

**UNIVERSIDADE ESTADUAL DE MARINGÁ**  
**CENTRO DE TECNOLOGIA**  
**DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**  
**PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL – Mestrado**

**GABRIEL TRINDADE CAVIGLIONE**

**INTERPRETAÇÃO DE PROVAS DE CARGA ESTÁTICA EM ESTACAS  
ESCAVADAS USANDO MODELOS DE TRANSFERÊNCIA DE CARGA**

MARINGÁ  
2018



**GABRIEL TRINDADE CAVIGLIONE**

**INTERPRETAÇÃO DE PROVAS DE CARGA ESTÁTICA EM ESTACAS  
ESCAVADAS USANDO MODELOS DE TRANSFERÊNCIA DE CARGA**

Dissertação apresentada como parte dos requisitos necessários para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil do Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Estadual de Maringá.

Orientador: Prof.<sup>(a)</sup>. Jeselay Hemetério Cordeiro dos Reis

MARINGÁ  
2018

**Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)**  
**(Biblioteca Central - UEM, Maringá, PR, Brasil)**

C382i Caviglione, Gabriel Trindade  
Interpretação de provas de carga estática em estacas escavadas usando modelos de transferência de carga / Gabriel Trindade Caviglione. -- Maringá, 2018.  
160 f. : il., color., figs., quadros, tabs.

Orientador(a): Prof. Dr. Jeselay Hemetério Cordeiro dos Reis.

Dissertação (mestrado) - Universidade Estadual de Maringá, Centro de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2018.

1. Interação estaca solo. 2. Transferência de carga. 3. Interpretação curva carga recalque. I. Reis, Jeselay Hemetério Cordeiro dos, orient. II. Universidade Estadual de Maringá. Centro de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. III. Título.

CDD 21.ed. 624.154

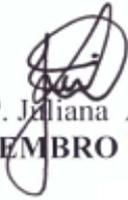
AHS-CRB 9/1065

# **GABRIEL TRINDADE CAVIGLIONE**

## **INTERPRETAÇÃO DE PROVAS DE CARG ESTÁTICA EM ESTACAS ESCAVADAS USANDO MODELOS DE TRANSFERÊNCIA DE CARGA**

Dissertação apresentada como parte dos requisitos necessários para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil do Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Estadual de Maringá.

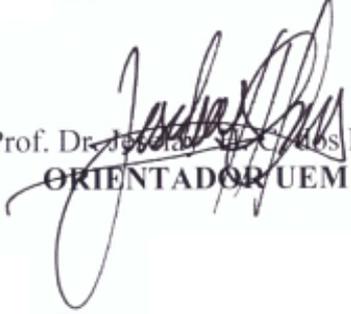
Aprovada em: 28/02/2018



Prof<sup>ª</sup>. Dr<sup>ª</sup>. Juliana A. Lukiantchuk  
**MEMBRO UEM**



Prof<sup>ª</sup>.Dr<sup>ª</sup>.Cristina de Hollanda C. Tsuha  
**MEMBRO EESC/USP**



Prof. Dr. João Carlos Reis  
**ORIENTADOR UEM**



## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço ao Deus Criador, por, de alguma forma ter me sustentado.

Aos meus pais por me acompanharem, me suportarem, física, financeira e emocionalmente. Agradeço à Silene Cunha Trindade Caviglione, minha mãe, por suportar minhas grosserias e me abençoar com seus conselhos. Ao meu pai, Dr. João Henrique Caviglione, agradeço pelas duras correções e pelas discussões.

À Julia, minha parceira que esteve ao meu lado, muitas vezes sem entender,

A Universidade Estadual de Maringá, agradeço pela formação acadêmica, ao CNPQ pela bolsa e ajuda financeira à pesquisa.

Ao meu orientador, Prof. Dr. Jeselay Hemetério Cordeiro dos Reis, pelas orientações técnicas, pelos conselhos profissionais e pessoais. Obrigado pela amizade, pelo animo nos momentos de dificuldade.

Ao Prof. Dr. Wilson Wesley Wutzon, pelas ajudas com a programação e pela rotina de solução do sistema linear.

Aos amigos e colegas do mestrado, em especial à Bruno Pavezi e à Carolina Furtado, pelos conselhos e encorajamentos, à Lucas Augusto Milani Lopes e à Nicolas Braun pelas risadas

À Cicilia Conceição de Maria e à Dirlene dos Santos Oliveira, responsáveis pelo setor do COMUT/UEM que, graças à boa vontade de Marcio Pascoal Cassandre e a da Universidad Nacional de la Plata (PREBI/UNLP), permitiram e providenciaram ao acesso a importantes documentos usados nessa dissertação, muitas vezes sem qualquer custo.

Aos professores, da Universidade Estadual de Londrina e do Colégio Londrinense, que me ensinaram as bases sobre as quais hoje posso construir conhecimento.

A coragem não vos salvará, mas lembrará que  
suas almas ainda vivem.

Bernard Shaw

## RESUMO

De acordo com a ABNT NBR 6122:2010, as provas de carga estáticas se constituem em uma importante ferramenta para garantia da qualidade em obras de fundação. Apesar disso, sua interpretação tem sido frequentemente relacionada somente à ruptura, e conseqüentemente, à determinação da capacidade de carga da estaca. No entanto, essa mesma norma preconiza a avaliação da segurança contra deslocamentos máximos, que impeçam o bom funcionamento da edificação (Estado Limite de Serviço), de modo que a interpretação adequada das provas de carga deve envolver o cálculo de recalques. Uma das principais dificuldades para cálculo de recalques em estacas consiste na determinação da distribuição de carga ao longo do fuste e também para a ponta. A forma de se quantificar essa distribuição consiste na execução de provas de carga instrumentadas. A realização de provas de carga instrumentadas permite um entendimento aprofundado das relações entre a forma da curva carga recalque e a curva de transferência de carga, cuja interpretação depende da interação solo estrutura na interface estaca-solo. Neste contexto, o presente trabalho apresenta a análise de 6 modelos de transferência de carga aplicados aos dados de 6 provas de carga em estacas escavadas (de grande diâmetro, hélice contínua e barrete). O estudo consistiu em análises numéricas utilizando-se o método de iterações sucessivas para consideração da não linearidade na interface estaca-solo. Foram simulados dois cenários, o primeiro denominado de análise indireta, no qual, a resistência lateral foi calculada usando métodos semi-empíricos com base nos ensaios de campo, e o segundo denominado de análise direta, no qual, a resistência lateral foi utilizada a partir dos resultados de provas de carga instrumentadas. Além disso, foram obtidas curvas de atrito-deslocamento na interface da estaca ao longo da profundidade (Curvas T-Z), possibilitando comparação com os resultados numéricos. As análises permitiram a comparação de diversos modelos de transferência de carga e influência de seus parâmetros, de modo que se verificou que cada função se adequa melhor a um tipo de solo/estaca, e no geral, pode-se dizer que a função exponencial foi a melhor correlação e que para a interpretação da transferência de carga em estacas é imprescindível a determinação da resistência lateral com precisão.

