplificações adotadas para cada parâmetro, as quais conduziram tanto para a Equação de Gambini Simplificada (114), como para a Equação de Querelli (117). Isso tem o objetivo de facilitar a visualização das hipóteses adotadas a fim de que, quando se desejar aplicar alguma das equações aqui desenvolvidas, se tenha plena ciência dos valores considerados para cada parâmetro, não as aplicando, portanto, de maneira inadequada. A Tabela 57 resume todas as simplificações:

Tabela 57: Simplificações de parâmetros – tabela resumo

Grandeza	Símb.	Unid.	Faixa usual	Valor adotado
simplificações para a equação de Gambini Simplificada				
Aceleração da gravidade	<i>g</i>	m/s ²	-	9,81
Peso específico do material	<i>γ</i>	kN/m ³	24 a 25 (concreto) 78 a 78,5 (aço)	24,5 (concreto) 78,0 (aço)
Peso do capacete	<i>W_c</i>	kN	10 a 30 vezes o peso do martelo (<i>W</i>)	18 . <i>W</i>
Velocidade de onda	<i>c</i>	m/s	3400 a 4300 (concreto) 5123 (aço)	3800 (concreto) 5123 (aço)
Coeficiente de rigidez do coxim	<i>k</i>	N/m	-	5.10⁸
simplificação adicional para a equação de Querelli (válida somente para estacas de concreto)				
razão A/\sqrt{W} (coeficiente T)	<i>T</i>	m ² /N ^{0,5}	1,48.10 ⁻⁴ a 5,16.10 ⁻⁴ (concreto) - dados da pesquisa	3,52.10⁻⁴ (concreto)

Fonte: autor.

4. CONCLUSÕES

Os resultados desenvolvidos ao longo da pesquisa são vastos e permitem, além da obtenção de muitas conclusões, o levantamento de uma série de questões relevantes ao aprimoramento das metodologias estudadas e dos controles de qualidade de estacas cravadas.

Como descrito nos itens introdutórios da pesquisa, as conclusões a seguir estão segmentadas de modo muito semelhante à estrutura do texto que consta na seção de resultados e análises dos casos de obra (item 3):

4.1 SOBRE OS EXTREMOS TEÓRICOS DO PARÂMETRO K_{sp} NA EQUAÇÃO DE *ENERGY APPROACH*

No item 3.3, as resistências obtidas dos ensaios foram comparadas com as estimativas da equação de *Energy Approach* (PAIKOWSKY; CHERNAUSKAS, 1992) quando utilizados os valores extremos teóricos de K_{sp} , isto é, 0,5 e 1,0. Em geral, os resultados seguiram aquilo que era previsto: quando $K_{sp}=0,5$ (limite inferior), a equação tenderia a subestimar as resistências e quando $K_{sp}=1,0$ (limite superior), a equação tenderia à superestimativa. Isso ocorreu na maior parte dos casos, mas:

- para as **estacas de concreto**, verificou-se 2 ensaios (0,3%) onde houve superestimativa mesmo quando $K_{sp}=0,5$ e outros 16 ensaios (2,2%) com subestimativa, mesmo quando $K_{sp}=1,0$; e
- para **estacas metálicas**, verificou-se 20 ensaios (11,6%) com subestimativa, mesmo quando $K_{sp}=1,0$.

Esses resultados empíricos extrapolaram os limites teóricos de K_{sp} (0,5 a 1,0). Conforme mostrado mais detalhadamente no item 3.5.2, os extremos (mínimo e máximo) de K_{sp} foram iguais a 0,47 e 1,10 para estacas de concreto e iguais a 0,68 e 1,21 para estacas metálicas.

4.2 SOBRE OS DOIS AJUSTES BÁSICOS POR MEIO DE K_{sp}

Por meio do método dos mínimos quadrados, chegou-se a valores médios de K_{sp} de 0,76 para estacas de concreto e 0,89 para estacas metálicas.

Propôs-se também um ajuste chamado “Ajuste de Segurança”, onde se objetivou calibrar a equação de Energy Approach em relação aos ensaios dinâmicos (PDA) de modo que ela subestimasse as resistências em pelo menos 90% dos casos. Obtiveram-se, para esse ajuste, valores de K_{sp} iguais a 0,66 para estacas de concreto e 0,78 para estacas metálicas.

4.3 SOBRE AS CORRELAÇÕES E A DISPERSÃO OBSERVADA EM K_{SP}

4.3.1 K_{sp} por obra analisada

Houve algumas obras onde o valor médio de K_{sp} divergiu significativamente das demais, como foi o caso das obras 7 e 8, por exemplo, onde os K_{sp} médios obtidos foram 0,90 e 0,92 enquanto nas outras 7 obras em estacas de concreto, tal valor se manteve dentro da margem de 0,73 a 0,84.

Além disso, para ambos os materiais de estaca, verificaram-se coeficientes de variação de K_{sp} , relativamente baixos; em geral, inferiores ao observado nas dispersões de K_{sp} em relação às demais grandezas.

As duas constatações acima, sobre os K_{sp} destoantes e os baixos coeficientes de variação, evidenciam a necessidade de, ao mínimo, se realizarem calibrações desse parâmetro por meio de ensaios dinâmicos para cada obra onde se pretenda aplicar a equação.

4.3.2 K_{sp} e a nega

Não se verificou nenhuma diferença significativa entre as duas faixas de nega analisadas. No entanto, como citado, tal resultado não permite nenhuma conclusão no sentido invalidar os limites teóricos de K_{sp} (0,5 a 1,0) quanto à natureza da energia (conservativa ou não conservativa). Do contrário, permitiu verificar que todas as estacas com negas inferiores a 7mm por golpe apresentam comportamento muito similar entre si e que, sendo assim, esse limite superior (7mm) não se mostrou suficientemente alto para tipificar a predominância de forças não conservativas.

4.3.3 K_{sp} e o fator de integridade (β)

No caso do fator de integridade, não se observou alteração quanto ao valor médio de K_{sp} nas duas faixas analisadas ($\beta > 80\%$ / $\beta \leq 80\%$). No entanto, para estacas de concreto, verificou-se maior dispersão de K_{sp} quando as estacas encontravam-se mais danificadas: para $\beta \leq 80\%$, o coeficiente de variação foi de 17,1% – valor bastante superior ao da faixa $\beta > 80\%$ e também ao padrão de coeficientes de variação verificados para as demais grandezas.

4.3.4 K_{sp} e o percentual de resistência de ponta

Para estacas de concreto, observou-se uma tendência de redução do K_{sp} médio com o aumento de carga concentrada na ponta da estaca.

Como citado na própria seção 3.5.10, essa verificação se relaciona com o fato de que há na literatura técnica registros de diversas fórmulas dinâmicas que se utilizam da resistência de ponta, do atrito lateral ou de uma combinação de ambos.

Já para as estacas metálicas, não se verificou tendência alguma entre K_{sp} e o percentual de resistência de ponta. O valor médio de K_{sp} se manteve razoavelmente constante (0,82 a 0,88) em todas as faixas analisadas.

4.3.5 K_{sp} e o *quake* da ponta

A equação de *Energy Approach* (PAIKOWSKY; CHERNAUSKAS, 1992) é uma das fórmulas dinâmicas que incluem o repique elástico, porém negligenciam o *quake*. Tal ponderação, por exemplo, é evidente na fórmula de Chellis (1951), que considera somente C2 no cálculo da resistência, isto é, na prática, se entra com o valor do repique elástico subtraído do *quake* da ponta.

Isso levantou a questão sobre se a equação de *Energy Approach* seria suscetível (ou não) às variações de *quake*.

No caso de estacas de concreto, observou-se tendência de decréscimo do K_{sp} médio com o aumento do *quake*. Essa tendência, obviamente inclui certa dispersão, como discutido no próprio item 3.5.11, mas fica evidente que ela acompanha a lógica da fórmula de Chellis: ambas evidenciam que, para um

mesmo repique, quanto maior o *quake*, menor será a resistência estimada (menor K_{sp}).

Além disso, fica evidenciado que o parâmetro K_{sp} – uma vez devidamente aferido e considerado – permite que a equação de *Energy Approach* contemple a questão da resiliência do solo sob a ponta, o que representa uma vantagem em relação à diversas outras fórmulas dinâmicas que se utilizam do repique elástico, porém sem levar em consideração a magnitude do *quake* (C3).

Para estacas metálicas, o valor médio de K_{sp} se manteve razoavelmente constante, independente da magnitude do *quake*.

4.3.6 K_{sp} e a rigidez do elemento

No caso da relação de K_{sp} com a rigidez, também foi observada uma tendência: em estacas de concreto verificaram-se menores valores de K_{sp} médio com o aumento da rigidez da estaca (K_r).

Essa observação confere com aquilo que se deduziu de Aoki e Cintra (1997) e Aoki (1996 apud CINTRA et al., 2013) onde, resumidamente, quando a estaca trabalha como “corpo rígido”, K_{sp} tende a 0,5 e no extremo oposto, na medida em que a rigidez é reduzida, K_{sp} tende a 1,0.

Assim como nas demais grandezas, estacas metálicas não apresentaram nenhum padrão de variação de K_{sp} com a rigidez do elemento.

4.3.7 K_{sp} e a rigidez dinâmica

O caso da rigidez dinâmica (K_z) é análogo ao da rigidez: observou-se a mesma tendência de decréscimo de K_{sp} com o aumento de K_z e, do mesmo modo, isso está em conformidade com o que se inferiu de Aoki e Cintra (1997) e Aoki (1996 apud CINTRA et al., 2013).

Estacas metálicas não apresentaram tendência de variação de K_{sp} com a rigidez dinâmica.

4.3.8 Sobre as tendências observadas

Ao longo da seção 3.5, além das dispersões intrínsecas a K_{sp} , verificaram-se (para estacas de concreto) diversas tendências de variação do parâmetro. Foram mostradas, por exemplo, relações entre K_{sp} e a área da seção transversal, o percentual de resistência na ponta, *Quake* da ponta, rigidez (K_r) e rigidez dinâmica (K_z).

Não se observou tendência de variação de K_{sp} em relação ao comprimento das estacas, quando este foi considerado isoladamente.

Dentre todos os ajustes explorados, exceto pela rigidez dinâmica, todos os demais possuem, na literatura técnica, registro prévio de aplicação em uma (ou múltiplas) fórmulas dinâmicas.

- A área da seção transversal aparece explicitamente nas equações de Chellis, Weisbach, Redtenbacher, Janbu e dos Dinamarqueses, por exemplo. Ela também está implícita nas equações que consideram o peso das estacas, como Hiley, Brix e de Eytelwein.
- O percentual de resistência de ponta está implícito na dedução da fórmula de Uto et al. (1985) e na proposta de Velloso (1987) sobre a equação original de Chellis.
- O *quake* da ponta é considerado implicitamente por Chellis, quando o mesmo se utiliza apenas de C_2 para o cálculo da resistência mobilizada – sendo necessário subtrair do repique elástico a parcela de *quake* (C_3).
- A rigidez (K_r) está presente na fórmula de Chellis, constituindo a maior parte de sua equação, e também nas fórmulas de Janbu, Redtenbacher, Weisbach e dos Dinamarqueses.

Ressalta-se, uma vez mais, que todas as tendências observadas provêm de análises médias, ou seja, tais pontos representam distribuições de frequência e, portanto, ainda estão sujeitos à dispersão de seus desvios padrão.

4.4 SOBRE A CORRELAÇÃO DE MÚLTIPLAS VARIÁVEIS

As tendências observadas na seção 3.5 permitiram que fossem observados os caminhos mais promissores de análise para as tentativas de correlacionar K_{sp} com múltiplas variáveis.

Assim, a seção 3.6 apresentou uma nova correlação, a qual forneceu um bom ajuste para se estimar o valor de K_{sp} e somente se mostrou válida para os golpes de maior energia dos ensaios. Trata-se de uma regressão de três variáveis envolvendo a rigidez (K_r), o percentual de resistência de ponta (%RP) e a razão entre a energia efetiva e o peso da estaca (E_{ef}/P).

A virtude dessa correlação reside no fato de ter sido desenvolvida a partir de valores de individuais de K_{sp} (de cada ensaio), e não valores médios (como foram as avaliações realizadas na seção 3.5).

Ajustou-se a regressão final obtida por um critério de segurança, resultando na equação (107), reproduzida abaixo (atentar para as unidades de cada grandeza na equação (107), item 3.6):

$$K_{sp} = 1,0 - 5,6 \cdot 10^{-4} \cdot K_r - 0,07 \cdot \%RP - 0,22 \cdot \frac{E_{ef}}{P} \quad (118)$$

Tal equação forneceu resultados bastante razoáveis quando confrontaram-se os K_{sp} estimados e obtidos por retroanálise dos ensaios dinâmicos, mantendo um padrão “de segurança” quanto à questão do fator de segurança de norma, como descrito ao final da seção 3.6.

4.5 SOBRE A PROPOSTA DE ESTIMATIVA DA ENERGIA EFETIVA POR MEIO DA NEGA E DO REPIQUE ELÁSTICO

A proposta de obtenção da energia efetiva por meio da nega e do repique elástico se mostrou aplicável.

A fórmula dos Dinamarqueses contém (implicitamente) $\lambda=1,41$, como destacado ao final do Apêndice B. Na abordagem por material das estacas, o coeficiente λ resultou em valores médios (gerais) mais baixos: igual a 1,32 para estacas de concreto e igual a 1,22 para estacas metálicas – não se verificando diferença significativa entre os materiais (concreto ou aço).

Foi mostrado que o método proposto é mais precisamente empregado quando realizadas calibrações prévias do coeficiente λ (*lambda*) para cada obra mediante ensaios dinâmicos, visto que tal coeficiente diferiu

significativamente obra à obra: entre 1,22 e 1,71 para estacas de concreto e 1,13 e 1,35 para estacas metálicas (desprezada a Obra 12).

Ainda: recomendou-se, caso a área da obra seja muito extensa ou o seu subsolo demasiadamente heterogêneo, que a mesma seja setorizada de modo a realizar mais de uma calibração de λ , visando a contemplação de todas as particularidades locais.

Duas possíveis fontes da variabilidade de λ foram investigadas no Apêndice E: o comprimento das estacas e a razão s/D . Para estacas de concreto, λ mostrou alguma tendência de variação para ambas as grandezas não sendo possível, no entanto, a determinação de correlações matemáticas acuradas.

O método proposto prescinde da estimativa direta da energia efetivamente transferida à estaca no golpe por meio da eficiência (η), o que é de extrema utilidade prática para um controle de qualidade de campo. No entanto, como destacado por Whitaker (1976), deve-se ser prudente com fórmulas ou modelos demasiadamente simplificados para representar eventos complexos, como é o caso da metodologia proposta.

4.6 SOBRE AS ESTIMATIVAS DAS TENSÕES PELA EQUAÇÃO DE GAMBINI E AS DUAS SIMPLIFICAÇÕES PROPOSTAS

A equação de Gambini (1982 apud ALMEIDA, 1985) produziu resultados razoáveis nas estimativas de tensões em estacas de concreto, tendendo à subestimativa. Ela não se mostrou aplicável ao cálculo de tensões em estacas metálicas – algo esperado, visto que o método foi desenvolvido empiricamente para estacas de concreto.

Ajustes matemáticos a fim de melhorar a eficácia das estimativas foram propostos. Tais ajustes consistiram na multiplicação das estimativas da fórmula original por 1,24, no caso de estacas de concreto, e 1,87, no caso de estacas metálicas. Esses coeficientes foram inseridos na Equação de Gambini Simplificada por meio da letra grega *omega* (Ω).

A Equação de Gambini Simplificada (equação (114)), proposta na presente pesquisa, é um formato reduzido da fórmula original. Ela se mostrou viável às estimativas de tensão, pois mesmo após todas as simplificações propostas, o coeficiente de variação da razão entre tensões monitoradas e estimadas resultou igual (estacas de concreto) ou ligeiramente inferior (estacas metálicas) ao da fórmula original de Gambini, conforme evidenciado no item 3.8.4.6.

Outra equação proposta, chamada Equação de Querelli (equação (117)), foi limitada às estacas de concreto e apresentou formato muito reduzido, o que permite sua aplicação prática, em campo. Ela também se mostrou um método viável para estimar as tensões de compressão, desde que observadas sua hipótese fundamental quanto à razão T (item 3.8.5) e as demais simplificações (item 3.8.6). Nos casos específicos, tais como os descritos na seção 3.8.5.1, a equação não é aplicável.

4.7 PROPOSTAS PARA PESQUISAS FUTURAS

- Investigar algumas das correlações indicadas nesta pesquisa em relação ao K_{sp} retroanalisado utilizando-se de medidas de nega e repique elástico medidas manualmente, com lápis e papel, visto que Machado (1995) já demonstrou a possibilidade de haver algumas pequenas diferenças entre esses valores e o deslocamento máximo calculado pelo ensaio dinâmico (DMX).
- Avaliar a influência do tipo de solo predominante no fuste ou sob a ponta da estaca na dispersão de K_{sp} .
- Estudar mais detalhadamente o método de estimativa de energia, avaliando outras possíveis influências na variabilidade do coeficiente λ .
- Pesquisar a respeito das tensões de tração atuantes nas estacas de concreto, visto que tratam, igualmente, de um problema de cravação recorrente e que pode ocasionar muitas quebras (a depender do perfil de subsolo). Tal pesquisa pode se basear no “repique negativo”, que é a reação contrária e imediatamente seguinte ao repique elástico tradicional. Essa medida, em geral, só é adequadamente feita eletronicamente.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT; Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 6122: Projeto e execução de fundações**. Rio de Janeiro, 2010.

ABNT; Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 6120: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações**. Rio de Janeiro, 1980.

ABNT; Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 13208: Estacas – Ensaio de Carregamento Dinâmico – Método de Ensaio**. Rio de Janeiro, 2007.

ABNT; Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 16258: Estacas pré-fabricadas de concreto – Requisitos**. Rio de Janeiro, 2014.

AGERSCHOU, H. A. Analysis of the engineering news pile formula. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**, v. 88, n. 5, p. 1-12, 1962.

ALLEN, T. M. Development of the WSDOT pile driving formula and its calibration and resistance factor design (LRFD). **FHWA Report, WA-RD**, v. 610, 2005.

ALLIN, R.; LIKINS, G. E.; HONEYCUTT, J.; Pile Driving Formulas Revisited. In: INTERNATIONAL FOUNDATIONS CONGRESS AND EQUIPMENT EXPO 2015, San Antonio, **Proceedings of the International foundations congress and equipment EXPO 2015**, United States, 2015.

ALMEIDA, H. R. de. **Monitoração de estacas e o problema de tensões na cravação**. 1985. Dissertação de Mestrado – COPPE (UFRJ), Rio de Janeiro, Brasil, 1985.

ALONSO, U. R. **Previsão e controle das fundações**. São Paulo: Edgard Blucher Ltda, 1991.

ALVES, A. M. L.; LOPES, F. de R. Estacas de deslocamento: Tipos, aplicações e controle de execução. In: SEMINÁRIO SOBRE FUNDAÇÕES PROFUNDAS, 2004, Porto Alegre, ABMS, Brasil, 2004.

ALVES, A. M. de L.; LOPES, F. de R.; DANZIGER, B. R. Métodos dinâmicos para previsão e controle do comportamento de estacas cravadas. **Teoria e Prática na Engenharia Civil**, v. 4, n. 4, p. 12-21, 2004.

AOKI, N.; Controle in situ da capacidade de carga de estacas pré-fabricadas via repique elástico da cravação. **Publicação ABMS, ABEF e IE**, São Paulo, Brasil, 46 p., 1986.

AOKI, N. A new dynamic load test concept. In: XII INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 1989, Rio de Janeiro, **Proceedings of the 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**, Brazil, 1989.

AOKI, N. **Determinação da capacidade de carga última de estaca cravada em ensaio de carregamento dinâmico de energia crescente**. 1997. Tese de Doutorado – EESC - Universidade de São Paulo, São Carlos, Brasil, 1997.

AOKI, N.; CINTRA, J. C. New interpretations of the dynamic loading curves for driven piles based on the energy approach. In: RECENT DEVELOPMENTS IN SOIL AND PAVEMENT MECHANICS, 1997, Rio de Janeiro, **Proceedings**, Rotterdam, 1997.

AUTHIER, J; FELLENIUS, B. H.; Quake values determined from dynamic measurements. In: 1st INTERNATIONAL CONFERENCE ON THE APPLICATION OF STRESS-WAVE THEORY ON PILES, 1980, Stockholm, **Proceedings**, Sweden, p. 197-216, 1980.

BEIM, J. W. **Aplicação da Equação da Onda na análise da cravação e ensaio de fundações: passado, presente e futuro**. In: Engenharia de Fundações: Passado recente e perspectivas – Homenagem ao Prof. Nelson Aoki. Rio de Janeiro, 2009.

BROMS, B. B.; LIM, P. C. A simple pile driving formula based on stress-wave measurements. In: 3rd INTERNATIONAL CONFERENCE ON THE APPLICATION OF STRESS-WAVE THEORY TO PILES, 1988, Vancouver, **Proceedings of the 3rd International conference on the application of stress-wave theory to piles**, Canada, 1988. p. 591-600.

CABRAL, D. A. **Fatores que influenciam o desempenho das estacas**. In: Engenharia de Fundações: Passado recente e perspectivas – Homenagem ao Prof. Nelson Aoki. Rio de Janeiro, 2009.

CAPUTO, H. P. **Mecânica dos solos e suas aplicações**. v.2. 5ª ed. Rio de Janeiro: LTC, 1983.

CHELLIS, R. D. **Pile Foundations: theory, design, practice**. New York, McGraw-Hill, 1951.

CINTRA, J. C.; AOKI, N.; TSUHA, C. de H. C.; GIACHETI, H. L. **Fundações: ensaios estáticos e dinâmicos**. São Paulo: Oficina de Textos, 2013.

CUSACK, P. François Hennebique: the specialist organisation and the success of ferro-concrete: 1892–1909. **Transactions of the Newcomen Society**, v. 56, n. 1, p. 71-86, 1984.

FARIA, R. Tecnologia de base. **Revista Técnica**. Santos, n. 135, jun. 2008. Disponível em: <<http://techne.pini.com.br/engenharia-civil/135/artigo285434-2.aspx>>. Acesso em 28 dez. 2018.

FOÁ, S. B. **Análise do ensaio de carregamento dinâmico de energia crescente para o projeto de fundações profundas**. 2001. Dissertação de Mestrado – Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, 2001.

FELLENIUS, B. H. Variation of CAPWAP results as a function of the operator. In: 3rd INTERNATIONAL CONFERENCE ON THE APPLICATION OF STRESS-WAVE THEORY TO PILES, 1988, Vancouver, **Proceedings of the 3rd International conference on the application of stress-wave theory to piles**, Canada, 1988. p. 814-825.

FELLENIOUS, B. H. **Basics of foundation design**. January 2018. Vero Beach: Pile Buck International, Inc. 2018. Disponível em: <<https://www.fellenius.net/papers.html> >. Acesso em 28 dez. 2018.

FLAATE, K. An investigation of the validity of three pile-driving formulae in cohesionless material. **Norwegian Geotechnical Institute Publication**, n. 56, p. 11-22, 1964.

FOREHAND, P. W.; REESE, J. L. Prediction of pile capacity by the wave equation. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**, v. 90, n. 2, p. 1-26, 1964.

GATES, M. Empirical formula for predicting pile bearing capacity. **Engineering News Records**, v. 27, n. 3, p. 65-66, 1957.

GOBLE, G. G.; LIKINS, G. E.; RAUSCHE, F. Bearing capacity of piles from dynamic measurements. **Report OHIO-DOT-05-75**. Ohio Department of Transportation, Cleveland, United States, 1975.

GOBLE, G. G.; RAUSCHE, F.; LIKINS, G. E. The analysis of pile driving - A state-of-the-art. In: INTERNATIONAL SEMINAR ON THE APPLICATION OF STRESS-WAVE THEORY ON PILES, 1980, Stockholm, **Proceedings**, Sweden, 1980, p. 131-161.

GOBLE, G. G.; LIKINS, G. E. On the Application of PDA Dynamic Pile Testing. In: FIFTH INTERNATIONAL CONFERENCE ON THE APPLICATION OF STRESS-WAVE THEORY TO PILES, 1996, Orlando, **Proceedings of the fifth International conference on the application of stress-wave theory to piles**, United States, 1996, p. 263-273.

GONÇALVES, C.; ANDREO, C. S.; BERNARDES, G. de P. **Ensaio de carregamento dinâmico**. Estacas Benaton, 1996.

GONÇALVES, C.; BERNARDES, G. de P.; NEVES, L. F. de S. **Estacas pré-fabricadas de concreto: teoria e prática**. 1ª Ed. 2007.

HANNIGAN, P.; GOBLE, G.; LIKINS, G.; RAUSCHE, F.; Design and Construction of Driven Pile Foundations, Volume II. **Report FHWA-NHI-05-043**, Federal Highway Administration, United States, 2006.

HANNIGAN, P.; GOBLE, G.; THENDEAN, G.; LIKINS, G.; RAUSCHE, F.; Design and Construction of Driven Pile Foundations, Volume I. **Report FHWA-HI-97-013**, Federal Highway Administration, United States, 1997.

HANNIGAN, P.; RAUSCHE, F.; LIKINS, G.; ROBINSON, B. R.; BECKER, M. L. Design and Construction of Driven Pile Foundations, Volume I. **Report FHWA-NHI-16-009**, Federal Highway Administration, United States, 2016.

HILEY, A. A rational pile-driving formula and its application in piling practice explained. **Engineering (London)**, v. 119, p. 657-721, 1925.

HOUSEL, W. S. Michigan study of pile driving hammers. **Journal of Soil Mechanics & Foundations Div**, v. 91, n. 4483, p. 37-64, 1965.

HUSSEIN, M. H.; BIXLER, M.; RAUSCHE, F.; Pile Driving Resistance and Load Bearing Capacity. In: 12th PANAMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING, 2003, Cambridge, **Proceedings**, United States, p. 1817-1823, 2003.

HUSSEIN, M. H.; LIKINS, G. E.; HANNIGAN, P. J. Pile Evaluation by Dynamic Testing During Restrike. In: 11TH SOUTHEAST ASIA GEOTECHNICAL CONFERENCE, 1993, Singapore, **Proceedings**, Singapore, 1993, p. 535-539.

HUSSEIN, M. H.; WOERNER, W. A.; SHARP, M.; HWANG, C.; Pile Driveability and Bearing Capacity in High-Rebound Soils. In: ASCE GEO CONGRESS, 2006, Atlanta, **Proceedings**, United States, 2006.

LEONARDS, G. A.; LOVELL, D. Interpretation of load tests on high-capacity driven piles. In: BEHAVIOR OF DEEP FOUNDATIONS SYMPOSIUM, 1979, Boston, **ASTM STP 670**, United States, 1979, p. 388-415.

LIKINS, G. E.; Pile Installation Difficulties in Soils with Large Quakes. In: SYMPOSIUM ON DYNAMIC MEASUREMENT OF PILES AND PIERS, ASCE, 1983, Philadelphia, **Proceedings**, United States, 1983.

LIKINS, G. E.; FELLENIUS, B. H.; HOLTZ, R. D. Pile driving formulas: past and present. **Full-Scale Testing and Foundation Design**: ASCE Geo-Institute Geotechnical Special Publication, n.227, p.737-753, ASCE, United States, 2012.

LIKINS, G. E.; LIANG, L.; HYATT, T. Development of automatic signal matching procedure-iCAP®. In: TESTING AND DESIGN METHODS FOR DEEP FOUNDATIONS, 2012, Kanazawa, **Proceedings**, Japan, 2012, p. 97-104.

LIKINS, G. E.; RAUSCHE, F. What constitutes a good PDA test? In: EIGHTH INTERNATIONAL CONFERENCE ON THE APPLICATION OF STRESS WAVE THEORY TO PILES, 2008, Lisbon, **Proceedings**, Portugal, 2008, p. 403-407.

LONG, J. H.; HENDRIX, J.; JAROMIN, D. Comparison of five different methods for determining pile bearing capacities. **Report WisDOT 0092-07-04**, Wisconsin Department of Transportation, United States, 2009.

MACHADO, J. R. **Avaliação da capacidade de carga de estacas, com base no repique elástico medido no final da cravação**. 1995. Dissertação de Mestrado – Universidade de São Paulo, São Paulo, Brasil, 1995.

MEDRANO, M. L. O. **Avaliação de métodos dinâmicos baseados em nega e repique elástico: estudo de caso**. 2014. Dissertação de Mestrado – EESC - Universidade de São Paulo, São Carlos, Brasil, 2014.

MELLO, V. F. B.; SOBRAL, A. C. S. Fundações por estacas: previsões e controles tradicionais reapreciados mediante estatística. In: 6º CONGRESSO NACIONAL DE GEOTECNIA, 1997, Lisboa, **Anais v.2**, Portugal, 1997.

MEYERHOF G. G. Bearing Capacity and Settlement of Pile Foundations. **ASCE Journal of Geotechnical Engineering**, v. 102, issue GT3, p. 195–228, 1976.

MTO; Pile Load and Extraction Tests from 1954 to 1992. **Report EM-48**. Ministry of Transportation. Toronto, Canada. 1993.

NAKAO, R. **Aplicação da equação da onda na análise do comportamento de estacas cravadas**. 1981. Dissertação de Mestrado – COPPE (UFRJ), Rio de Janeiro, Brasil, 1981.

NIYAMA, S. **Medições dinâmicas na cravação de estacas**. 1983. Dissertação de Mestrado – Universidade de São Paulo, São Paulo, Brasil, 1983.

NIYAMA, S.; MARTINS, J. A. de A.; MEDEIROS JR., C.; LIKINS, G. E. Dynamic Pile Instrumentation in a Calcareous Sand Close to PCR-2 Platform, Brazil. In: 2nd INTERNATIONAL CONFERENCE ON THE APPLICATION OF STRESS WAVE THEORY ON PILES, 1984, Stockholm, **Proceedings**, Sweden, 1984, p. 306-312.

OLIVEIRA, J. R. M. S. et al. Field apparatus for measurement of elastic rebound and final set for driven pile capacity estimation. **Geotechnical Testing Journal**, v. 34, n. 2, p. 167-171, 2011.

PAIKOWSKY, S. G. Load and Resistance Factor Design (LRFD) for dynamic analysis of deep foundations. In: 15th INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 2001, Istanbul **Proceedings v.2**, Turkey, 2001, p. 981-984.

PAIKOWSKY, S. G. et al. Load and Resistance Factor Design (LRFD) for Deep Foundations, **NCHRP Report 507**, National Cooperative Highway Research Program, Washington, United States, 2004.

PAIKOWSKY, S. G.; CHERNAUSKAS, L. R. Energy Approach for capacity evaluation of driven piles. In: FOURTH INTERNATIONAL CONFERENCE ON THE APPLICATION OF STRESS-WAVE THEORY TO PILES, 1992, Rotterdam, **Proceedings**, Netherlands, 1992, p. 21-24.

PARAÍSO, S. C.; COSTA, C. M. C. A Eficácia do Ensaio de Carregamento Dinâmico na Avaliação do Efeito de “Setup” em Estacas Cravadas. In: XV

CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 2010, Gramado, **Anais do XV COBRAMSEG**, Brasil, 2010.

PILE DYNAMICS INC. **CAPWAP® - Background Report**. 2006.

PILE DYNAMICS INC. **MANUAL OF THE PILE DRIVING ANALYZER® - APPENDIX A and D**. Cleveland, United States, 2012.

POULOS, H. G.; DAVIS, E. H. **Pile foundation analysis and design**. New York: John Willey & Sons Inc., 1980.

RAUF, A. **Estimation of Pile Capacity by Optimizing Dynamic Pile Driving Formulae**. 2012. Master's Thesis – University of Waterloo, Canada, 2012.

RAUSCHE, F.; GOBLE, G. G.; LIKINS, G. E. Dynamic determination of pile capacity. **Journal of Geotechnical Engineering**, v. 111, n. 3, p. 367-383, 1985.

RAUSCHE, F. Hammer Design for Drilled Shaft Testing: Two Case Studies. In: PDA USERS DAY IN CLEVELAND, OH, 1997, Cleveland, **Notes**, United States, 1997, p. 1-13.

RAUSCHE, F.; ROBINSON, B. R.; LIKINS, G. E. On the prediction of long term pile capacity from end-of-driving information. **Geotechnical Special Publication**, v. 125, p. 77-95, 2004.

REDAV. **Processador digital de repique**. Disponível em <<http://redav.com.br/processador-digital-de-repique>>. Acesso em 28 dez. 2018.

ROSA, R. L. **Proposição de modificação das fórmulas dinâmicas de cravação de Chellis de Uto et al. a partir de resultados do método Case**. 2000. Dissertação de Mestrado – Universidade de São Paulo, São Paulo, Brasil, 2000.

SALDÍVAR, R. E. R. **Retroanálise probabilista aplicada à análise dinâmica da cravação de estacas**. 2008. Dissertação de Mestrado – Universidade de São Paulo, São Paulo, Brasil, 2008.

SALGADO, R.; ZHANG, Y. Use of pile driving analysis for assessment of axial load capacity of piles. **Publication FHWA/IN/JTRP-2012/11**, Indiana Department of Transportation and Purdue University, Indiana, United States, 2012.

SMITH, E. A. Pile-driving analysis by the wave equation. **American Society of Civil Engineers Transactions**, v. 127, p. 1145-1193, 1960.

SORENSEN, T.; HANSEN, B. Pile driving formulae – an investigation based on dimensional considerations and a statistical analysis. In: 4TH INTERNATIONAL CONFERENCE SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 1957, London, **Proceedings**, England, 1957, p. 61-65.

SOUZA FILHO, J. M.; ABREU, P. S. B. Procedimentos Para Controle de Cravação de Estacas Pré-moldadas de Concreto. In: 6º CBGE/IX COBRAMSEF, 1990, Salvador, **Anais v. 2**, Brasil, 1990, p. 309-311.

TAVENAS, F.; AUDY, R. Limitations of the driving formulas for predicting the bearing capacities of piles in sand. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 9, n. 1, p. 47-62, 1972.

THILAKASIRI, H. S.; ABEYASINGHE, R. K.; TENNEKOON, B. L. A study of ultimate carrying capacity estimation of driven piles using pile driving equations and the wave equation method. **Annual Transactions of the Institution of Engineers**, Sri Lanka, 2003.

TOKHI, H. **A practical method for improved implementation of pile driving formula**. 2012. Master's Thesis – RMIT University, Australia, 2012.

WHITAKER, T. **The Design of Piled Foundations**. 2nd Edition. Elsevier, 1976.

UTO, K.; FUYUKI, M.; SAKURAI, M. An equation for the dynamic bearing capacity of a pile based on wave theory. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON PENETRABILITY AND DRIVABILITY OF PILES, 1985, San Francisco, **Proceedings**, United States, 1985.

VELLOSO, P. P. C. **Fundações: Aspectos Geotécnicos** v. 2 e 3. 5ª ed., Departamento de Engenharia Civil, PUC/RJ, 1987.

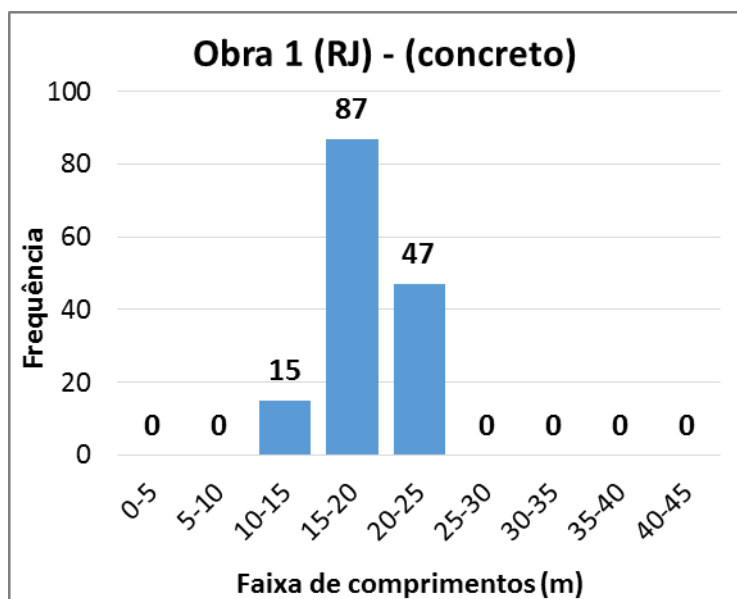
VELLOSO, D. de A.; LOPES, F. de R. **Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas.** 1ª ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2011.

VIEIRA, S. H. A. **Controle de cravação de estacas pré-moldadas: avaliação de diagramas de cravação e fórmulas dinâmicas.** 2006. Dissertação de Mestrado – COPPE (UFRJ), Rio de Janeiro, Brasil, 2006.

APÊNDICE A – HISTOGRAMAS DE COMPRIMENTOS DAS ESTACAS POR OBRA

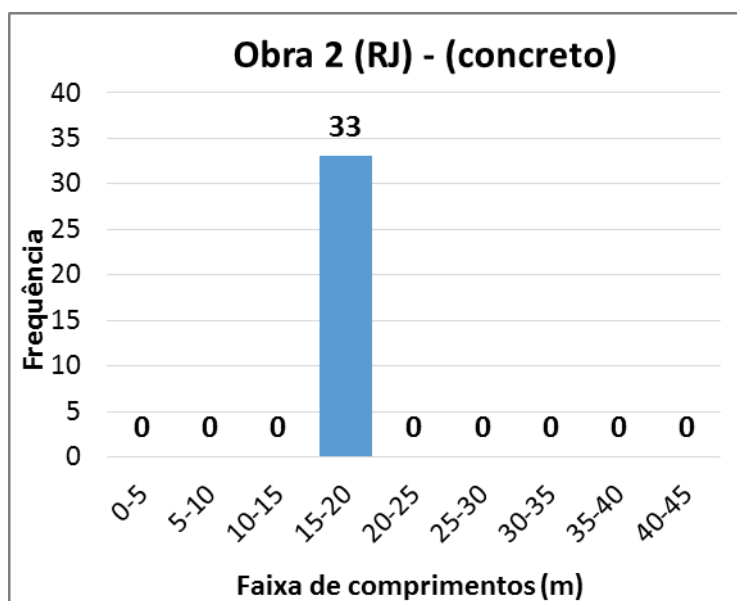
Neste apêndice estão apresentadas as distribuições de frequência dos comprimentos de estaca por obra, seguidas de uma tabela resumo contendo um compilado dessas informações:

Figura 188 – Comprimentos de estaca – Obra 1 (RJ) - concreto



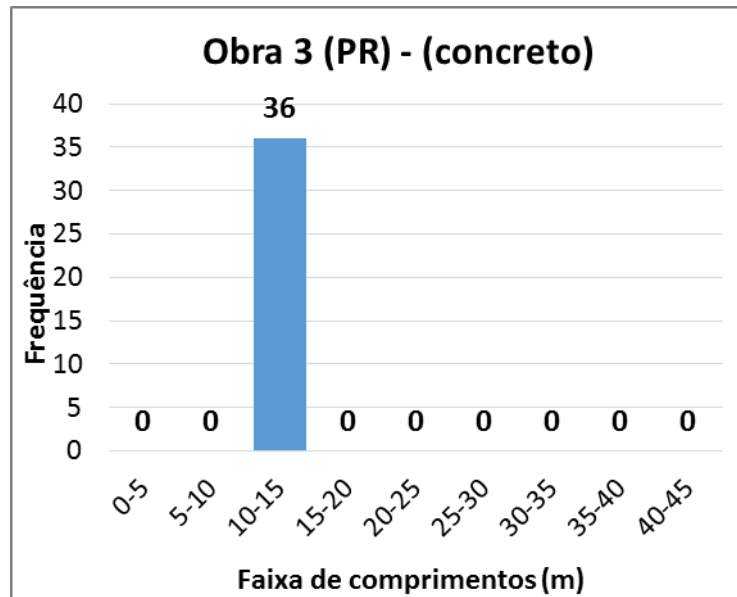
Fonte: autor.

Figura 189 – Comprimentos de estaca – Obra 2 (RJ) - concreto



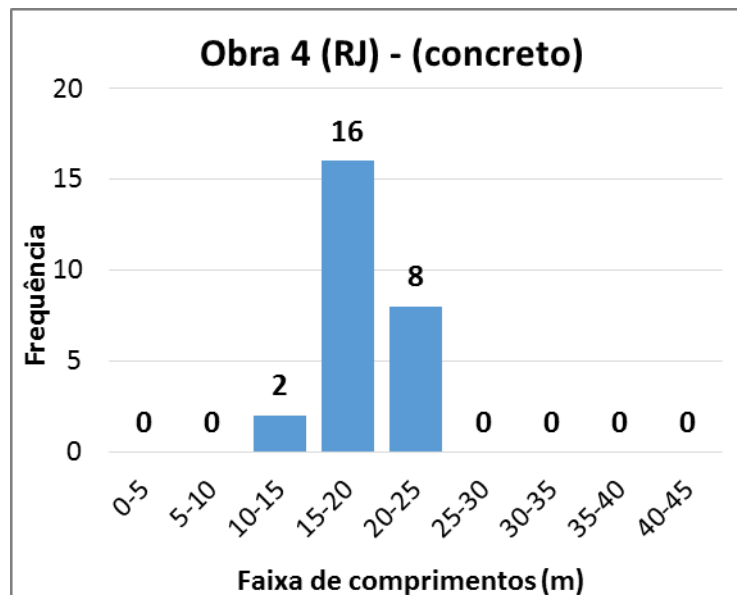
Fonte: autor.

Figura 190 – Comprimentos de estaca – Obra 3 (PR) - concreto

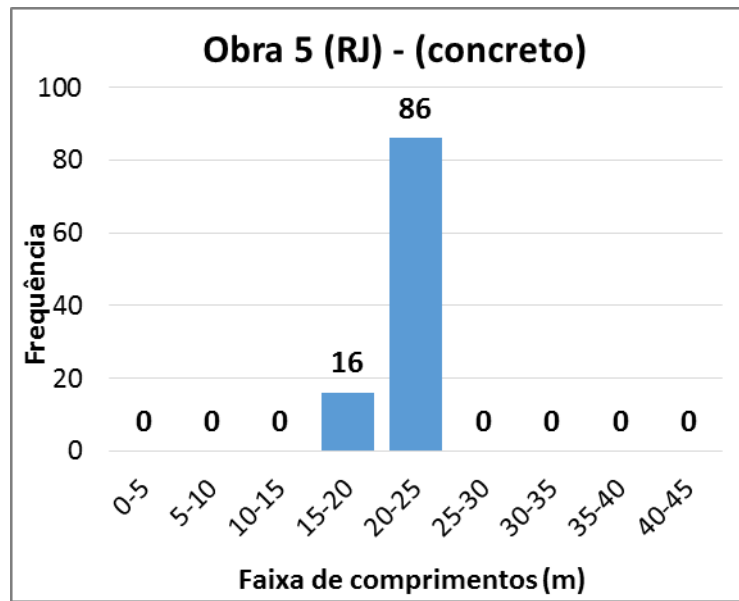


Fonte: autor.

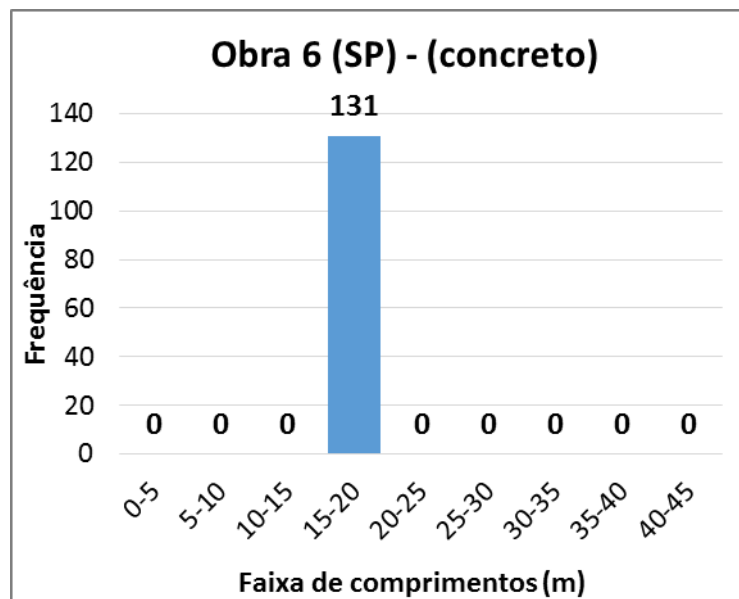
Figura 191 – Comprimentos de estaca – Obra 4 (RJ) - concreto



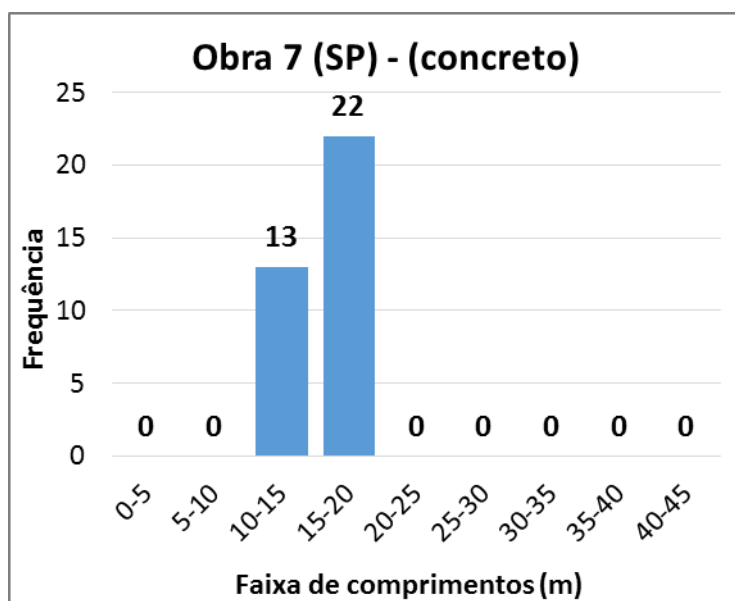
Fonte: autor.

Figura 192 – Comprimentos de estaca – Obra 5 (RJ) - concreto

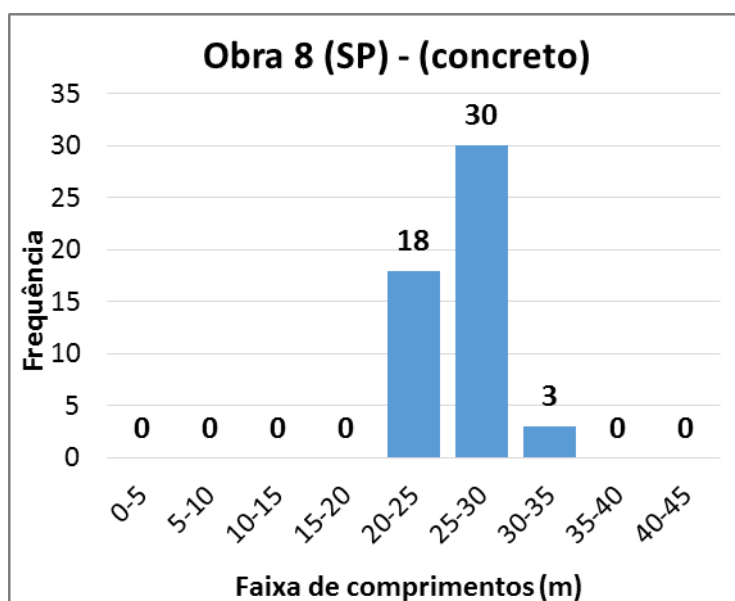
Fonte: autor.

Figura 193 – Comprimentos de estaca – Obra 6 (SP) - concreto

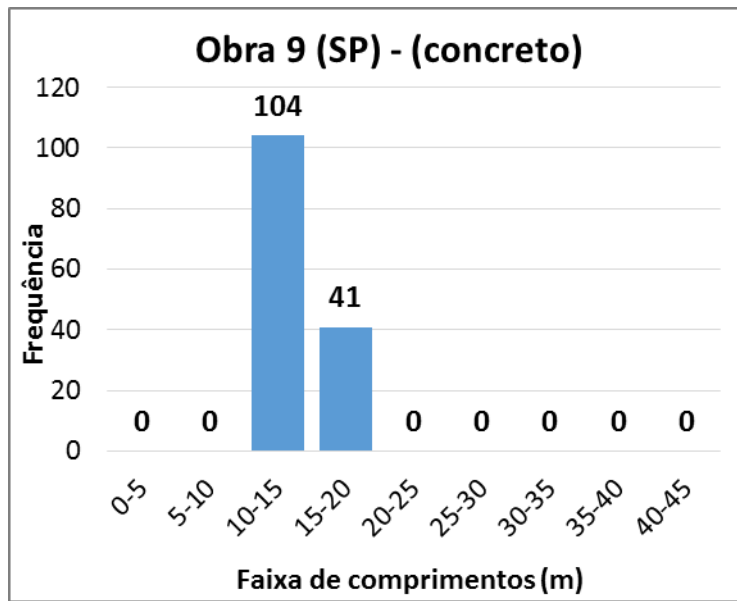
Fonte: autor.

Figura 194 – Comprimentos de estaca – Obra 7 (SP) - concreto

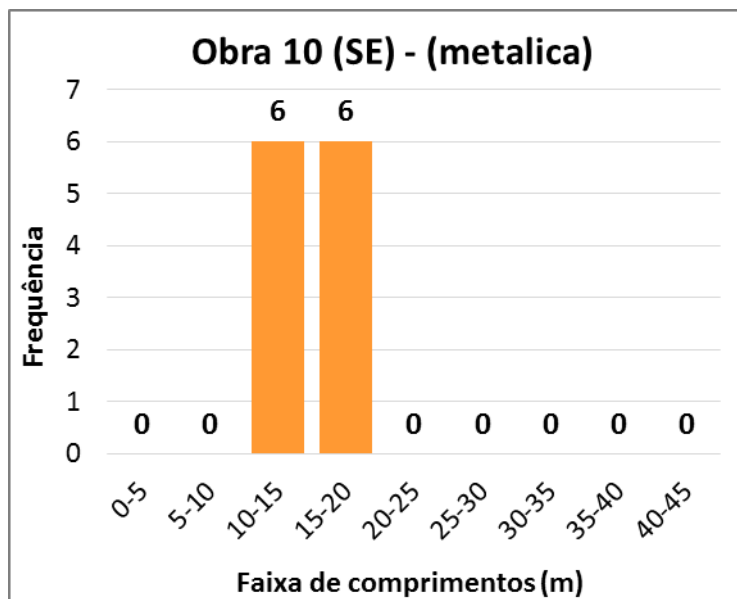
Fonte: autor.

Figura 195 – Comprimentos de estaca – Obra 8 (SP) - concreto

Fonte: autor.

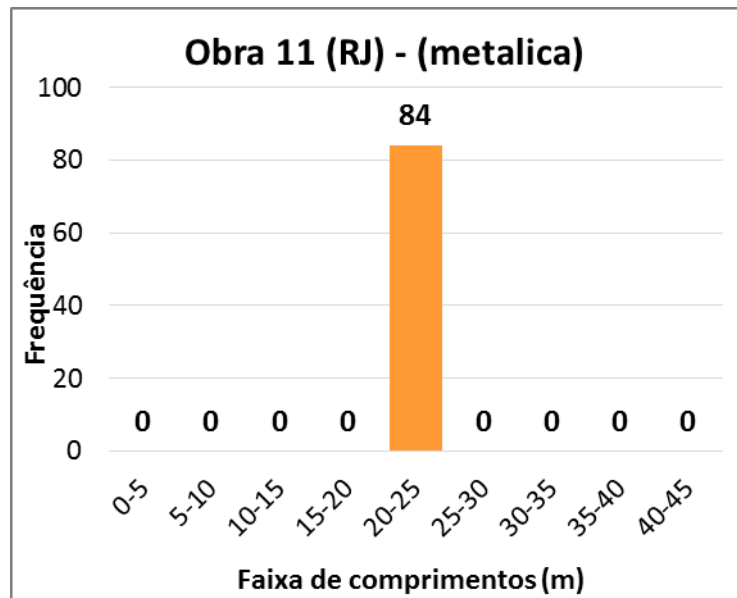
Figura 196 – Comprimentos de estaca – Obra 9 (SP) - concreto

Fonte: autor.

Figura 197 – Comprimentos de estaca – Obra 10 (SE) - metálicas

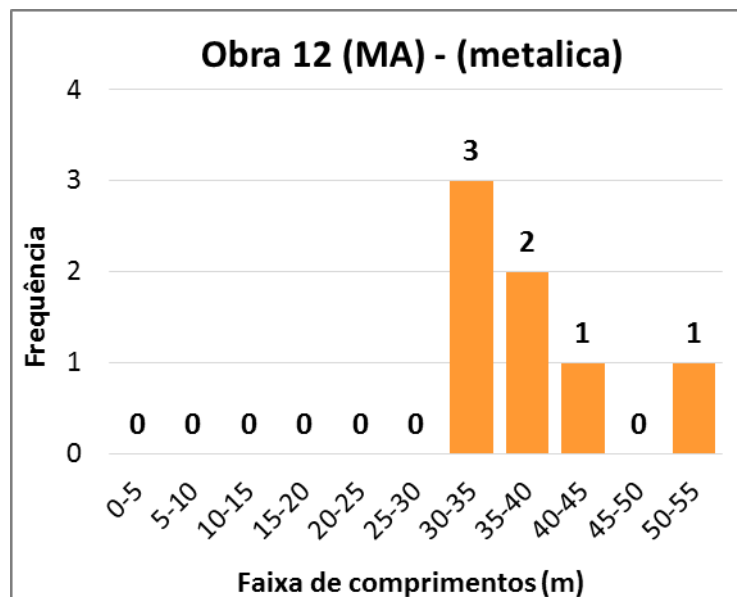
Fonte: autor.

Figura 198 – Comprimentos de estaca – Obra 11 (RJ) - metálicas

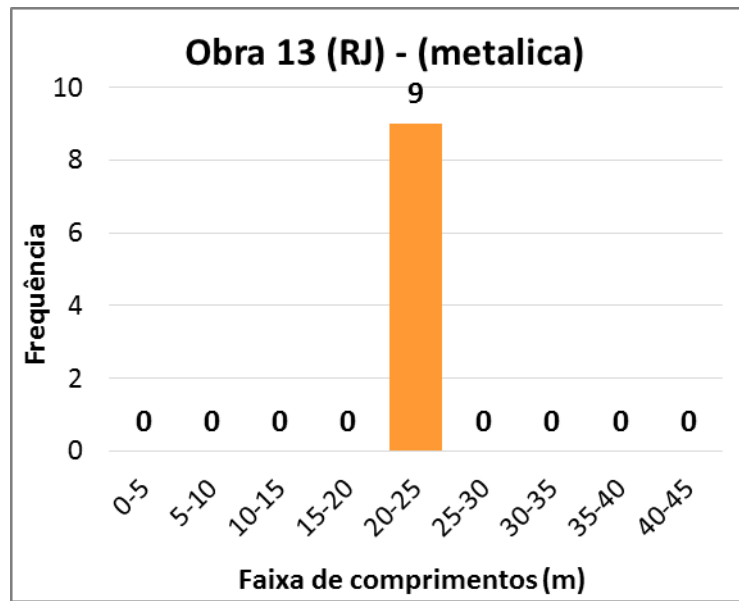


Fonte: autor.

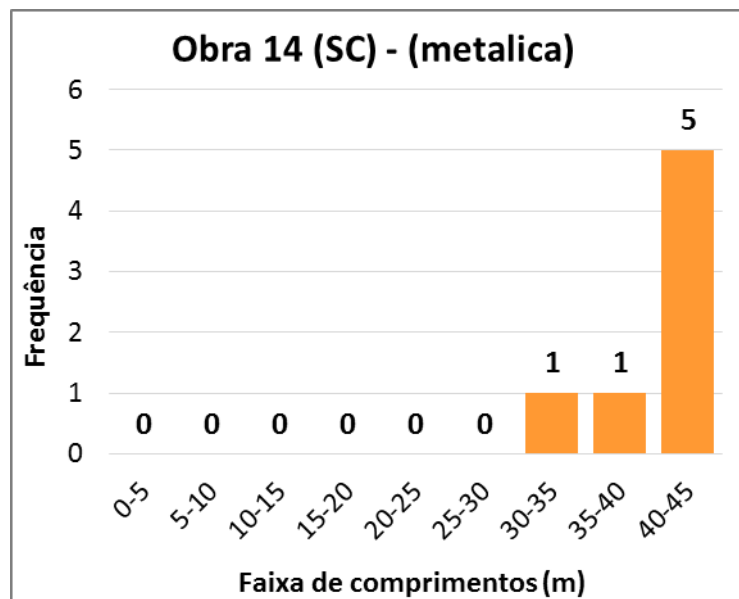
Figura 199 – Comprimentos de estaca – Obra 12 (MA) - metálicas



Fonte: autor.

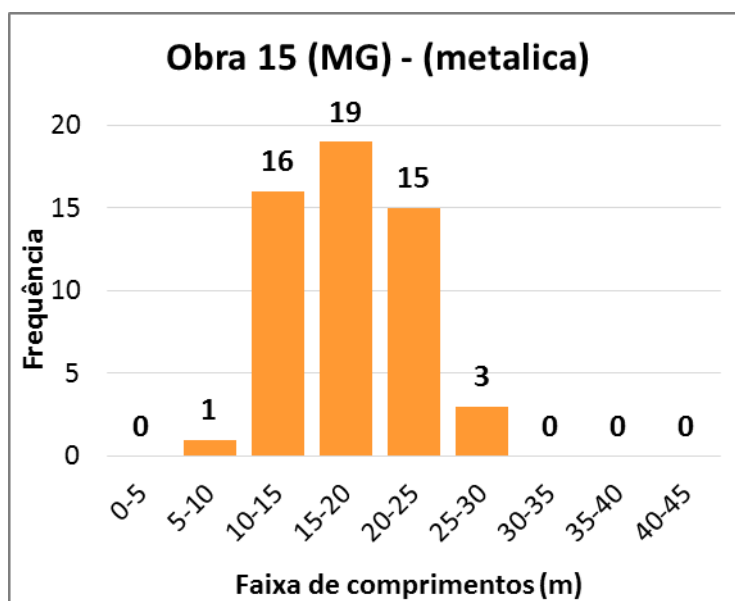
Figura 200 – Comprimentos de estaca – Obra 13 (RJ) - metálicas

Fonte: autor.

Figura 201 – Comprimentos de estaca – Obra 14 (SC) - metálicas

Fonte: autor.

Figura 202 – Comprimentos de estaca – Obra 15 (MG) - metálicas



Fonte: autor.

Tabela 58: Tabela resumo de comprimentos de estaca por obra

Obra	Quantidade de ensaios		Comprimentos		
	Concreto	Metálica	Média (m)	Desv. Padrão (m)	Coef. de Variação
Obra 1 (RJ)	149		18,1	2,46	13,6%
Obra 2 (RJ)	33		19,0	0,46	2,4%
Obra 3 (PR)	36		11,3	0,15	1,4%
Obra 4 (RJ)	26		18,2	2,73	15,0%
Obra 5 (RJ)	102		21,2	1,16	5,4%
Obra 6 (SP)	131		15,4	0,05	0,3%
Obra 7 (SP)	35		15,7	0,97	6,2%
Obra 8 (SP)	51		25,6	2,14	8,4%
Obra 9 (SP)	145		14,1	1,01	7,2%
Obra 10 (SE)		12	13,5	2,59	19,2%
Obra 11 (RJ)		84	21,7	1,03	4,7%
Obra 12 (MA)		7	38,6	7,54	19,5%
Obra 13 (RJ)		9	23,0	0,11	0,5%
Obra 14 (SC)		7	39,4	3,16	8,0%
Obra 15 (MG)		54	17,7	4,73	26,7%

Fonte: autor.

APÊNDICE B – EQUAÇÃO DA ENERGIA EFETIVAMENTE TRANSFERIDA

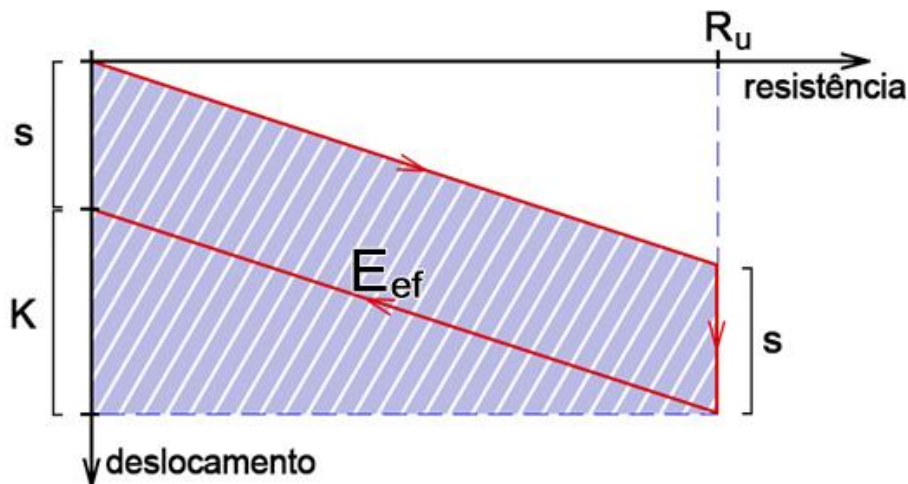
Esse apêndice se dedica a apresentar a dedução que culminou na proposta de estimar a energia efetivamente transferida por meio das medidas de nega e repique elástico. Tal proposta, como descrito na seção 3.7, se assemelha em muito ao termo final da fórmula dos Dinamarqueses, destacado na equação (81).

A dedução é baseada algumas hipóteses simplificadoras que serão apresentadas ao longo deste apêndice, mas parte de dois pontos principais:

1. a abordagem da cravação por energia, apresentada a longo do item 2.5.3, mais especificamente na equação (85); e
2. a fórmula dinâmica de Chellis (1951), baseada na lei de Hooke.

A Figura 27 (item 2.5.3) tratou da curva idealizada de resistência versus deslocamento no golpe de cravação desferido contra uma estaca. Ela está reproduzida abaixo:

Figura 27



Fonte: Paikowsky e Chernauskas, 1992.

O cálculo da área do trapézio (energia-trabalho efetivamente transferida à estaca no golpe) resulta em:

$$E_{ef} = \frac{[s + (s + K)] \cdot R}{2} = \frac{(s + D) \cdot R}{2} \quad (119)$$

Sendo $E_{ef} = \eta \cdot W \cdot h$, os termos da equação podem ser reordenados como:

$$R = \frac{2 \cdot \eta \cdot W \cdot h}{(s + D)} \quad (120)$$

A fórmula de Chellis (1951), por outro lado, pode ser escrita como:

$$R = \frac{C2 \cdot E \cdot A}{l} \quad (121)$$

Onde:

C2 = encurtamento elástico da estaca (elemento estrutural);

E = módulo de elasticidade dinâmico do material;

A = área da seção transversal da estaca;

l = distância do topo da estaca até o centro de resistência à cravação.

Seguindo-se a proposta de Velloso (1987), onde o comprimento “fictício” **l** é substituído pelo produto $\alpha \cdot L$:

$$R = \frac{C2 \cdot E \cdot A}{\alpha \cdot L} \quad (122)$$

Igualando-se as equações anteriores, (120) e (122), se obtém:

$$(s + D) \cdot C2 = \frac{2 \cdot \eta \cdot W \cdot h \cdot \alpha \cdot L}{E \cdot A} \quad (123)$$

A primeira hipótese simplificadora é a consideração de que a **ne** tem valor tão baixo em relação ao repique elástico que será considerada desprezível. Assim, segue-se que **D = K** e, então:

$$D \cdot C2 = \frac{2 \cdot \eta \cdot W \cdot h \cdot \alpha \cdot L}{E \cdot A} \quad (124)$$

Na prática, a obtenção de **C2** é realizada medindo-se o repique elástico e subtraindo desse o valor do *Quake* (do solo sob a ponta da estaca). No entanto, isso incorre em um primeiro problema de se saber a magnitude do *Quake* – valor esse, em geral, desconhecido. Além disso, como evidenciado

por Rosa (2000) quando se adota um valor fixo para o *Quake* (procedimento usual), o mesmo torna-se invariável com a energia aplicada – o que fisicamente não é verdade – podendo “gerar valores extremamente baixos ou mesmo negativos de *C2*” (ROSA, 2000). Por isso, é conveniente substituir *C2*, como proposto por Rosa, por um multiplicador do repique (κ), isto é, considerar *C2* como um percentual do repique elástico total (K):

$$C2 = \kappa . K = \kappa . D \quad (125)$$

Levando tal relação para a equação (124), tem-se:

$$D . (\kappa . D) = \frac{2 . \eta . W . h . \alpha . L}{E . A} \quad (126)$$

E, então:

$$D = \sqrt{\frac{2 . \alpha}{\kappa}} \cdot \sqrt{\frac{\eta . W . h . L}{E . A}} \quad (127)$$

Basta então substituir o termo variável $\sqrt{2 . \alpha / \kappa}$ pelo coeficiente de ajuste, chamado *lambda* (λ), para se chegar à equação proposta:

$$D = \lambda \cdot \sqrt{\frac{\eta . W . h . L}{E . A}} \quad (128)$$

Ou:

$$E_{ef} = \eta . W . h = \frac{1}{\lambda^2} \cdot \frac{D^2 . E . A}{L} \quad (129)$$

Faz-se necessário citar que Rosa (2000) obtém, pela análise de seus ensaios, valores médios de κ (*kappa*) iguais a:

- 0,80 para estacas com ponta em solo arenoso;
- 0,70 para estacas com ponta em solo siltoso ou argiloso.

Em uma comparação com a equação (128), é possível notar que no caso da fórmula dos Dinamarqueses (item 2.5.2), o coeficiente λ implícito em S_0 tem valor igual a 1,41. A razão $1/\lambda^2$ é, portanto, igual a 0,50.

APÊNDICE C – A SIMPLIFICAÇÃO DA EQUAÇÃO DE GAMBINI

Esse apêndice é dedicado à dedução da Equação de Gambini Simplificada – equação (114). Ela consiste na aplicação do coeficiente de ajuste matemático obtido no item 3.8.3, seguida de todas as simplificações de parâmetros desenvolvidas ao longo das seções 3.8.4.1 a 3.8.4.5, os quais estão resumidos na Tabela 59, abaixo:

Tabela 59: Parâmetros assumidos na Eq. de Gambini

Parâmetro	Magnitude	Unidade
Aceleração da gravidade (g)	9,81	m/s ²
Peso específico do material (γ)	24,5 (concreto) 78,0 (metálica)	kN/m ³
Peso do capacete (W_c)	W/18 (*)	N
Velocidade de onda (c)	3800 (concreto) 5123 (metálica)	m/s
Coefficiente de rigidez do coxim (k)	5.10⁸	N/m

(*) Nessa simplificação, o peso do capacete foi assumido relativo ao peso do martelo de cravação. Considerou-se que o peso do capacete é igual a um dezoito avos do peso do martelo.

Fonte: autor.

Assumindo as simplificações de parâmetros expostas na Tabela 59, a equação de Gambini original (1982 apud ALMEIDA, 1985) se torna:

$$\sigma_c^{m\acute{a}x} = \frac{\sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot \eta H \left(\frac{W}{W + W/18} \right)^2 \cdot \sqrt{\frac{5 \cdot 10^8 \cdot W}{9,81}} \cdot 0,86 \cdot \left[1 - e^{\left(-1,12 \cdot \frac{\left(\frac{\gamma}{9,81} \cdot c \cdot A \right)}{\sqrt{\frac{5 \cdot 10^8 \cdot W}{9,81}}} \right)} \right]}{A} \quad (130)$$

$$\sigma_c^{m\acute{a}x} = \frac{\sqrt{19,62 \cdot \eta \cdot H \left(\frac{1}{1,0556}\right)^2 \cdot \sqrt{5,1 \cdot 10^7 \cdot W} \cdot 0,86 \cdot \left[1 - e^{\left(-1,12 \cdot \frac{\left(\frac{\gamma}{9,81} \cdot c \cdot A\right)}{\sqrt{5,1 \cdot 10^7 \cdot W}}\right)}\right]}}{A} \quad (131)$$

E, ent\~{a}o:

$$\sigma_c^{m\acute{a}x} = \frac{4,2 \cdot \sqrt{\eta \cdot H} \cdot 7,14 \cdot 10^3 \cdot \sqrt{W} \cdot 0,86 \cdot \left[1 - e^{\left(-1,12 \cdot \frac{\left(\frac{\gamma}{9,81} \cdot c \cdot A\right)}{7,14 \cdot 10^3 \cdot \sqrt{W}}\right)}\right]}}{A} \quad (132)$$

$$\sigma_c^{m\acute{a}x} = \frac{25764 \cdot \sqrt{\eta \cdot H} \cdot \sqrt{W} \cdot \left[1 - e^{\left(-16 \cdot 10^{-6} \cdot \frac{(\gamma \cdot c \cdot A)}{\sqrt{W}}\right)}\right]}}{A} \quad (133)$$

Aplicando-se \~{a} equa\~{c}\~{a}o (133) o restante das simplifica\~{c}\~{o}es para cada tipo de material (concreto e a\~{c}o):

- ESTACAS DE CONCRETO:

$$\sigma_c^{m\acute{a}x} = \frac{25764 \cdot \sqrt{\eta \cdot H} \cdot \sqrt{W} \cdot \left[1 - e^{\left(-16 \cdot 10^{-6} \cdot \frac{(24500 \cdot 3800 \cdot A)}{\sqrt{W}}\right)}\right]}}{A} \quad (134)$$

$$\sigma_c^{m\acute{a}x} = \frac{25764 \cdot \sqrt{\eta \cdot H} \cdot \sqrt{W} \cdot \left[1 - e^{\left(-1489 \cdot \frac{A}{\sqrt{W}}\right)}\right]}}{A} \quad (135)$$

- ESTACAS DE A\~{C}O (MET\~{A}LICAS):

$$\sigma_c^{m\acute{a}x} = \frac{25764 \cdot \sqrt{\eta \cdot H} \cdot \sqrt{W} \cdot \left[1 - e^{\left(-16 \cdot 10^{-6} \cdot \frac{(78000 \cdot 5123 \cdot A)}{\sqrt{W}}\right)}\right]}}{A} \quad (136)$$

$$\sigma_c^{m\acute{a}x} = \frac{25764 \cdot \sqrt{\eta \cdot H} \cdot \sqrt{W} \cdot \left[1 - e^{\left(-6390 \cdot \frac{A}{\sqrt{W}}\right)}\right]}}{A} \quad (137)$$

Nomeando-se, então, o termo $\frac{A}{\sqrt{W}} = T$, substituindo a constante final das equações (135) e (137) pela letra grega *psi* (Ψ) e aplicando-se o coeficiente de ajuste matemático denominado *omega* (Ω), obtém-se a chamada “Equação de Gambini Simplificada”, apresentada a seguir na equação (138):

$$\sigma_c^{m\acute{a}x} = \frac{25764 \cdot \Omega \cdot \sqrt{\eta \cdot H} \cdot [1 - e^{(-\Psi \cdot T)}]}{T} \quad (138)$$

Onde:

$\sigma_c^{m\acute{a}x}$ = tensão máxima instantânea de compressão na cravação (N/m²);

Ω = coeficiente de ajuste matemático; igual a 1,24 para estacas de concreto e 1,87 para estacas metálicas;

η = eficiência geral do golpe;

H = altura de queda real (m);

Ψ = coeficiente de material; igual a 1489 para estacas de concreto e 6390 para estacas metálicas;

$T = \frac{A}{\sqrt{W}}$, onde:

W = peso do martelo de cravação (N);

A = área da seção transversal da estaca (m²).

APÊNDICE D – K_{sp} E A IDADE DOS ENSAIOS DINÂMICOS

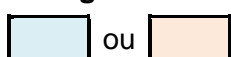
A fim de consolidar a afirmação de que a idade do ensaio e, portanto, os efeitos temporais de cicatrização (*set-up*) ou relaxação não possuem influência sobre K_{sp} , os ensaios do presente estudo foram divididos por idade (**id**) em faixas de valores.