**Palavras-chave:** Interação Estaca Solo, Transferência de Carga. Interpretação Curva Carga Recalque.

## **ABSTRACT**

According to ABNT NBR 6122:2010, Static Load Test are an important tool to assure the quality of foundations structures. Even though, its interpretation has been frequently related only to failure load, and as consequence, on evaluation of pile load capacity. This same standard discusses about the evaluation of the security against maximus displacements, which can compromise the well working its edification (Serviceability Limit State), so the proper interpretation of Load Test should involve the evaluation of settlements. One of the main difficulties of pile's settlement evaluation is the determination of the load distribution through pile skin and point. This distribution can be evaluated by the instrumentation of Load Tests. The execution of Load Test in instrumented piles allows a deeper understanding of the relations between the shape of load settlement curve and load transfer curve, which interpretation depends on soils-structure interaction in pile-soil interface. On this background, the present work shows an analyze of 6 load transfer models applied to data of 6 Instrumented Load Test in bored piles (Large Diameter, Continuous Flight Auger and Clam – Shell). The study consists in numerical analyzes using the method of successive interactions to consider the non-linearity in pile-soil interface. Were simulated two scenarios, the first one called undirect analyze, in which, lateral resistance was calculated using semi-empirical methods based on field tests, and the second one called direct analyze, in which, lateral resistance was calculated from results from the own Instrumented Load Test. Were also obtained friction-displacement curves on soil-pile interface through al pile depth (T-Z Curves), allowing a comparison with the numerical results. The analyzes allowed a comparison between several load transfer models and its parameters influences, it was verified that each function fits better to one type of soil/pile, and in general, exponential function was the best fit and to load transfer in piles is essential to have a good precision on lateral resistance evaluation.

**Keywords:** Pile-Soil Interaction, Load Transfer, Load Settlement Curve Interpretation

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1–Transferência de Carga – Interação Solo Estrutura .....	18
Figura 2.2–Transferência de Carga na Estaca – Interação Estaca Solo .....	20
Figura 2.3 – Estaca Escavada e Desconfinamento.....	22
Figura 2.4 – Estaca Hélice Contínua e Desconfinamento .....	23
Figura 2.5 – Estaca Cravada e Confinamento .....	24
Figura 2.6 – Considerações de Mindlin e Geddes.....	24
Figura 2.7–Ábacos para cálculo de esforços no maciço de solo. ....	25
Figura 2.8–Curvas de Transferência de carga e Atrito Lateral.....	27
Figura 2.9–Transferência de Carga e Tempo .....	28
Figura 2.10–Modelagem de Randolph e Wroth.....	29
Figura 2.11 – Curva Carga Recalque .....	30
Figura 2.12 – Solicitação e resistência unitária, Massad (1991).....	31
Figura 2.13 – Modelos reológicos associados ao formato da curva carga recalque .....	33
Figura 2.14 – Curvas Carga Recalque e Estratigrafia.....	34
Figura 2.15 – Curvas Transferência de Carga, Resistência Lateral e Estratigrafia.....	35
Figura 2.16 – Tensões tangenciais $\tau(w, z)$ , conforme profundidade - Curvas T-Z.....	36
Figura 2.17 – Rp/R conforme comprimento .....	41
Figura 2.18 – Leis de Cambeftort (1964) .....	42
Figura 2.19–Modelo generalizado de Ni <i>et all</i> .....	43
Figura 2.20 – Modelo trilinear de Liu <i>et all</i> .....	44
Figura 2.21–Modelo de Park .....	44
Figura 2.22–Comportamento da Carga Recalque de Estacas em Modelo Físico.....	46
Figura 2.23 – Relação de Chin-Konder .....	48
Figura 2.24 – Técnicas de Simulação de não linearidades.....	55
Figura 3.1 – Modelo analítico e Fluxograma Simplificado.....	58
Figura 3.2 – Arquivo de saída e tratamento dos dados.....	59
Figura 3.3 – Elemento finito .....	60
Figura 3.4 – Não Linearidade Física – Iterações sucessivas .....	61
Figura 3.5 – Regra 06 .....	66
Figura 3.6 – Localização das Provas de Carga .....	67
Figura 3.7 – Quadro Resumo Provas de Carga .....	68
Figura 3.8 – Prova de Carga A-EGD.....	70
Figura 3.9 – Prova de Carga B-HCM.....	72
Figura 3.10 – Prova de Carga B-EGD .....	74
Figura 3.11 – Prova de Carga B-BAR .....	76
Figura 3.12 – Prova de Carga C-EGD.....	78
Figura 3.13 – Prova de Carga D-EDG.....	80
Figura 3.14 – Obtenção das Curvas t-z .....	81
Figura 4.1 – Extrapolação Gráfica – A-EGD.....	83
Figura 4.2 – Curva Carga Recalque – Atrito Estimado – A-EGD.....	85
Figura 4.3 – Curva de Transferência de Carga – Atrito Estimado – A-EGD .....	86
Figura 4.4 – Curva Carga Recalque – Atrito Experimental – A-EGD.....	87
Figura 4.5 – Curva de Transferência de Carga– Atrito Experimental – A-EGD .....	88
Figura 4.6 – Curva de TZ– Atrito Experimental – A-EGD.....	89
Figura 4.7 – Razão entre Carga Mobilizada de Ponta e Resistência – A-EGD .....	91
Figura 4.8 – Extrapolação Gráfica – B-HCM.....	92
Figura 4.9 – Curva Carga Recalque – Atrito Estimado – B-HCM.....	93