Foi proposta uma faixa inicial com idade igual a zero dias, isto é, o ensaio foi executado no mesmo dia do final de cravação. A partir desta, as demais faixas foram divididas em intervalos de 3 em 3 dias, finalizando com ensaios de mais de 30 dias de idade, como indicado na Tabela 60:

Tabela 60: Faixas de idade dos ensaios

Faixas de idade do ensaio (dia)	Quantidade de ensaios	
	Concreto	Metálica
id = 0	46	1
0 < id ≤ 3	154	47
3 < id ≤ 6	146	40
6 < id ≤ 9	100	11
9 < id ≤ 12	33	5
12 < id ≤ 15	89	10
15 < id ≤ 18	21	
18 < id ≤ 21	26	
21 < id ≤ 24	4	1
24 < id ≤ 27	38	
27 < id ≤ 30	9	
id > 30	42	

- Legenda:

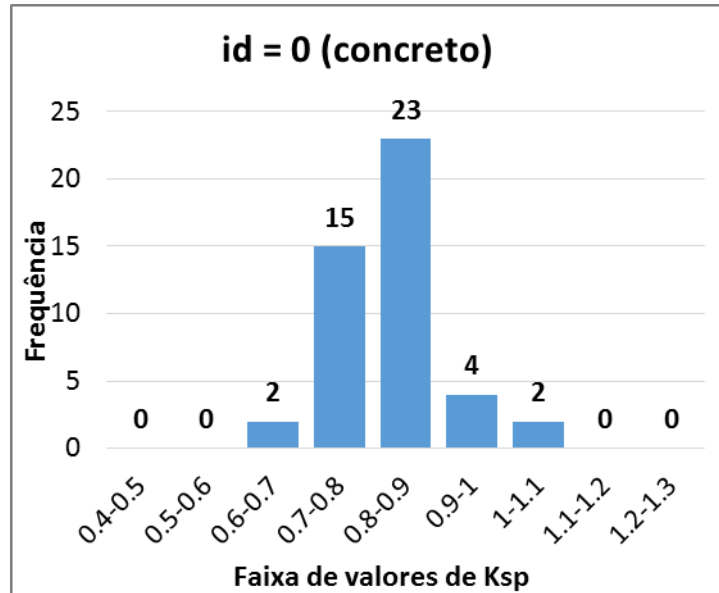


Faixa analisada. Estacas de concreto e metálicas, respectivamente. As demais faixas são pouco representativas.

Fonte: autor.

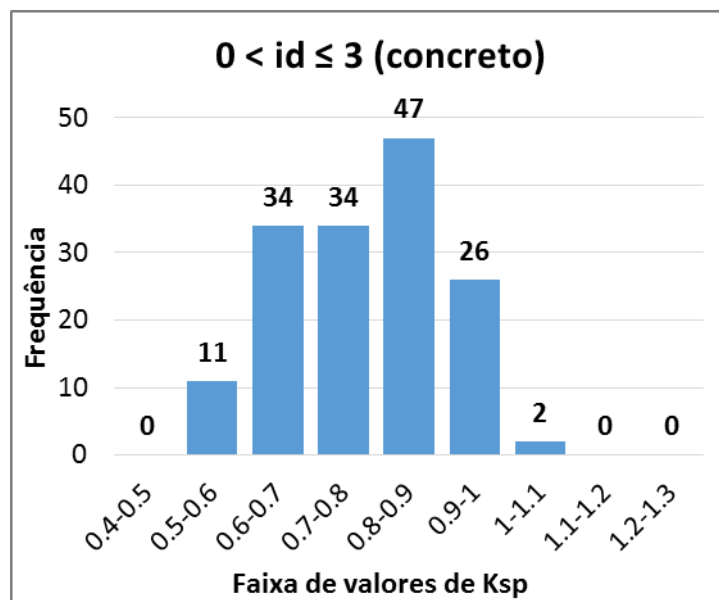
Os histogramas de K_{sp} para estacas de concreto, organizados por faixa de idade (id), estão apresentados abaixo, seguidos de duas tabelas resumo:

Figura 203 – Frequência de K_{sp} para estacas de concreto (id=0)



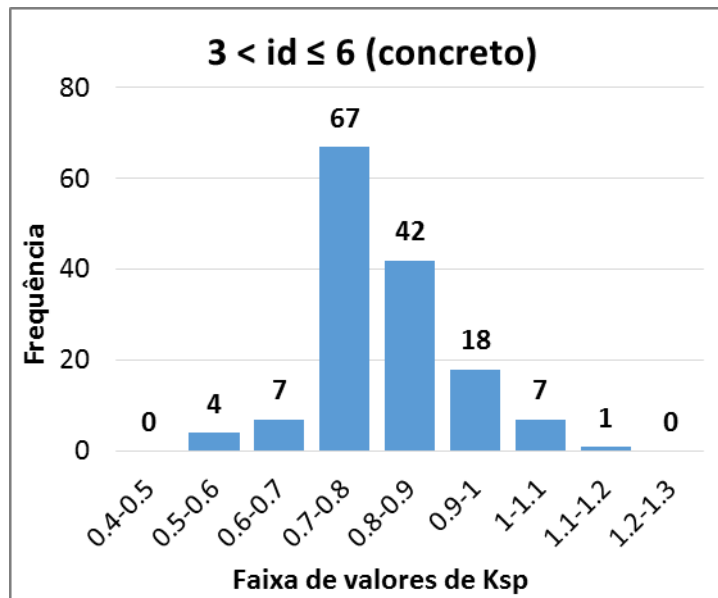
Fonte: autor.

Figura 204 – Frequência de K_{sp} para estacas de concreto ($0 < id \leq 3$)



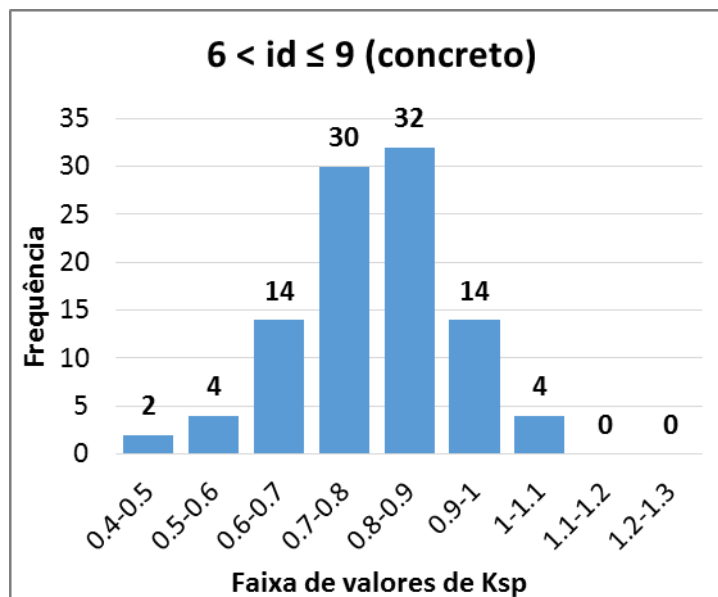
Fonte: autor.

Figura 205 – Frequência de K_{sp} para estacas de concreto ($3 < id \leq 6$)



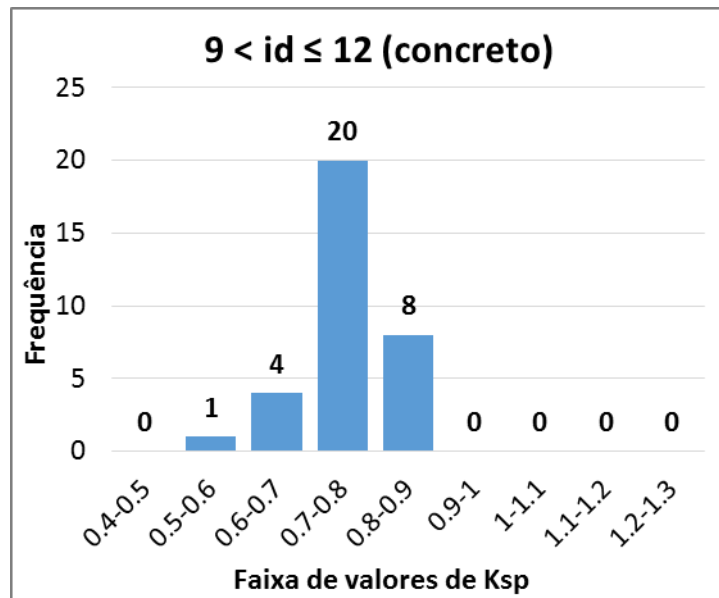
Fonte: autor.

Figura 206 – Frequência de K_{sp} para estacas de concreto ($6 < id \leq 9$)



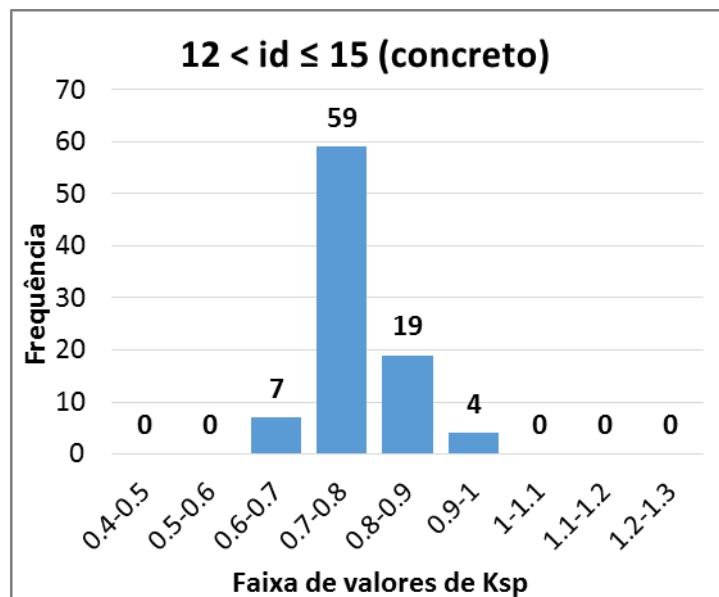
Fonte: autor.

Figura 207 – Frequência de K_{sp} para estacas de concreto ($9 < id \leq 12$)

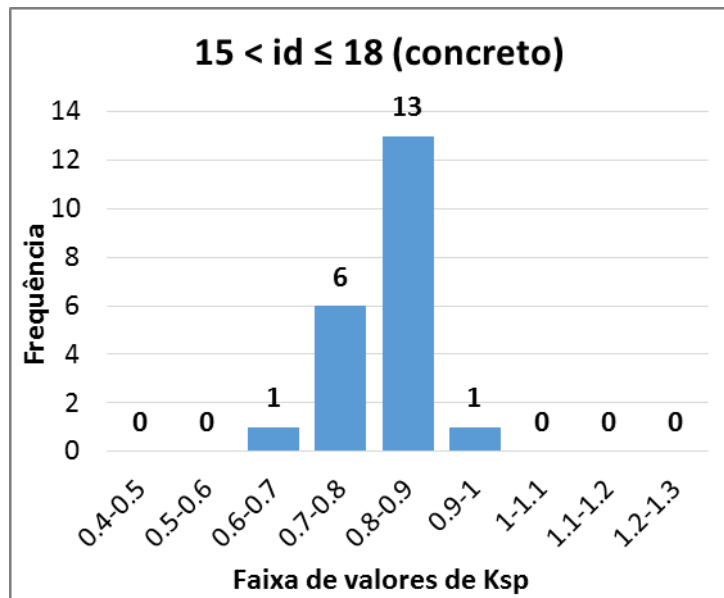


Fonte: autor.

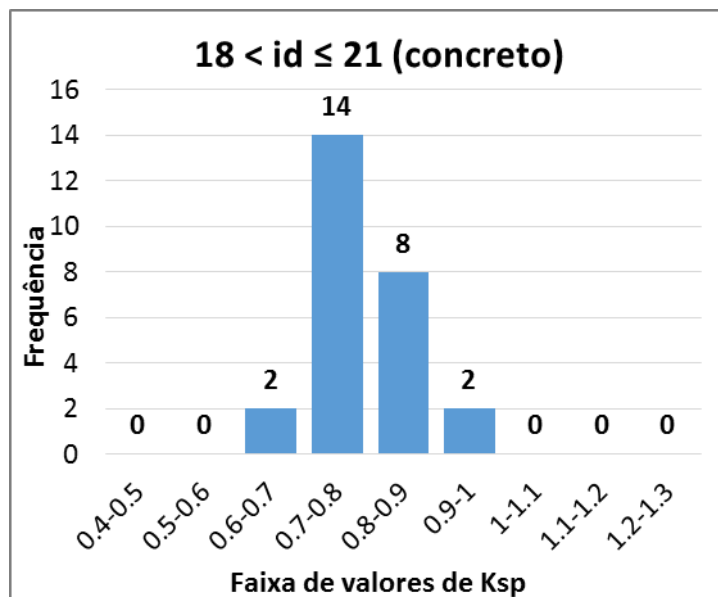
Figura 208 – Frequência de K_{sp} para estacas de concreto ($12 < id \leq 15$)



Fonte: autor.

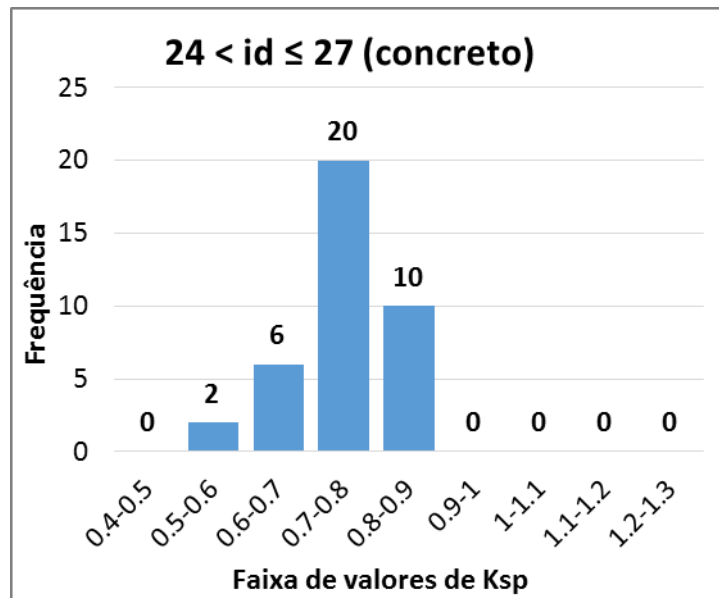
Figura 209 – Frequência de K_{sp} para estacas de concreto ($15 < id \leq 18$)

Fonte: autor.

Figura 210 – Frequência de K_{sp} para estacas de concreto ($18 < id \leq 21$)

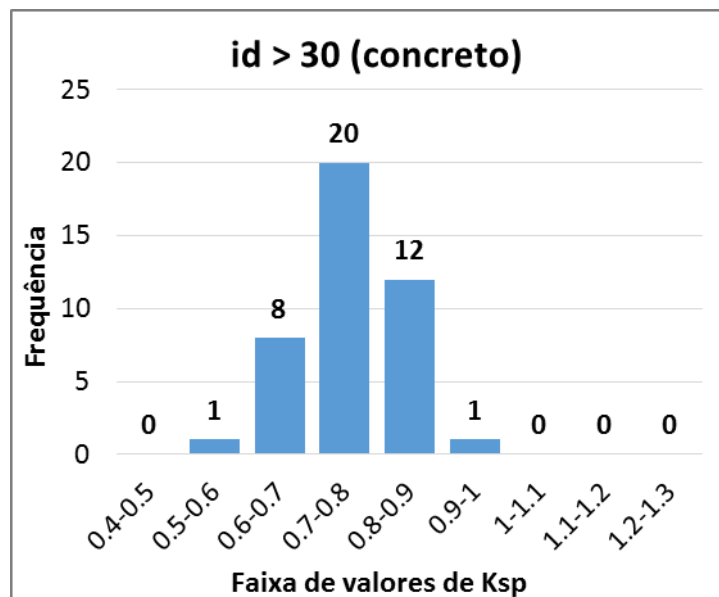
Fonte: autor.

Figura 211 – Frequência de K_{sp} para estacas de concreto ($24 < id \leq 27$)



Fonte: autor.

Figura 212 – Frequência de K_{sp} para estacas de concreto ($id > 30$)



Fonte: autor.

Tabela 61: Tabela resumo de K_{sp} para faixas de idade dos ensaios - concreto

Faixa de idade (dia)	Concreto				
	Id = 0	0 < id ≤ 3	3 < id ≤ 6	6 < id ≤ 9	9 < id ≤ 12
Núm. de Ensaios	46	154	146	100	33
Moda	0,8 a 0,9	0,8 a 0,9	0,7 a 0,8	0,8 a 0,9	0,7 a 0,8
Média	0,829	0,781	0,809	0,796	0,762
Desv. Padrão	0,080	0,122	0,104	0,123	0,068
Coefic. de Variação (%)	9,7	15,6	12,9	15,5	8,9

Fonte: autor.

Tabela 62: Tabela resumo de K_{sp} para faixas de idade dos ensaios – concreto (continuação)

Faixa de idade (dia)	Concreto				
	12 < id ≤ 15	15 < id ≤ 18	18 < id ≤ 21	24 < id ≤ 27	Id > 30
Núm. de Ensaios	89	21	26	38	42
Moda	0,8 a 0,9	0,7 a 0,8	0,7 a 0,8	0,7 a 0,8	0,7 a 0,8
Média	0,773	0,816	0,786	0,748	0,759
Desv. Padrão	0,057	0,062	0,068	0,075	0,071
Coefic. de Variação (%)	7,4	7,6	8,6	10,0	9,4

Fonte: autor.

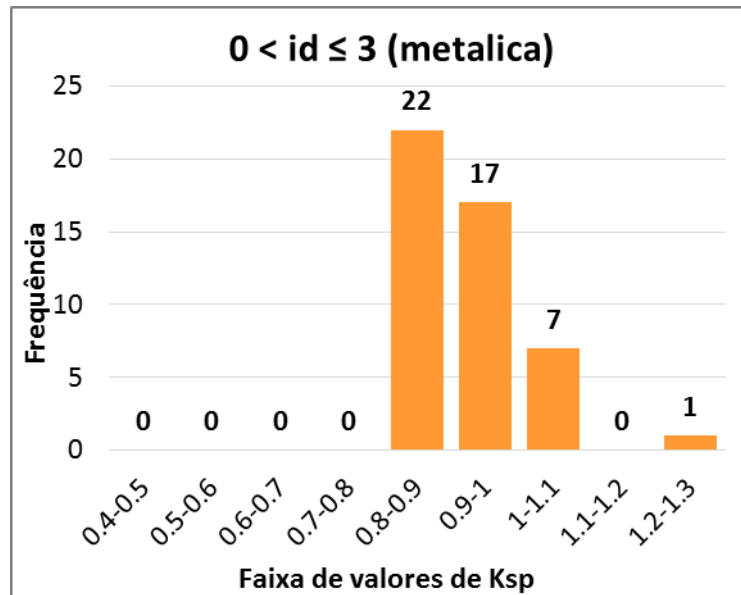
Foi observada moda de 0,8 a 0,9 nas faixas de idade igual a zero e entre 0-3, 6-9 e 12-15 dias. As demais faixas apresentaram moda 0,7 a 0,8.

Quanto ao K_{sp} médio, observaram-se valores entre 0,75 e 0,83. Não foi possível verificar nenhum tipo de tendência de variação do K_{sp} médio com a idade dos ensaios.

Ainda vale ressaltar o fato de que em 7 das 10 faixas obteve-se coeficiente de variação menor ou igual a 10%. Apenas três delas faixas apresentaram dispersões mais altas, com coeficientes de variação de até 15,6%.

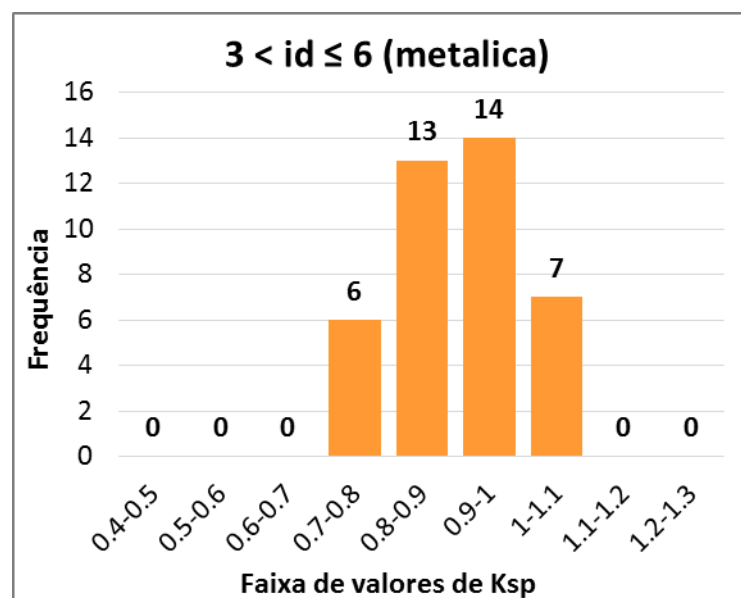
Para as estacas metálicas, estão apresentadas abaixo as distribuições de K_{sp} , organizadas por faixa de idade dos ensaios (id):

Figura 213 – Frequência de K_{sp} para estacas metálicas ($0 < id \leq 3$)

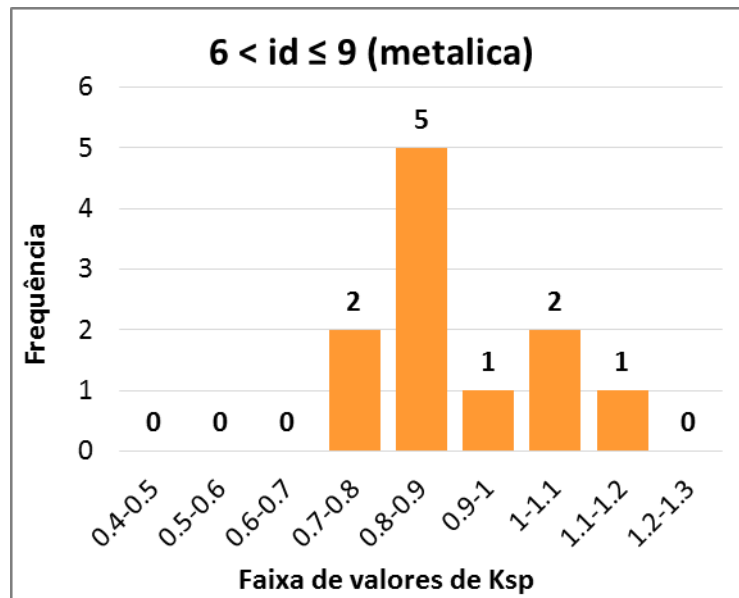


Fonte: autor.

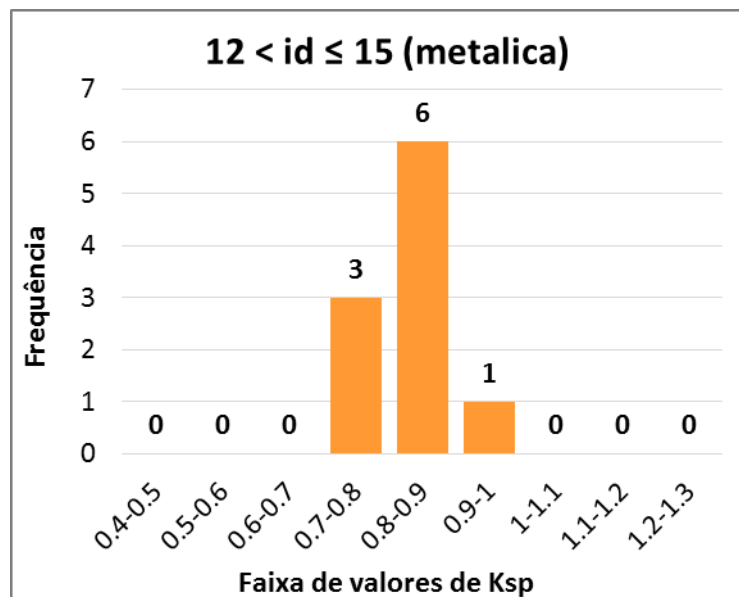
Figura 214 – Frequência de K_{sp} para estacas metálicas ($3 < id \leq 6$)



Fonte: autor.

Figura 215 – Frequência de K_{sp} para estacas metálicas ($6 < id \leq 9$)

Fonte: autor.

Figura 216 – Frequência de K_{sp} para estacas metálicas ($12 < id \leq 15$)

Fonte: autor.

Tabela 63: Tabela resumo de K_{sp} para faixas de idade dos ensaios - metálicas

Faixa de idade (dia)	Metálicas			
	$0 < id \leq 3$	$3 < id \leq 6$	$6 < id \leq 9$	$12 < id \leq 15$
Núm. de Ensaio	47	40	11	10
Moda	0,8 a 0,9	0,9 a 1,0	0,8 a 0,9	0,8 a 0,9
Média	0,923	0,909	0,901	0,831
Desv. Padrão	0,085	0,084	0,135	0,061
Coefic. de Variação (%)	9,2	9,2	15,0	7,4

Fonte: autor.

Foi observada moda de 0,8 a 0,9 em três faixas de idade. Apenas a faixa entre 3 e 6 dias apresentou moda superior (0,9 a 1,0).

Quanto ao K_{sp} médio, nas 3 primeiras faixas analisadas seu valor manteve-se ao redor de 0,91 e, apenas na última faixa ($12 < id \leq 15$) decaiu, resultando em 0,83. Assim como no caso das estacas de concreto, nenhuma tendência clara de variação de K_{sp} pôde ser verificada.

Os coeficientes de variação das duas primeiras faixas analisadas – mais representativas por conterem pelo menos 40 ensaios cada – foi o mesmo, igual a 9,2%. A terceira faixa ($6 < id < 9$) apresentou o coeficiente de variação mais alto, igual a 15%.

APÊNDICE E – DUAS INVESTIGAÇÕES SOBRE O COEFICIENTE λ

Nesse apêndice, serão apresentadas as duas verificações de tendência que mais se demonstraram coerentes quanto à variação do coeficiente λ em relação às grandezas envolvidas na cravação. São elas: com o comprimento das estacas (L) e com a razão entre o valor de nega e o máximo deslocamento no golpe do martelo (D ; ou $s+K$).

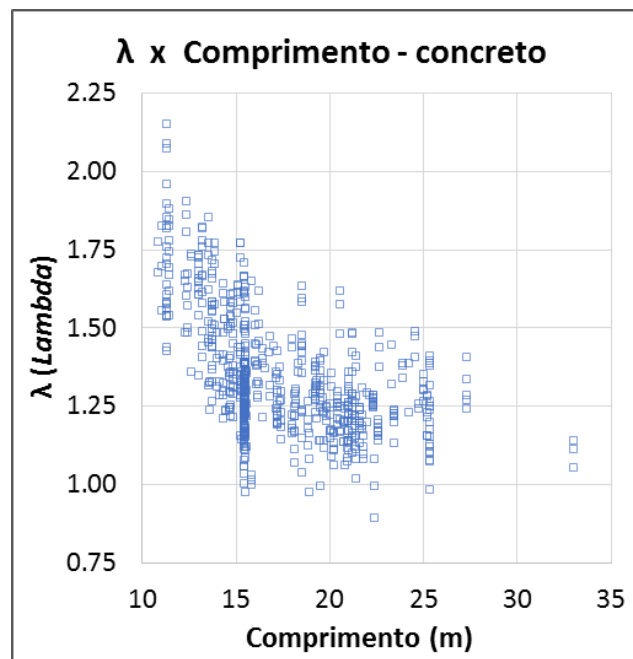
Para isso, foi calculado um coeficiente λ para cada ensaio, individualmente, por meio da seguinte reordenação da equação (108):

$$\lambda = \sqrt{\frac{D^2 \cdot E \cdot A}{\eta \cdot W \cdot h \cdot L}} \quad (139)$$

E.1. λ e o comprimento das estacas

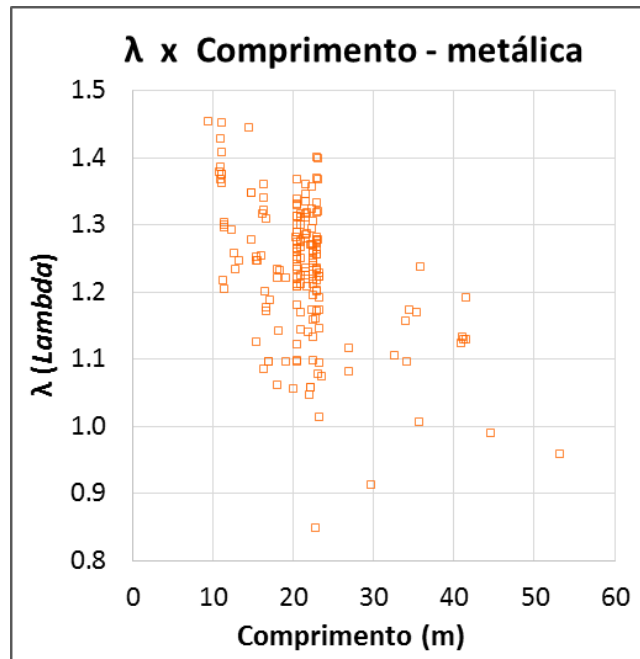
Uma das tentativas de correlacionar o λ individualizado de cada ensaio foi com o comprimento das estacas. Para exprimir tal correlação, foram traçados dois gráfico (um para cada material) da forma “ $\lambda \times L$ ”, conforme apresentado a seguir (Figura 217 e Figura 218):

Figura 217 – $\lambda \times$ Comprimento (L) – estacas de concreto



Fonte: autor.

Figura 218 – λ x Comprimento (L) – estacas metálicas



Fonte: autor.

O primeiro gráfico (Figura 217), referente às estacas de concreto, mostra uma tendência razoavelmente bem comportada (em termos qualitativos) da relação de λ com o comprimento da estaca. É possível perceber que λ tende a valores menores na medida em que o comprimento da estaca cresce.

Dentre as possíveis regressões dos pontos da Figura 217, o maior R^2 que se poderia atingir é 0,35 – o que representaria um ajuste apenas modesto. Por essa razão, e sendo λ um parâmetro tão fundamental do método, optou-se por não apresentar nenhuma regressão no gráfico.

No caso das estacas metálicas (Figura 218), a observação gráfica também abre possibilidade da existência do mesmo comportamento – λ menor quanto maior o comprimento – porém, a quantidade de ensaios, especialmente acima dos 25m, ainda é insuficiente para que se possa realizar tal afirmação.

E.2. λ e a razão s/D

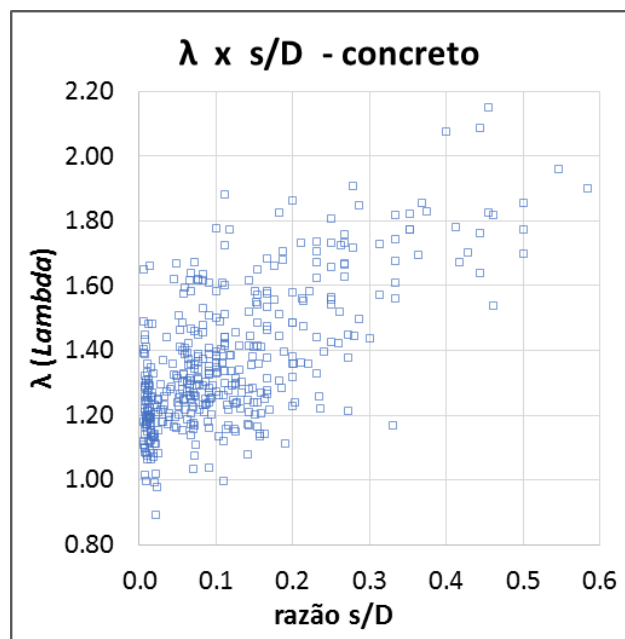
A segunda tentativa de correlação possui origem em uma das hipóteses simplificadoras do método, apresentada no Apêndice B – a hipótese de que a nega é desprezível frente ao repique elástico.

Assim, a equação da energia proposta, com $\lambda = \sqrt{2 \cdot \alpha / \kappa}$, sendo *kappa* função do tipo de solo sob a ponta (ver Apêndice B), torna-se tanto mais válida quanto menor for o valor de nega frente ao máximo deslocamento total da estaca (D). Em outras palavras, posta a razão s/D , que representa o percentual de nega frente ao deslocamento total, quanto mais ela se aproximar de zero, mais o coeficiente *lambda* se aproximará de $\sqrt{2 \cdot \alpha / \kappa}$.

Por outro lado, nos casos em que a nega começar a ser significativa frente ao deslocamento total, é natural que a calibração do coeficiente λ passe a compensar essa distorção da hipótese e não mais represente o fator $\sqrt{2 \cdot \alpha / \kappa}$.

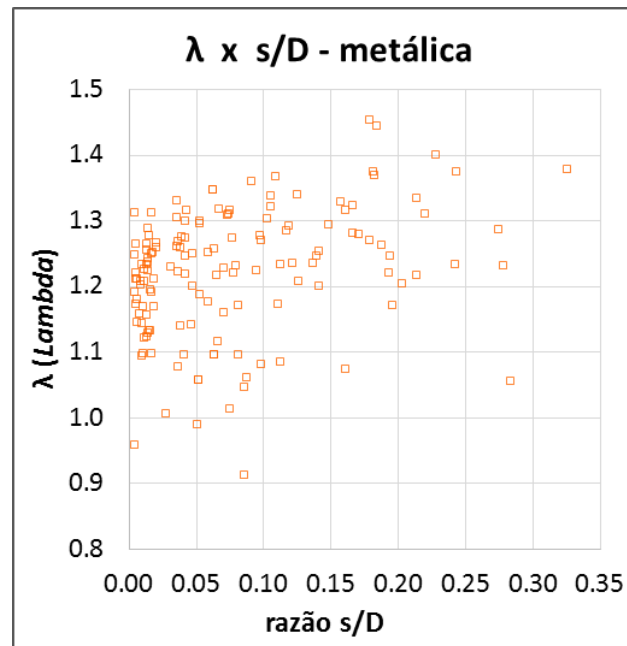
Para verificar se essa conclusão tem fundamento, foram plotados os gráficos (por material) do coeficiente λ (individualizado) versus a razão s/D :

Figura 219 – λ x razão s/D – estacas de concreto



Fonte: autor.

Figura 220 – λ x razão s/D – estacas metálicas



Fonte: autor.

Do mesmo modo como na questão do comprimento, há uma tendência um pouco mais visível de variação de λ com a razão s/D para estacas de concreto, quando comparada com as estacas metálicas.

No entanto, somente é possível tecer alguma avaliação em termos qualitativos (não matemáticos): o gráfico da Figura 219 (concreto) mostra certa tendência de aumento de λ com o aumento da razão s/D , ou seja, quanto maior a participação da nega no máximo deslocamento total da estaca, maior o valor calibrado para λ .

No caso das estacas metálicas, ocorre algo semelhante, porém os pontos são ainda mais dispersos. Assim como na questão do comprimento, fica em aberto a possibilidade de existir uma tendência de variação de λ , porém a quantidade de ensaios também é insuficiente para se realizar tal afirmação.

ANEXO A – REGISTROS DINÂMICOS ANALISADOS

Neste anexo estão compiladas as tabelas contendo o banco de dados de todos os registros dinâmicos analisados na pesquisa. Esses registros foram descritos no corpo do texto, itens 3.1 e 3.2. Abaixo, segue um breve resumo dos pontos mais relevantes citados ao longo desses dois itens:

- Todos os ensaios de carregamento dinâmico foram executados segundo a modalidade de energia crescente, com o equipamento PDA e análises no software CAPWAP, ambos da Pile Dynamics Inc.;
- 15 diferentes obras analisadas; 294 estacas monitoradas, sendo:
 - 204 estacas de concreto e 90 estacas de aço.
- Há pelo menos uma análise CAPWAP por estaca (p/ um golpe);
- Os golpes dos ensaios de energia crescente foram analisados como ensaios independentes e chamados “registros dinâmicos”.
- Ao total, há 881 registros dinâmicos, sendo:
 - 708 em estacas de concreto e 173 em estacas de aço.
- Os registros contemplam negas (por golpe) entre 0 e 7,0 mm.

Quanto aos dados que serão apresentados à seguir, é necessário se fazer uma ressalva importante quanto aos valores da eficiência (η):

- (*) As eficiências listadas referem-se à razão entre a energia nominal ($W.h$) e a energia efetivamente transferida à estaca (EMX). Isso carrega certa dispersão aos valores calculados de η , uma vez que nem sempre alturas de queda nominais (h) solicitadas pelo operador do ensaio são as alturas reais efetivamente aplicadas pelos martelos, conforme foi extensamente discutido e questionado ao longo da dissertação (especialmente no item 3.7, mas também nas seções 1 e 2.7).

Eventualmente, algumas eficiências superiores a 100% podem se referir a martelos de duplo efeito, mas a razão majoritária de existirem, nas tabelas que se seguem, eficiências superiores a 100% é a questão executiva destacada no parágrafo anterior. Ressalta-se, entretanto, que isso nada influencia nos resultados e conclusões da pesquisa, uma vez que em todos eles se utilizou diretamente da medida de energia EMX – superando o inconveniente executivo quanto à precisão de η .

Tabela 64: Registros dinâmicos analisados – estacas de concreto

Obra	Nome do registro dinâmico	Seção / Dimensão principal	A (m ²)	L (m)	W (kN)	η (%) (*)	Id (dias)	c (m/s)	E (kN/m ²)	EMX (kN.m)	DMX (mm)	s (mm)	CSX (MPa)	BTA (%)	RMX (kN)	CAPWAP	Jc	C3 ponta (mm)	%RP (%)
Obra 1 (RJ)	E1	centrifugada / 42	0.0855	14.3	80	61	34	3400	28870540	9.7	9.1	0.1	17.7	100	1495				
Obra 1 (RJ)	E2	centrifugada / 42	0.0855	14.3	80	64	34	3400	28870540	20.6	14.1	0.1	20.8	100	1957				
Obra 1 (RJ)	E3	centrifugada / 42	0.0855	14.3	80	62	34	3400	28870540	29.7	17.4	1.0	22.8	100	2194				
Obra 1 (RJ)	E4	centrifugada / 42	0.0855	14.3	80	72	34	3400	28870540	45.5	23.0	3.0	26.4	100	2420	X	0.64	11.9	57
Obra 1 (RJ)	E5	centrifugada / 50	0.1159	14.6	80	65	7	3350	28027650	10.4	8.9	0.1	12.4	79	1477				
Obra 1 (RJ)	E6	centrifugada / 50	0.1159	14.6	80	75	7	3350	28027650	24.0	14.0	1.0	17.3	79	1987				
Obra 1 (RJ)	E7	centrifugada / 50	0.1159	14.6	80	57	7	3350	28027650	27.2	15.0	1.0	18.9	79	2161				
Obra 1 (RJ)	E8	centrifugada / 50	0.1159	14.6	80	65	7	3350	28027650	40.3	18.9	2.0	23.5	79	2430	X	0.64	1.6	12
Obra 1 (RJ)	E9	centrifugada / 42	0.0855	14.7	80	51	30	3300	27197248	8.2	9.0	0.1	14.1	78	1246				
Obra 1 (RJ)	E10	centrifugada / 42	0.0855	14.7	80	60	30	3300	27197248	19.1	15.0	3.0	17.0	78	1626				
Obra 1 (RJ)	E11	centrifugada / 42	0.0855	14.7	80	60	30	3300	27197248	28.6	19.0	3.0	20.6	78	1930	X	0.75	8.3	81
Obra 1 (RJ)	E12	centrifugada / 38	0.0682	14.8	80	66	6	3300	27197248	5.3	7.9	0.1	12.5	72	854				
Obra 1 (RJ)	E13	centrifugada / 38	0.0682	14.8	80	85	6	3300	27197248	13.5	13.4	1.0	18.5	72	1316				
Obra 1 (RJ)	E14	centrifugada / 38	0.0682	14.8	80	69	6	3300	27197248	16.6	15.1	1.0	20.3	72	1491				
Obra 1 (RJ)	E15	centrifugada / 38	0.0682	14.8	80	73	6	3300	27197248	22.9	18.4	2.0	23.0	72	1700	X	0.65	8.7	29
Obra 1 (RJ)	E16	centrifugada / 50	0.1159	15.2	80	93	5	3700	34190112	14.8	10.0	0.1	14.2	81	1601				
Obra 1 (RJ)	E17	centrifugada / 50	0.1159	15.2	80	84	5	3700	34190112	26.8	13.7	0.2	19.8	81	2075				
Obra 1 (RJ)	E18	centrifugada / 50	0.1159	15.2	80	71	5	3700	34190112	34.2	15.7	1.0	22.8	81	2322				
Obra 1 (RJ)	E19	centrifugada / 50	0.1159	15.2	80	68	5	3700	34190112	42.3	18.0	2.0	26.0	81	2540	X	0.73	10.3	53
Obra 1 (RJ)	E20	centrifugada / 38	0.0682	15.3	80	46	5	3200	25573904	3.7	6.5	0.1	11.1	89	768				
Obra 1 (RJ)	E21	centrifugada / 38	0.0682	15.3	80	69	5	3200	25573904	11.0	12.7	1.0	15.2	89	1124				
Obra 1 (RJ)	E22	centrifugada / 38	0.0682	15.3	80	64	5	3200	25573904	15.3	15.2	1.0	17.8	89	1350				
Obra 1 (RJ)	E23	centrifugada / 38	0.0682	15.3	80	60	5	3200	25573904	19.1	17.2	1.0	19.7	89	1514				
Obra 1 (RJ)	E24	centrifugada / 38	0.0682	15.3	80	54	5	3200	25573904	21.3	18.6	2.0	20.6	89	1600	X	0.65	6.0	64

Tabela 65: Registros dinâmicos analisados – estacas de concreto (continuação)

Obra	Nome do registro dinâmico	Seção / Dimensão principal	A (m ²)	L (m)	W (kN)	η (%) (*)	Id (dias)	c (m/s)	E (kN/m ²)	EMX (kN.m)	DMX (mm)	s (mm)	CSX (MPa)	BTA (%)	RMX (kN)	CAPWAP	Jc	C3 ponta (mm)	%RP (%)
Obra 1 (RJ)	E25	centrifugada / 50	0.1159	15.4	80	35	8	3800	36063201	5.6	7.6	0.1	8.4	66	696				
Obra 1 (RJ)	E26	centrifugada / 50	0.1159	15.4	80	76	8	3800	36063201	24.2	15.3	1.0	16.9	66	1463				
Obra 1 (RJ)	E27	centrifugada / 50	0.1159	15.4	80	74	8	3800	36063201	35.4	18.4	2.0	20.1	66	1849				
Obra 1 (RJ)	E28	centrifugada / 50	0.1159	15.4	80	65	8	3800	36063201	41.4	20.6	1.0	22.9	66	2000	X	0.61	12.2	85
Obra 1 (RJ)	E29	centrifugada / 42	0.0855	15.5	65	27	6	3350	28027650	3.5	6.0	0.1	9.4	100	834				
Obra 1 (RJ)	E30	centrifugada / 42	0.0855	15.5	65	24	6	3350	28027650	6.2	7.9	0.2	11.6	100	1071				
Obra 1 (RJ)	E31	centrifugada / 42	0.0855	15.5	65	29	6	3350	28027650	11.2	11.0	0.3	14.7	100	1386				
Obra 1 (RJ)	E32	centrifugada / 42	0.0855	15.5	65	40	6	3350	28027650	20.7	15.7	1.0	18.7	100	1789				
Obra 1 (RJ)	E33	centrifugada / 42	0.0855	15.5	65	39	6	3350	28027650	22.5	16.7	2.0	18.8	100	1840	X	0.78	6.8	29
Obra 1 (RJ)	E34	centrifugada / 50	0.1159	15.5	80	115	26	4000	39959225	18.4	11.1	0.1	18.5	76	1955				
Obra 1 (RJ)	E35	centrifugada / 50	0.1159	15.5	80	96	26	4000	39959225	38.2	16.8	0.1	24.0	76	2540				
Obra 1 (RJ)	E36	centrifugada / 50	0.1159	15.5	80	122	26	4000	39959225	67.9	23.6	5.0	31.5	76	2880	X	0.83	14.5	45
Obra 1 (RJ)	E37	centrifugada / 50	0.1159	15.5	80	54	34	3750	35120413	8.7	7.4	0.1	14.6	81	1700				
Obra 1 (RJ)	E38	centrifugada / 50	0.1159	15.5	80	90	34	3750	35120413	35.9	16.3	0.1	22.3	81	2804				
Obra 1 (RJ)	E39	centrifugada / 50	0.1159	15.5	80	102	34	3750	35120413	81.5	26.8	7.0	36.6	81	2986				
Obra 1 (RJ)	E40	centrifugada / 50	0.1159	15.8	65	152	20	3400	28870540	24.3	10.7	0.1	22.3	50	2934				
Obra 1 (RJ)	E41	centrifugada / 50	0.1159	15.8	65	109	20	3400	28870540	34.8	13.0	0.1	25.6	50	3579				
Obra 1 (RJ)	E42	centrifugada / 50	0.1159	15.8	65	101	20	3400	28870540	39.5	14.1	1.0	27.4	50	3850	X	0.38	2.7	35
Obra 1 (RJ)	E43	centrifugada / 38	0.0682	16.1	80	89	5	3800	36063201	14.2	12.8	0.1	20.5	86	1468				
Obra 1 (RJ)	E44	centrifugada / 38	0.0682	16.1	80	96	5	3800	36063201	30.0	20.3	0.0	25.1	86	1600	X	0.47	12.8	32
Obra 1 (RJ)	E45	centrifugada / 26	0.0377	16.2	50	23	1	3200	25573904	1.1	5.7	0.1	7.3	100	327				
Obra 1 (RJ)	E46	centrifugada / 26	0.0377	16.2	50	25	1	3200	25573904	2.5	8.3	0.1	10.3	100	494				
Obra 1 (RJ)	E47	centrifugada / 26	0.0377	16.2	50	42	1	3200	25573904	6.4	13.3	0.1	16.7	100	783				
Obra 1 (RJ)	E48	centrifugada / 26	0.0377	16.2	50	64	1	3200	25573904	12.6	20.1	2.0	22.9	100	1070	X		4.7	81

Tabela 66: Registros dinâmicos analisados – estacas de concreto (continuação)

Obra	Nome do registro dinâmico	Seção / Dimensão principal	A (m ²)	L (m)	W (kN)	η (%) (*)	Id (dias)	c (m/s)	E (kN/m ²)	EMX (kN.m)	DMX (mm)	s (mm)	CSX (MPa)	BTA (%)	RMX (kN)	CAPWAP	Jc	C3 ponta (mm)	%RP (%)
Obra 1 (RJ)	E49	centrifugada / 50	0.1159	16.4	80	159	26	4250	45110219	25.4	12.8	0.1	20.8	68	2530				
Obra 1 (RJ)	E50	centrifugada / 50	0.1159	16.4	80	74	26	4250	45110219	29.7	13.4	0.1	22.9	68	2859				
Obra 1 (RJ)	E51	centrifugada / 50	0.1159	16.4	80	69	26	4250	45110219	38.7	15.5	0.1	26.1	68	3077				
Obra 1 (RJ)	E52	centrifugada / 42	0.0855	17.1	80	43	29	3500	30593782	6.9	8.4	0.1	13.0	77	1176				
Obra 1 (RJ)	E53	centrifugada / 42	0.0855	17.1	80	63	29	3500	30593782	20.2	15.4	2.0	19.1	77	1813				
Obra 1 (RJ)	E54	centrifugada / 42	0.0855	17.1	80	66	29	3500	30593782	31.1	19.4	3.0	22.6	77	2100	X	0.68	1.0	17
Obra 1 (RJ)	E55	quadrada / 29.5	0.0870	17.2	80	43	6	3800	36063201	6.8	7.3	0.1	16.3	100	1574				
Obra 1 (RJ)	E56	quadrada / 29.5	0.0870	17.2	80	40	6	3800	36063201	12.7	10.2	0.1	21.5	100	2127				
Obra 1 (RJ)	E57	quadrada / 29.5	0.0870	17.2	80	56	6	3800	36063201	25.6	15.3	0.0	29.2	100	2950	X		2.7	36
Obra 1 (RJ)	E58	quadrada / 29.5	0.0870	17.2	80	45	3	3600	32366972	7.3	8.0	0.1	16.3	100	1575				
Obra 1 (RJ)	E59	quadrada / 29.5	0.0870	17.2	80	33	3	3600	32366972	10.6	9.6	0.1	19.6	100	1945				
Obra 1 (RJ)	E60	quadrada / 29.5	0.0870	17.2	80	49	3	3600	32366972	20.4	14.0	0.0	28.8	100	2830	X		2.2	19
Obra 1 (RJ)	E61	quadrada / 29.5	0.0870	17.2	80	35	5	3600	32366972	5.6	7.0	0.1	12.9	100	1241				
Obra 1 (RJ)	E62	quadrada / 29.5	0.0870	17.2	80	44	5	3600	32366972	14.2	11.5	1.0	19.9	100	1967				
Obra 1 (RJ)	E63	quadrada / 29.5	0.0870	17.2	80	54	5	3600	32366972	25.1	16.1	1.0	25.9	100	2660	X	0.15	3.4	25
Obra 1 (RJ)	E64	quadrada / 29.5	0.0870	17.4	80	36	6	3600	32366972	5.8	6.9	0.1	14.2	100	1386				
Obra 1 (RJ)	E65	quadrada / 29.5	0.0870	17.4	80	39	6	3600	32366972	12.4	10.4	0.1	20.7	100	1995				
Obra 1 (RJ)	E66	quadrada / 29.5	0.0870	17.4	80	53	6	3600	32366972	22.6	15.0	2.0	28.8	100	2820	X		2.3	14
Obra 1 (RJ)	E67	quadrada / 29.5	0.0870	17.4	80	55	5	3750	35120413	8.8	8.5	0.1	17.2	100	1640				
Obra 1 (RJ)	E68	quadrada / 29.5	0.0870	17.4	80	48	5	3750	35120413	15.4	11.5	1.0	22.1	100	2144				
Obra 1 (RJ)	E69	quadrada / 29.5	0.0870	17.4	80	57	5	3750	35120413	26.4	15.9	2.0	28.3	100	2800	X	0.21	3.7	17
Obra 1 (RJ)	E70	centrifugada / 50	0.1159	18.0	80	107	15	3400	28870540	17.1	11.4	0.1	15.1	83	2100				
Obra 1 (RJ)	E71	centrifugada / 50	0.1159	18.0	80	94	15	3400	28870540	30.1	14.8	0.1	21.6	83	2883				
Obra 1 (RJ)	E72	centrifugada / 50	0.1159	18.0	80	85	15	3400	28870540	40.7	17.5	0.1	25.4	83	3358				

Tabela 67: Registros dinâmicos analisados – estacas de concreto (continuação)

Obra	Nome do registro dinâmico	Seção / Dimensão principal	A (m ²)	L (m)	W (kN)	η (%) (*)	Id (dias)	c (m/s)	E (kN/m ²)	EMX (kN.m)	DMX (mm)	s (mm)	CSX (MPa)	BTA (%)	RMX (kN)	CAPWAP	Jc	C3 ponta (mm)	%RP (%)
Obra 1 (RJ)	E73	centrifugada / 50	0.1159	18.0	80	103	15	3400	28870540	64.7	22.8	3.0	31.7	83	3850	X	0.46	6.3	42
Obra 1 (RJ)	E74	centrifugada / 38	0.0682	18.1	80	41	16	3600	32366972	3.3	5.6	0.1	12.1	100	854				
Obra 1 (RJ)	E75	centrifugada / 38	0.0682	18.1	80	63	16	3600	32366972	10.1	10.1	0.2	18.9	100	1402				
Obra 1 (RJ)	E76	centrifugada / 38	0.0682	18.1	80	71	16	3600	32366972	17.1	13.8	1.0	22.3	100	1759				
Obra 1 (RJ)	E77	centrifugada / 38	0.0682	18.1	80	79	16	3600	32366972	24.6	17.3	2.0	26.2	100	2090	X	0.67	4.8	27
Obra 1 (RJ)	E78	centrifugada / 50	0.1159	18.1	80	40	19	3300	27197248	6.4	7.1	1.0	9.4	68	1217				
Obra 1 (RJ)	E79	centrifugada / 50	0.1159	18.1	80	51	19	3300	27197248	16.2	11.8	2.0	13.3	68	1811				
Obra 1 (RJ)	E80	centrifugada / 50	0.1159	18.1	80	60	19	3300	27197248	28.6	16.5	2.0	16.3	68	2353				
Obra 1 (RJ)	E81	centrifugada / 50	0.1159	18.1	80	59	19	3300	27197248	37.4	18.3	3.0	20.4	68	2850	X	0.57	1.0	28
Obra 1 (RJ)	E82	centrifugada / 50	0.1159	18.2	80	112	7	3950	38966488	17.9	11.0	0.1	17.1	90	1864				
Obra 1 (RJ)	E83	centrifugada / 50	0.1159	18.2	80	65	7	3950	38966488	20.7	11.5	0.2	19.1	90	2133				
Obra 1 (RJ)	E84	centrifugada / 50	0.1159	18.2	80	66	7	3950	38966488	31.6	14.3	1.0	24.4	90	2518				
Obra 1 (RJ)	E85	centrifugada / 50	0.1159	18.2	80	74	7	3950	38966488	46.2	17.8	1.0	29.4	90	2890	X	0.71	7.8	28
Obra 1 (RJ)	E86	centrifugada / 42	0.0855	18.8	65	31	6	3350	28027650	4.0	6.3	0.1	9.6	100	1001				
Obra 1 (RJ)	E87	centrifugada / 42	0.0855	18.8	65	45	6	3350	28027650	11.7	11.3	1.0	14.0	100	1612				
Obra 1 (RJ)	E88	centrifugada / 42	0.0855	18.8	65	36	6	3350	28027650	13.9	12.6	2.0	14.6	100	1752				
Obra 1 (RJ)	E89	centrifugada / 42	0.0855	18.8	65	51	6	3350	28027650	26.1	18.1	3.0	19.0	100	2300	X	0.35	1.1	8
Obra 1 (RJ)	E90	centrifugada / 33	0.0572	18.9	65	27	21	3300	27197248	1.7	4.4	0.1	9.5	100	604				
Obra 1 (RJ)	E91	centrifugada / 33	0.0572	18.9	65	38	21	3300	27197248	4.9	8.4	0.2	13.8	100	965				
Obra 1 (RJ)	E92	centrifugada / 33	0.0572	18.9	65	40	21	3300	27197248	7.5	11.1	1.0	16.1	100	1210	X		1.5	35
Obra 1 (RJ)	E93	centrifugada / 33	0.0572	19.5	70	30	19	3300	27197248	2.1	5.1	0.1	10.4	100	609				
Obra 1 (RJ)	E94	centrifugada / 33	0.0572	19.5	70	44	19	3300	27197248	6.1	10.0	0.2	15.1	100	879				
Obra 1 (RJ)	E95	centrifugada / 33	0.0572	19.5	70	51	19	3300	27197248	17.9	19.0	1.0	22.3	100	1339				
Obra 1 (RJ)	E96	centrifugada / 33	0.0572	19.5	70	52	19	3300	27197248	25.5	23.3	2.0	25.6	100	1546				

Tabela 68: Registros dinâmicos analisados – estacas de concreto (continuação)

Obra	Nome do registro dinâmico	Seção / Dimensão principal	A (m ²)	L (m)	W (kN)	η (%) (*)	Id (dias)	c (m/s)	E (kN/m ²)	EMX (kN.m)	DMX (mm)	s (mm)	CSX (MPa)	BTA (%)	RMX (kN)	CAPWAP	Jc	C3 ponta (mm)	%RP (%)
Obra 1 (RJ)	E97	centrifugada / 33	0.0572	19.5	70	56	19	3300	27197248	30.5	26.2	2.0	27.0	100	1650	X	0.86	5.5	58
Obra 1 (RJ)	E98	centrifugada / 42	0.0855	19.7	65	39	9	3300	27197248	5.1	7.3	0.1	10.2	78	950				
Obra 1 (RJ)	E99	centrifugada / 42	0.0855	19.7	65	40	9	3300	27197248	10.5	10.8	0.2	13.2	78	1306				
Obra 1 (RJ)	E100	centrifugada / 42	0.0855	19.7	65	42	9	3300	27197248	16.4	14.5	0.3	15.0	78	1575				
Obra 1 (RJ)	E101	centrifugada / 42	0.0855	19.7	65	50	9	3300	27197248	25.2	19.5	2.0	17.0	78	1750	X	0.45	7.2	22
Obra 1 (RJ)	E102	centrifugada / 42	0.0855	19.7	65	48	9	3300	27197248	31.4	23.2	6.0	18.4	78	1734				
Obra 1 (RJ)	E103	centrifugada / 33	0.0572	20.1	65	54	2	3300	27197248	3.5	7.3	0.1	12.3	100	723				
Obra 1 (RJ)	E104	centrifugada / 33	0.0572	20.1	65	77	2	3300	27197248	10.0	13.4	0.2	17.3	100	1119				
Obra 1 (RJ)	E105	centrifugada / 33	0.0572	20.1	65	91	2	3300	27197248	17.8	19.9	1.0	18.7	100	1266				
Obra 1 (RJ)	E106	centrifugada / 33	0.0572	20.1	65	69	2	3300	27197248	17.7	20.5	3.0	17.5	100	1270	X	0.28	7.3	41
Obra 1 (RJ)	E107	quadrada / 26	0.0676	20.5	70	36	18	4500	50573394	5.0	8.1	0.1	14.1	100	1020				
Obra 1 (RJ)	E108	quadrada / 26	0.0676	20.5	70	74	18	4500	50573394	20.7	17.5	1.0	25.4	100	1944				
Obra 1 (RJ)	E109	quadrada / 26	0.0676	20.5	70	78	18	4500	50573394	31.9	22.4	1.0	31.1	100	2410	X	0.57	8.7	69
Obra 1 (RJ)	E110	centrifugada / 50	0.1159	20.7	80	35	12	3700	34190112	5.6	6.1	0.1	9.4	71	1228				
Obra 1 (RJ)	E111	centrifugada / 50	0.1159	20.7	80	43	12	3700	34190112	13.7	9.6	1.0	14.6	71	2053				
Obra 1 (RJ)	E112	centrifugada / 50	0.1159	20.7	80	49	12	3700	34190112	23.3	13.2	2.0	17.4	71	2663				
Obra 1 (RJ)	E113	centrifugada / 50	0.1159	20.7	80	60	12	3700	34190112	37.7	16.9	0.0	22.8	71	3500	X	0.59	1.5	3
Obra 1 (RJ)	E114	centrifugada / 50	0.1159	20.9	80	85	2	3400	28870540	13.6	9.9	0.1	13.7	83	1762				
Obra 1 (RJ)	E115	centrifugada / 50	0.1159	20.9	80	80	2	3400	28870540	25.6	13.7	0.1	19.5	83	2336				
Obra 1 (RJ)	E116	centrifugada / 50	0.1159	20.9	80	69	2	3400	28870540	33.3	16.1	0.1	22.5	83	2567				
Obra 1 (RJ)	E117	centrifugada / 50	0.1159	20.9	80	61	2	3400	28870540	38.9	17.8	0.0	24.4	83	2800	X	0.80	3.8	23
Obra 1 (RJ)	E118	centrifugada / 42	0.0855	21.0	70	43	18	3800	36063201	9.1	9.2	0.1	16.5	86	1554				
Obra 1 (RJ)	E119	centrifugada / 42	0.0855	21.0	70	63	18	3800	36063201	26.3	17.6	0.2	22.2	86	2440				
Obra 1 (RJ)	E120	centrifugada / 42	0.0855	21.0	70	64	18	3800	36063201	34.9	20.1	0.0	25.5	86	2880	X	0.40	4.2	53

Tabela 69: Registros dinâmicos analisados – estacas de concreto (continuação)

Obra	Nome do registro dinâmico	Seção / Dimensão principal	A (m ²)	L (m)	W (kN)	η (%) (*)	Id (dias)	c (m/s)	E (kN/m ²)	EMX (kN.m)	DMX (mm)	s (mm)	CSX (MPa)	BTA (%)	RMX (kN)	CAPWAP	Jc	C3 ponta (mm)	%RP (%)
Obra 1 (RJ)	E121	centrifugada / 42	0.0855	21.0	70	43	19	3600	32366972	8.9	10.4	0.1	14.0	100	1408				
Obra 1 (RJ)	E122	centrifugada / 42	0.0855	21.0	70	47	19	3600	32366972	19.5	15.8	0.2	18.5	100	2059				
Obra 1 (RJ)	E123	centrifugada / 42	0.0855	21.0	70	60	19	3600	32366972	37.0	22.8	5.0	22.9	100	2270	X	0.36	1.0	26
Obra 1 (RJ)	E124	centrifugada / 50	0.1159	21.0	80	95	14	4300	46177880	15.2	9.1	0.1	18.1	100	2368				
Obra 1 (RJ)	E125	centrifugada / 50	0.1159	21.0	80	113	14	4300	46177880	36.3	13.6	0.1	26.8	100	3511				
Obra 1 (RJ)	E126	centrifugada / 50	0.1159	21.0	80	130	14	4300	46177880	40.8	14.5	0.0	28.7	100	3900	X	0.42	4.0	25
Obra 1 (RJ)	E127	centrifugada / 50	0.1159	21.0	80	120	14	4300	46177880	57.5	16.7	0.1	34.2	100	4578				
Obra 1 (RJ)	E128	centrifugada / 33	0.0572	21.2	70	53	18	3400	28870540	11.1	13.1	0.1	20.9	100	1287				
Obra 1 (RJ)	E129	centrifugada / 33	0.0572	21.2	70	66	18	3400	28870540	27.6	21.9	1.0	31.1	100	1973				
Obra 1 (RJ)	E130	centrifugada / 33	0.0572	21.2	70	55	18	3400	28870540	29.9	23.7	2.0	32.7	100	2000	X	0.43	2.1	47
Obra 1 (RJ)	E131	quadrada / 26	0.0676	21.2	70	44	18	4000	39959225	6.1	9.4	0.1	14.1	100	1043				
Obra 1 (RJ)	E132	quadrada / 26	0.0676	21.2	70	55	18	4000	39959225	15.4	15.7	1.0	21.1	100	1630				
Obra 1 (RJ)	E133	quadrada / 26	0.0676	21.2	70	70	18	4000	39959225	33.5	24.0	2.0	29.1	100	2270	X	0.76	8.4	43
Obra 1 (RJ)	E134	quadrada / 26	0.0676	21.2	70	69	18	4000	39959225	38.8	25.9	4.0	30.5	100	2214				
Obra 1 (RJ)	E135	centrifugada / 38	0.0682	21.4	80	28	21	3700	34190112	2.2	4.6	0.1	11.1	100	766				
Obra 1 (RJ)	E136	centrifugada / 38	0.0682	21.4	80	65	21	3700	34190112	10.4	10.6	0.2	18.2	100	1525				
Obra 1 (RJ)	E137	centrifugada / 38	0.0682	21.4	80	73	21	3700	34190112	17.5	14.1	0.3	23.1	100	2025				
Obra 1 (RJ)	E138	centrifugada / 38	0.0682	21.4	80	82	21	3700	34190112	25.6	17.7	1.0	28.4	100	2480	X	0.29	3.5	8
Obra 1 (RJ)	E139	centrifugada / 50	0.1159	21.7	80	76	8	3750	35120413	12.2	10.6	0.1	13.0	100	1706				
Obra 1 (RJ)	E140	centrifugada / 50	0.1159	21.7	80	80	8	3750	35120413	25.7	14.3	1.0	18.9	100	2541				
Obra 1 (RJ)	E141	centrifugada / 50	0.1159	21.7	80	57	8	3750	35120413	27.1	14.1	1.0	21.0	100	2881				
Obra 1 (RJ)	E142	centrifugada / 50	0.1159	21.7	80	56	8	3750	35120413	34.6	16.1	1.0	24.3	100	3410	X	0.57	1.0	21
Obra 1 (RJ)	E143	centrifugada / 50	0.1159	21.8	80	102	1	3250	26379332	16.3	11.7	0.1	13.9	68	1704				
Obra 1 (RJ)	E144	centrifugada / 50	0.1159	21.8	80	84	1	3250	26379332	26.8	15.2	0.1	18.3	68	2049				

Tabela 70: Registros dinâmicos analisados – estacas de concreto (continuação)

Obra	Nome do registro dinâmico	Seção / Dimensão principal	A (m ²)	L (m)	W (kN)	η (%) (*)	Id (dias)	c (m/s)	E (kN/m ²)	EMX (kN.m)	DMX (mm)	s (mm)	CSX (MPa)	BTA (%)	RMX (kN)	CAPWAP	Jc	C3 ponta (mm)	%RP (%)
Obra 1 (RJ)	E145	centrifugada / 50	0.1159	21.8	80	78	1	3250	26379332	37.2	18.2	2.0	21.8	68	2333				
Obra 1 (RJ)	E146	centrifugada / 50	0.1159	21.8	80	97	1	3250	26379332	61.4	24.2	3.0	28.1	68	2810	X	0.83	6.4	30
Obra 1 (RJ)	E147	centrifugada / 26	0.0377	22.4	65	18	28	3300	27197248	1.2	4.6	0.1	10.9	100	435				
Obra 1 (RJ)	E148	centrifugada / 26	0.0377	22.4	65	30	28	3300	27197248	3.8	9.1	1.0	17.4	100	742				
Obra 1 (RJ)	E149	centrifugada / 26	0.0377	22.4	65	42	28	3300	27197248	7.8	14.1	2.0	23.2	100	1010	X		2.0	5
Obra 2 (RJ)	E150	estrela / 29.8	0.0445	18.0	50	99	9	3839	36810000	9.9	15.0	0.0	22.1	100	1040				
Obra 2 (RJ)	E151	estrela / 29.8	0.0445	18.0	50	77	9	3839	36810000	15.3	19.0	1.0	24.3	100	1200	X	0.44		34
Obra 2 (RJ)	E152	estrela / 44.5	0.0857	18.5	50	55	8	3839	36810000	5.5	7.0	0.0	12.7	100	1170				
Obra 2 (RJ)	E153	estrela / 44.5	0.0857	18.5	50	91	8	3839	36810000	18.2	14.0	1.0	17.6	100	1750				
Obra 2 (RJ)	E154	estrela / 44.5	0.0857	18.5	50	91	8	3839	36810000	27.3	18.0	2.0	20.7	100	1980				
Obra 2 (RJ)	E155	estrela / 44.5	0.0857	18.5	50	98	8	3839	36810000	39.3	22.0	6.0	24.2	100	2030				
Obra 2 (RJ)	E156	estrela / 44.5	0.0857	18.5	50	102	8	3839	36810000	51.1	25.0	7.0	28.2	100	2050	X	0.46		69
Obra 2 (RJ)	E157	estrela / 40.6	0.0676	18.5	50	22	8	3839	36810000	2.2	5.0	0.0	9.8	100	690				
Obra 2 (RJ)	E158	estrela / 40.6	0.0676	18.5	50	25	8	3839	36810000	5.0	9.0	0.0	10.9	100	850				
Obra 2 (RJ)	E159	estrela / 40.6	0.0676	18.5	50	28	8	3839	36810000	8.5	13.0	0.0	12.9	100	1090				
Obra 2 (RJ)	E160	estrela / 40.6	0.0676	18.5	50	38	8	3839	36810000	15.3	17.0	1.0	17.1	100	1380				
Obra 2 (RJ)	E161	estrela / 40.6	0.0676	18.5	50	43	8	3839	36810000	21.5	20.0	3.0	18.0	100	1440				
Obra 2 (RJ)	E162	quadrada / 26.5	0.0702	19.2	50	32	14	3839	36810000	3.2	6.0	0.0	11.4	100	850				
Obra 2 (RJ)	E163	quadrada / 26.5	0.0702	19.2	50	32	14	3839	36810000	6.4	9.0	0.0	14.4	100	1150				
Obra 2 (RJ)	E164	quadrada / 26.5	0.0702	19.2	50	40	14	3839	36810000	12.0	12.0	0.0	19.6	100	1560				
Obra 2 (RJ)	E165	quadrada / 26.5	0.0702	19.2	50	45	14	3839	36810000	17.8	16.0	1.0	23.2	100	1810				
Obra 2 (RJ)	E166	quadrada / 26.5	0.0702	19.2	50	53	14	3839	36810000	26.6	18.0	1.0	27.4	100	2240				
Obra 2 (RJ)	E167	quadrada / 26.5	0.0702	19.2	50	62	14	3839	36810000	37.1	22.0	1.0	31.2	100	2510	X	0.45		28
Obra 2 (RJ)	E168	hexag. vazada / 50	0.1134	19.3	50	89	9	3839	36810000	13.4	10.0	0.0	13.4	100	1720				

Tabela 71: Registros dinâmicos analisados – estacas de concreto (continuação)

Obra	Nome do registro dinâmico	Seção / Dimensão principal	A (m ²)	L (m)	W (kN)	η (%) (*)	Id (dias)	c (m/s)	E (kN/m ²)	EMX (kN.m)	DMX (mm)	s (mm)	CSX (MPa)	BTA (%)	RMX (kN)	CAPWAP	Jc	C3 ponta (mm)	%RP (%)
Obra 2 (RJ)	E169	hexag. vazada / 50	0.1134	19.3	50	64	9	3839	36810000	19.2	13.0	1.0	15.5	100	2020				
Obra 2 (RJ)	E170	hexag. vazada / 50	0.1134	19.3	50	73	9	3839	36810000	32.9	16.0	2.0	20.8	100	2470				
Obra 2 (RJ)	E171	hexag. vazada / 50	0.1134	19.3	50	70	9	3839	36810000	42.1	19.0	4.0	23.3	90	2540				
Obra 2 (RJ)	E172	hexag. vazada / 50	0.1134	19.3	50	74	9	3839	36810000	55.3	22.0	6.0	26.5	90	2540	X	0.42		24
Obra 2 (RJ)	E173	hexag. vazada / 45	0.1002	19.3	50	47	10	3839	36810000	4.7	6.0	0.0	9.8	100	1020				
Obra 2 (RJ)	E174	hexag. vazada / 45	0.1002	19.3	50	36	10	3839	36810000	7.1	8.0	0.0	10.9	100	1180				
Obra 2 (RJ)	E175	hexag. vazada / 45	0.1002	19.3	50	52	10	3839	36810000	15.5	12.0	0.0	15.7	100	1570				
Obra 2 (RJ)	E176	hexag. vazada / 45	0.1002	19.3	50	55	10	3839	36810000	24.8	15.0	3.0	19.1	100	1650				
Obra 2 (RJ)	E177	quadrada / 29.5	0.0870	19.5	50	38	14	3839	36810000	3.8	6.0	0.0	9.7	100	930				
Obra 2 (RJ)	E178	quadrada / 29.5	0.0870	19.5	50	48	14	3839	36810000	9.5	10.0	0.0	13.3	100	1410				
Obra 2 (RJ)	E179	quadrada / 29.5	0.0870	19.5	50	64	14	3839	36810000	19.3	14.0	0.0	18.0	100	1940				
Obra 2 (RJ)	E180	quadrada / 29.5	0.0870	19.5	50	68	14	3839	36810000	27.1	18.0	1.0	19.9	100	2250				
Obra 2 (RJ)	E181	quadrada / 29.5	0.0870	19.5	50	71	14	3839	36810000	35.4	20.0	2.0	22.2	100	2410				
Obra 2 (RJ)	E182	quadrada / 29.5	0.0870	19.5	50	88	14	3839	36810000	52.8	25.0	6.0	27.5	100	2550				
Obra 3 (PR)	E183	quadrada / 16	0.0256	10.8	20	40	39	3940	38770000	1.6	7.0	0.0	12.9	100	380				
Obra 3 (PR)	E184	quadrada / 16	0.0256	10.8	20	53	39	3940	38770000	4.2	12.0	6.0	16.7	100	410	X	0.37		27
Obra 3 (PR)	E185	quadrada / 23	0.0529	11.0	20	68	0	3890	37790000	2.7	6.0	0.0	11.2	100	600				
Obra 3 (PR)	E186	quadrada / 23	0.0529	11.0	20	79	0	3890	37790000	6.3	10.0	5.0	15.0	100	610				
Obra 3 (PR)	E187	quadrada / 23	0.0529	11.0	20	55	0	3890	37790000	6.6	11.0	5.0	15.3	100	630				
Obra 3 (PR)	E188	quadrada / 23	0.0529	11.3	20	33	0	3637	33040000	1.3	5.0	0.0	8.3	100	520				
Obra 3 (PR)	E189	quadrada / 23	0.0529	11.3	20	40	0	3637	33040000	3.2	7.0	0.0	11.4	100	720				
Obra 3 (PR)	E190	quadrada / 23	0.0529	11.3	20	42	0	3637	33040000	5.0	9.0	2.0	12.8	100	810				
Obra 3 (PR)	E191	quadrada / 23	0.0529	11.3	20	39	0	3637	33040000	6.2	10.0	2.0	14.1	100	850				
Obra 3 (PR)	E192	quadrada / 23	0.0529	11.3	20	43	0	3637	33040000	8.6	12.0	4.0	16.1	100	880	X	0.62		35