<b>Figura 4.10 – Curva de Transferência de Carga – Atrito Estimado – B-HCM.....</b>	<b>94</b>
<b>Figura 4.11 – Curva Carga Recalque – Atrito Experimental – B-HCM.....</b>	<b>96</b>
<b>Figura 4.12 – Curva de Transferência de Carga – Atrito Experimental – B-HCM.....</b>	<b>97</b>
<b>Figura 4.13 – Curva de TZ– Atrito Experimental – B-HCM.....</b>	<b>98</b>
<b>Figura 4.14 – Razão entre Carga Mobilizada de Ponta e Resistência – B-HCM .....</b>	<b>99</b>
<b>Figura 4.15 – Extrapolação Gráfica – B-EGD .....</b>	<b>100</b>
<b>Figura 4.16 – Curva Carga Recalque – Atrito Estimado – B-EGD .....</b>	<b>101</b>
<b>Figura 4.17 – Curva de Transferência de Carga – Atrito Estimado – B-EGD.....</b>	<b>102</b>
<b>Figura 4.18 – Curva Carga Recalque – Atrito Experimental – B-EGD.....</b>	<b>104</b>
<b>Figura 4.19 – Curva de Transferência de Carga – Atrito Experimental – B-EGD.....</b>	<b>105</b>
<b>Figura 4.20 – Curva de TZ– Atrito Experimental – B-EGD.....</b>	<b>106</b>
<b>Figura 4.21 – Razão entre Carga Mobilizada de Ponta e Resistência – B-EGD .....</b>	<b>107</b>
<b>Figura 4.22 – Extrapolação Gráfica – B-BAR .....</b>	<b>108</b>
<b>Figura 4.23 – Curva Carga Recalque – Atrito Estimado – B-BAR .....</b>	<b>109</b>
<b>Figura 4.24 – Curva de Transferência de Carga – Atrito Estimado – B-BAR.....</b>	<b>110</b>
<b>Figura 4.25 – Curva Carga Recalque – Atrito Experimental – B-BAR.....</b>	<b>111</b>
<b>Figura 4.26 – Curva de Transferência de Carga – Atrito Experimental – B-BAR.....</b>	<b>112</b>
<b>Figura 4.27 – Curva de TZ– Atrito Experimental – B-BAR.....</b>	<b>113</b>
<b>Figura 4.28 – Razão entre Carga Mobilizada de Ponta e Resistência – B-BAR.....</b>	<b>114</b>
<b>Figura 4.29 – Extrapolação Gráfica – C-EGD.....</b>	<b>115</b>
<b>Figura 4.30 – Curva Carga Recalque – Atrito Estimado – C-EGD.....</b>	<b>117</b>
<b>Figura 4.31 – Curva de Transferência de Carga – Atrito Estimado – C-EGD .....</b>	<b>118</b>
<b>Figura 4.32 – Curva Carga Recalque – Atrito Experimental – C-EGD.....</b>	<b>120</b>
<b>Figura 4.33 – Curva de Transferência de Carga – Atrito Experimental – C-EGD .....</b>	<b>121</b>
<b>Figura 4.34 – Curva de TZ– Atrito Experimental – C-EGD.....</b>	<b>122</b>
<b>Figura 4.35 – Razão entre Carga Mobilizada de Ponta e Resistência – C-EGD .....</b>	<b>124</b>
<b>Figura 4.36 – Extrapolação Gráfica – D-EGD.....</b>	<b>125</b>
<b>Figura 4.37 – Curva Carga Recalque – Atrito Estimado– D-EGD.....</b>	<b>127</b>
<b>Figura 4.38 – Curva de Transferência de Carga – Atrito Estimado – D-EGD .....</b>	<b>128</b>
<b>Figura 4.39 – Curva Carga Recalque – Atrito Experimental – D-EGD.....</b>	<b>130</b>
<b>Figura 4.40 – Curva de Transferência de Carga – Atrito Experimental – D-EGD .....</b>	<b>131</b>
<b>Figura 4.41 – Curva de TZ– Atrito Experimental – D-EGD.....</b>	<b>132</b>
<b>Figura 4.42 – Razão entre Carga Mobilizada de Ponta e Resistência – D-EGD .....</b>	<b>133</b>
<b>Figura 4.43 – Razão entre Carga Mobilizada de Ponta e Resistência – TODOS .....</b>	<b>135</b>
<b>Figura 5.1 – Fluxograma Completo .....</b>	<b>148</b>
<b>Figura 5.2 – CÓDIGO – Declaração de variáveis .....</b>	<b>149</b>
<b>Figura 5.3 – CÓDIGO – Entrada de Dados .....</b>	<b>150</b>
<b>Figura 5.4 – CÓDIGO – Matriz de Rigidez – Parte01 .....</b>	<b>151</b>
<b>Figura 5.5 – CÓDIGO – Matriz de Rigidez – Parte02 .....</b>	<b>152</b>
<b>Figura 5.6 – CÓDIGO – Processo iterativo.....</b>	<b>153</b>
<b>Figura 5.7 – CÓDIGO – Estágios de Carregamento.....</b>	<b>153</b>
<b>Figura 5.8 – CÓDIGO – Regras Transferência de Carga – Parte01 .....</b>	<b>154</b>
<b>Figura 5.9 – CÓDIGO – Regras Transferência de Carga – Parte02.....</b>	<b>155</b>
<b>Figura 5.10 – CÓDIGO – Regras Transferência de Carga – Parte03 .....</b>	<b>156</b>
<b>Figura 5.11 – CÓDIGO – Exportação Resultado, Curva Carga Recalque.....</b>	<b>157</b>
<b>Figura 5.12 – Dados de Entrada e Interface Gráfica .....</b>	<b>158</b>
<b>Figura 5.13 – Figura saída – Curva Carga Recalque.....</b>	<b>159</b>

## LISTA DE SÍMBOLOS

$A$	Área
$U$	Perímetro
$L$	Comprimento
$D$	Diâmetro
$w$	Recalque
$w_C$	Recalque na Cabeça da Estaca
$w_E$	Recalque Relativo ao Encurtamento Elástico da Estaca
$w_{EP}$	Recalque Relativo ao Encurtamento Elástico da Estaca até p Ponto P de Interesse
$w_P$	Recalque em um Ponto P de Interesse
$w_{PP}$	Recalque da Ponta Relativo a Carga da Ponta
$w_{PL}$	Recalque da Ponta Relativo ao Atrito Lateral
$w_u$	Recalque último
$\Delta w$	Recalque de ruptura convencional
$\tau_L$	Atrito Lateral Unitário Mobilizado.
$AT_p$	Atrito Lateral Mobilizado
$r_L$	Resistência Lateral Unitária.
$\bar{r}_L$	Resistência Lateral Unitária média
$R_L$	Resistência Lateral
$\sigma_P$	Carga de Ponta Unitária Mobilizada
$Q_P$	Carga de Ponta Mobilizada
$r_P$	Resistência de Ponta Unitária
$R_P$	Resistência de Ponta
$R$	Resistência total da estaca, ou Carga de Ruptura
$RT$	Razão de Transferência de Carga
$Q(z)$	Curva de Transferência de Carga
$P(w)$	Curva Carga Recalque
$\tau(w, z)$	Curvas T-Z, Atrito Lateral Unitário por Deslocamento, na Profundidade z
$\chi_1, \chi_2$	Parâmetros de Transferência de Carga
$c1, c2$	Parâmetros geométricos da Curva Carga Recalque
$\alpha, \beta$	Parâmetros da primeira lei de Cambefort

$Q, R$	Parâmetros da segunda lei de Cambefort
$\alpha_D$	Coefficiente de adesão estaca-solo de Tomlinson
$c$	Coesão do solo
$\sigma_H$	Tensão horizontal no solo
$\sigma_V$	Tensão vertical no solo
$\tan \delta$	Parâmetro de atrito da interface estaca solo
$K_{emp}$	Coefficiente de Empuxo
$\eta$	Coefficiente de ajuste
$E$	Módulo de Elasticidade
$E_O$	Módulo de Elasticidade Edométrico
$I_f$	Fator de influência
$k$	Coefficiente de ‘mola’, artifício matemático para representação do comportamento do solo
$N_{SPT}$	índice de resistência a penetração do solo, conforme ensaio de SPT
$\bar{N}_{SPT,p}$	índice médio de resistência a penetração do solo, referente a ponta
$\bar{N}_{SPT,l}$	índice médio de resistência a penetração do solo, referente a lateral.
$\alpha_{DQ}$	Fator de calibração método Décourt e Quaresma
$\beta_{DQ}$	Fator de calibração método Décourt e Quaresma
$C$	Coefficiente de ponta, método Décourt e Quaresma
$q_c$	Resistência de ponta do CPT
$f_s$	Atrito lateral unitário na luva do CPT
$\alpha_{CPT}$	Razão de atrito do CPT, $\alpha_{CPT} = \frac{f_s}{q_c}$ ;
$F_1$	Fator de calibração de escala, método Aoki e Velloso
$F_2$	Fator de calibração de escala, método Aoki e Velloso
$K$	Coefficiente de correlação entre $q_c$ e $N_{SPT}$ , método Aoki Velloso
$f$	Atrito adesão entre amostrador e solo
$h$	Penetração do amostrador
$T$	Torque aplicado
$T_{m\acute{a}x}$	Torque máximo aplicado
$T_{res}$	Torque residual aplicado
$f^{m\acute{a}x,p}$	Atrito adesão para a ponta referente ao Torque máximo, $T_{m\acute{a}x}$

$f_{m\acute{a}x,l}$	Atrito ades\~ao para a lateral referente ao Torque m\~aximo, $T_{m\acute{a}x}$
$f_{res,l}$	Atrito ades\~ao para a lateral referente ao Torque residual, $T_{res}$
$s_L$	Coefficiente emp\~irico referente ao tipo de estaca, m\~etodo de Ranzini
$s_P$	Coefficiente emp\~irico referente ao tipo de estaca, m\~etodo de Ranzini
$F_L$	Coefficiente emp\~irico referente \~a raz\~ao $\frac{T_{m\acute{a}x}}{N_{SPT}}$
$P^n$	Carga aplicada na cabe\~ca da estaca no est\~agio 'n'
$Q_{aux}^{i,j,n}$	Vari\~avel auxiliar de carga, representa a carga no ponto inicial do elemento 'i', na itera\~ao 'j', no est\~agio 'n'.
$F$	Rea\~cao da gen\~erica da mola, obtida pelo produto $F = kw$ , pode ser equivalente ao atrito lateral mobilizada, $AT_P$ ou a carga mobilizada de ponta $Q_P$
$R_L^{tot}$	Resist\~encia Lateral total da estaca
$RT^{i,j,n}$	Raz\~ao de Transfer\~encia de Carga do elemento 'i', na itera\~ao 'j', no est\~agio 'n'.
$ER$	Erro num\~erico iterativo
$\xi$	Erro aceit\~avel
$u_i, u_f$	Deslocamento vertical, na dire\~cao do eixo do elemento finito, referente ao n\~o inicial ou final
$v_i, v_f$	Deslocamento horizontal, na dire\~cao transversal eixo do elemento finito, referente ao n\~o inicial ou final
$\theta_i, \theta_f$	Rota\~ao, na dire\~cao normal ao plano de an\~alise, referente ao n\~o inicial ou final
$k_i^i$	Coefficiente de mola do elemento 'i', no n\~o inicial 'i'
$k_f^i$	Coefficiente de mola do elemento 'i', no n\~o final 'f'
$\kappa$	(kappa) Rigidez e rigidez relativa.