Tabela 72: Registros dinâmicos analisados – estacas de concreto (continuação)

Obra	Nome do registro dinâmico	Seção / Dimensão principal	A (m ²)	L (m)	W (kN)	η (%) (*)	Id (dias)	c (m/s)	E (kN/m ²)	EMX (kN.m)	DMX (mm)	s (mm)	CSX (MPa)	BTA (%)	RMX (kN)	CAPWAP	Jc	C3 ponta (mm)	%RP (%)
Obra 3 (PR)	E193	quadrada / 23	0.0529	11.3	20	83	0	3839	36810000	3.3	8.0	3.0	10.1	100	480				
Obra 3 (PR)	E194	quadrada / 23	0.0529	11.3	20	63	0	3839	36810000	5.0	10.0	5.0	12.3	100	520				
Obra 3 (PR)	E195	quadrada / 23	0.0529	11.3	20	63	0	3839	36810000	2.5	6.0	1.0	9.2	100	610				
Obra 3 (PR)	E196	quadrada / 23	0.0529	11.3	20	56	0	3839	36810000	4.5	8.0	2.0	12.5	100	720				
Obra 3 (PR)	E197	quadrada / 23	0.0529	11.3	20	43	0	3839	36810000	5.2	9.0	4.0	13.1	100	720				
Obra 3 (PR)	E198	quadrada / 23	0.0529	11.3	20	55	0	3839	36810000	8.8	13.0	6.0	16.3	100	720				
Obra 3 (PR)	E199	quadrada / 23	0.0529	11.3	20	80	0	3839	36810000	3.2	9.0	4.0	9.1	100	380				
Obra 3 (PR)	E200	quadrada / 23	0.0529	11.3	20	113	0	3839	36810000	4.5	11.0	5.0	11.3	100	370				
Obra 3 (PR)	E201	quadrada / 23	0.0529	11.3	20	100	0	3839	36810000	4.0	10.0	4.0	10.5	100	470				
Obra 3 (PR)	E202	quadrada / 20	0.0400	11.3	20	85	0	3839	36810000	3.4	9.0	4.0	12.4	100	440				
Obra 3 (PR)	E203	quadrada / 20	0.0400	11.3	20	65	0	3839	36810000	5.2	12.0	7.0	15.0	100	460				
Obra 3 (PR)	E204	quadrada / 20	0.0400	11.3	20	68	0	3839	36810000	2.7	7.0	0.0	12.3	100	620				
Obra 3 (PR)	E205	quadrada / 20	0.0400	11.3	20	51	0	3839	36810000	4.1	8.0	2.0	14.8	100	700				
Obra 3 (PR)	E206	quadrada / 20	0.0400	11.3	20	53	0	3839	36810000	6.3	10.0	3.0	17.8	100	750				
Obra 3 (PR)	E207	quadrada / 20	0.0400	11.3	20	58	0	3839	36810000	9.3	13.0	6.0	21.0	100	780				
Obra 3 (PR)	E208	quadrada / 20	0.0400	11.3	20	55	0	3839	36810000	2.2	7.0	3.0	9.1	100	390				
Obra 3 (PR)	E209	quadrada / 20	0.0400	11.3	20	51	0	3839	36810000	4.1	11.0	6.0	11.9	100	420				
Obra 3 (PR)	E210	quadrada / 23	0.0529	11.4	20	80	0	3839	36810000	3.2	7.0	1.0	11.1	100	690				
Obra 3 (PR)	E211	quadrada / 23	0.0529	11.4	20	58	0	3839	36810000	4.6	8.0	2.0	13.0	100	760				
Obra 3 (PR)	E212	quadrada / 23	0.0529	11.4	20	60	0	3839	36810000	7.2	11.0	4.0	15.9	100	770				
Obra 3 (PR)	E213	quadrada / 23	0.0529	11.4	20	55	0	3839	36810000	8.8	12.0	5.0	17.5	100	770	X	0.40		32
Obra 3 (PR)	E214	quadrada / 23	0.0529	11.4	20	35	0	3839	36810000	1.4	5.0	0.0	6.4	100	540				
Obra 3 (PR)	E215	quadrada / 23	0.0529	11.4	20	49	0	3839	36810000	3.9	9.0	1.0	9.9	100	830				
Obra 3 (PR)	E216	quadrada / 23	0.0529	11.4	20	45	0	3839	36810000	5.4	10.0	1.0	11.7	100	900				

Tabela 73: Registros dinâmicos analisados – estacas de concreto (continuação)

Obra	Nome do registro dinâmico	Seção / Dimensão principal	A (m ²)	L (m)	W (kN)	η (%) (*)	Id (dias)	c (m/s)	E (kN/m ²)	EMX (kN.m)	DMX (mm)	s (mm)	CSX (MPa)	BTA (%)	RMX (kN)	CAPWAP	Jc	C3 ponta (mm)	%RP (%)
Obra 3 (PR)	E217	quadrada / 23	0.0529	11.4	20	39	0	3839	36810000	6.2	11.0	2.0	12.0	100	910				
Obra 3 (PR)	E218	quadrada / 23	0.0529	11.4	20	49	0	3839	36810000	9.8	14.0	4.0	16.3	100	930	X	0.48		34
Obra 4 (RJ)	E219	quadrada / 26.5	0.0702	14.8	45	64	2	3800	36063201	11.2	12.0	0.2	18.0	100	1550	X	0.60	1.6	72
Obra 4 (RJ)	E220	quadrada / 23.5	0.0552	15.0	45	74	0	3600	32366972	19.5	19.8	3.0	21.0	100	1450	X	0.59	8.3	73
Obra 4 (RJ)	E221	quadrada / 23.5	0.0552	15.8	45	64	0	3800	36063201	11.1	15.5	0.1	20.0	100	1360	X	0.43	0.2	68
Obra 4 (RJ)	E222	quadrada / 23.5	0.0552	16.0	32	55	43	3700	34190112	11.5	14.3	0.1	17.6	100	1290	X	0.57	0.7	47
Obra 4 (RJ)	E223	estrela / 22.9	0.0278	16.0	32	74	0	3600	32366972	9.1	19.2	1.0	27.4	66	780	X	0.59	5.9	37
Obra 4 (RJ)	E224	estrela / 22.9	0.0278	16.0	32	47	8	3600	32366972	5.7	14.0	0.0	24.5	100	720	X	0.41	2.6	31
Obra 4 (RJ)	E225	estrela / 29.8	0.0445	16.0	32	59	8	3700	34190112	21.9	21.2	4.0	26.3	100	1380	X	0.65	1.9	38
Obra 4 (RJ)	E226	estrela / 29.8	0.0445	16.0	32	51	0	3700	34190112	15.7	20.0	5.0	22.7	100	1110	X	0.69	9.3	36
Obra 4 (RJ)	E227	quadrada / 26.5	0.0702	16.1	45	51	2	3600	32366972	13.6	13.5	2.0	19.0	100	1510	X	0.70	1.4	66
Obra 4 (RJ)	E228	quadrada / 29.5	0.0870	16.2	45	58	2	3500	30593782	10.4	10.5	0.5	15.0	100	1750	X	0.40	2.1	69
Obra 4 (RJ)	E229	quadrada / 29.5	0.0870	16.4	29	41	42	3600	32366972	14.1	11.0	3.0	14.0	100	1100	X	0.41	7.0	42
Obra 4 (RJ)	E230	quadrada / 21.5	0.0462	16.5	29	38	15	3700	34190112	4.6	9.5	0.3	21.0	100	730	X	0.37	3.7	36
Obra 4 (RJ)	E231	estrela / 29.8	0.0445	16.7	32	41	9	3500	30593782	12.6	17.7	0.0	21.2	100	1100	X	0.73	5.0	46
Obra 4 (RJ)	E232	quadrada / 26.5	0.0702	17.0	29	27	16	3800	36063201	9.0	11.2	0.4	14.0	100	1040	X	0.45	4.1	43
Obra 4 (RJ)	E233	estrela / 40.6	0.0676	18.3	32	57	0	3500	30593782	31.8	22.8	1.0	27.1	100	1950	X	0.71	9.9	54
Obra 4 (RJ)	E234	estrela / 40.6	0.0676	18.3	32	43	9	3500	30593782	15.8	16.4	0.0	17.0	100	1660	X	0.62	4.9	46
Obra 4 (RJ)	E235	estrela / 29.8	0.0445	18.5	32	59	9	3700	34190112	21.9	22.8	0.0	25.0	100	1310	X	0.72	6.3	68
Obra 4 (RJ)	E236	estrela / 29.8	0.0445	18.5	32	66	1	3700	34190112	28.8	27.0	3.0	28.9	83	1290	X	0.67	13.6	70
Obra 4 (RJ)	E237	quadrada / 23.5	0.0552	20.2	32	45	45	3700	34190112	7.2	10.2	0.5	18.7	100	1240	X	0.55	0.5	16
Obra 4 (RJ)	E238	estrela / 40.6	0.0676	21.0	32	69	10	3600	32366972	26.5	18.1	0.0	25.8	100	2300	X	0.59	3.4	38
Obra 4 (RJ)	E239	estrela / 40.6	0.0676	21.0	32	74	0	3600	32366972	23.9	18.6	0.0	27.1	75	2260	X	0.70	2.1	38
Obra 4 (RJ)	E240	estrela / 26.9	0.0369	22.0	32	73	9	3600	32366972	18.7	22.3	0.0	30.4	100	1310	X	0.63	2.0	65

Tabela 74: Registros dinâmicos analisados – estacas de concreto (continuação)

Obra	Nome do registro dinâmico	Seção / Dimensão principal	A (m ²)	L (m)	W (kN)	η (%) (*)	Id (dias)	c (m/s)	E (kN/m ²)	EMX (kN.m)	DMX (mm)	s (mm)	CSX (MPa)	BTA (%)	RMX (kN)	CAPWAP	Jc	C3 ponta (mm)	%RP (%)
Obra 4 (RJ)	E241	estrela / 26.9	0.0369	22.0	32	78	0	3600	32366972	19.4	24.5	0.0	29.0	84	1220	X	0.68	4.9	60
Obra 4 (RJ)	E242	estrela / 22.9	0.0278	22.1	32	74	9	3600	32366972	11.5	21.6	4.0	24.9	100	790	X	0.50	6.4	39
Obra 4 (RJ)	E243	estrela / 29.8	0.0445	23.3	32	57	10	3800	36063201	17.6	21.1	0.0	23.5	100	1370	X	0.65	5.1	39
Obra 4 (RJ)	E244	estrela / 29.8	0.0445	23.3	32	59	0	3800	36063201	25.5	27.8	4.0	26.7	85	1260	X	0.68	11.2	43
Obra 5 (RJ)	E245	quadrada / 19.5	0.0380	18.5	50	71	6	3500	30593782	7.1	11.0	1.0	20.8	100	761				
Obra 5 (RJ)	E246	quadrada / 19.5	0.0380	18.5	50	80	6	3500	30593782	12.0	15.9	2.0	25.6	100	992				
Obra 5 (RJ)	E247	quadrada / 19.5	0.0380	18.5	50	100	6	3500	30593782	25.1	24.8	5.0	32.1	100	1241				
Obra 5 (RJ)	E248	quadrada / 19.5	0.0380	19.1	50	116	17	4200	44055046	23.2	21.0	2.0	40.7	100	1530	X	0.86	4.3	35
Obra 5 (RJ)	E249	quadrada / 19.5	0.0380	19.4	50	82	6	3800	36063201	8.2	12.3	2.0	20.9	100	885				
Obra 5 (RJ)	E250	quadrada / 19.5	0.0380	19.6	50	64	16	3800	36063201	12.7	17.2	2.0	27.6	100	1200	X	0.33	4.4	40
Obra 5 (RJ)	E251	quadrada / 19.5	0.0380	19.6	50	66	16	3700	34190112	13.2	17.4	2.0	27.8	100	1150	X	0.66	1.0	28
Obra 5 (RJ)	E252	quadrada / 29.5	0.0870	19.8	70	36	27	3800	36063201	5.1	6.8	0.0	11.1	82	1130				
Obra 5 (RJ)	E253	quadrada / 29.5	0.0870	19.8	70	65	27	3800	36063201	13.7	11.4	0.0	16.9	82	1753				
Obra 5 (RJ)	E254	quadrada / 29.5	0.0870	19.8	70	84	27	3800	36063201	23.6	15.3	0.0	21.0	82	2232				
Obra 5 (RJ)	E255	quadrada / 29.5	0.0870	19.8	70	89	27	3800	36063201	30.6	17.3	1.0	24.8	82	2680	X	0.63	6.1	20
Obra 5 (RJ)	E256	quadrada / 29.5	0.0870	20.0	45	56	1	3900	37986239	10.1	9.0	0.1	15.4	72	1343				
Obra 5 (RJ)	E257	quadrada / 29.5	0.0870	20.0	45	63	1	3900	37986239	17.0	11.9	0.1	20.3	72	1729				
Obra 5 (RJ)	E258	quadrada / 29.5	0.0870	20.0	45	76	1	3900	37986239	27.2	15.1	1.0	26.5	72	2053				
Obra 5 (RJ)	E259	quadrada / 29.5	0.0870	20.0	45	110	1	3900	37986239	49.6	21.2	5.0	35.5	72	2359				
Obra 5 (RJ)	E260	quadrada / 29.5	0.0870	20.0	45	85	1	3900	37986239	47.3	21.3	5.0	33.3	72	2220	X	0.37	12.5	66
Obra 5 (RJ)	E261	quadrada / 29.5	0.0870	20.2	45	71	1	3900	37986239	12.7	9.4	0.1	18.3	79	1575				
Obra 5 (RJ)	E262	quadrada / 29.5	0.0870	20.2	45	93	1	3900	37986239	25.1	13.7	1.0	25.5	79	2045				
Obra 5 (RJ)	E263	quadrada / 29.5	0.0870	20.2	45	91	1	3900	37986239	32.9	15.8	3.0	29.2	79	2184				
Obra 5 (RJ)	E264	quadrada / 29.5	0.0870	20.2	45	104	1	3900	37986239	46.9	19.2	3.0	34.9	79	2480	X	0.40	10.8	69

Tabela 75: Registros dinâmicos analisados – estacas de concreto (continuação)

Obra	Nome do registro dinâmico	Seção / Dimensão principal	A (m ²)	L (m)	W (kN)	η (%) (*)	Id (dias)	c (m/s)	E (kN/m ²)	EMX (kN.m)	DMX (mm)	s (mm)	CSX (MPa)	BTA (%)	RMX (kN)	CAPWAP	Jc	C3 ponta (mm)	%RP (%)
Obra 5 (RJ)	E265	quadrada / 29.5	0.0870	20.2	45	99	1	3900	37986239	53.7	21.2	7.0	37.2	79	2586				
Obra 5 (RJ)	E266	quadrada / 29.5	0.0870	20.4	70	42	27	4000	39959225	5.9	7.0	0.1	12.4	81	1277				
Obra 5 (RJ)	E267	quadrada / 29.5	0.0870	20.4	70	74	27	4000	39959225	15.6	11.9	0.1	18.6	81	1894				
Obra 5 (RJ)	E268	quadrada / 29.5	0.0870	20.4	70	78	27	4000	39959225	21.8	14.2	0.1	20.9	81	2265				
Obra 5 (RJ)	E269	quadrada / 29.5	0.0870	20.4	70	87	27	4000	39959225	29.6	16.9	0.0	24.4	81	2620	X	0.61	5.5	29
Obra 5 (RJ)	E270	quadrada / 29.5	0.0870	20.4	70	37	27	3800	36063201	5.2	7.0	1.0	10.3	88	1117				
Obra 5 (RJ)	E271	quadrada / 29.5	0.0870	20.4	70	63	27	3800	36063201	13.3	11.6	1.0	16.1	88	1731				
Obra 5 (RJ)	E272	quadrada / 29.5	0.0870	20.4	70	65	27	3800	36063201	18.1	13.7	1.0	18.0	88	2046				
Obra 5 (RJ)	E273	quadrada / 29.5	0.0870	20.4	70	54	27	3800	36063201	18.8	13.9	1.0	18.6	88	2130				
Obra 5 (RJ)	E274	quadrada / 29.5	0.0870	20.4	70	53	27	3800	36063201	21.7	15.4	1.0	20.1	88	2290	X	0.57	4.7	37
Obra 5 (RJ)	E275	quadrada / 29.5	0.0870	20.5	70	39	27	3800	36063201	5.5	7.0	0.1	11.6	85	1203				
Obra 5 (RJ)	E276	quadrada / 29.5	0.0870	20.5	70	68	27	3800	36063201	14.2	11.3	0.1	18.3	85	1916				
Obra 5 (RJ)	E277	quadrada / 29.5	0.0870	20.5	70	82	27	3800	36063201	23.0	14.8	0.1	22.6	85	2375				
Obra 5 (RJ)	E278	quadrada / 29.5	0.0870	20.5	70	84	27	3800	36063201	28.7	17.1	1.0	25.1	85	2640	X	0.67	4.6	22
Obra 5 (RJ)	E279	quadrada / 29.5	0.0870	20.8	50	60	13	4000	39959225	6.0	6.4	0.1	13.3	100	1188				
Obra 5 (RJ)	E280	quadrada / 29.5	0.0870	20.8	50	87	13	4000	39959225	13.0	10.6	0.1	16.8	100	1637				
Obra 5 (RJ)	E281	quadrada / 29.5	0.0870	20.8	50	95	13	4000	39959225	18.9	13.2	0.1	19.4	100	1987				
Obra 5 (RJ)	E282	quadrada / 29.5	0.0870	20.8	50	110	13	4000	39959225	27.1	16.2	1.0	22.7	100	2390	X	0.70	6.0	34
Obra 5 (RJ)	E283	quadrada / 29.5	0.0870	21.0	70	32	19	3800	36063201	4.5	6.7	0.0	9.6	85	1023				
Obra 5 (RJ)	E284	quadrada / 29.5	0.0870	21.0	70	61	19	3800	36063201	12.8	11.3	0.0	15.6	85	1671				
Obra 5 (RJ)	E285	quadrada / 29.5	0.0870	21.0	70	79	19	3800	36063201	22.1	15.2	0.0	19.3	85	2119				
Obra 5 (RJ)	E286	quadrada / 29.5	0.0870	21.0	70	100	19	3800	36063201	34.9	19.3	2.0	25.5	85	2570	X	0.52	8.3	13
Obra 5 (RJ)	E287	quadrada / 29.5	0.0870	21.0	70	49	27	4100	41982161	6.9	8.4	1.0	11.7	82	1050				
Obra 5 (RJ)	E288	quadrada / 29.5	0.0870	21.0	70	65	27	4100	41982161	13.6	10.6	1.0	18.0	82	1949				

Tabela 76: Registros dinâmicos analisados – estacas de concreto (continuação)

Obra	Nome do registro dinâmico	Seção / Dimensão principal	A (m ²)	L (m)	W (kN)	η (%) (*)	Id (dias)	c (m/s)	E (kN/m ²)	EMX (kN.m)	DMX (mm)	s (mm)	CSX (MPa)	BTA (%)	RMX (kN)	CAPWAP	Jc	C3 ponta (mm)	%RP (%)
Obra 5 (RJ)	E289	quadrada / 29.5	0.0870	21.0	70	95	27	4100	41982161	26.5	14.9	1.0	24.7	82	2674				
Obra 5 (RJ)	E290	quadrada / 29.5	0.0870	21.0	70	126	27	4100	41982161	42.9	19.7	1.0	29.8	82	3250	X	0.50	5.1	34
Obra 5 (RJ)	E291	quadrada / 29.5	0.0870	21.2	50	53	13	4000	39959225	5.3	6.6	0.1	12.2	88	1096				
Obra 5 (RJ)	E292	quadrada / 29.5	0.0870	21.2	50	87	13	4000	39959225	13.0	10.5	0.1	17.3	88	1796				
Obra 5 (RJ)	E293	quadrada / 29.5	0.0870	21.2	50	99	13	4000	39959225	19.9	13.5	0.1	20.3	88	2201				
Obra 5 (RJ)	E294	quadrada / 29.5	0.0870	21.2	50	109	13	4000	39959225	27.0	16.0	0.0	23.7	88	2550	X	0.49	5.0	61
Obra 5 (RJ)	E295	quadrada / 29.5	0.0870	21.2	50	75	13	4300	46177880	7.5	7.7	0.1	13.8	86	1537				
Obra 5 (RJ)	E296	quadrada / 29.5	0.0870	21.2	50	83	13	4300	46177880	12.4	10.3	0.1	16.7	86	1987				
Obra 5 (RJ)	E297	quadrada / 29.5	0.0870	21.2	50	92	13	4300	46177880	18.4	12.7	0.1	19.7	86	2389				
Obra 5 (RJ)	E298	quadrada / 29.5	0.0870	21.2	50	116	13	4300	46177880	28.5	15.8	0.0	24.5	86	3040	X	0.41	4.4	38
Obra 5 (RJ)	E299	quadrada / 29.5	0.0870	21.3	50	90	3	4200	44055046	9.0	7.9	0.1	16.1	100	1587				
Obra 5 (RJ)	E300	quadrada / 29.5	0.0870	21.3	50	134	3	4200	44055046	26.9	14.5	0.2	26.1	100	2627				
Obra 5 (RJ)	E301	quadrada / 29.5	0.0870	21.3	50	162	3	4200	44055046	47.9	19.6	1.0	34.2	100	3480	X	0.42	6.8	43
Obra 5 (RJ)	E302	quadrada / 29.5	0.0870	21.3	50	75	3	4500	50573394	7.5	6.9	0.1	15.4	100	1507				
Obra 5 (RJ)	E303	quadrada / 29.5	0.0870	21.3	50	113	3	4500	50573394	22.6	12.7	1.0	25.2	100	2496				
Obra 5 (RJ)	E304	quadrada / 29.5	0.0870	21.3	50	146	3	4500	50573394	43.4	18.3	2.0	33.7	100	3350	X	0.42	6.0	43
Obra 5 (RJ)	E305	quadrada / 26.5	0.0702	21.4	50	96	5	4500	50573394	28.7	18.1	3.0	28.6	100	2000	X	0.60	8.8	55
Obra 5 (RJ)	E306	quadrada / 26.5	0.0702	21.4	50	105	7	3900	37986239	31.5	20.4	3.0	27.7	73	2100	X	0.77	6.7	35
Obra 5 (RJ)	E307	quadrada / 26.5	0.0702	21.4	50	98	6	4200	44055046	29.3	20.1	3.0	25.2	60	2110	X	0.81	8.0	22
Obra 5 (RJ)	E308	quadrada / 29.5	0.0870	21.6	50	67	6	4100	41982161	3.4	5.1	0.1	9.9	87	987				
Obra 5 (RJ)	E309	quadrada / 29.5	0.0870	21.6	50	99	6	4100	41982161	48.9	21.2	3.0	36.7	87	2840	X	0.59	8.3	14
Obra 5 (RJ)	E310	quadrada / 29.5	0.0870	21.6	50	57	6	4100	41982161	5.7	6.8	0.2	11.5	87	1210				
Obra 5 (RJ)	E311	quadrada / 29.5	0.0870	21.6	50	48	6	4100	41982161	7.2	7.8	0.3	12.7	87	1382				
Obra 5 (RJ)	E312	quadrada / 29.5	0.0870	21.6	50	42	6	4100	41982161	8.5	8.5	0.4	14.2	87	1511				

Tabela 77: Registros dinâmicos analisados – estacas de concreto (continuação)

Obra	Nome do registro dinâmico	Seção / Dimensão principal	A (m ²)	L (m)	W (kN)	η (%) (*)	Id (dias)	c (m/s)	E (kN/m ²)	EMX (kN.m)	DMX (mm)	s (mm)	CSX (MPa)	BTA (%)	RMX (kN)	CAPWAP	Jc	C3 ponta (mm)	%RP (%)
Obra 5 (RJ)	E313	quadrada / 29.5	0.0870	21.6	50	101	6	4100	41982161	20.1	13.1	0.5	22.8	87	2206				
Obra 5 (RJ)	E314	quadrada / 29.5	0.0870	21.6	50	93	6	4100	41982161	23.2	14.5	1.0	24.3	87	2257				
Obra 5 (RJ)	E315	quadrada / 29.5	0.0870	21.6	50	91	6	4100	41982161	27.2	15.7	2.0	26.6	87	2428				
Obra 5 (RJ)	E316	quadrada / 29.5	0.0870	21.6	50	98	6	4100	41982161	29.3	16.4	2.0	27.6	87	2458				
Obra 5 (RJ)	E317	quadrada / 29.5	0.0870	21.6	50	89	6	4100	41982161	44.3	20.1	3.0	34.5	87	2776				
Obra 5 (RJ)	E318	quadrada / 29.5	0.0870	22.3	50	88	6	4100	41982161	4.4	6.5	0.1	9.4	89	1073				
Obra 5 (RJ)	E319	quadrada / 29.5	0.0870	22.3	50	94	6	4100	41982161	46.9	21.2	2.0	34.4	89	3091				
Obra 5 (RJ)	E320	quadrada / 29.5	0.0870	22.3	50	100	6	4100	41982161	49.8	21.8	2.0	35.5	89	3120				
Obra 5 (RJ)	E321	quadrada / 29.5	0.0870	22.3	50	131	6	4100	41982161	6.6	7.9	0.2	11.4	89	1324				
Obra 5 (RJ)	E322	quadrada / 29.5	0.0870	22.3	50	89	6	4100	41982161	8.9	9.3	0.3	13.3	89	1544				
Obra 5 (RJ)	E323	quadrada / 29.5	0.0870	22.3	50	93	6	4100	41982161	9.3	9.7	0.4	13.4	89	1557				
Obra 5 (RJ)	E324	quadrada / 29.5	0.0870	22.3	50	135	6	4100	41982161	20.3	14.2	0.5	19.8	89	2257				
Obra 5 (RJ)	E325	quadrada / 29.5	0.0870	22.3	50	112	6	4100	41982161	22.4	15.0	0.6	21.4	89	2375				
Obra 5 (RJ)	E326	quadrada / 29.5	0.0870	22.3	50	121	6	4100	41982161	24.2	15.3	1.0	23.0	89	2485				
Obra 5 (RJ)	E327	quadrada / 29.5	0.0870	22.3	50	92	6	4100	41982161	22.9	15.2	1.0	22.3	89	2384				
Obra 5 (RJ)	E328	quadrada / 29.5	0.0870	22.3	50	99	6	4100	41982161	48.9	21.9	2.0	34.0	89	3230	X	0.50	7.4	25
Obra 5 (RJ)	E329	quadrada / 29.5	0.0870	22.6	50	96	6	4100	41982161	4.8	6.5	0.1	10.0	100	1160				
Obra 5 (RJ)	E330	quadrada / 29.5	0.0870	22.6	50	90	6	4100	41982161	45.2	19.1	3.0	37.5	100	2872				
Obra 5 (RJ)	E331	quadrada / 29.5	0.0870	22.6	50	75	6	4100	41982161	7.5	8.2	0.2	13.1	100	1393				
Obra 5 (RJ)	E332	quadrada / 29.5	0.0870	22.6	50	85	6	4100	41982161	17.0	11.8	0.3	21.6	100	2155				
Obra 5 (RJ)	E333	quadrada / 29.5	0.0870	22.6	50	96	6	4100	41982161	19.2	12.9	0.4	22.6	100	2173				
Obra 5 (RJ)	E334	quadrada / 29.5	0.0870	22.6	50	86	6	4100	41982161	21.4	13.5	0.5	24.4	100	2304				
Obra 5 (RJ)	E335	quadrada / 29.5	0.0870	22.6	50	99	6	4100	41982161	24.8	14.3	1.0	26.5	100	2439				
Obra 5 (RJ)	E336	quadrada / 29.5	0.0870	22.6	50	100	6	4100	41982161	35.1	17.2	2.0	31.9	100	2757				

Tabela 78: Registros dinâmicos analisados – estacas de concreto (continuação)

Obra	Nome do registro dinâmico	Seção / Dimensão principal	A (m ²)	L (m)	W (kN)	η (%) (*)	Id (dias)	c (m/s)	E (kN/m ²)	EMX (kN.m)	DMX (mm)	s (mm)	CSX (MPa)	BTA (%)	RMX (kN)	CAPWAP	Jc	C3 ponta (mm)	%RP (%)
Obra 5 (RJ)	E337	quadrada / 29.5	0.0870	22.6	50	96	6	4100	41982161	38.5	17.8	2.0	33.9	100	2818				
Obra 5 (RJ)	E338	quadrada / 29.5	0.0870	22.6	50	91	6	4100	41982161	45.3	19.5	3.0	37.2	100	2950	X	0.53	8.3	58
Obra 5 (RJ)	E339	quadrada / 29.5	0.0870	23.4	50	77	6	4200	44055046	3.8	5.5	0.1	9.6	100	1041				
Obra 5 (RJ)	E340	quadrada / 29.5	0.0870	23.4	50	68	6	4200	44055046	10.2	9.5	0.2	16.4	100	1654				
Obra 5 (RJ)	E341	quadrada / 29.5	0.0870	23.4	50	92	6	4200	44055046	18.4	13.0	0.3	19.9	100	2115				
Obra 5 (RJ)	E342	quadrada / 29.5	0.0870	23.4	50	92	6	4200	44055046	23.0	14.4	0.4	22.4	100	2392				
Obra 5 (RJ)	E343	quadrada / 29.5	0.0870	23.4	50	96	6	4200	44055046	28.9	16.2	0.5	25.3	100	2693				
Obra 5 (RJ)	E344	quadrada / 29.5	0.0870	23.4	50	92	6	4200	44055046	36.8	18.5	0.6	29.0	100	2984				
Obra 5 (RJ)	E345	quadrada / 29.5	0.0870	23.4	50	92	6	4200	44055046	41.5	19.6	1.0	31.4	100	3176				
Obra 5 (RJ)	E346	quadrada / 29.5	0.0870	23.4	50	89	6	4200	44055046	43.6	20.2	1.0	32.6	100	3250	X	0.48	6.7	47
Obra 6 (SP)	E347	quadrada / 26.5	0.0702	15.4	33	39	10	3637	33040000	2.6	5.0	0.0	10.8	100	890				
Obra 6 (SP)	E348	quadrada / 26.5	0.0702	15.4	33	41	10	3637	33040000	5.4	7.0	0.0	14.5	100	1230				
Obra 6 (SP)	E349	quadrada / 26.5	0.0702	15.4	33	54	10	3637	33040000	10.7	10.0	0.0	18.1	100	1650				
Obra 6 (SP)	E350	quadrada / 26.5	0.0702	15.4	33	53	10	3637	33040000	13.9	12.0	0.0	19.5	100	1850	X	0.63		18
Obra 6 (SP)	E351	quadrada / 26.5	0.0702	15.4	33	36	15	3839	36810000	2.4	5.0	0.0	10.6	100	860				
Obra 6 (SP)	E352	quadrada / 26.5	0.0702	15.4	33	54	15	3839	36810000	7.1	8.0	0.0	15.6	100	1270				
Obra 6 (SP)	E353	quadrada / 26.5	0.0702	15.4	33	57	15	3839	36810000	11.2	11.0	0.0	17.3	100	1500				
Obra 6 (SP)	E354	quadrada / 26.5	0.0702	15.4	33	62	15	3839	36810000	16.4	13.0	1.0	20.7	100	1630	X	0.81		51
Obra 6 (SP)	E355	quadrada / 26.5	0.0702	15.4	33	36	15	3839	36810000	2.4	4.0	0.0	11.4	100	910				
Obra 6 (SP)	E356	quadrada / 26.5	0.0702	15.4	33	46	15	3839	36810000	6.1	7.0	0.0	16.8	100	1380				
Obra 6 (SP)	E357	quadrada / 26.5	0.0702	15.4	33	56	15	3839	36810000	11.0	9.0	0.0	21.0	100	1750				
Obra 6 (SP)	E358	quadrada / 26.5	0.0702	15.4	33	52	15	3839	36810000	13.7	11.0	0.0	21.8	100	1890	X	0.84		28
Obra 6 (SP)	E359	quadrada / 26.5	0.0702	15.4	33	35	15	3738	34900000	2.3	5.0	0.0	9.4	100	840				
Obra 6 (SP)	E360	quadrada / 26.5	0.0702	15.4	33	45	15	3738	34900000	5.9	7.0	0.0	14.1	100	1320				
Obra 6 (SP)	E361	quadrada / 26.5	0.0702	15.4	33	45	15	3738	34900000	9.0	9.0	0.0	16.4	100	1550				

Tabela 79: Registros dinâmicos analisados – estacas de concreto (continuação)

Obra	Nome do registro dinâmico	Seção / Dimensão principal	A (m ²)	L (m)	W (kN)	η (%) (*)	Id (dias)	c (m/s)	E (kN/m ²)	EMX (kN.m)	DMX (mm)	s (mm)	CSX (MPa)	BTA (%)	RMX (kN)	CAPWAP	Jc	C3 ponta (mm)	%RP (%)
Obra 6 (SP)	E362	quadrada / 26.5	0.0702	15.4	33	53	15	3738	34900000	14.0	12.0	0.0	19.0	100	1850	X	0.73		29
Obra 6 (SP)	E363	quadrada / 26.5	0.0702	15.4	33	47	15	3839	36810000	3.1	5.0	0.0	11.6	100	940				
Obra 6 (SP)	E364	quadrada / 26.5	0.0702	15.4	33	56	15	3839	36810000	7.4	8.0	0.0	17.1	100	1400				
Obra 6 (SP)	E365	quadrada / 26.5	0.0702	15.4	33	60	15	3839	36810000	11.9	10.0	0.0	20.7	100	1720				
Obra 6 (SP)	E366	quadrada / 26.5	0.0702	15.4	33	50	15	3839	36810000	13.1	11.0	0.0	21.1	100	1840	X	0.87		28
Obra 6 (SP)	E367	quadrada / 26.5	0.0702	15.4	33	41	14	3435	29470000	2.7	6.0	0.0	10.0	100	830				
Obra 6 (SP)	E368	quadrada / 26.5	0.0702	15.4	33	45	14	3435	29470000	5.9	8.0	0.0	14.4	100	1170				
Obra 6 (SP)	E369	quadrada / 26.5	0.0702	15.4	33	38	14	3435	29470000	7.5	9.0	0.0	15.7	100	1310				
Obra 6 (SP)	E370	quadrada / 26.5	0.0702	15.4	33	35	14	3435	29470000	9.2	11.0	1.0	15.9	79	1420	X	0.71		33
Obra 6 (SP)	E371	quadrada / 26.5	0.0702	15.4	33	38	14	3839	36810000	2.5	4.0	0.0	11.8	79	880				
Obra 6 (SP)	E372	quadrada / 26.5	0.0702	15.4	33	43	14	3839	36810000	5.7	7.0	0.0	16.5	100	1280				
Obra 6 (SP)	E373	quadrada / 26.5	0.0702	15.4	33	41	14	3839	36810000	8.2	8.0	0.0	18.6	100	1520				
Obra 6 (SP)	E374	quadrada / 26.5	0.0702	15.4	33	40	14	3839	36810000	10.6	10.0	0.0	19.7	100	1670	X	0.70		32
Obra 6 (SP)	E375	quadrada / 26.5	0.0702	15.4	33	41	14	3839	36810000	2.7	5.0	0.0	11.8	100	920				
Obra 6 (SP)	E376	quadrada / 26.5	0.0702	15.4	33	44	14	3839	36810000	5.8	7.0	0.0	16.1	100	1280				
Obra 6 (SP)	E377	quadrada / 26.5	0.0702	15.4	33	37	14	3839	36810000	7.4	8.0	0.0	18.0	100	1470				
Obra 6 (SP)	E378	quadrada / 26.5	0.0702	15.4	33	47	14	3839	36810000	12.4	11.0	0.0	20.8	100	1740	X	0.70		31
Obra 6 (SP)	E379	quadrada / 26.5	0.0702	15.4	33	19	14	3839	36810000	1.9	4.0	0.0	9.5	100	780				
Obra 6 (SP)	E380	quadrada / 26.5	0.0702	15.4	33	34	14	3839	36810000	5.6	7.0	0.0	15.2	100	1240				
Obra 6 (SP)	E381	quadrada / 26.5	0.0702	15.4	33	48	14	3839	36810000	11.0	10.0	0.0	17.8	100	1620				
Obra 6 (SP)	E382	quadrada / 26.5	0.0702	15.4	33	47	14	3839	36810000	14.0	12.0	0.0	18.5	100	1810	X	0.68		44
Obra 6 (SP)	E383	quadrada / 26.5	0.0702	15.4	33	38	14	3435	29470000	2.5	5.0	0.0	11.2	100	830				
Obra 6 (SP)	E384	quadrada / 26.5	0.0702	15.4	33	50	14	3435	29470000	6.6	8.0	0.0	15.4	100	1270				
Obra 6 (SP)	E385	quadrada / 26.5	0.0702	15.4	33	39	14	3435	29470000	7.8	9.0	0.0	16.2	100	1390				
Obra 6 (SP)	E386	quadrada / 26.5	0.0702	15.4	33	40	14	3435	29470000	10.6	11.0	1.0	18.1	100	1580	X	0.66		29

Tabela 80: Registros dinâmicos analisados – estacas de concreto (continuação)

Obra	Nome do registro dinâmico	Seção / Dimensão principal	A (m ²)	L (m)	W (kN)	η (%) (*)	Id (dias)	c (m/s)	E (kN/m ²)	EMX (kN.m)	DMX (mm)	s (mm)	CSX (MPa)	BTA (%)	RMX (kN)	CAPWAP	Jc	C3 ponta (mm)	%RP (%)
Obra 6 (SP)	E387	quadrada / 26.5	0.0702	15.4	33	30	14	3839	36810000	2.0	4.0	0.0	10.2	100	770				
Obra 6 (SP)	E388	quadrada / 26.5	0.0702	15.4	33	42	14	3839	36810000	5.5	7.0	0.0	15.3	100	1210				
Obra 6 (SP)	E389	quadrada / 26.5	0.0702	15.4	33	48	14	3839	36810000	8.0	9.0	0.0	16.7	100	1410				
Obra 6 (SP)	E390	quadrada / 26.5	0.0702	15.4	33	48	14	3839	36810000	9.6	10.0	0.0	17.1	100	1540				
Obra 6 (SP)	E391	quadrada / 26.5	0.0702	15.4	33	44	14	3839	36810000	11.7	11.0	0.0	18.0	100	1670	X	0.69		38
Obra 6 (SP)	E392	quadrada / 26.5	0.0702	15.4	33	62	13	3839	36810000	4.1	6.0	0.0	13.1	100	1080				
Obra 6 (SP)	E393	quadrada / 26.5	0.0702	15.4	33	46	13	3839	36810000	6.1	8.0	0.0	14.3	100	1250				
Obra 6 (SP)	E394	quadrada / 26.5	0.0702	15.4	33	52	13	3839	36810000	10.2	10.0	0.0	16.3	100	1500				
Obra 6 (SP)	E395	quadrada / 26.5	0.0702	15.4	33	56	13	3839	36810000	14.7	13.0	1.0	18.5	100	1710	X	0.71		37
Obra 6 (SP)	E396	quadrada / 26.5	0.0702	15.4	33	33	12	3738	34900000	2.2	4.0	0.0	11.1	100	840				
Obra 6 (SP)	E397	quadrada / 26.5	0.0702	15.4	33	39	12	3738	34900000	5.2	7.0	0.0	15.1	100	1220				
Obra 6 (SP)	E398	quadrada / 26.5	0.0702	15.4	33	52	12	3738	34900000	10.3	10.0	0.0	18.4	100	1590				
Obra 6 (SP)	E399	quadrada / 26.5	0.0702	15.4	33	53	12	3738	34900000	14.1	12.0	0.0	19.9	100	1770	X	0.70		33
Obra 6 (SP)	E400	quadrada / 26.5	0.0702	15.4	33	31	12	3839	36810000	4.1	6.0	0.0	13.8	73	1140				
Obra 6 (SP)	E401	quadrada / 26.5	0.0702	15.4	33	47	12	3839	36810000	9.3	9.0	0.0	18.2	100	1600				
Obra 6 (SP)	E402	quadrada / 26.5	0.0702	15.4	33	48	12	3839	36810000	12.6	11.0	0.0	20.0	100	1800	X	0.61		34
Obra 6 (SP)	E403	quadrada / 26.5	0.0702	15.4	33	36	12	3839	36810000	2.4	4.0	0.0	10.7	100	850				
Obra 6 (SP)	E404	quadrada / 26.5	0.0702	15.4	33	36	12	3839	36810000	4.8	6.0	0.0	13.8	100	1170				
Obra 6 (SP)	E405	quadrada / 26.5	0.0702	15.4	33	44	12	3839	36810000	8.7	9.0	0.0	16.8	100	1500				
Obra 6 (SP)	E406	quadrada / 26.5	0.0702	15.4	33	50	12	3839	36810000	13.2	11.0	0.0	19.6	73	1730	X	0.67		34
Obra 6 (SP)	E407	quadrada / 26.5	0.0702	15.4	33	21	10	3738	34900000	1.4	4.0	0.0	6.7	100	620				
Obra 6 (SP)	E408	quadrada / 26.5	0.0702	15.4	33	45	10	3738	34900000	6.0	7.0	0.0	14.4	100	1250				
Obra 6 (SP)	E409	quadrada / 26.5	0.0702	15.4	33	42	10	3738	34900000	8.3	9.0	0.0	15.1	100	1390				
Obra 6 (SP)	E410	quadrada / 26.5	0.0702	15.4	33	57	10	3738	34900000	15.0	12.0	0.0	20.0	100	1810	X	0.70		35
Obra 6 (SP)	E411	quadrada / 26.5	0.0702	15.4	33	23	10	3839	36810000	1.5	3.0	0.0	9.3	100	740				

Tabela 81: Registros dinâmicos analisados – estacas de concreto (continuação)

Obra	Nome do registro dinâmico	Seção / Dimensão principal	A (m ²)	L (m)	W (kN)	η (%) (*)	Id (dias)	c (m/s)	E (kN/m ²)	EMX (kN.m)	DMX (mm)	s (mm)	CSX (MPa)	BTA (%)	RMX (kN)	CAPWAP	Jc	C3 ponta (mm)	%RP (%)
Obra 6 (SP)	E412	quadrada / 26.5	0.0702	15.4	33	34	10	3839	36810000	4.5	6.0	0.0	14.3	100	1220				
Obra 6 (SP)	E413	quadrada / 26.5	0.0702	15.4	33	42	10	3839	36810000	8.4	9.0	0.0	17.4	100	1530				
Obra 6 (SP)	E414	quadrada / 26.5	0.0702	15.4	33	45	10	3839	36810000	11.8	10.0	0.0	18.7	100	1780	X	0.74		44
Obra 6 (SP)	E415	quadrada / 26.5	0.0702	15.4	33	50	27	3839	36810000	3.3	5.0	0.0	11.7	100	1000				
Obra 6 (SP)	E416	quadrada / 26.5	0.0702	15.4	33	45	27	3839	36810000	5.9	7.0	0.0	15.2	100	1360				
Obra 6 (SP)	E417	quadrada / 26.5	0.0702	15.4	33	57	27	3839	36810000	11.3	10.0	0.0	18.9	100	1670				
Obra 6 (SP)	E418	quadrada / 26.5	0.0702	15.4	33	68	27	3839	36810000	17.9	13.0	0.0	22.0	100	2070	X	0.79		46
Obra 6 (SP)	E419	quadrada / 26.5	0.0702	15.4	33	45	23	3738	34900000	3.0	5.0	0.0	10.9	100	970				
Obra 6 (SP)	E420	quadrada / 26.5	0.0702	15.4	33	50	23	3738	34900000	6.6	8.0	0.0	16.2	100	1420				
Obra 6 (SP)	E421	quadrada / 26.5	0.0702	15.4	33	52	23	3738	34900000	10.3	10.0	0.0	19.8	100	1730				
Obra 6 (SP)	E422	quadrada / 26.5	0.0702	15.4	33	57	23	3738	34900000	15.0	12.0	0.0	22.1	100	2010	X	0.74		27
Obra 6 (SP)	E423	quadrada / 26.5	0.0702	15.4	33	41	13	3637	33040000	2.7	5.0	0.0	8.9	100	800				
Obra 6 (SP)	E424	quadrada / 26.5	0.0702	15.4	33	41	13	3637	33040000	5.4	8.0	0.0	12.0	100	1110				
Obra 6 (SP)	E425	quadrada / 26.5	0.0702	15.4	33	50	13	3637	33040000	9.9	10.0	0.0	16.3	100	1470				
Obra 6 (SP)	E426	quadrada / 26.5	0.0702	15.4	33	55	13	3637	33040000	14.4	12.0	0.0	19.6	100	1740	X	0.80		17
Obra 6 (SP)	E427	quadrada / 26.5	0.0702	15.5	33	38	14	3839	36810000	2.5	5.0	0.0	11.2	100	900				
Obra 6 (SP)	E428	quadrada / 26.5	0.0702	15.5	33	44	14	3839	36810000	5.8	7.0	0.0	15.2	100	1220				
Obra 6 (SP)	E429	quadrada / 26.5	0.0702	15.5	33	44	14	3839	36810000	8.8	9.0	0.0	16.6	100	1460				
Obra 6 (SP)	E430	quadrada / 26.5	0.0702	15.5	33	48	14	3839	36810000	12.6	12.0	0.0	18.3	100	1710	X	0.77		46
Obra 6 (SP)	E431	quadrada / 26.5	0.0702	15.5	33	33	13	3839	36810000	4.4	6.0	0.0	15.0	100	1210				
Obra 6 (SP)	E432	quadrada / 26.5	0.0702	15.5	33	31	13	3839	36810000	6.1	7.0	0.0	16.6	100	1380				
Obra 6 (SP)	E433	quadrada / 26.5	0.0702	15.5	33	41	13	3839	36810000	10.8	10.0	0.0	20.3	100	1740	X	0.70		28
Obra 6 (SP)	E434	quadrada / 23	0.0529	15.5	50	80	26	3839	36810000	4.0	7.0	0.0	13.7	100	780				
Obra 6 (SP)	E435	quadrada / 23	0.0529	15.5	50	62	26	3839	36810000	6.2	10.0	0.0	15.6	100	940				
Obra 6 (SP)	E436	quadrada / 23	0.0529	15.5	50	69	26	3839	36810000	6.9	10.0	1.0	16.1	100	980				

Tabela 82: Registros dinâmicos analisados – estacas de concreto (continuação)

Obra	Nome do registro dinâmico	Seção / Dimensão principal	A (m ²)	L (m)	W (kN)	η (%) (*)	Id (dias)	c (m/s)	E (kN/m ²)	EMX (kN.m)	DMX (mm)	s (mm)	CSX (MPa)	BTA (%)	RMX (kN)	CAPWAP	Jc	C3 ponta (mm)	%RP (%)
Obra 6 (SP)	E437	quadrada / 23	0.0529	15.5	50	71	26	3839	36810000	10.6	13.0	2.0	18.1	100	1120	X	0.61		26
Obra 6 (SP)	E438	quadrada / 23	0.0529	15.5	50	76	32	3839	36810000	3.8	7.0	0.0	13.1	100	740				
Obra 6 (SP)	E439	quadrada / 23	0.0529	15.5	50	102	32	3839	36810000	10.2	13.0	3.0	18.7	89	940				
Obra 6 (SP)	E440	quadrada / 23	0.0529	15.5	50	77	32	3839	36810000	11.6	15.0	5.0	17.5	87	860	X	0.72		31
Obra 6 (SP)	E441	quadrada / 23	0.0529	15.5	50	92	27	3839	36810000	4.6	7.0	0.0	15.3	100	900				
Obra 6 (SP)	E442	quadrada / 23	0.0529	15.5	50	107	27	3839	36810000	10.7	12.0	0.0	23.0	100	1300				
Obra 6 (SP)	E443	quadrada / 23	0.0529	15.5	50	83	27	3839	36810000	12.4	13.0	1.0	23.9	90	1350	X	0.72		41
Obra 6 (SP)	E444	quadrada / 23	0.0529	15.5	50	18	5	3839	36810000	0.9	3.0	0.0	8.7	100	480				
Obra 6 (SP)	E445	quadrada / 23	0.0529	15.5	50	33	5	3839	36810000	3.3	7.0	0.0	14.2	76	790				
Obra 6 (SP)	E446	quadrada / 23	0.0529	15.5	50	53	5	3839	36810000	7.9	11.0	1.0	19.3	77	1090	X	0.55		36
Obra 6 (SP)	E447	quadrada / 23	0.0529	15.5	50	68	33	3839	36810000	3.4	6.0	0.0	14.0	100	810				
Obra 6 (SP)	E448	quadrada / 23	0.0529	15.5	50	60	33	3839	36810000	6.0	9.0	0.0	18.2	100	1050				
Obra 6 (SP)	E449	quadrada / 23	0.0529	15.5	50	54	33	3839	36810000	6.8	10.0	0.0	19.2	89	1100				
Obra 6 (SP)	E450	quadrada / 23	0.0529	15.5	50	76	33	3839	36810000	11.4	13.0	0.0	23.9	89	1360	X	0.74		43
Obra 6 (SP)	E451	quadrada / 23	0.0529	15.5	50	100	34	3839	36810000	5.0	7.0	0.0	17.3	100	970				
Obra 6 (SP)	E452	quadrada / 23	0.0529	15.5	50	65	34	3839	36810000	6.5	9.0	0.0	20.5	79	1120				
Obra 6 (SP)	E453	quadrada / 23	0.0529	15.5	50	61	34	3839	36810000	9.2	11.0	0.0	23.7	78	1290				
Obra 6 (SP)	E454	quadrada / 23	0.0529	15.5	50	85	34	3839	36810000	12.7	13.0	0.0	26.5	76	1440	X	0.87		44
Obra 6 (SP)	E455	quadrada / 23	0.0529	15.5	50	90	34	3839	36810000	4.5	7.0	1.0	15.8	100	920				
Obra 6 (SP)	E456	quadrada / 23	0.0529	15.5	50	68	34	3839	36810000	6.8	9.0	0.0	19.5	83	1110				
Obra 6 (SP)	E457	quadrada / 23	0.0529	15.5	50	71	34	3839	36810000	10.6	12.0	0.0	23.4	79	1330	X	0.63		33
Obra 6 (SP)	E458	quadrada / 23	0.0529	15.5	50	92	34	3839	36810000	4.6	8.0	0.0	16.1	100	900				
Obra 6 (SP)	E459	quadrada / 23	0.0529	15.5	50	79	34	3839	36810000	7.9	11.0	0.0	19.8	77	1100				
Obra 6 (SP)	E460	quadrada / 23	0.0529	15.5	50	67	34	3839	36810000	10.1	13.0	1.0	21.3	77	1180	X	0.81		40
Obra 6 (SP)	E461	quadrada / 23	0.0529	15.5	50	60	5	3839	36810000	3.0	6.0	0.0	14.0	100	750				

Tabela 83: Registros dinâmicos analisados – estacas de concreto (continuação)

Obra	Nome do registro dinâmico	Seção / Dimensão principal	A (m ²)	L (m)	W (kN)	η (%) (*)	Id (dias)	c (m/s)	E (kN/m ²)	EMX (kN.m)	DMX (mm)	s (mm)	CSX (MPa)	BTA (%)	RMX (kN)	CAPWAP	Jc	C3 ponta (mm)	%RP (%)
Obra 6 (SP)	E462	quadrada / 23	0.0529	15.5	50	55	5	3839	36810000	4.1	7.0	0.0	15.6	100	870				
Obra 6 (SP)	E463	quadrada / 23	0.0529	15.5	50	46	5	3839	36810000	4.6	8.0	0.0	15.9	100	910				
Obra 6 (SP)	E464	quadrada / 23	0.0529	15.5	50	57	5	3839	36810000	8.5	11.0	1.0	18.7	100	1120	X	0.53		17
Obra 6 (SP)	E465	quadrada / 23	0.0529	15.5	50	74	33	3839	36810000	3.7	7.0	0.0	14.6	100	850				
Obra 6 (SP)	E466	quadrada / 23	0.0529	15.5	50	59	33	3839	36810000	5.9	9.0	0.0	18.6	100	1050				
Obra 6 (SP)	E467	quadrada / 23	0.0529	15.5	50	67	33	3839	36810000	10.0	12.0	0.0	22.6	75	1300	X	0.68		37
Obra 6 (SP)	E468	quadrada / 23	0.0529	15.5	50	58	33	3839	36810000	2.9	6.0	0.0	14.2	100	790				
Obra 6 (SP)	E469	quadrada / 23	0.0529	15.5	50	81	33	3839	36810000	8.1	10.0	0.0	21.8	100	1210				
Obra 6 (SP)	E470	quadrada / 23	0.0529	15.5	50	74	33	3839	36810000	11.1	13.0	0.0	24.7	89	1350	X	0.85		45
Obra 6 (SP)	E471	quadrada / 23	0.0529	15.5	50	36	46	3839	36810000	1.8	5.0	0.0	11.3	100	620				
Obra 6 (SP)	E472	quadrada / 23	0.0529	15.5	50	59	46	3839	36810000	5.9	9.0	0.0	18.8	100	1050				
Obra 6 (SP)	E473	quadrada / 23	0.0529	15.5	50	80	46	3839	36810000	12.0	13.0	0.0	25.2	100	1440	X	0.86		66
Obra 6 (SP)	E474	quadrada / 26.5	0.0702	15.5	50	20	45	3839	36810000	0.7	2.0	0.0	6.5	100	490				
Obra 6 (SP)	E475	quadrada / 26.5	0.0702	15.5	50	34	45	3839	36810000	1.7	4.0	0.0	9.1	100	710				
Obra 6 (SP)	E476	quadrada / 26.5	0.0702	15.5	50	52	45	3839	36810000	5.2	7.0	0.0	14.5	100	1150				
Obra 6 (SP)	E477	quadrada / 26.5	0.0702	15.5	50	80	45	3839	36810000	12.0	11.0	0.0	20.6	100	1680	X	0.79		45
Obra 7 (SP)	E478	quadrada / 23.5	0.0552	14.6	21	52	5	3799	36040000	2.2	5.0	0.0	9.4	100	720				
Obra 7 (SP)	E479	quadrada / 23.5	0.0552	14.6	21	68	5	3799	36040000	5.7	8.0	1.0	15.2	100	1120	X	0.60		18
Obra 7 (SP)	E480	quadrada / 19.5	0.0380	14.7	21	52	2	3839	36810000	2.2	6.0	0.0	13.9	100	610				
Obra 7 (SP)	E481	quadrada / 19.5	0.0380	14.7	21	65	2	3839	36810000	5.5	10.0	0.0	22.2	100	950				
Obra 7 (SP)	E482	quadrada / 19.5	0.0380	14.7	21	78	2	3839	36810000	8.2	12.0	1.0	27.5	100	1150	X	0.65		45
Obra 7 (SP)	E483	quadrada / 23.5	0.0552	14.7	21	36	4	3899	37960000	1.5	5.0	0.0	7.4	100	580				
Obra 7 (SP)	E484	quadrada / 23.5	0.0552	14.7	21	32	4	3899	37960000	2.7	7.0	0.0	9.4	100	760				
Obra 7 (SP)	E485	quadrada / 23.5	0.0552	14.7	21	37	4	3899	37960000	4.7	9.0	0.0	12.0	100	950				
Obra 7 (SP)	E486	quadrada / 23.5	0.0552	14.7	21	52	4	3899	37960000	8.7	12.0	2.0	17.1	100	1160	X	0.57		39

Tabela 84: Registros dinâmicos analisados – estacas de concreto (continuação)

Obra	Nome do registro dinâmico	Seção / Dimensão principal	A (m ²)	L (m)	W (kN)	η (%) (*)	Id (dias)	c (m/s)	E (kN/m ²)	EMX (kN.m)	DMX (mm)	s (mm)	CSX (MPa)	BTA (%)	RMX (kN)	CAPWAP	Jc	C3 ponta (mm)	%RP (%)
Obra 7 (SP)	E487	quadrada / 19.5	0.0380	14.8	21	29	4	3698	34160000	1.2	5.0	0.0	10.5	100	420				
Obra 7 (SP)	E488	quadrada / 19.5	0.0380	14.8	21	55	4	3698	34160000	4.6	10.0	2.0	15.5	100	820	X	0.49		22
Obra 7 (SP)	E489	quadrada / 19.5	0.0380	14.8	21	26	4	3799	36040000	1.1	5.0	0.0	11.1	100	430				
Obra 7 (SP)	E490	quadrada / 19.5	0.0380	14.8	21	50	4	3799	36040000	4.2	9.0	1.0	18.8	100	880	X	0.50		15
Obra 7 (SP)	E491	quadrada / 23.5	0.0552	15.4	21	40	2	3839	36810000	1.7	5.0	0.0	7.7	100	570				
Obra 7 (SP)	E492	quadrada / 23.5	0.0552	15.4	21	44	2	3839	36810000	3.7	8.0	0.0	9.9	67	780				
Obra 7 (SP)	E493	quadrada / 23.5	0.0552	15.4	21	52	2	3839	36810000	6.5	12.0	0.0	12.3	63	1030				
Obra 7 (SP)	E494	quadrada / 23.5	0.0552	15.4	21	51	2	3839	36810000	8.5	13.0	1.0	16.7	58	1050	X	0.54		41
Obra 7 (SP)	E495	quadrada / 19.5	0.0380	15.5	21	79	2	3940	38770000	3.3	8.0	0.0	14.6	100	720				
Obra 7 (SP)	E496	quadrada / 19.5	0.0380	15.5	21	67	2	3940	38770000	5.6	10.0	0.0	20.6	100	970				
Obra 7 (SP)	E497	quadrada / 19.5	0.0380	15.5	21	68	2	3940	38770000	8.6	13.0	1.0	25.1	100	1180	X	0.58		48
Obra 7 (SP)	E498	quadrada / 23.5	0.0552	15.5	21	62	2	3839	36810000	2.6	5.0	0.0	10.9	100	760				
Obra 7 (SP)	E499	quadrada / 23.5	0.0552	15.5	21	63	2	3839	36810000	5.3	8.0	0.0	15.2	100	1090				
Obra 7 (SP)	E500	quadrada / 23.5	0.0552	15.5	21	70	2	3839	36810000	8.8	10.0	0.0	18.3	100	1340	X	0.64		43
Obra 7 (SP)	E501	quadrada / 23.5	0.0552	16.2	21	55	1	3799	36040000	2.3	7.0	0.0	7.9	100	580				
Obra 7 (SP)	E502	quadrada / 23.5	0.0552	16.2	21	44	1	3799	36040000	3.7	8.0	1.0	10.9	75	770				
Obra 7 (SP)	E503	quadrada / 23.5	0.0552	16.2	21	52	1	3799	36040000	6.5	11.0	2.0	14.2	70	980	X	0.68		64
Obra 7 (SP)	E504	quadrada / 19.5	0.0380	16.8	21	14	1	3799	36040000	0.6	4.0	0.0	8.1	100	290				
Obra 7 (SP)	E505	quadrada / 19.5	0.0380	16.8	21	27	1	3799	36040000	2.3	7.0	0.0	10.9	100	590				
Obra 7 (SP)	E506	quadrada / 19.5	0.0380	16.8	21	48	1	3799	36040000	6.0	11.0	1.0	19.0	100	960	X	0.53		28
Obra 7 (SP)	E507	quadrada / 23.5	0.0552	17.2	21	71	2	3940	38770000	3.0	6.0	0.0	10.5	100	790				
Obra 7 (SP)	E508	quadrada / 23.5	0.0552	17.2	21	65	2	3940	38770000	5.5	9.0	0.0	13.5	100	1060				
Obra 7 (SP)	E509	quadrada / 23.5	0.0552	17.2	21	70	2	3940	38770000	8.8	12.0	0.0	17.2	80	1350	X	0.52		42
Obra 7 (SP)	E510	quadrada / 19.5	0.0380	17.3	21	29	1	3940	38770000	1.2	5.0	0.0	10.1	100	430				
Obra 7 (SP)	E511	quadrada / 19.5	0.0380	17.3	21	40	1	3940	38770000	3.4	8.0	0.0	14.8	100	710				

Tabela 85: Registros dinâmicos analisados – estacas de concreto (continuação)

Obra	Nome do registro dinâmico	Seção / Dimensão principal	A (m ²)	L (m)	W (kN)	η (%) (*)	Id (dias)	c (m/s)	E (kN/m ²)	EMX (kN.m)	DMX (mm)	s (mm)	CSX (MPa)	BTA (%)	RMX (kN)	CAPWAP	Jc	C3 ponta (mm)	%RP (%)
Obra 7 (SP)	E512	quadrada / 19.5	0.0380	17.3	21	52	1	3940	38770000	6.5	12.0	1.0	20.5	100	970	X	0.59		27
Obra 8 (SP)	E513	hexag. vazada / 45	0.1002	22.6	70	50	6	3839	36810000	7.0	9.0	0.0	11.0	100	1430				
Obra 8 (SP)	E514	hexag. vazada / 45	0.1002	22.6	70	48	6	3839	36810000	13.3	13.0	0.0	14.8	80	2030				
Obra 8 (SP)	E515	hexag. vazada / 45	0.1002	22.6	70	57	6	3839	36810000	24.0	18.0	1.0	19.1	65	2790	X	0.35		25
Obra 8 (SP)	E516	hexag. vazada / 45	0.1002	23.9	70	39	2	3839	36810000	5.5	8.0	0.0	9.8	100	1190				
Obra 8 (SP)	E517	hexag. vazada / 45	0.1002	23.9	70	29	2	3839	36810000	8.1	10.0	1.0	12.6	100	1500				
Obra 8 (SP)	E518	hexag. vazada / 45	0.1002	23.9	70	35	2	3839	36810000	23.2	17.0	2.0	16.6	70	2400	X	0.52		34
Obra 8 (SP)	E519	hexag. vazada / 45	0.1002	24.2	70	60	3	3899	37960000	8.4	9.0	0.0	11.8	77	1490				
Obra 8 (SP)	E520	hexag. vazada / 45	0.1002	24.2	70	84	3	3899	37960000	23.6	17.0	1.0	18.9	69	2480	X	0.60		17
Obra 8 (SP)	E521	hexag. vazada / 40	0.0863	24.5	70	61	5	3839	36810000	8.6	12.0	2.0	12.7	57	1320				
Obra 8 (SP)	E522	hexag. vazada / 40	0.0863	24.5	70	38	5	3839	36810000	7.9	11.0	1.0	13.8	57	1320				
Obra 8 (SP)	E523	hexag. vazada / 40	0.0863	24.5	70	75	5	3839	36810000	21.1	19.0	2.0	18.4	56	1980	X	0.69		17
Obra 8 (SP)	E524	hexag. vazada / 40	0.0863	24.7	70	76	7	3940	38770000	10.6	11.0	0.0	15.5	100	1670				
Obra 8 (SP)	E525	hexag. vazada / 40	0.0863	24.7	70	92	7	3940	38770000	19.3	15.0	1.0	20.3	79	2320	X	0.46		26
Obra 8 (SP)	E526	hexag. vazada / 40	0.0863	25.0	70	61	7	3799	36040000	8.5	11.0	0.0	13.2	100	1420				
Obra 8 (SP)	E527	hexag. vazada / 40	0.0863	25.0	70	89	7	3799	36040000	18.7	16.0	1.0	19.9	76	2160	X	0.47		23
Obra 8 (SP)	E528	hexag. vazada / 40	0.0863	25.0	70	71	2	3899	37960000	9.9	11.0	0.0	14.3	76	1520				
Obra 8 (SP)	E529	hexag. vazada / 40	0.0863	25.0	70	49	2	3899	37960000	10.3	12.0	0.0	15.2	73	1700				
Obra 8 (SP)	E530	hexag. vazada / 40	0.0863	25.0	70	62	2	3899	37960000	17.4	15.0	2.0	17.7	80	2110	X	0.60		9
Obra 8 (SP)	E531	hexag. vazada / 40	0.0863	25.2	70	56	2	3899	37960000	7.9	9.0	0.0	14.7	85	1460				
Obra 8 (SP)	E532	hexag. vazada / 40	0.0863	25.2	70	84	2	3899	37960000	17.7	15.0	0.0	20.5	78	2190	X	0.41		9
Obra 8 (SP)	E533	hexag. vazada / 40	0.0863	25.2	70	80	2	3799	36040000	11.2	11.0	0.0	18.2	71	1760				
Obra 8 (SP)	E534	hexag. vazada / 40	0.0863	25.2	70	86	2	3799	36040000	24.1	17.0	1.0	24.3	71	2450	X	0.57		6
Obra 8 (SP)	E535	hexag. vazada / 45	0.1002	25.2	70	44	6	3839	36810000	6.2	8.0	0.0	11.4	82	1350				
Obra 8 (SP)	E536	hexag. vazada / 45	0.1002	25.2	70	63	6	3839	36810000	17.5	14.0	2.0	16.2	48	2200	X	0.51		19

Tabela 86: Registros dinâmicos analisados – estacas de concreto (continuação)

Obra	Nome do registro dinâmico	Seção / Dimensão principal	A (m ²)	L (m)	W (kN)	η (%) (*)	Id (dias)	c (m/s)	E (kN/m ²)	EMX (kN.m)	DMX (mm)	s (mm)	CSX (MPa)	BTA (%)	RMX (kN)	CAPWAP	Jc	C3 ponta (mm)	%RP (%)
Obra 8 (SP)	E537	hexag. vazada / 45	0.1002	25.3	70	34	2	3940	38770000	4.7	7.0	0.0	11.0	100	1170				
Obra 8 (SP)	E538	hexag. vazada / 45	0.1002	25.3	70	43	2	3940	38770000	12.1	11.0	0.0	16.6	100	1890				
Obra 8 (SP)	E539	hexag. vazada / 45	0.1002	25.3	70	54	2	3940	38770000	22.7	16.0	2.0	20.7	100	2480	X	0.48		27
Obra 8 (SP)	E540	hexag. vazada / 45	0.1002	25.3	70	8	2	3940	38770000	1.1	3.0	0.0	6.0	85	610				
Obra 8 (SP)	E541	hexag. vazada / 45	0.1002	25.3	70	14	2	3940	38770000	4.0	6.0	0.0	11.5	100	1140				
Obra 8 (SP)	E542	hexag. vazada / 45	0.1002	25.3	70	23	2	3940	38770000	9.8	10.0	0.0	15.6	100	1760				
Obra 8 (SP)	E543	hexag. vazada / 45	0.1002	25.3	70	39	2	3940	38770000	22.1	15.0	1.0	21.4	100	2480	X	0.54		16
Obra 8 (SP)	E544	hexag. vazada / 45	0.1002	25.3	70	41	6	3899	37960000	5.8	7.0	0.0	14.2	100	1500				
Obra 8 (SP)	E545	hexag. vazada / 45	0.1002	25.3	70	73	6	3899	37960000	20.5	14.0	0.0	21.3	78	2620	X	0.66		20
Obra 8 (SP)	E546	hexag. vazada / 45	0.1002	25.3	70	61	3	3598	32340000	8.5	8.0	0.0	14.5	100	1620				
Obra 8 (SP)	E547	hexag. vazada / 45	0.1002	25.3	70	78	3	3598	32340000	21.7	14.0	1.0	19.9	100	2450	X	0.60		22
Obra 8 (SP)	E548	hexag. vazada / 40	0.0863	25.3	70	94	2	3940	38770000	13.1	11.0	0.0	20.3	100	1990				
Obra 8 (SP)	E549	hexag. vazada / 40	0.0863	25.3	70	92	2	3940	38770000	19.3	13.0	0.0	24.4	100	2500	X	0.49		14
Obra 8 (SP)	E550	hexag. vazada / 45	0.1002	25.3	70	56	1	3899	37960000	7.8	10.0	0.0	11.1	100	1440				
Obra 8 (SP)	E551	hexag. vazada / 45	0.1002	25.3	70	72	1	3899	37960000	15.1	14.0	0.0	14.3	100	1990				
Obra 8 (SP)	E552	hexag. vazada / 45	0.1002	25.3	70	72	1	3899	37960000	20.2	16.0	0.0	15.5	100	2220				
Obra 8 (SP)	E553	hexag. vazada / 45	0.1002	25.3	70	78	1	3899	37960000	27.3	19.0	1.0	17.0	100	2480	X	0.52		42
Obra 8 (SP)	E554	hexag. vazada / 40	0.0863	25.3	70	60	2	3839	36810000	8.4	9.0	0.0	16.2	100	1530				
Obra 8 (SP)	E555	hexag. vazada / 40	0.0863	25.3	70	76	2	3839	36810000	16.0	13.0	0.0	21.2	75	2230	X	0.53		13
Obra 8 (SP)	E556	hexag. vazada / 45	0.1002	27.3	70	31	1	3839	36810000	4.3	7.0	0.0	9.9	68	1070				
Obra 8 (SP)	E557	hexag. vazada / 45	0.1002	27.3	70	49	1	3839	36810000	13.8	13.0	0.0	15.1	88	1930				
Obra 8 (SP)	E558	hexag. vazada / 45	0.1002	27.3	70	86	1	3839	36810000	30.2	19.0	3.0	18.9	72	2650	X	0.53		17
Obra 8 (SP)	E559	hexag. vazada / 40	0.0863	27.3	70	79	9	3839	36810000	11.0	13.0	0.0	13.8	73	1620				
Obra 8 (SP)	E560	hexag. vazada / 40	0.0863	27.3	70	81	9	3839	36810000	17.0	17.0	1.0	17.4	70	2070	X	0.52		14
Obra 8 (SP)	E561	hexag. vazada / 40	0.0863	33.0	70	74	6	3698	34160000	10.4	12.0	0.0	15.4	100	1620				

Tabela 87: Registros dinâmicos analisados – estacas de concreto (continuação)