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b> .....	<b>13</b>
<b>1.1</b>	<b>JUSTIFICATIVA</b> .....	<b>14</b>
<b>1.2</b>	<b>OBJETIVOS</b> .....	<b>15</b>
	Objetivo Geral.....	15
	Objetivos Específicos .....	15
<b>2</b>	<b>FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA</b> .....	<b>17</b>
<b>2.1</b>	<b>TRANSFERÊNCIA DE CARGA EM ESTACAS</b> .....	<b>17</b>
<b>2.2</b>	<b>INTERPRETAÇÃO CURVA CARGA RECALQUE</b> .....	<b>30</b>
2.2.1	Interpretação de Massad.....	30
2.2.2	Comportamento da Curva .....	32
	Curvas T-Z .....	35
<b>2.3</b>	<b>RAZÃO DE TRANSFERENCIA DE CARGA</b> .....	<b>36</b>
2.3.1	Função Racional.....	37
2.3.2	Função Exponencial .....	37
2.3.3	Função Hiperbólica.....	38
2.3.4	Função 80% .....	38
2.3.5	Função Kezdi .....	38
2.3.6	Função Reese .....	39
2.3.7	Função Holloway .....	39
2.3.8	Leis de Cambefort .....	39
2.3.8.1	Primeira lei de Cambefort.....	40
2.3.8.2	Segunda lei de Cambefort.....	40
2.3.9	Outros Modelos de Transferência .....	42
<b>2.4</b>	<b>AJUSTE DA CURVA CARGA RECALQUE</b> .....	<b>47</b>
2.4.1	Equação de Van Der Veen.....	47
2.4.2	Equação de Chin-Konder .....	47
2.4.3	Equação de Brinch-Hansen.....	49
2.4.4	Critérios de Ruptura .....	49
<b>2.5</b>	<b>MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS DE ESTIMATIVA DE CAPACIDADE DE CARGA</b> .....	<b>50</b>
2.5.1	Décourt Quaresma (1978).....	50
2.5.2	Aoki Velloso (1975) .....	51
2.5.3	Ranzini (1988) modificado por Peixoto (2001) .....	52
<b>2.6</b>	<b>ANÁLISE COMPUTACIONAL</b> .....	<b>53</b>
	Não Linearidade Física.....	54
<b>3</b>	<b>MATERIAIS E MÉTODOS</b> .....	<b>57</b>
<b>3.1</b>	<b>SIMULAÇÕES NUMÉRICAS</b> .....	<b>58</b>
3.1.1	Elemento finito.....	60
3.1.2	Não Linearidade Física do Solo .....	61

3.1.3	Interação ao longo da estaca .....	62
3.1.3.1	Interação ao longo do fuste .....	62
3.1.3.2	Interação com a ponta.....	63
3.1.4	Regras de transferência de carga .....	64
3.1.4.1	Regra 01.....	64
3.1.4.2	Regra 02 – RT constante .....	64
3.1.4.3	Regra 03 – RT Função Exponencial.....	65
3.1.4.4	Regra 04 – RT Função Hiperbólica .....	65
3.1.4.5	Regra 05 – RT Função 80%.....	65
3.1.4.6	Regra 06 – RT Função Quadrilinear.....	66
3.1.5	Erro e critério de parada.....	66
<b>3.2</b>	<b>PROVAS DE CARGA E DADOS EXPERIMENTAIS.....</b>	<b>67</b>
3.2.1	Prova de Carga A.....	69
3.2.2	Prova de Carga B.....	71
3.2.3	Prova de Carga C.....	77
3.2.4	Prova de Carga D.....	79
<b>3.3</b>	<b>OBTENÇÃO CURVAS T-Z.....</b>	<b>81</b>
<b>4</b>	<b>RESULTADOS E ANÁLISES .....</b>	<b>83</b>
<b>4.1</b>	<b>PCI – A – EGD -MARINGÁ/PR .....</b>	<b>83</b>
4.1.1	Análise Indireta.....	84
4.1.2	Análise Direta .....	86
<b>4.2</b>	<b>PCI – B – HCM -USP-SÃO PAULO/SP .....</b>	<b>91</b>
4.2.1	Análise Indireta.....	92
4.2.2	Análise Direta .....	94
<b>4.3</b>	<b>PCI – B – EGD -USP-SÃO PAULO/SP.....</b>	<b>99</b>
4.3.1	Análise Indireta.....	100
4.3.2	Análise Direta .....	103
<b>4.4</b>	<b>PCI – B – BAR -USP-SÃO PAULO/SP.....</b>	<b>107</b>
4.4.1	Análise Indireta.....	108
4.4.2	Análise Direta .....	110
<b>4.5</b>	<b>PCI – C – EGD -ARAQUARI /SC.....</b>	<b>114</b>
4.5.1	Análise Indireta.....	115
4.5.2	Análise Direta .....	118
<b>4.6</b>	<b>PCI –D– EGD -SANTOS /SP .....</b>	<b>124</b>
4.6.1	Análise Indireta.....	125
4.6.2	Análise Direta .....	128
<b>4.7</b>	<b>PARÂMETROS DE TRANSFERÊNCIA DE CARGA .....</b>	<b>134</b>
<b>5</b>	<b>CONCLUSÕES .....</b>	<b>137</b>
<b>5.1</b>	<b>SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS.....</b>	<b>138</b>
	<b>REFERÊNCIAS.....</b>	<b>141</b>

<b>APÊNDICE– PROGRAMA COMENTADO .....</b>	<b>147</b>
<b>CÓDIGO FONTE.....</b>	<b>147</b>
Entrada de Dados .....	149
Método dos Elementos Finitos .....	151
Processo Iterativo.....	152
Processamento do K.....	154
Geração dos Resultados .....	157
<b>USO DO PROGRAMA .....</b>	<b>157</b>

## 1 INTRODUÇÃO

Com a evolução tecnológica e o avanço científico, a sociedade vem cobrando novas exigências da indústria da construção civil. As verificações de desempenho ganharam espaço no meio técnico e comercial, exigindo avanços nas edificações. Um exemplo destas novas demandas da sociedade é a implementação da ABNT NBR 15575:2013.

As edificações passaram a ser avaliadas por critérios de desempenho, além dos critérios de segurança e solidez. Os sistemas das edificações passaram a ser avaliados por questões de durabilidade, conforto e eficiência. Neste aspecto, as exigências para as fundações também foram atualizadas, pois, sem fundações competentes não é possível entregar edificações de qualidade.

As fundações são projetadas pelo engenheiro geotécnico, que é responsável por encontrar o dimensionamento que satisfaça as condições e exigências normativas. A ABNT NBR 6122:2010 é a principal referência normativa no tocante à fundações, a qual prevê as verificações de segurança a ruptura (Estado Limite Último – ELU) e a deslocamentos limites, que inviabilizem o uso da edificação (Estado Limite de Serviço – ELS).

Em referência ao Estado Limite Último (ELU), a ABNT NBR 6122:2010 estabelece fatores de segurança que envolvem a natureza do método de cálculo, isto é, analítico ou empírico, e quando executadas provas de carga, é permitido adotar um fator de segurança mais arrojado.

No Estado Limite de Serviço (ELS), a referida norma estabelece que o valor característico das ações deve ser menor ou igual ao valor que produza deslocamento admissível. A definição dos valores de deslocamento admissível depende de diversos fatores, dentre eles, destaca-se a confiabilidade com a qual os valores de deslocamentos podem ser estimados. Nas edificações o principal deslocamento é o recalque, que é definido por Velloso e Lopes (2004) como sendo a componente vertical do vetor deslocamento. Já que a estimativa do recalque envolve certas dificuldades, a Tabela 6 da ABNT NBR 6122:2010 exige que sejam feitas prova de carga conforme o porte da obra, definido pelo número de estacas.

As provas de carga são ensaios realizados em fundações isoladas que determinam o recalque do elemento de fundação ao longo de vários níveis de carga, ou seja, a curva carga recalque  $P(w)$ . A interpretação do ensaio tem sido frequentemente relacionada somente a ruptura, e conseqüentemente, a determinação da capacidade de carga da estaca. No entanto, essa mesma norma (ABNT NBR 6122:2010) preconiza a avaliação da segurança contra deslocamentos máximos (ELS), de modo que a interpretação adequada das provas de carga

deve envolver o cálculo de recalques. Os recalques obtidos das provas de carga, são reflexos dos mecanismos estáticos da estaca e, portanto, devem ser comparados com os recalques obtidos pelos modelos e métodos analíticos, para um projeto de fundações consistente.

No projeto de fundações, é preciso determinar analiticamente o comportamento das estacas afim de garantir que não atinjam os limites do ELS e ELU. Vesic (1975) mostra que o cálculo dos recalques só é possível se conhecer (ou atribuir) a distribuição da carga ao longo do fuste da estaca, isto é, a curva de transferência de carga  $Q(z)$ .

Uma das maneiras de se obter a curva de transferência de carga  $Q(z)$  é pela instrumentação da estaca em diferentes profundidades. Isso permite um entendimento mais profundo das relações entre a forma da curva carga recalque e a curva de transferência de carga cuja interpretação depende da interação solo estrutura na interface estaca-solo. Esta interação envolve alguns fenômenos complexos, o atrito mobilizado na interface depende de vários fatores que não são de simples determinação.

Aoki (1989a) sugere que este é um problema de elevada hiperestaticidade, e que o atrito (ou carga de ponta) mobilizado depende das condições de rugosidade, de confinamento, do nível de deslocamentos e tempo de aplicação da carga. No caso de estratigrafias com várias camadas de solo, as rigidezes solo-estaca de cada camada passam a influenciar significativamente na transferência de carga, mostrando o caráter hiperestático do problema.

Face a estas informações, é possível perceber a complexidade de se representar analiticamente os mecanismos da interação estaca-solo. No entanto, o entendimento destes mecanismos permite uma interpretação mais completa do ensaio de prova de carga estática.

Neste sentido, este trabalho apresenta uma proposta de interpretação da curva carga recalque de estacas escavadas, usando modelos de transferência de carga considerando a interação solo estrutura na interface estaca solo.

Nesta dissertação, no capítulo 2 encontra-se a Fundamentação Teórica. O capítulo 3 refere-se aos Materiais e Métodos, onde é abordada a metodologia usada. No capítulo 4 são apresentados os Resultados e discussões pertinentes, e por fim no capítulo 5 são apresentadas as conclusões.

## 1.1 JUSTIFICATIVA

Embora a ABNT NBR 6122:2010 exija condições mínimas de estabilidade e desempenho para as fundações, as condições de desempenho costumam ser negligenciadas. A norma estabelece que sejam executadas provas de carga estática em obras com número de

estacas escavadas maiores que 75<sup>1</sup>, visando promover maior entendimento e segurança sobre a obra em questão.

No entanto, a interpretação da curva carga recalque e os modelos de transferência de carga envolvidos ainda carecem de avanços no seu entendimento. Isto se dá pela dificuldade na determinação de parâmetros geotécnicos e pela complexidade de simulação destes mecanismos.

O desenvolvimento de modelos mais adequados para representação do comportamento da estaca passa, obrigatoriamente, pelo entendimento destes mecanismos envolvidos. Neste sentido, interpretar a curva carga recalque, se faz necessário para compreender os mecanismos de transferência de carga.

## 1.2 OBJETIVOS

### **Objetivo Geral**

Este trabalho tem como objetivo geral desenvolver uma abordagem para interpretação de provas de carga estática em estaca escavada, usando modelos de transferência de carga e considerando a interação solo estrutura na interface estaca solo.

### **Objetivos Específicos**

- Identificar o fenômeno de transferência de carga na interface estaca solo.
- Analisar a distribuição do atrito lateral ao longo do fuste da estaca e a relação com a resistência de ponta.
- Desenvolver abordagem para interpretação da curva carga recalque.
- Observar a influência dos mecanismos de transferência de carga na forma da curva carga recalque.

---

<sup>1</sup> Refere-se apenas a estacas escavadas, no caso de outros tipos de estaca, consultar a referida norma.



## 2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

### 2.1 TRANSFERÊNCIA DE CARGA EM ESTACAS

A avaliação da segurança em obras de fundações tem sido um dos temas mais debatidos em engenharia geotécnica, principalmente no que se refere a verificação do estado limite de serviço. De acordo com a ABNT NBR 6122:2010 a verificação do estado limite de serviço em relação ao elemento de fundação e maciço de solos deve atender à condição de que as cargas de serviço sejam menores do que as cargas que provocam os recalques limites, ou ainda, que os efeitos das ações de serviço sejam inferiores ao valor do efeito limite de serviço.

A ABNT NBR 6122:2010 também define que em obras de fundações por estacas escavadas, com mais de 75 estacas de grande diâmetro ou com mais de 100 estacas de pequeno diâmetro, pelo menos 1% das estacas sejam submetidas à prova de carga estática. Estas, são regulamentadas pela ABNT NBR 12131:2006, que define os valores dos carregamentos, o tempo de estabilização e o sistema de reação. A exigência da execução de provas de carga, visa auxiliar o projetista nas condições de ELU e ELS, pois através das provas de carga é possível obter a curva carga recalque  $P(w)$ , ou seja, o comportamento da estaca.

O comportamento da estaca é reflexo dos mecanismos resistentes da própria estaca, por isso a curva carga recalque é muito importante no entendimento da estaca, uma vez que permite ao projetista conferir e/ou calibrar seus modelos de cálculo. Na prática, o comportamento da estaca também depende da interação com a estrutura, ou seja, o comportamento de estacas isoladas é diferente do comportamento de estacas solidarizadas por um bloco, que por sua vez é diferente do comportamento das estacas solidarizadas por uma superestrutura (AOKI e ALONSO, 1992). A Figura 2.1a mostra os mecanismos resistentes da estaca, isto é, a resistência lateral de cada camada ( $R_L$ ) e a resistência de ponta ( $R_p$ ), estes mecanismos estão representados na equação (2.1) e na equação (2.2).