Obra	Nome do registro dinâmico	Seção / Dimensão principal	A (m ²)	L (m)	W (kN)	η (%) (*)	Id (dias)	c (m/s)	E (kN/m ²)	EMX (kN.m)	DMX (mm)	s (mm)	CSX (MPa)	BTA (%)	RMX (kN)	CAPWAP	Jc	C3 ponta (mm)	%RP (%)
Obra 8 (SP)	E562	hexag. vazada / 40	0.0863	33.0	70	65	6	3698	34160000	13.6	13.0	0.0	19.1	79	1930				
Obra 8 (SP)	E563	hexag. vazada / 40	0.0863	33.0	70	55	6	3698	34160000	15.5	15.0	1.0	19.8	100	1960	X	0.06		4
Obra 9 (SP)	E564	circ. vazada / 42	0.0933	12.3	50	85	5	3839	36810000	12.7	10.0	0.0	17.5	73	1680				
Obra 9 (SP)	E565	circ. vazada / 42	0.0933	12.3	50	58	5	3839	36810000	17.4	13.0	2.0	19.1	77	1820				
Obra 9 (SP)	E566	circ. vazada / 42	0.0933	12.3	50	50	5	3839	36810000	22.6	15.0	4.0	20.8	72	1840	X	0.64		29
Obra 9 (SP)	E567	circ. vazada / 38	0.0788	12.3	50	45	5	3839	36810000	4.5	7.0	0.0	10.8	100	870				
Obra 9 (SP)	E568	circ. vazada / 38	0.0788	12.3	50	77	5	3839	36810000	15.3	15.0	3.0	16.7	79	1290				
Obra 9 (SP)	E569	circ. vazada / 38	0.0788	12.3	50	62	5	3839	36810000	18.5	16.0	4.0	17.7	78	1440				
Obra 9 (SP)	E570	circ. vazada / 38	0.0788	12.3	50	53	5	3839	36810000	21.0	18.0	5.0	18.5	78	1490	X	0.64		29
Obra 9 (SP)	E571	circ. vazada / 42	0.0933	12.4	40	63	2	4041	40790000	5.0	6.0	0.0	11.8	100	1070				
Obra 9 (SP)	E572	circ. vazada / 42	0.0933	12.4	40	85	2	4041	40790000	13.6	10.0	1.0	19.3	100	1490				
Obra 9 (SP)	E573	circ. vazada / 42	0.0933	12.4	40	88	2	4041	40790000	21.0	13.0	2.0	24.3	100	1600				
Obra 9 (SP)	E574	circ. vazada / 42	0.0933	12.4	40	81	2	4041	40790000	26.0	15.0	4.0	27.9	100	1620				
Obra 9 (SP)	E575	circ. vazada / 42	0.0933	12.4	40	89	2	4041	40790000	35.4	18.0	6.0	34.7	89	1690	X	0.65		20
Obra 9 (SP)	E576	hexagonal / 33	0.0708	12.6	40	35	2	3839	36810000	2.8	5.0	1.0	11.3	100	680				
Obra 9 (SP)	E577	hexagonal / 33	0.0708	12.6	40	73	2	3839	36810000	11.6	13.0	3.0	18.5	100	1140				
Obra 9 (SP)	E578	hexagonal / 33	0.0708	12.6	40	74	2	3839	36810000	17.7	16.0	5.0	21.3	85	1300	X	0.63		62
Obra 9 (SP)	E579	circ. vazada / 42	0.0933	13.0	40	45	2	3839	36810000	3.6	6.0	0.0	9.4	77	910				
Obra 9 (SP)	E580	circ. vazada / 42	0.0933	13.0	40	74	2	3839	36810000	11.8	11.0	0.0	15.6	78	1480				
Obra 9 (SP)	E581	circ. vazada / 42	0.0933	13.0	40	72	2	3839	36810000	17.3	13.0	0.0	18.4	80	1690				
Obra 9 (SP)	E582	circ. vazada / 42	0.0933	13.0	40	73	2	3839	36810000	23.2	16.0	3.0	21.6	79	1770				
Obra 9 (SP)	E583	circ. vazada / 42	0.0933	13.0	40	80	2	3839	36810000	31.8	19.0	4.0	26.7	80	1800	X	0.62		26
Obra 9 (SP)	E584	circ. vazada / 42	0.0933	13.0	40	69	2	3940	38770000	5.5	6.0	0.0	12.5	100	920				
Obra 9 (SP)	E585	circ. vazada / 42	0.0933	13.0	40	81	2	3940	38770000	13.0	11.0	1.0	18.9	79	1280				
Obra 9 (SP)	E586	circ. vazada / 42	0.0933	13.0	40	83	2	3940	38770000	19.8	13.0	2.0	24.0	76	1490				

Tabela 88: Registros dinâmicos analisados – estacas de concreto (continuação)

Obra	Nome do registro dinâmico	Seção / Dimensão principal	A (m ²)	L (m)	W (kN)	η (%) (*)	Id (dias)	c (m/s)	E (kN/m ²)	EMX (kN.m)	DMX (mm)	s (mm)	CSX (MPa)	BTA (%)	RMX (kN)	CAPWAP	Jc	C3 ponta (mm)	%RP (%)
Obra 9 (SP)	E587	circ. vazada / 42	0.0933	13.0	40	81	2	3940	38770000	25.9	16.0	4.0	27.7	74	1600				
Obra 9 (SP)	E588	circ. vazada / 42	0.0933	13.0	40	84	2	3940	38770000	33.7	19.0	5.0	32.3	74	1680	X	0.63		36
Obra 9 (SP)	E589	hexagonal / 33	0.0708	13.0	50	47	4	3839	36810000	4.7	8.0	0.0	12.8	100	970				
Obra 9 (SP)	E590	hexagonal / 33	0.0708	13.0	50	68	4	3839	36810000	10.2	12.0	2.0	16.9	79	1310				
Obra 9 (SP)	E591	hexagonal / 33	0.0708	13.0	50	75	4	3839	36810000	15.0	15.0	4.0	18.5	77	1420	X	0.65		27
Obra 9 (SP)	E592	hexagonal / 33	0.0708	13.2	50	36	5	3839	36810000	3.6	6.0	0.0	13.4	100	1000				
Obra 9 (SP)	E593	hexagonal / 33	0.0708	13.2	50	63	5	3839	36810000	9.5	10.0	0.0	19.5	100	1420				
Obra 9 (SP)	E594	hexagonal / 33	0.0708	13.2	50	64	5	3839	36810000	12.8	13.0	1.0	21.4	100	1570	X	0.66		34
Obra 9 (SP)	E595	circ. vazada / 42	0.0933	13.2	50	69	4	3839	36810000	10.4	10.0	1.0	15.0	100	1510				
Obra 9 (SP)	E596	circ. vazada / 42	0.0933	13.2	50	63	4	3839	36810000	18.9	15.0	4.0	18.0	72	1620				
Obra 9 (SP)	E597	circ. vazada / 42	0.0933	13.2	50	50	4	3839	36810000	22.6	17.0	6.0	18.9	73	1620				
Obra 9 (SP)	E598	circ. vazada / 42	0.0933	13.2	50	47	4	3839	36810000	23.7	17.0	7.0	19.5	69	1650	X	0.57		34
Obra 9 (SP)	E599	circ. vazada / 38	0.0788	13.2	50	51	5	3940	38770000	5.1	7.0	0.0	12.2	100	1080				
Obra 9 (SP)	E600	circ. vazada / 38	0.0788	13.2	50	70	5	3940	38770000	14.0	13.0	3.0	16.5	100	1380				
Obra 9 (SP)	E601	circ. vazada / 38	0.0788	13.2	50	63	5	3940	38770000	18.8	15.0	4.0	18.8	100	1460				
Obra 9 (SP)	E602	circ. vazada / 38	0.0788	13.2	50	57	5	3940	38770000	22.7	18.0	6.0	20.6	88	1470	X	0.64		25
Obra 9 (SP)	E603	circ. vazada / 38	0.0788	13.5	40	50	8	3637	33040000	4.0	6.0	0.0	11.4	100	950				
Obra 9 (SP)	E604	circ. vazada / 38	0.0788	13.5	40	82	8	3637	33040000	13.1	12.0	1.0	18.3	100	1680				
Obra 9 (SP)	E605	circ. vazada / 38	0.0788	13.5	40	84	8	3637	33040000	20.2	15.0	1.0	22.6	100	2060	X	0.54		57
Obra 9 (SP)	E606	circ. vazada / 42	0.0933	13.5	50	54	4	3839	36810000	5.4	7.0	1.0	11.0	87	1150				
Obra 9 (SP)	E607	circ. vazada / 42	0.0933	13.5	50	82	4	3839	36810000	16.3	13.0	3.0	17.4	77	1530				
Obra 9 (SP)	E608	circ. vazada / 42	0.0933	13.5	50	72	4	3839	36810000	21.7	16.0	4.0	19.7	73	1660				
Obra 9 (SP)	E609	circ. vazada / 42	0.0933	13.5	50	59	4	3839	36810000	23.4	17.0	6.0	20.4	73	1670				
Obra 9 (SP)	E610	circ. vazada / 42	0.0933	13.5	50	53	4	3839	36810000	26.7	19.0	7.0	21.4	71	1710	X	0.61		28
Obra 9 (SP)	E611	circ. vazada / 38	0.0788	13.6	50	33	5	3738	34900000	3.3	5.0	0.0	12.6	100	1040				

Tabela 89: Registros dinâmicos analisados – estacas de concreto (continuação)

Obra	Nome do registro dinâmico	Seção / Dimensão principal	A (m ²)	L (m)	W (kN)	η (%) (*)	Id (dias)	c (m/s)	E (kN/m ²)	EMX (kN.m)	DMX (mm)	s (mm)	CSX (MPa)	BTA (%)	RMX (kN)	CAPWAP	Jc	C3 ponta (mm)	%RP (%)
Obra 9 (SP)	E612	circ. vazada / 38	0.0788	13.6	50	70	5	3738	34900000	13.9	11.0	1.0	21.5	100	1670				
Obra 9 (SP)	E613	circ. vazada / 38	0.0788	13.6	50	64	5	3738	34900000	19.3	13.0	3.0	22.6	89	1840	X	0.66		36
Obra 9 (SP)	E614	circ. vazada / 42	0.0933	13.7	40	49	3	3839	36810000	3.9	5.0	0.0	10.8	89	1050				
Obra 9 (SP)	E615	circ. vazada / 42	0.0933	13.7	40	76	3	3839	36810000	12.1	10.0	0.0	16.3	72	1680				
Obra 9 (SP)	E616	circ. vazada / 42	0.0933	13.7	40	90	3	3839	36810000	21.5	14.0	0.0	23.4	73	2030				
Obra 9 (SP)	E617	circ. vazada / 42	0.0933	13.7	40	72	3	3839	36810000	23.0	14.0	1.0	24.2	71	2090	X	0.65		64
Obra 9 (SP)	E618	circ. vazada / 38	0.0788	13.7	40	54	2	3940	38770000	4.3	6.0	0.0	12.0	100	970				
Obra 9 (SP)	E619	circ. vazada / 38	0.0788	13.7	40	94	2	3940	38770000	15.0	12.0	2.0	21.1	100	1500				
Obra 9 (SP)	E620	circ. vazada / 38	0.0788	13.7	40	84	2	3940	38770000	20.1	14.0	3.0	24.0	100	1670				
Obra 9 (SP)	E621	circ. vazada / 38	0.0788	13.7	40	83	2	3940	38770000	26.6	17.0	3.0	28.7	90	1770	X	0.59		37
Obra 9 (SP)	E622	circ. vazada / 42	0.0933	13.7	40	63	3	3940	38770000	5.0	6.0	0.0	11.9	100	1040				
Obra 9 (SP)	E623	circ. vazada / 42	0.0933	13.7	40	81	3	3940	38770000	12.9	11.0	0.0	17.4	100	1440				
Obra 9 (SP)	E624	circ. vazada / 42	0.0933	13.7	40	77	3	3940	38770000	18.5	14.0	1.0	20.5	100	1550				
Obra 9 (SP)	E625	circ. vazada / 42	0.0933	13.7	40	75	3	3940	38770000	23.9	16.0	3.0	23.5	87	1600				
Obra 9 (SP)	E626	circ. vazada / 42	0.0933	13.7	40	73	3	3940	38770000	29.0	18.0	5.0	25.9	79	1630	X	0.72		54
Obra 9 (SP)	E627	circ. vazada / 42	0.0933	13.7	40	20	3	3839	36810000	1.6	4.0	0.0	7.8	100	690				
Obra 9 (SP)	E628	circ. vazada / 42	0.0933	13.7	40	61	3	3839	36810000	9.8	9.0	1.0	16.2	100	1360				
Obra 9 (SP)	E629	circ. vazada / 42	0.0933	13.7	40	60	3	3839	36810000	14.4	12.0	2.0	18.1	79	1560				
Obra 9 (SP)	E630	circ. vazada / 42	0.0933	13.7	40	64	3	3839	36810000	20.4	14.0	3.0	21.0	88	1760				
Obra 9 (SP)	E631	circ. vazada / 42	0.0933	13.7	40	66	3	3839	36810000	26.3	17.0	3.0	22.8	73	1850	X	0.72		45
Obra 9 (SP)	E632	circ. vazada / 38	0.0788	13.7	40	38	3	3839	36810000	3.0	5.0	0.0	11.2	100	930				
Obra 9 (SP)	E633	circ. vazada / 38	0.0788	13.7	40	77	3	3839	36810000	12.3	11.0	2.0	18.5	100	1430				
Obra 9 (SP)	E634	circ. vazada / 38	0.0788	13.7	40	77	3	3839	36810000	18.5	14.0	4.0	21.4	100	1540				
Obra 9 (SP)	E635	circ. vazada / 38	0.0788	13.7	40	68	3	3839	36810000	21.9	16.0	5.0	23.8	100	1560	X	0.72		23
Obra 9 (SP)	E636	circ. vazada / 42	0.0933	13.9	40	31	3	3839	36810000	2.5	5.0	0.0	8.0	100	900				

Tabela 90: Registros dinâmicos analisados – estacas de concreto (continuação)

Obra	Nome do registro dinâmico	Seção / Dimensão principal	A (m ²)	L (m)	W (kN)	η (%) (*)	Id (dias)	c (m/s)	E (kN/m ²)	EMX (kN.m)	DMX (mm)	s (mm)	CSX (MPa)	BTA (%)	RMX (kN)	CAPWAP	Jc	C3 ponta (mm)	%RP (%)
Obra 9 (SP)	E637	circ. vazada / 42	0.0933	13.9	40	55	3	3839	36810000	8.8	9.0	1.0	13.3	100	1290				
Obra 9 (SP)	E638	circ. vazada / 42	0.0933	13.9	40	60	3	3839	36810000	14.4	13.0	3.0	16.6	90	1470				
Obra 9 (SP)	E639	circ. vazada / 42	0.0933	13.9	40	57	3	3839	36810000	18.3	15.0	5.0	18.8	89	1500				
Obra 9 (SP)	E640	circ. vazada / 42	0.0933	13.9	40	57	3	3839	36810000	22.8	17.0	6.0	21.0	85	1560	X	0.57		45
Obra 9 (SP)	E641	hexagonal / 33	0.0708	13.9	50	9	6	3940	38770000	0.9	3.0	0.0	7.2	100	520				
Obra 9 (SP)	E642	hexagonal / 33	0.0708	13.9	50	27	6	3940	38770000	4.1	6.0	1.0	13.8	100	1010				
Obra 9 (SP)	E643	hexagonal / 33	0.0708	13.9	50	45	6	3940	38770000	8.9	10.0	2.0	18.7	100	1400	X	0.61		29
Obra 9 (SP)	E644	circ. vazada / 42	0.0933	14.1	40	47	2	3940	38770000	5.6	6.0	0.0	14.8	100	1340				
Obra 9 (SP)	E645	circ. vazada / 42	0.0933	14.1	40	60	2	3940	38770000	14.5	10.0	1.0	20.2	100	2000				
Obra 9 (SP)	E646	circ. vazada / 42	0.0933	14.1	40	70	2	3940	38770000	25.1	14.0	2.0	25.0	100	2590	X	0.46		54
Obra 9 (SP)	E647	circ. vazada / 42	0.0933	14.3	40	20	2	3940	38770000	2.4	4.0	0.0	9.9	100	910				
Obra 9 (SP)	E648	circ. vazada / 42	0.0933	14.3	40	54	2	3940	38770000	13.0	10.0	1.0	19.4	100	1820				
Obra 9 (SP)	E649	circ. vazada / 42	0.0933	14.3	40	72	2	3940	38770000	25.8	15.0	3.0	24.9	100	2250	X	0.60		52
Obra 9 (SP)	E650	circ. vazada / 38	0.0788	14.3	50	64	8	3940	38770000	6.4	9.0	0.0	14.2	77	1370				
Obra 9 (SP)	E651	circ. vazada / 38	0.0788	14.3	50	70	8	3940	38770000	13.9	13.0	0.0	20.5	72	1920	X	0.54		45
Obra 9 (SP)	E652	circ. vazada / 42	0.0933	14.4	50	69	8	3940	38770000	6.9	8.0	0.0	11.5	100	1330				
Obra 9 (SP)	E653	circ. vazada / 42	0.0933	14.4	50	78	8	3940	38770000	15.5	12.0	1.0	16.2	89	1930				
Obra 9 (SP)	E654	circ. vazada / 42	0.0933	14.4	50	75	8	3940	38770000	22.6	15.0	1.0	19.7	88	2200	X	0.62		58
Obra 9 (SP)	E655	circ. vazada / 38	0.0788	14.4	50	45	8	3199	25550000	4.5	7.0	0.0	12.3	100	1120				
Obra 9 (SP)	E656	circ. vazada / 38	0.0788	14.4	50	77	8	3199	25550000	15.4	13.0	2.0	20.2	80	1830	X	0.60		30
Obra 9 (SP)	E657	hexagonal / 33	0.0708	14.6	50	34	5	3839	36810000	3.4	6.0	0.0	13.0	100	1010				
Obra 9 (SP)	E658	hexagonal / 33	0.0708	14.6	50	53	5	3839	36810000	8.0	10.0	0.0	19.5	100	1530				
Obra 9 (SP)	E659	hexagonal / 33	0.0708	14.6	50	57	5	3839	36810000	11.4	12.0	0.0	22.4	100	1820	X	0.65		51
Obra 9 (SP)	E660	circ. vazada / 38	0.0788	14.7	50	35	7	3940	38770000	3.5	5.0	0.0	12.1	100	1010				
Obra 9 (SP)	E661	circ. vazada / 38	0.0788	14.7	50	50	7	3940	38770000	10.0	11.0	0.0	16.9	55	1580				

Tabela 91: Registros dinâmicos analisados – estacas de concreto (continuação)

Obra	Nome do registro dinâmico	Seção / Dimensão principal	A (m ²)	L (m)	W (kN)	η (%) (*)	Id (dias)	c (m/s)	E (kN/m ²)	EMX (kN.m)	DMX (mm)	s (mm)	CSX (MPa)	BTA (%)	RMX (kN)	CAPWAP	Jc	C3 ponta (mm)	%RP (%)
Obra 9 (SP)	E662	circ. vazada / 38	0.0788	14.7	50	66	7	3940	38770000	13.1	12.0	0.0	19.3	58	1850				
Obra 9 (SP)	E663	circ. vazada / 38	0.0788	14.7	50	62	7	3940	38770000	15.5	13.0	0.0	21.1	53	2020	X	0.60		44
Obra 9 (SP)	E664	circ. vazada / 42	0.0933	14.8	50	51	8	3940	38770000	5.1	6.0	0.0	11.7	100	1240				
Obra 9 (SP)	E665	circ. vazada / 42	0.0933	14.8	50	77	8	3940	38770000	15.3	12.0	0.0	15.1	100	1840				
Obra 9 (SP)	E666	circ. vazada / 42	0.0933	14.8	50	71	8	3940	38770000	21.2	15.0	0.0	18.4	79	2140				
Obra 9 (SP)	E667	circ. vazada / 42	0.0933	14.8	50	73	8	3940	38770000	22.0	15.0	0.0	18.7	88	2280	X	0.65		61
Obra 9 (SP)	E668	circ. vazada / 42	0.0933	15.1	50	74	8	3940	38770000	7.4	8.0	0.0	11.5	100	1380				
Obra 9 (SP)	E669	circ. vazada / 42	0.0933	15.1	50	65	8	3940	38770000	12.9	12.0	1.0	15.9	66	1720				
Obra 9 (SP)	E670	circ. vazada / 42	0.0933	15.1	50	44	8	3940	38770000	13.2	12.0	1.0	15.2	71	1880				
Obra 9 (SP)	E671	circ. vazada / 42	0.0933	15.1	50	67	8	3940	38770000	20.1	15.0	1.0	19.5	63	2060	X	0.60		61
Obra 9 (SP)	E672	circ. vazada / 42	0.0933	15.2	50	77	0	3940	38770000	7.7	9.0	0.0	12.2	76	1290				
Obra 9 (SP)	E673	circ. vazada / 42	0.0933	15.2	50	64	0	3940	38770000	12.8	13.0	0.0	16.2	80	1600				
Obra 9 (SP)	E674	circ. vazada / 42	0.0933	15.2	50	73	0	3940	38770000	21.9	17.0	2.0	20.9	86	1860				
Obra 9 (SP)	E675	circ. vazada / 42	0.0933	15.2	50	65	0	3940	38770000	25.9	18.0	2.0	22.8	87	1960	X	0.61		51
Obra 9 (SP)	E676	circ. vazada / 42	0.0933	15.2	40	20	2	3940	38770000	1.6	3.0	0.0	8.9	100	860				
Obra 9 (SP)	E677	circ. vazada / 42	0.0933	15.2	40	23	2	3940	38770000	3.6	5.0	0.0	12.1	100	1180				
Obra 9 (SP)	E678	circ. vazada / 42	0.0933	15.2	40	39	2	3940	38770000	9.3	8.0	0.0	18.2	100	1890				
Obra 9 (SP)	E679	circ. vazada / 42	0.0933	15.2	40	53	2	3940	38770000	16.9	11.0	2.0	22.0	87	2420	X	0.55		50
Obra 9 (SP)	E680	circ. vazada / 38	0.0788	15.3	50	80	7	3940	38770000	8.0	9.0	0.0	16.2	74	1560				
Obra 9 (SP)	E681	circ. vazada / 38	0.0788	15.3	50	70	7	3940	38770000	13.9	12.0	0.0	20.7	67	1940	X	0.61		46
Obra 9 (SP)	E682	hexagonal / 33	0.0708	15.4	40	41	8	3940	38770000	3.3	5.0	0.0	14.2	100	1010				
Obra 9 (SP)	E683	hexagonal / 33	0.0708	15.4	40	41	8	3940	38770000	6.5	8.0	0.0	17.4	100	1460				
Obra 9 (SP)	E684	hexagonal / 33	0.0708	15.4	40	58	8	3940	38770000	14.0	12.0	0.0	24.3	74	2100	X	0.50		47
Obra 9 (SP)	E685	circ. vazada / 42	0.0933	15.4	40	36	2	3940	38770000	4.3	5.0	0.0	13.7	100	1380				
Obra 9 (SP)	E686	circ. vazada / 42	0.0933	15.4	40	60	2	3940	38770000	14.5	10.0	1.0	21.3	100	2200				

Tabela 92: Registros dinâmicos analisados – estacas de concreto (continuação)

Obra	Nome do registro dinâmico	Seção / Dimensão principal	A (m ²)	L (m)	W (kN)	η (%) (*)	Id (dias)	c (m/s)	E (kN/m ²)	EMX (kN.m)	DMX (mm)	s (mm)	CSX (MPa)	BTA (%)	RMX (kN)	CAPWAP	Jc	C3 ponta (mm)	%RP (%)
Obra 9 (SP)	E687	circ. vazada / 42	0.0933	15.4	40	58	2	3940	38770000	20.7	12.0	2.0	23.6	100	2540	X	0.48		48
Obra 9 (SP)	E688	circ. vazada / 38	0.0788	15.4	40	23	8	3435	29470000	1.8	4.0	0.0	8.2	100	820				
Obra 9 (SP)	E689	circ. vazada / 38	0.0788	15.4	40	26	8	3435	29470000	4.1	6.0	0.0	12.4	100	1160				
Obra 9 (SP)	E690	circ. vazada / 38	0.0788	15.4	40	42	8	3435	29470000	10.0	10.0	2.0	17.9	100	1760	X	0.42		35
Obra 9 (SP)	E691	circ. vazada / 42	0.0933	15.4	50	44	8	3940	38770000	4.4	6.0	0.0	10.6	74	1230				
Obra 9 (SP)	E692	circ. vazada / 42	0.0933	15.4	50	64	8	3940	38770000	12.7	11.0	0.0	14.2	67	1760				
Obra 9 (SP)	E693	circ. vazada / 42	0.0933	15.4	50	55	8	3940	38770000	16.6	14.0	0.0	14.9	72	2010	X	0.49		35
Obra 9 (SP)	E694	hexagonal / 33	0.0708	15.4	40	33	8	3940	38770000	2.6	5.0	0.0	12.9	100	930				
Obra 9 (SP)	E695	hexagonal / 33	0.0708	15.4	40	51	8	3940	38770000	8.1	9.0	0.0	20.1	100	1600				
Obra 9 (SP)	E696	hexagonal / 33	0.0708	15.4	40	49	8	3940	38770000	11.8	11.0	1.0	21.7	100	1920	X	0.43		50
Obra 9 (SP)	E697	hexagonal / 33	0.0708	15.5	50	48	8	3940	38770000	2.4	6.0	0.0	9.1	100	810				
Obra 9 (SP)	E698	hexagonal / 33	0.0708	15.5	50	56	8	3940	38770000	5.6	9.0	1.0	14.1	100	1160				
Obra 9 (SP)	E699	hexagonal / 33	0.0708	15.5	50	63	8	3940	38770000	9.4	11.0	1.0	17.9	100	1510	X	0.42		37
Obra 9 (SP)	E700	circ. vazada / 38	0.0788	15.5	40	34	7	3435	29470000	2.7	5.0	0.0	11.0	100	920				
Obra 9 (SP)	E701	circ. vazada / 38	0.0788	15.5	40	50	7	3435	29470000	8.0	9.0	0.0	18.1	100	1560				
Obra 9 (SP)	E702	circ. vazada / 38	0.0788	15.5	40	59	7	3435	29470000	14.2	12.0	1.0	22.4	100	2050	X	0.58		35
Obra 9 (SP)	E703	hexagonal / 33	0.0708	15.5	50	32	8	3839	36810000	1.6	4.0	0.0	9.1	62	730				
Obra 9 (SP)	E704	hexagonal / 33	0.0708	15.5	50	49	8	3839	36810000	4.9	8.0	0.0	14.7	100	1120				
Obra 9 (SP)	E705	hexagonal / 33	0.0708	15.5	50	58	8	3839	36810000	8.7	10.0	0.0	17.7	79	1490	X	0.63		30
Obra 9 (SP)	E706	hexagonal / 33	0.0708	15.5	40	8	8	3940	38770000	0.6	2.0	0.0	6.2	100	450				
Obra 9 (SP)	E707	hexagonal / 33	0.0708	15.5	40	25	8	3940	38770000	4.0	6.0	0.0	15.5	100	1090				
Obra 9 (SP)	E708	hexagonal / 33	0.0708	15.5	40	35	8	3940	38770000	8.5	9.0	1.0	19.6	100	1600	X	0.43		34

Tabela 93: Registros dinâmicos analisados – estacas metálicas

Obra	Nome do registro dinâmico	Seção / Dimensão principal	A (m ²)	L (m)	W (kN)	η (%) (*)	Id (dias)	c (m/s)	E (kN/m ²)	EMX (kN.m)	DMX (mm)	s (mm)	CSX (MPa)	BTA (%)	RMX (kN)	CAPWAP	Jc	C3 ponta (mm)	%RP (%)
Obra 10 (SE)	E1001	perfil / HP250x73	0.0093	10.9	50	116	2	5150	210920000	11.6	11.0	0.0	183.1	100	1710				
Obra 10 (SE)	E1002	perfil / HP250x73	0.0093	10.9	50	92	2	5150	210920000	18.3	14.0	0.0	228.8	100	2180				
Obra 10 (SE)	E1003	perfil / HP250x73	0.0093	10.9	50	85	2	5150	210920000	25.4	17.0	0.0	260.9	100	2450	X	0.77		60
Obra 10 (SE)	E1004	perfil / HP250x73	0.0093	11.1	50	95	2	5150	210920000	9.5	10.0	0.0	162.8	100	1570				
Obra 10 (SE)	E1005	perfil / HP250x73	0.0093	11.1	50	75	2	5150	210920000	15.0	13.0	0.0	202.8	100	2000				
Obra 10 (SE)	E1006	perfil / HP250x73	0.0093	11.1	50	71	2	5150	210920000	21.4	16.0	0.0	236.1	100	2310	X	0.70		51
Obra 10 (SE)	E1007	perfil / HP250x73	0.0093	15.4	50	81	7	5150	210920000	8.1	9.0	0.0	134.3	100	1320				
Obra 10 (SE)	E1008	perfil / HP250x73	0.0093	15.4	50	80	7	5150	210920000	16.0	14.0	0.0	185.6	100	1830				
Obra 10 (SE)	E1009	perfil / HP250x73	0.0093	15.4	50	78	7	5150	210920000	23.4	17.0	1.0	233.5	100	2150	X	0.59		51
Obra 10 (SE)	E1010	perfil / HP250x73	0.0093	16.4	50	78	7	5150	210920000	7.8	11.0	1.0	118.3	100	1090				
Obra 10 (SE)	E1011	perfil / HP250x73	0.0093	16.4	50	85	7	5150	210920000	17.0	16.0	2.0	164.1	100	1600				
Obra 10 (SE)	E1012	perfil / HP250x73	0.0093	16.4	50	82	7	5150	210920000	24.6	19.0	2.0	186.5	90	1830	X	0.41		47
Obra 11 (RJ)	E1013	perfil / HP310x125	0.0159	20.5	70	113	3	5123	208676867	15.9	12.0	0.1	120.0	100	2280				
Obra 11 (RJ)	E1014	perfil / HP310x125	0.0159	20.5	70	142	3	5123	208676867	39.9	19.9	0.1	193.5	100	3598				
Obra 11 (RJ)	E1015	perfil / HP310x125	0.0159	20.5	70	129	3	5123	208676867	54.0	24.0	0.1	223.1	100	4075				
Obra 11 (RJ)	E1016	perfil / HP310x125	0.0159	20.5	70	136	3	5123	208676867	73.9	28.6	3.0	251.3	100	4440	X	0.21	6.5	53
Obra 11 (RJ)	E1017	perfil / HP310x125	0.0159	20.5	70	48	3	5123	208676867	33.3	19.1	3.0	172.2	100	3148				
Obra 11 (RJ)	E1018	perfil / HP310x125	0.0159	20.5	70	95	3	5123	208676867	66.4	27.7	3.0	224.5	100	4028				
Obra 11 (RJ)	E1019	perfil / HP310x125	0.0159	20.5	70	94	3	5123	208676867	13.2	11.2	0.1	115.3	100	2062				
Obra 11 (RJ)	E1020	perfil / HP310x125	0.0159	20.5	70	86	3	5123	208676867	24.1	15.4	0.2	158.2	100	2926				
Obra 11 (RJ)	E1021	perfil / HP310x125	0.0159	20.5	70	110	3	5123	208676867	46.3	21.8	0.3	227.3	100	4059				
Obra 11 (RJ)	E1022	perfil / HP310x125	0.0159	20.5	70	102	3	5123	208676867	57.1	24.7	0.4	257.8	100	4493				
Obra 11 (RJ)	E1023	perfil / HP310x125	0.0159	20.5	70	98	3	5123	208676867	67.3	26.5	0.0	288.5	100	4860	X	0.20	3.0	71
Obra 11 (RJ)	E1024	perfil / HP310x125	0.0159	20.5	70	72	4	5123	208676867	10.1	8.9	0.1	100.7	100	1808				

Tabela 94: Registros dinâmicos analisados – estacas metálicas (continuação)

Obra	Nome do registro dinâmico	Seção / Dimensão principal	A (m ²)	L (m)	W (kN)	η (%) (*)	Id (dias)	c (m/s)	E (kN/m ²)	EMX (kN.m)	DMX (mm)	s (mm)	CSX (MPa)	BTA (%)	RMX (kN)	CAPWAP	Jc	C3 ponta (mm)	%RP (%)
Obra 11 (RJ)	E1025	perfil / HP310x125	0.0159	20.5	70	137	4	5123	208676867	38.4	18.6	0.2	195.1	100	3358				
Obra 11 (RJ)	E1026	perfil / HP310x125	0.0159	20.5	70	118	4	5123	208676867	49.4	21.6	0.3	225.1	100	3866				
Obra 11 (RJ)	E1027	perfil / HP310x125	0.0159	20.5	70	100	4	5123	208676867	55.9	23.3	0.4	240.0	100	4164				
Obra 11 (RJ)	E1028	perfil / HP310x125	0.0159	20.5	70	88	4	5123	208676867	61.8	24.6	0.5	254.2	100	4481				
Obra 11 (RJ)	E1029	perfil / HP310x125	0.0159	20.5	70	93	4	5123	208676867	74.2	28.5	1.0	280.8	100	4900	X	0.33	2.9	60
Obra 11 (RJ)	E1030	perfil / HP310x125	0.0159	20.5	70	87	4	5123	208676867	12.2	9.5	0.1	112.9	100	1963				
Obra 11 (RJ)	E1031	perfil / HP310x125	0.0159	20.5	70	112	4	5123	208676867	31.3	16.4	0.1	169.7	100	2992				
Obra 11 (RJ)	E1032	perfil / HP310x125	0.0159	20.5	70	115	4	5123	208676867	48.3	21.0	0.1	208.8	100	3638				
Obra 11 (RJ)	E1033	perfil / HP310x125	0.0159	20.5	70	80	4	5123	208676867	45.0	20.4	0.1	203.0	100	3485				
Obra 11 (RJ)	E1034	perfil / HP310x125	0.0159	20.5	70	83	4	5123	208676867	58.4	23.7	0.1	223.9	100	3851				
Obra 11 (RJ)	E1035	perfil / HP310x125	0.0159	20.5	70	80	4	5123	208676867	64.3	25.7	0.0	233.7	100	4040	X	0.48	4.3	59
Obra 11 (RJ)	E1036	perfil / HP310x125	0.0159	20.5	70	81	4	5123	208676867	67.8	26.1	2.0	231.2	100	3992				
Obra 11 (RJ)	E1037	perfil / HP310x125	0.0159	21.0	70	99	3	5123	208676867	13.8	10.7	0.1	114.4	100	2078				
Obra 11 (RJ)	E1038	perfil / HP310x125	0.0159	21.0	70	105	3	5123	208676867	29.4	16.5	0.1	156.8	100	2939				
Obra 11 (RJ)	E1039	perfil / HP310x125	0.0159	21.0	70	112	3	5123	208676867	46.8	21.5	1.0	188.9	100	3592				
Obra 11 (RJ)	E1040	perfil / HP310x125	0.0159	21.0	70	103	3	5123	208676867	57.6	24.3	1.0	203.8	100	3902				
Obra 11 (RJ)	E1041	perfil / HP310x125	0.0159	21.0	70	97	3	5123	208676867	65.1	25.9	1.0	216.0	100	4100	X	0.16	6.1	43
Obra 11 (RJ)	E1042	perfil / HP310x125	0.0159	21.0	70	97	3	5123	208676867	67.8	27.2	2.0	199.9	100	3863				
Obra 11 (RJ)	E1043	perfil / HP310x125	0.0159	21.0	70	83	3	5123	208676867	11.6	10.0	0.1	98.3	100	1975				
Obra 11 (RJ)	E1044	perfil / HP310x125	0.0159	21.0	70	81	3	5123	208676867	22.6	14.7	0.2	134.9	100	2716				
Obra 11 (RJ)	E1045	perfil / HP310x125	0.0159	21.0	70	91	3	5123	208676867	38.3	19.7	0.4	172.1	100	3478				
Obra 11 (RJ)	E1046	perfil / HP310x125	0.0159	21.0	70	99	3	5123	208676867	55.5	24.4	1.0	198.2	100	3983				
Obra 11 (RJ)	E1047	perfil / HP310x125	0.0159	21.0	70	97	3	5123	208676867	65.4	26.8	2.0	212.6	100	4100	X	0.03	6.0	44

Tabela 95: Registros dinâmicos analisados – estacas metálicas (continuação)