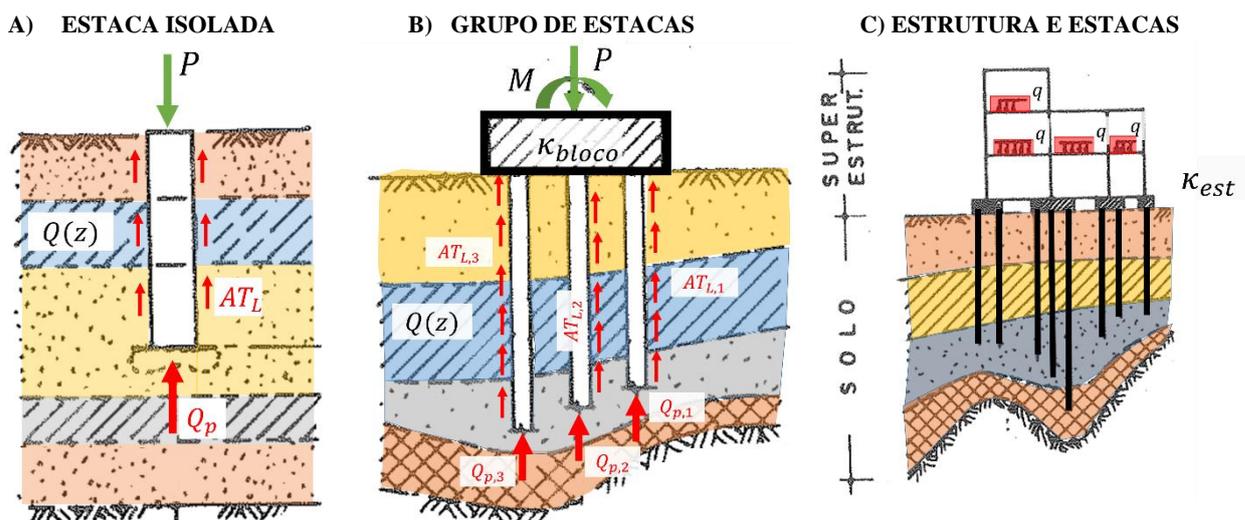
$$R = R_p + R_L \quad (2.1)$$

$$R = A \cdot r_p + U \int r_L \cdot dL \quad (2.2)$$

Em que:  $r_p$ : é a resistência unitária da ponta;  
 $r_l$ : é a resistência unitária lateral;  
 $A$  e  $U$  são a área e o perímetro da estaca.

Embora a determinação da resistência da estaca possa seguir o raciocínio anterior, no cálculo para cargas inferiores a resistência, o comportamento pode ser diferente. No caso, o valor atribuído a cada uma destas parcelas, ao atrito lateral de cada camada ( $AT_L$ ) e a carga de ponta ( $Q_p$ ), será comandado pela rigidez de cada estrato (ou ponta) e pela rigidez da estaca, ou seja, pelos mecanismos de transferência de carga da estaca. O entendimento destes mecanismos é parte sensível para obtenção dos valores de recalques, uma vez que as cargas de serviço são muito inferiores as de projeto. Estes mecanismos também são importantes na ruptura, pois determinam o comportamento da estaca. As estacas em que a resistência de ponta é preponderante são chamadas de estaca-ponta (ou estaca de ponta). As estacas flutuantes (ou estaca de atrito) são aquelas em que a resistência lateral é preponderante (TERZAGHI et al., 1996). A esta interação chamamos de interação solo estaca.

**Figura 2.1–Transferência de Carga – Interação Solo Estrutura**



Fonte: adaptado de Aoki e Alonso (1992).

Nos itens b e c da Figura 2.1 as estacas estão solidarizadas entre si pelo bloco ( $\kappa_{bloco}$ ) e pela estrutura ( $\kappa_{est}$ ), de tal forma que a rigidez destes elementos permitirá que as estacas interajam entre si, através de uma redistribuição dos esforços, este processo é chamado de interação solo estrutura, e vai influenciar significativamente no comportamento da estaca e interação com os mecanismos de transferência de carga (AOKI e ALONSO 1992).

Em vista destes conceitos, é possível observar que existem diferenças entre uma prova de carga em uma estaca isolada e em uma estaca em conjunto com a estrutura de uma edificação. Isso demonstra que a interação com a estrutura influencia a transferência de carga da estaca na interação solo estaca. Face a complexidade de se mensurar a influência da

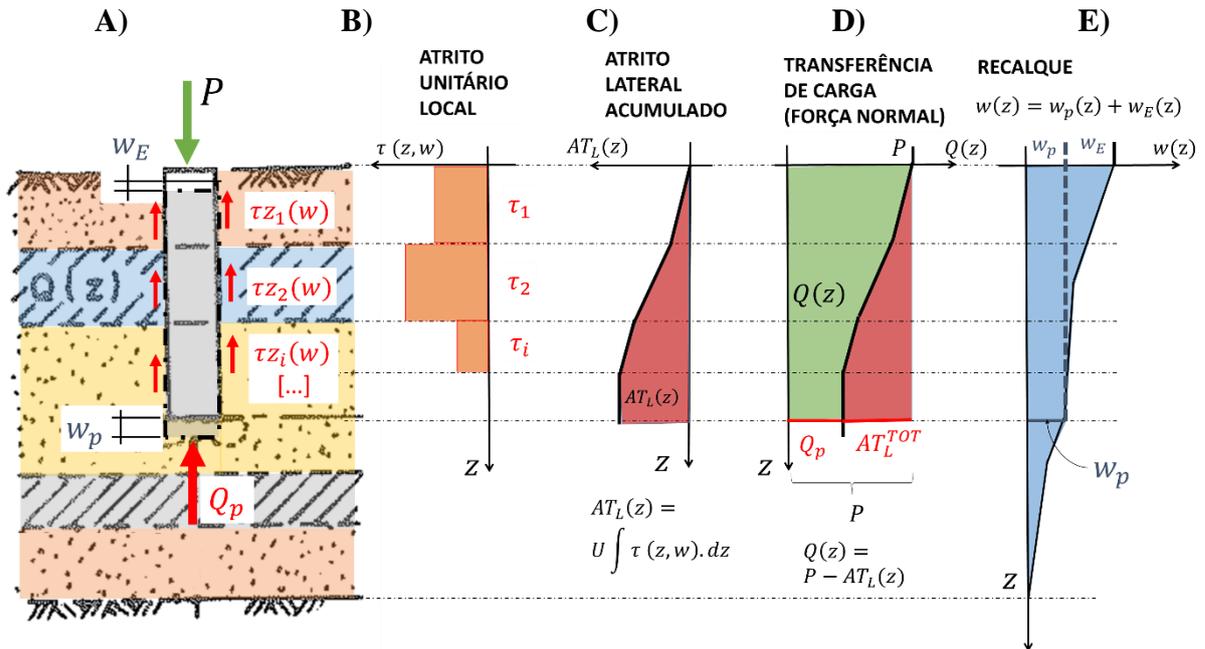
interação solo estrutura na interação solo estaca, esse trabalho volta-se apenas para a interação solo estaca, através da análise do mecanismo de transferência de carga em estacas escavadas sujeitas a carregamentos estáticos.

O recalque da curva  $P(w)$  é o resultado de uma série de fenômenos envolvidos na transferência de carga. Tomemos um estágio qualquer 'n', de carga  $P^n$ , o recalque para este estágio está registrado na Figura 2.2e. Este recalque é a soma do recalque da ponta da estaca  $w_p$ , isto é, do deslizamento da estaca, e do encurtamento elástico da estaca  $w_E$  (AOKI e ALONSO 1992).

Para determinação de ambos os recalques é necessário conhecer (ou adotar) a curva de transferência de carga  $Q(z)$ , que é o esforço normal na estaca. O esforço normal em uma seção a uma profundidade 'z' será sempre o valor da carga  $P^n$  descontado o valor de reação mobilizada pela estaca até aquela profundidade,  $AT_L(z)$  (Figura 2.2d) (AOKI e ALONSO 1992).

Neste contexto, o atrito lateral mobilizado até a profundidade 'z' será dado pela soma dos atritos laterais unitários ( $\tau z_i$ ) em cada local e região da estaca, até a profundidade 'z' (Figura 2.2c). Então, o problema consiste em determinar o atrito unitário para todas as profundidades, como mostra Figura 2.2b. Como será visto mais a frente, o atrito lateral unitário depende do nível de deslocamento e deve ser determinado para cada profundidade, sendo assim, o problema resume-se em determinar esta curva  $\tau z_i(w)$  em todas profundidades, estas curvas são chamadas de curvas T-Z.

Figura 2.2–Transferência de Carga na Estaca – Interação Estaca Solo



Fonte: adaptado de Aoki e Alonso (1992).

Segundo Aoki e Alonso (1992) a determinação da transferência de carga ao longo do fuste,  $\tau z_i(w)$ , não é um processo simples, pois passa por um sistema com elevado grau de hiperestaticidade onde as reações são superabundantes. A determinação destas reações e do atrito lateral unitário, dependem:

- da resistência lateral unitária, isto é, da rugosidade da interface, que é função das características do solo, da estratigrafia e das características da estaca;
- do nível de confinamento da interface, influenciado pela profundidade, método executivo e características do solo;
- do nível de deslocamentos, que é influenciado pela rigidez relativa entre estaca solo, conforme características do solo, conforme diferentes estratigrafias;
- do tempo de carregamento, do tempo necessário para estabilização dos deslocamentos.

Tendo em vista estas dificuldades, vamos elucidar cada um dos fatores os quais influenciam nos mecanismos transferência de carga, bem como as soluções já propostas na literatura do assunto.

A determinação da resistência lateral unitária pode ser feita pelo modelo teórico de atrito-adesão de Tomlinson (1971) registrado na equação (2.3). Neste modelo a resistência

lateral unitária depende das condições de confinamento do solo que é influenciada pelo processo executivo e pela profundidade, já que  $\sigma_h$  depende da profundidade.

$$r_L = \alpha_D c + \sigma_h \tan \delta \quad (2.3)$$

em que:

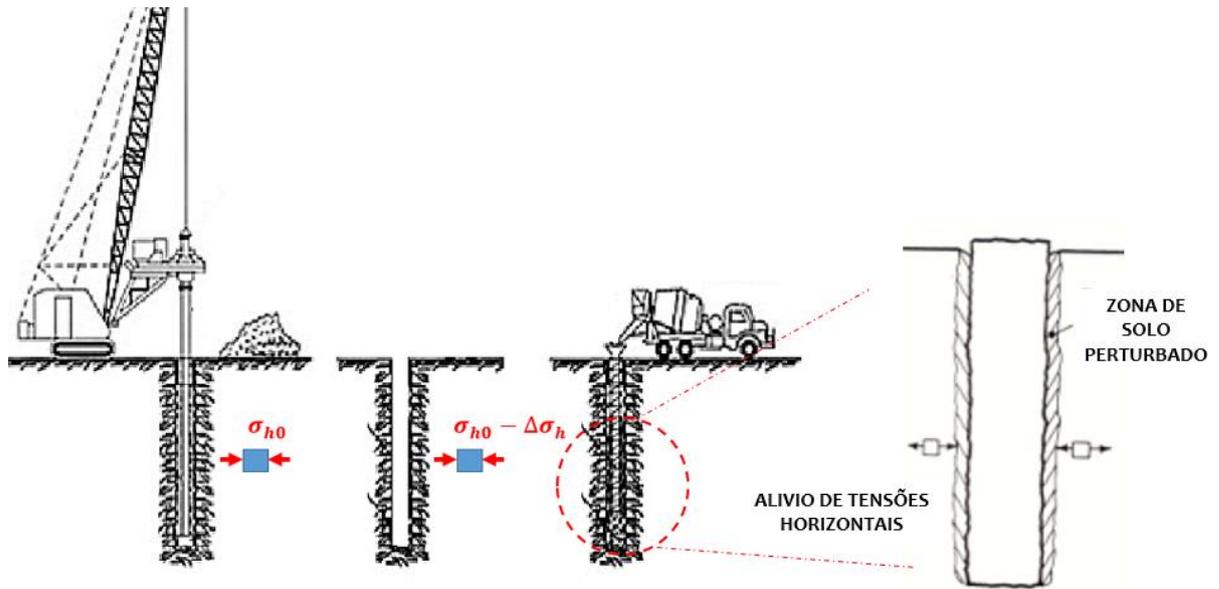
- $\alpha_D$  é um coeficiente de adesão;
- $\sigma_h$  é a tensão horizontal, que pode ser escrita pelo coeficiente de empuxo multiplicado pela tensão vertical:  $\sigma_h = K_{emp} \cdot \sigma_v$ ;
- $c$  é a coesão do solo
- $\tan \delta$  é o parâmetro de atrito da interface estaca-solo.

A determinação destes parâmetros de resistência do solo nem sempre é tarefa fácil, por causa disto, os métodos semi-empíricos merecem destaque, uma vez que se baseiam em ensaios *in situ*. No item 2.5, apresenta-se alguns dos principais métodos de estimativa de capacidade de carga.

O nível de confinamento do solo está intimamente ligado ao processo executivo das estacas. O entendimento do mecanismo na interface solo-estaca, passa obrigatoriamente, pelo entendimento do processo executivo que produz este confinamento na interface. As diversas técnicas executivas de estacas produzem diferentes respostas mecânicas em função de diferentes níveis de confinamento da interface. As principais técnicas e execução serão apresentadas de maneira breve, com enfoque em relação ao confinamento do solo. As informações aqui registradas são uma compilação de: Hachich *et al.* (1996), Velloso e Lopes (2004), Bowles (1988) e Budhu (2013) onde os assuntos são abordados com maior profundidade.

O método executivo das estacas escavadas se dá da seguinte maneira: o solo é escavado, com ou sem auxílio de máquina e então o furo é preenchido. O tempo entre escavação e seu preenchimento permite uma relaxação nas tensões horizontais (Figura 2.3), causando desconfinamento do solo e menores valores de resistência. Uma das dificuldades das estacas escavadas é a estabilização do furo, seja por características do solo, do tamanho do furo ou por estar submersa. Uma das maneiras de se estabilizar o furo é utilizar fluido estabilizante, impedindo assim seu desmoronamento. Este fluido pode ser composto por lama bentonítica ou polímeros especiais. O furo é preenchido com o fluido e então é feita a concretagem de baixo para cima, de tal forma que o concreto expulse o fluido estabilizante. Desta maneira é possível garantir o confinamento do solo e melhores respostas mecânicas.