Obra	Nome do registro dinâmico	Seção / Dimensão principal	A (m ²)	L (m)	W (kN)	η (%) (*)	Id (dias)	c (m/s)	E (kN/m ²)	EMX (kN.m)	DMX (mm)	s (mm)	CSX (MPa)	BTA (%)	RMX (kN)	CAPWAP	Jc	C3 ponta (mm)	%RP (%)
Obra 11 (RJ)	E1048	perfil / HP310x125	0.0159	21.5	70	98	7	5123	208676867	27.3	17.1	2.0	152.4	89	2899				
Obra 11 (RJ)	E1049	perfil / HP310x125	0.0159	21.5	70	99	7	5123	208676867	55.3	24.9	4.0	217.8	89	4191				
Obra 11 (RJ)	E1050	perfil / HP310x125	0.0159	21.5	70	98	7	5123	208676867	68.7	28.2	6.0	238.0	89	4605				
Obra 11 (RJ)	E1051	perfil / HP310x125	0.0159	21.5	70	91	7	5123	208676867	73.6	29.7	0.0	246.2	89	4800	X	0.06	5.5	25
Obra 11 (RJ)	E1052	perfil / HP310x125	0.0159	21.5	70	99	4	5123	208676867	27.6	16.5	2.0	149.0	84	2655				
Obra 11 (RJ)	E1053	perfil / HP310x125	0.0159	21.5	70	93	4	5123	208676867	52.0	23.5	4.0	207.5	84	3688				
Obra 11 (RJ)	E1054	perfil / HP310x125	0.0159	21.5	70	96	4	5123	208676867	66.8	27.3	6.0	237.1	84	4150				
Obra 11 (RJ)	E1055	perfil / HP310x125	0.0159	21.5	70	92	4	5123	208676867	74.2	29.5	0.0	256.2	84	4350	X	0.28	4.1	49
Obra 11 (RJ)	E1056	perfil / HP310x125	0.0159	21.7	70	94	3	5123	208676867	26.4	15.9	2.0	152.8	86	2704				
Obra 11 (RJ)	E1057	perfil / HP310x125	0.0159	21.7	70	108	3	5123	208676867	60.2	25.6	7.0	231.2	86	4003				
Obra 11 (RJ)	E1058	perfil / HP310x125	0.0159	21.7	70	101	3	5123	208676867	81.7	30.5	0.0	279.3	86	4800	X	0.32	2.9	45
Obra 11 (RJ)	E1059	perfil / HP310x125	0.0159	22.3	70	138	3	5123	208676867	38.7	20.5	2.0	168.4	80	3164				
Obra 11 (RJ)	E1060	perfil / HP310x125	0.0159	22.3	70	116	3	5123	208676867	64.7	27.0	4.0	221.2	80	4066				
Obra 11 (RJ)	E1061	perfil / HP310x125	0.0159	22.3	70	100	3	5123	208676867	76.9	30.1	5.0	241.7	80	4438				
Obra 11 (RJ)	E1062	perfil / HP310x125	0.0159	22.3	70	96	3	5123	208676867	77.6	31.0	0.0	248.7	80	4540	X	0.29	5.6	37
Obra 11 (RJ)	E1063	perfil / HP310x125	0.0159	22.5	70	32	4	5123	208676867	4.5	6.1	0.1	69.2	100	1216				
Obra 11 (RJ)	E1064	perfil / HP310x125	0.0159	22.5	70	66	4	5123	208676867	18.5	12.7	0.2	137.5	100	2440				
Obra 11 (RJ)	E1065	perfil / HP310x125	0.0159	22.5	70	97	4	5123	208676867	40.7	19.9	0.3	191.7	100	3612				
Obra 11 (RJ)	E1066	perfil / HP310x125	0.0159	22.5	70	91	4	5123	208676867	51.0	22.5	0.4	216.8	100	4077				
Obra 11 (RJ)	E1067	perfil / HP310x125	0.0159	22.5	70	84	4	5123	208676867	58.8	24.4	1.0	233.0	100	4436				
Obra 11 (RJ)	E1068	perfil / HP310x125	0.0159	22.5	70	94	4	5123	208676867	76.3	28.7	1.0	263.8	100	4960	X	0.19	1.2	34
Obra 11 (RJ)	E1069	perfil / HP310x125	0.0159	22.5	70	130	4	5123	208676867	18.2	12.9	0.1	128.9	100	2470				
Obra 11 (RJ)	E1070	perfil / HP310x125	0.0159	22.5	70	109	4	5123	208676867	30.4	17.6	0.2	172.3	100	3300				

Tabela 96: Registros dinâmicos analisados – estacas metálicas (continuação)

Obra	Nome do registro dinâmico	Seção / Dimensão principal	A (m ²)	L (m)	W (kN)	η (%) (*)	Id (dias)	c (m/s)	E (kN/m ²)	EMX (kN.m)	DMX (mm)	s (mm)	CSX (MPa)	BTA (%)	RMX (kN)	CAPWAP	Jc	C3 ponta (mm)	%RP (%)
Obra 11 (RJ)	E1071	perfil / HP310x125	0.0159	22.5	70	112	4	5123	208676867	47.2	22.3	0.3	209.2	100	4131				
Obra 11 (RJ)	E1072	perfil / HP310x125	0.0159	22.5	70	100	4	5123	208676867	55.8	24.3	0.4	224.3	100	4524				
Obra 11 (RJ)	E1073	perfil / HP310x125	0.0159	22.5	70	77	4	5123	208676867	54.0	23.9	1.0	222.2	100	4474				
Obra 11 (RJ)	E1074	perfil / HP310x125	0.0159	22.5	70	94	4	5123	208676867	65.4	26.5	1.0	240.8	100	4896				
Obra 11 (RJ)	E1075	perfil / HP310x125	0.0159	22.5	70	84	4	5123	208676867	70.7	27.8	1.0	248.8	100	4975				
Obra 11 (RJ)	E1076	perfil / HP310x125	0.0159	22.5	70	88	4	5123	208676867	71.2	28.7	1.0	250.8	100	4940	X	0.05	3.9	24
Obra 11 (RJ)	E1077	perfil / HP310x125	0.0159	22.9	70	89	3	5123	208676867	24.8	15.3	3.0	157.7	100	2907				
Obra 11 (RJ)	E1078	perfil / HP310x125	0.0159	22.9	70	96	3	5123	208676867	53.9	23.5	5.0	222.9	100	4064				
Obra 11 (RJ)	E1079	perfil / HP310x125	0.0159	22.9	70	87	3	5123	208676867	60.8	25.2	7.0	246.3	100	4574				
Obra 11 (RJ)	E1080	perfil / HP310x125	0.0159	22.9	70	79	3	5123	208676867	64.0	26.4	0.0	256.0	100	4800	X	0.02	1.0	44
Obra 11 (RJ)	E1081	perfil / HP310x125	0.0159	23.0	70	96	1	5123	208676867	13.5	11.6	0.1	107.6	100	1975				
Obra 11 (RJ)	E1082	perfil / HP310x125	0.0159	23.0	70	58	10	5123	208676867	20.2	14.2	2.0	123.1	100	2299				
Obra 11 (RJ)	E1083	perfil / HP310x125	0.0159	23.0	70	87	1	5123	208676867	24.4	16.0	0.2	142.0	100	2684				
Obra 11 (RJ)	E1084	perfil / HP310x125	0.0159	23.0	70	82	10	5123	208676867	45.8	22.0	3.0	186.6	100	3628				
Obra 11 (RJ)	E1085	perfil / HP310x125	0.0159	23.0	70	125	1	5123	208676867	52.5	24.0	0.3	204.8	100	3959				
Obra 11 (RJ)	E1086	perfil / HP310x125	0.0159	23.0	70	92	10	5123	208676867	64.3	26.7	5.0	222.0	100	4301				
Obra 11 (RJ)	E1087	perfil / HP310x125	0.0159	23.0	70	114	1	5123	208676867	63.9	26.9	0.4	223.4	100	4309				
Obra 11 (RJ)	E1088	perfil / HP310x125	0.0159	23.0	70	91	10	5123	208676867	73.8	29.0	0.0	242.7	100	4700	X	0.13	3.3	44
Obra 11 (RJ)	E1089	perfil / HP310x125	0.0159	23.0	70	110	1	5123	208676867	74.2	29.9	2.0	241.2	100	4680	X	0.06	4.3	65
Obra 11 (RJ)	E1090	perfil / HP310x125	0.0159	23.2	70	111	4	5123	208676867	15.5	11.4	0.1	120.5	100	2463				
Obra 11 (RJ)	E1091	perfil / HP310x125	0.0159	23.2	70	127	4	5123	208676867	35.4	18.0	0.1	185.9	100	3739				
Obra 11 (RJ)	E1092	perfil / HP310x125	0.0159	23.2	70	118	4	5123	208676867	49.4	21.8	0.1	219.4	100	4395				
Obra 11 (RJ)	E1093	perfil / HP310x125	0.0159	23.2	70	103	4	5123	208676867	57.6	23.9	0.1	236.6	100	4727				

Tabela 97: Registros dinâmicos analisados – estacas metálicas (continuação)

Obra	Nome do registro dinâmico	Seção / Dimensão principal	A (m ²)	L (m)	W (kN)	η (%) (*)	Id (dias)	c (m/s)	E (kN/m ²)	EMX (kN.m)	DMX (mm)	s (mm)	CSX (MPa)	BTA (%)	RMX (kN)	CAPWAP	Jc	C3 ponta (mm)	%RP (%)
Obra 11 (RJ)	E1094	perfil / HP310x125	0.0159	23.2	70	96	4	5123	208676867	65.1	26.1	0.0	252.5	100	5000	X	0.01	1.2	41
Obra 11 (RJ)	E1095	perfil / HP310x125	0.0159	23.2	70	86	4	5123	208676867	71.9	27.4	1.0	249.3	100	4869				
Obra 11 (RJ)	E1096	perfil / HP310x125	0.0159	23.2	70	92	4	5123	208676867	76.9	28.5	2.0	249.8	100	4794				
Obra 12 (MA)	E1097	perfil / HP310x125	0.0159	32.6	50	100	14	5123	208676867	58.9	26.6	0.0	226.9	62	3250	X	0.72	3.5	55
Obra 12 (MA)	E1098	perfil / HP310x125	0.0159	34.1	50	93	4	5123	208676867	50.5	25.0	0.0	200.0	78	3150	X	0.76	2.2	51
Obra 12 (MA)	E1099	perfil / HP310x125	0.0159	34.5	50	102	10	5123	208676867	54.0	27.8	0.0	187.9	86	3320	X	0.66	1.0	23
Obra 12 (MA)	E1100	perfil / HP310x125	0.0159	35.3	50	109	3	5123	208676867	54.5	28.2	0.5	203.6	80	3370	X	0.65	4.7	18
Obra 12 (MA)	E1101	perfil / HP310x125	0.0159	35.8	50	83	23	5123	208676867	49.5	28.6	0.0	185.1	80	3150	X	0.75	2.2	34
Obra 12 (MA)	E1102	perfil / HP310x125	0.0159	44.6	50	55	1	5123	208676867	30.0	19.9	1.0	147.0	64	3049	X	0.35	1.0	33
Obra 12 (MA)	E1103	perfil / HP310x125	0.0159	53.2	50	103	0	5123	208676867	50.9	27.4	0.1	176.3	86	3040	X	0.37	2.7	40
Obra 13 (RJ)	E1104	trilho / TR 68	0.0086	23.0	50	55	13	5150	210920000	8.2	13.0	0.0	119.0	100	1030				
Obra 13 (RJ)	E1105	trilho / TR 68	0.0086	23.0	50	71	13	5150	210920000	14.1	17.0	0.0	155.3	100	1300				
Obra 13 (RJ)	E1106	trilho / TR 68	0.0086	23.0	50	71	13	5150	210920000	17.8	20.0	0.0	156.2	100	1350				
Obra 13 (RJ)	E1107	trilho / TR 68	0.0086	23.0	50	68	13	5150	210920000	20.4	22.0	4.0	152.7	100	1310				
Obra 13 (RJ)	E1108	trilho / TR 68	0.0086	23.0	50	56	13	5150	210920000	19.5	22.0	5.0	147.3	100	1260	X	0.61		33
Obra 13 (RJ)	E1109	trilho / TR 68	0.0086	23.2	50	58	13	5150	210920000	5.8	11.0	0.0	97.5	100	910				
Obra 13 (RJ)	E1110	trilho / TR 68	0.0086	23.2	50	51	13	5150	210920000	7.6	13.0	0.0	112.3	100	1040				
Obra 13 (RJ)	E1111	trilho / TR 68	0.0086	23.2	50	45	13	5150	210920000	9.0	15.0	0.0	124.2	100	1120				
Obra 13 (RJ)	E1112	trilho / TR 68	0.0086	23.2	50	105	13	5150	210920000	26.2	25.0	0.0	202.0	100	1720	X	0.59		25
Obra 14 (SC)	E1113	perfil / W250x25	0.0033	34.0	31	57		5123	208676867	21.6	38.0	0.5	280.6	100	899	X		1.0	25
Obra 14 (SC)	E1114	perfil / W250x25	0.0033	35.7	31	48		5123	208676867	6.3	18.3	0.5	165.4	100	554	X		1.0	3
Obra 14 (SC)	E1115	perfil / W250x25	0.0033	40.9	31	53		5123	208676867	19.8	38.8	0.5	259.4	100	827	X		1.1	17
Obra 14 (SC)	E1116	perfil / W250x25	0.0033	41.0	31	59	4	5123	208676867	14.6	33.6	0.5	231.6	100	753	X		1.5	21

Tabela 98: Registros dinâmicos analisados – estacas metálicas (continuação)

Obra	Nome do registro dinâmico	Seção / Dimensão principal	A (m ²)	L (m)	W (kN)	η (%) (*)	Id (dias)	c (m/s)	E (kN/m ²)	EMX (kN.m)	DMX (mm)	s (mm)	CSX (MPa)	BTA (%)	RMX (kN)	CAPWAP	Jc	C3 ponta (mm)	%RP (%)
Obra 14 (SC)	E1117	perfil / W250x25	0.0033	41.2	31	59	7	5123	208676867	22.2	41.4	0.0	283.1	100	923	X	0.11	1.5	23
Obra 14 (SC)	E1118	perfil / W250x25	0.0033	41.5	31	56		5123	208676867	17.2	36.6	0.5	241.9	100	791	X	0.22	1.5	13
Obra 14 (SC)	E1119	perfil / W250x25	0.0033	41.5	31	58	3	5123	208676867	10.6	30.3	0.5	189.9	100	611	X		1.0	15
Obra 15 (MG)	E1120	tubular / 50.8	0.0149	9.5	60	59		5123	208676867	43.6	16.8	3.0			3200	X	0.49	7.3	48
Obra 15 (MG)	E1121	tubular / 50.8	0.0149	10.8	80	86		5123	208676867	69.9	21.5	7.0			4660	X	0.60	10.1	23
Obra 15 (MG)	E1122	tubular / 50.8	0.0149	11.1	80	73		5123	208676867	62.8	20.6	5.0			4570	X	0.57	8.0	23
Obra 15 (MG)	E1123	tubular / 50.8	0.0149	11.1	60	59		5123	208676867	40.7	16.6	3.0			3140	X	0.58	7.9	18
Obra 15 (MG)	E1124	tubular / 50.8	0.0149	11.3	60	71		5123	208676867	43.9	15.4	1.0			4100	X	0.57	3.6	38
Obra 15 (MG)	E1125	tubular / 50.8	0.0149	11.4	80	89		5123	208676867	41.1	14.8	3.0			4170	X	0.62	4.7	25
Obra 15 (MG)	E1126	tubular / 50.8	0.0149	11.4	80	81		5123	208676867	59.7	19.2	1.0			5220	X	0.40	4.4	26
Obra 15 (MG)	E1127	tubular / 50.8	0.0149	11.4	80	81		5123	208676867	59.7	19.2	1.0			5220	X	0.40	4.5	26
Obra 15 (MG)	E1128	tubular / 50.8	0.0149	11.5	80	68		5123	208676867	60.4	19.5	2.0			6200	X	0.70	1.0	29
Obra 15 (MG)	E1129	tubular / 50.8	0.0149	12.3	60	60		5123	208676867	43.1	16.9	2.0			3910	X	0.55	4.3	33
Obra 15 (MG)	E1130	tubular / 50.8	0.0149	12.6	60	54		5123	208676867	39.9	16.0	1.0			3900	X	0.48	4.7	29
Obra 15 (MG)	E1131	tubular / 50.8	0.0149	12.8	80	55		5123	208676867	50.4	17.8	2.0			4200	X	0.10	4.8	17
Obra 15 (MG)	E1132	tubular / 50.8	0.0149	13.2	100	58		5123	208676867	70.4	21.6	3.0			4730	X	0.70	3.8	36
Obra 15 (MG)	E1133	tubular / 50.8	0.0149	14.5	100	65		5123	208676867	75.9	27.2	5.0			3980	X	0.54	12.2	27
Obra 15 (MG)	E1134	tubular / 50.8	0.0149	14.8	80	70		5123	208676867	54.5	20.6	2.0			4060	X	0.59	4.6	25
Obra 15 (MG)	E1135	tubular / 50.8	0.0149	14.8	80	71		5123	208676867	67.7	24.2	1.5			4820	X	0.11	4.6	27
Obra 15 (MG)	E1136	tubular / 50.8	0.0149	14.8	80	71		5123	208676867	67.7	24.2	1.5			4830	X	0.11	4.6	27
Obra 15 (MG)	E1137	tubular / 50.8	0.0149	15.5	80	92		5123	208676867	85.7	25.8	5.0			4850	X	0.53	2.9	28
Obra 15 (MG)	E1138	tubular / 50.8	0.0149	16.0	80	73		5123	208676867	56.0	21.3	3.0			3790	X	0.75	4.5	8
Obra 15 (MG)	E1139	tubular / 50.8	0.0149	16.2	80	79		5123	208676867	60.5	23.4	1.0			3950	X	0.70	3.9	19

Tabela 99: Registros dinâmicos analisados – estacas metálicas (continuação)

Obra	Nome do registro dinâmico	Seção / Dimensão principal	A (m ²)	L (m)	W (kN)	η (%) (*)	Id (dias)	c (m/s)	E (kN/m ²)	EMX (kN.m)	DMX (mm)	s (mm)	CSX (MPa)	BTA (%)	RMX (kN)	CAPWAP	Jc	C3 ponta (mm)	%RP (%)
Obra 15 (MG)	E1140	tubular / 50.8	0.0149	16.4	60	65		5123	208676867	50.9	17.8	2.0			4120	X	0.56	1.0	29
Obra 15 (MG)	E1141	tubular / 50.8	0.0149	16.5	80	62		5123	208676867	59.7	21.4	1.0			4250	X	0.47	1.8	18
Obra 15 (MG)	E1142	tubular / 50.8	0.0149	16.7	60	54		5123	208676867	38.7	17.0	1.0			3530	X	0.56	1.0	29
Obra 15 (MG)	E1143	tubular / 50.8	0.0149	16.7	100	71		5123	208676867	82.1	27.5	2.0			4720	X	0.54	1.0	19
Obra 15 (MG)	E1144	tubular / 50.8	0.0149	16.7	80	89		5123	208676867	82.5	24.7	2.0			5560	X	0.08	1.7	10
Obra 15 (MG)	E1145	tubular / 50.8	0.0149	16.9	60	53		5123	208676867	38.1	15.8	1.0			3450	X	0.57	3.5	19
Obra 15 (MG)	E1146	tubular / 50.8	0.0149	16.9	60	53		5123	208676867	38.1	15.8	1.0			3450	X	0.57	3.5	19
Obra 15 (MG)	E1147	tubular / 50.8	0.0149	17.1	60	66		5123	208676867	46.9	19.1	1.0			3910	X	0.57	1.1	18
Obra 15 (MG)	E1148	tubular / 50.8	0.0149	18.0	100	68		5123	208676867	78.1	26.0	2.0			4800	X	0.50	2.4	20
Obra 15 (MG)	E1149	tubular / 50.8	0.0149	18.1	80	75		5123	208676867	80.4	23.0	2.0			4970	X	0.64	2.1	44
Obra 15 (MG)	E1150	tubular / 50.8	0.0149	18.1	80	71		5123	208676867	69.3	24.8	6.0			3800	X	0.53	6.2	19
Obra 15 (MG)	E1151	tubular / 50.8	0.0149	18.2	80	62		5123	208676867	60.9	21.6	1.0			4130	X	0.50	1.0	36
Obra 15 (MG)	E1152	tubular / 50.8	0.0149	18.3	100	62		5123	208676867	72.2	25.4	2.0			4540	X	0.49	2.5	21
Obra 15 (MG)	E1153	tubular / 50.8	0.0149	19.1	80	89		5123	208676867	82.5	24.7	2.0			5560	X	0.08	1.7	10
Obra 15 (MG)	E1154	tubular / 61	0.0179	19.1	45	48		5123	208676867	127.0	31.1	6.0			4670	X	0.77	5.8	23
Obra 15 (MG)	E1155	tubular / 61	0.0179	20.0	45	57		5123	208676867	102.4	24.7	7.0			5080	X	0.68	8.1	26
Obra 15 (MG)	E1156	tubular / 35.6	0.0137	20.3	45	62		5123	208676867	112.0	36.2	6.0			4150	X	0.60	12.7	25
Obra 15 (MG)	E1157	tubular / 50.8	0.0149	20.6	80	87		5123	208676867	76.0	24.6	1.0			4960	X	0.34	1.0	16
Obra 15 (MG)	E1158	tubular / 50.8	0.0149	21.5	100	81		5123	208676867	96.6	31.7	3.0			4530	X	0.58	5.5	28
Obra 15 (MG)	E1159	tubular / 50.8	0.0149	21.6	100	85		5123	208676867	101.0	32.6	1.0			4820	X	0.52	6.2	31
Obra 15 (MG)	E1160	tubular / 50.8	0.0149	21.9	100	75		5123	208676867	74.7	26.2	1.0			4680	X	0.45	1.4	25
Obra 15 (MG)	E1161	tubular / 50.8	0.0149	22.0	100	89		5123	208676867	70.8	23.5	2.0			4410	X	0.50	3.8	15
Obra 15 (MG)	E1162	tubular / 50.8	0.0149	22.1	60	66		5123	208676867	47.7	19.5	1.0			4120	X	0.41	1.0	15

Tabela 100: Registros dinâmicos analisados – estacas metálicas (continuação)

Obra	Nome do registro dinâmico	Seção / Dimensão principal	A (m ²)	L (m)	W (kN)	η (%) (*)	Id (dias)	c (m/s)	E (kN/m ²)	EMX (kN.m)	DMX (mm)	s (mm)	CSX (MPa)	BTA (%)	RMX (kN)	CAPWAP	Jc	C3 ponta (mm)	%RP (%)
Obra 15 (MG)	E1163	tubular / 50.8	0.0149	22.1	60	66		5123	208676867	47.7	19.5	1.0			4120	X	0.41	1.0	15
Obra 15 (MG)	E1164	tubular / 50.8	0.0149	22.1	100	84		5123	208676867	98.8	33.7	6.0			4350	X	0.63	4.0	32
Obra 15 (MG)	E1165	tubular / 50.8	0.0149	22.3	100	65		5123	208676867	74.8	27.2	3.0			3900	X	0.65	7.0	29
Obra 15 (MG)	E1166	tubular / 50.8	0.0149	22.8	80	86		5123	208676867	81.4	28.4	2.0			5190	X	0.22	0.3	14
Obra 15 (MG)	E1167	tubular / 50.8	0.0149	22.8	60	24		5123	208676867	17.2	9.6	0.0			2920	X	0.20	0.8	6
Obra 15 (MG)	E1168	tubular / 50.8	0.0149	23.1	80	92		5123	208676867	88.0	27.6	1.0			5000	X	0.44	0.2	10
Obra 15 (MG)	E1169	tubular / 50.8	0.0149	23.2	80	95		5123	208676867	93.3	26.8	2.0			5300	X	0.44	1.0	14
Obra 15 (MG)	E1170	tubular / 35.6	0.0137	23.6	45	67		5123	208676867	101.9	31.2	5.0			4800	X	0.68	1.0	31
Obra 15 (MG)	E1171	tubular / 50.8	0.0149	26.9	100	80		5123	208676867	93.5	30.8	3.0			4310	X	0.62	1.1	15
Obra 15 (MG)	E1172	tubular / 50.8	0.0149	27.0	100	88		5123	208676867	85.1	30.4	2.0			4050	X	0.58	1.5	14
Obra 15 (MG)	E1173	tubular / 50.8	0.0149	29.7	60	25		5123	208676867	17.3	11.7	1.0			2450	X	0.46	1.0	15

ANEXO B – SONDAGENS TÍPICAS

Neste anexo estão apresentadas as sondagens típicas, representativas de cada obra. Elas estão numeradas no padrão “SPT **A.B**”, sendo **A** o número da obra e **B** o número da sondagem referente à essa mesma obra.

Para as obras 4 e 15 há mais de uma sondagem típica, podendo assim caracteriza-las mais adequadamente em função da alta variabilidade de perfis de subsolo. Não foi possível obter boletins de sondagem das obras 3 e 10.

- **OBRA 1:**

SPT 1.1 - (Obra 1)		
Amostra	N _{SPT}	Profundidade das camadas e classificação do solo
1	8	0,00m
2	8	(N.A.=2,25m de prof.)
3	7	
4	3	Aterro de argila arenosa média, marrom e vermelho
5	5	
6	5	
7	4	6,50m
8	2	
9	2	Argila orgânica muito mole, plástica, cinza escura
10	2	
11	2	10,80m
12	20	
13	18	12,70m Argila arenosa rija, cinza
14	14	
15	15	
16	16	
17	24	Areia média a grossa, cinza
18	24	
19	20	
20	22	19,70m
21	24	20,90m Silte argiloso médio, cinza escuro
22	37	
23	80	22,91m Silte arenoso muito compacto, cinza
Impenetrável à percussão		

- OBRA 2:

SPT 2.1 - (Obra 2)		
Amostra	N _{SPT}	Profundidade das camadas e classificação do solo
1	9	0,00m
2	16	(N.A.=2,51m de prof.)
3	13	Aterro de argila arenosa, marrom avermelhado
4	10	
5	7	
6	4	5,60m
7	2	Argila orgânica muito mole a mole, cinza escura
8	2	
9	2	
10	5	Argila mole a rija, cinza
11	6	
12	11	
13	10	
14	23	Areia compacta, cinza
15	22	
16	23	
17	26	Argila dura, cinza
18	26	
19	27	
20	21	Silte argiloso duro, cinza escuro
21	30	
22	37	
Impenetrável à percussão		

- **OBRA 3:**

Não foi possível obter sondagens para essa obra.

- **OBRA 4:**

SPT 4.1 - (Obra 4)			
Amostra	N_{SPT}	Profundidade das camadas e classificação do solo	
1	5	0,00m	(N.A.=1,03m de prof.)
2	3		
3	2		Aterro de silte argiloso, marrom avermelhado
4	2		
5	3	4,70m	
6	1		
7	1		
8	1		
9	1		Argila orgânica muito mole, cinza escura
10	1		
11	1		
12	1	11,90m	
13	11		
14	13		Argila orgânica rija, cinza escura
15	14	14,70m	
16	15		
17	15		Areia medianamente compacta, cinza
18	16	17,80m	
19	10		
20	17		
21	25		Silte argiloso médio a duro, cinza
22	62	21,20m	
Impenetrável à percussão			

SPT 4.2 - (Obra 4)

Amostra	N_{SPT}	Profundidade das camadas e classificação do solo	
1	7	0,00m	(N.A.=0,70m de prof.)
2	7		Aterro de silte argiloso, vermelho
3	8	2,98m	
4	1		
5	1		
6	1		
7	1		
8	1		Argila orgânica muito mole, cinza escura
9	1		
10	1		
11	1		
12	1		
13	1	12,50m	
14	11		
15	12		Areia medianamente compacta, cinza
16	13	15,80m	
17	14		
18	14		
19	14		Silte argiloso rijo a duro, cinza
20	15		
21	20		
22	22	21,70m	
23	44		
24	52		Silte arenoso compacto, cinza
25	56		
26	54	25,40m	
Impenetrável à percussão			

- OBRA 5:

SPT 5.1 - (Obra 5)		
Amostra	N _{SPT}	Profundidade das camadas e classificação do solo
1	11	0,00m
2	16	
3	9	Aterro de silte arenoso, marrom e vermelho
4	18	(N.A.=4,96m de prof.)
5	13	
6	2	5,90m
7	1	
8	1	
9	1	
10	1	
11	1	Argila orgânica muito mole a média, cinza escura
12	1	
13	1	
14	1	
15	1	
16	7	15,70m
17	11	
18	18	
19	26	
20	26	
21	23	Areia compacta a muito compacta, cinza
22	22	
23	28	
24	59	23,70m
Impenetrável à percussão		

- OBRA 6:

SPT 6.1 - (Obra 6)		
Amostra	N _{SPT}	Profundidade das camadas e classificação do solo
1	5	0,00m
2	9	
3	4	
4	5	(N.A.=4,20m de prof.)
5	3	
6	4	
7	7	
8	9	
9	7	
10	8	
11	10	Argila arenosa mole a dura, roxa e cinza
12	10	
13	10	
14	11	
15	32	
16	29	
17	13	
18	15	
19	34	
20	32	
21	35	20,45m
Paralisado a pedido do contratante		

- OBRA 7:

SPT 7.1 - (Obra 7)			
Amostra	N_{SPT}	Profundidade das camadas e classificação do solo	
1	4	0,00m	
2	4		Argila arenosa mole a dura, roxa e cinza
3	6	2,50m	(N.A.=3,15m de prof.)
4	4		
5	8		Areia fofa a pouco compacta, cinza e amarela
6	9	5,90m	
7	12		
8	12		
9	22		
10	9		Argila arenosa mole a dura, roxa e cinza
11	11		
12	10		
13	23		
14	19	13,80m	
15	14		Areia medianamente compacta a compacta, cinza
16	22		
17	24	16,70m	
18	32		
19	35		Argila arenosa mole a dura, roxa e cinza
20	38	19,45m	
Paralisado a pedido do contratante			

- OBRA 8:

SPT 8.1 - (Obra 8)		
Amostra	N _{SPT}	Profundidade das camadas e classificação do solo
1	4	0,00m
2	6	Argila areno-siltosa, marrom e amarelada
3	2	
4	1	
5	2	3,50m
6	2	
7	7	6,00m
8	7	
9	8	8,00m
10	12	
11	14	Argila siltosa, roxa e amarela
12	13	
13	12	Areia argilosa média, vermelha clara (N.A.=12,00m de prof.)
14	13	
15	14	14,00m
16	12	15,00m
17	12	
18	13	Argila siltosa, roxa e amarela
19	12	
20	14	Areia argilosa, vermelha e amarela
21	12	
22	13	11
23	19	
24	13	12
25	11	
26	12	14
27	14	
28	24	20
29	36	
30	20	33,00m
31	18	
32	20	35,00m
33	20	
34	22	Argila siltosa, roxa e amarela
35	50	

36	33		
37	31		
38	32		Areia argilosa, roxa e cinza clara
39	24	39,00m	
40	34	40,45m	Argila siltosa, roxa e amarela
Sondagem paralisada a pedido do contratante			

- **OBRA 9:**

SPT 9.1 - (Obra 9)

Amostra	N _{SPT}	Profundidade das camadas e classificação do solo	
1	2	0,00m	(N.A.=1,00m de prof.)
2	3		Argila arenosa, cinza clara e marrom
3	3	2,50m	
4	1		
5	1		
6	1		Argila organica com silte, cinza escura e cinza clara
7	2		
8	2		
9	6	8,50m	
10	22		
11	22		Argila siltosa, cinza clara e amarela
12	22	12,00m	
13	18		
14	23		Areia, cinza clara
15	26	15,00m	
16	28		
17	31		
18	37		
19	46		Argila siltosa, cinza esverdeada e amarela
20	48		
21	49		
22	72	22,00m	
Impenetrável à percussão			

- **OBRA 10:**

Não foi possível obter sondagens para essa obra.

- **OBRA 11:**

SPT 11.1 - (Obra 11)		
Amostra	N_{SPT}	Profundidade das camadas e classificação do solo
1	9	0,00m
2	7	(N.A.=2,56m de prof.)
3	8	Aterro de silte argiloso, marrom
4	8	
5	5	4,60m
6	1	
7	2	
8	1	Argila orgânica muito mole, cinza escura
9	2	
10	1	9,50m
11	5	
12	6	11,60m Argila mole a média, cinza
13	20	
14	33	
15	30	
16	33	Areia compacta a muito compacta, cinza
17	41	
18	38	
19	35	19,00m
20	22	
21	27	
22	49	Silte arenoso muito compacto, cinza escuro
23	55	
24	63	23,30m
Impenetrável à percussão		

- OBRA 12:

SPT 12.1 - (Obra 12)			
Amostra	N_{SPT}	Profundidade das camadas e classificação do solo	
1	5	0,00m	
2	7		Aterro de areia siltosa
3	5	2,30m	
4	7		
5	13		
6	7		Silte argiloso
7	15		
8	19	7,10m	
9	21		
10	9		
11	13		
12	16		
13	20		
14	23		Areia siltosa
15	11		
16	14		
17	10		
18	13		
19	18		
20	23		
21	24	20,65m	
22	24		
23	19		Argila siltosa
24	14	23,80m	(N.A.=23,91m de prof.)
25	15	24,80m	Areia argilosa
26	9	25,60m	Silte argiloso
27	11		
28	8	27,40m	Areia siltosa
29	1		
30	1		Argila siltosa
31	1	30,50m	
32	20		
33	35		Areia argilosa
34	63	33,30m	
Sondagem paralisada a pedido do contratante			

- OBRA 13:

SPT 13.1 - (Obra 13)		
Amostra	N _{SPT}	Profundidade das camadas e classificação do solo
1	6	0,00m
2	10	(N.A.=2,52m de prof.)
3	7	Aterro de silte argiloso, marrom
4	6	
5	6	4,30m
6	2	
7	2	Argila orgânica muito mole, cinza escuro
8	2	
9	2	8,60m
10	4	
11	5	Argila cinza, mole a média
12	6	11,90m
13	24	
14	36	
15	30	
16	37	Areia compacta a muito compacta, cinza
17	53	
18	44	
19	28	18,90m
20	20	
21	22	
22	23	Silte arenoso compacto a muito compacto, cinza escuro
23	52	
24	56	23,90m
Impenetrável à percussão		

- OBRA 14:

SPT 14.1 - (Obra 14)			
Amostra	N_{SPT}	Profundidade das camadas e classificação do solo	
1	3	0,00m	(N.A.=1,30m de prof.)
2	5	1,90m	Aterro de silte arenoso, variegado
3	2		
4	2		Argila muito mole, cinza escura
5	2		
6	2		
7	2	6,70m	
8	9		Areia medianamente compacta, cinza escura
9	5	8,60m	
10	2		
11	2		Argila muito mole, cinza escura
12	2	12,00m	
13	15		
14	25		
15	22		Areia, cinza escura
16	22	16,00m	
17	6	17,60m	Areia fofa, cinza escura
18	2		
19	2		
20	2		
21	2		
22	2		
23	2		
24	2		
25	2		
26	2		
27	2		Argila muito mole, cinza escura
28	2		
29	2		
30	2		
31	2		
32	2		
33	2		
34	2		
35	2		

36	2		
37	2		Argila muito mole, cinza escura
38	2	37,70m	
<hr/>			
39	33		
40	36		
41	45		Areia compacta a muito compacta, cinza
42	25		
43	42	42,45m	
<hr/>			
Impenetrável à percussão			
<hr/>			

- OBRA 15:

SPT 15.1 - (Obra 15)

Amostra	N _{SPT}	Profundidade das camadas e classificação do solo
1	12	0,00m
2	15	Silte arenoso medianamente compacto, verde acinzentado
3	13	
4	18	
5	15	
6	16	Areia siltosa medianamente compacta a muito compacta, verde acinzentado
7	14	
8	14	
9	29	(N.A.=8,60m de prof.)
10	27	
11	25	
12	58	11,30m
Impenetrável à percussão		

SPT 15.2 - (Obra 15)

Amostra	N _{SPT}	Profundidade das camadas e classificação do solo
1	4	0,00m
2	5	Argila siltosa mole a média, vermelha escura
3	6	
4	6	3,45m
5	7	Silte argiloso pouco compacto, vermelho
6	6	
7	6	Silte arenoso pouco compacto a medianamente compacto, marrom claro
8	7	
9	8	
10	7	
11	8	
12	10	11,45m
13	22	Silte arenoso compacto a muito compacto, cinza amarelado
14	23	
15	26	
16	43	16,20m
Impenetrável à percussão		

SPT 15.3 - (Obra 15)		
Amostra	N_{SPT}	Profundidade das camadas e classificação do solo
1	5	0,00m
2	4	
3	8	
4	7	Silte argiloso mole à médio, avermelhado
5	9	(N.A.=5,20m de prof.)
6	6	
7	7	7,00m
8	8	
9	9	
10	9	Argila arenosa, média à rija, cinza escura
11	8	
12	11	
13	16	13,00m
14	19	
15	25	
16	27	
17	23	
18	25	Areia medianamente compacta à muito compacta, cinza esverdeada
19	23	
20	22	
21	14	
22	26	
23	53	22,75m
Impenetrável à percussão		

SPT 15.4 - (Obra 15)

Amostra	N_{SPT}	Profundidade das camadas / Classificação do solo
1	6	0,00m
2	5	
3	10	
4	6	
5	8	Silte argiloso, mole à rijo, marrom avermelhado
6	10	
7	12	
8	12	
9	13	
10	13	10,00m
11	14	
12	15	
13	15	
14	16	
15	14	
16	17	Silte arenoso, medianamente compacto à compacto, marrom avermelhado
17	17	
18	18	
19	12	
20	17	
21	20	
22	17	22,00m
23	19	
24	18	
25	22	
26	19	Silte arenoso, medianamente compacto à compacto, marrom amarelado
27	18	
28	20	
29	49	28,40m
Impenetrável à percussão		