Figura 2.3 – Estaca Escavada e Desconfinamento

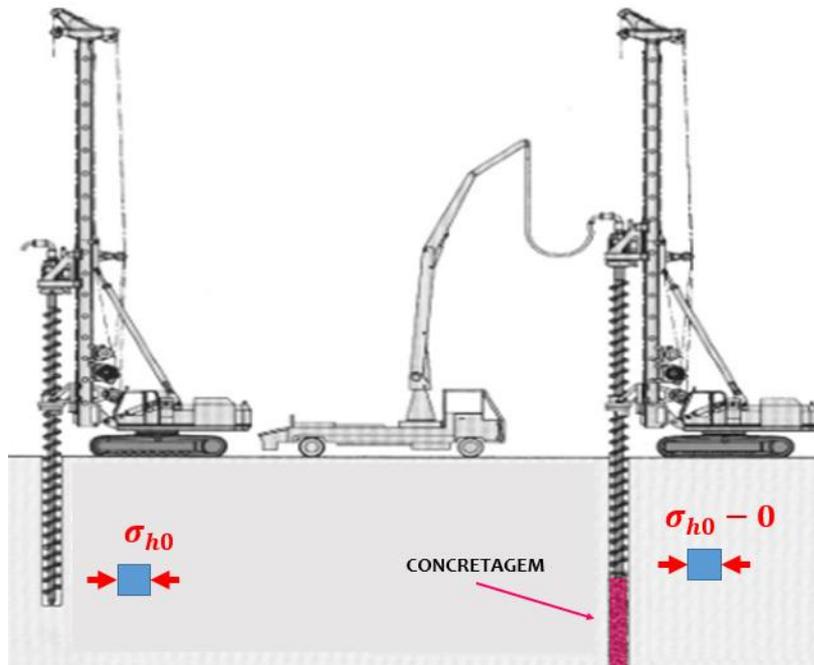


Fonte: adaptado de Bauer (1997) e Vesic (1975)

Uma alternativa para diminuir o desconfinamento do solo é utilizar-se das máquinas de hélice contínua monitorada<sup>2</sup> (HCM). As HCM são estacas que iniciam a concretagem do furo no momento da retirada do trado. A concretagem é feita por um orifício dentro do trado, de baixo para cima, e sob pressão. Este processo evita o desconfinamento do solo ou até, devido a injeção do concreto ser feita sob pressão, comprime-o (Figura 2.4). Por isso, a estaca hélice contínua apresenta maiores valores de resistência.

<sup>2</sup> O termo monitorada, refere-se ao equipamento permitir que se monitore o torque aplicado, volume de concreto consumido e pressão de aplicação do concreto.

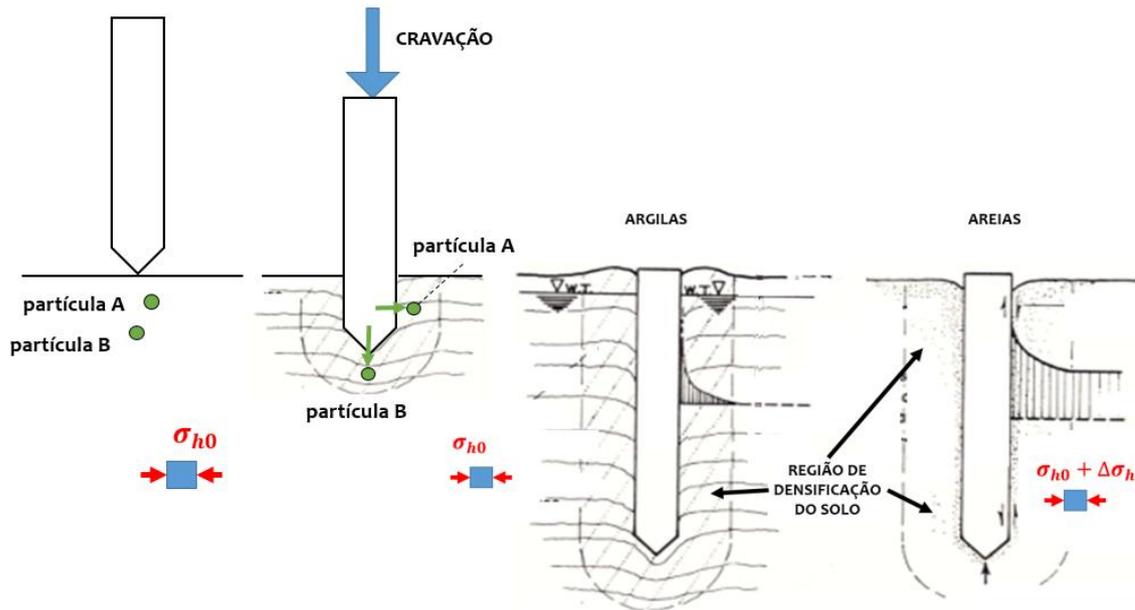
**Figura 2.4 – Estaca Hélice Contínua e Desconfinamento**



Fonte: adaptado de Bauer (1997)

Geralmente, as estacas cravadas retornam respostas superiores às escavadas em função de seu procedimento executivo que promove o confinamento, pois o solo é comprimido a medida que se crava a estaca. Na Figura 2.5 está ilustrada cravação de uma estaca, é possível observar o movimento das partículas A e B, promovendo a compressão do solo na horizontal e na vertical, até formar uma região de densificação em volta da estaca. Este processo, promove um aumento das tensões horizontais, resultando em valores superiores de resistência lateral. Esse tipo de execução permite que a estaca seja executada independentemente do nível do lençol freático. No entanto, em solos resistentes pode ocorrer a ruptura do elemento estrutural estaca durante sua cravação. Afim de aliviar a estaca na cravação ou o sistema de cravação, pode ser executado um furo antes de se cravar à estaca (pré-furo). No caso do pré-furo, espera-se uma resistência menor devido a um menor volume de densificação.

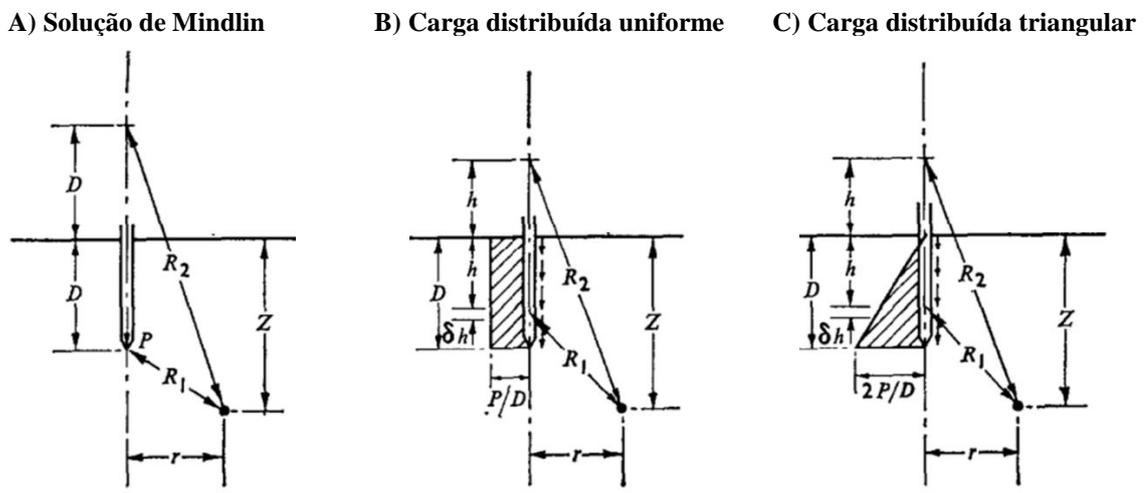
**Figura 2.5 – Estaca Cravada e Confinamento**



Fonte: adaptado de Vesic (1975).

O confinamento do solo influencia diretamente o atrito lateral, que por sua vez, influencia a distribuição dos esforços no maciço de solo. Mindlin (1936) desenvolveu as equações de Boussinesq (1885) para estimar o acréscimo de tensões devido a cargas pontuais no interior de um maciço elástico homogêneo (Figura 2.6a). Geddes (1966) deu continuidade aos trabalhos considerando cargas distribuídas no fuste (Figura 2.6b), e foi um dos primeiros a considerar uma distribuição não uniforme de carga (Figura 2.6c). Geddes (1966) também organizou suas equações em tabelas, tornando sua aplicação mais prática.

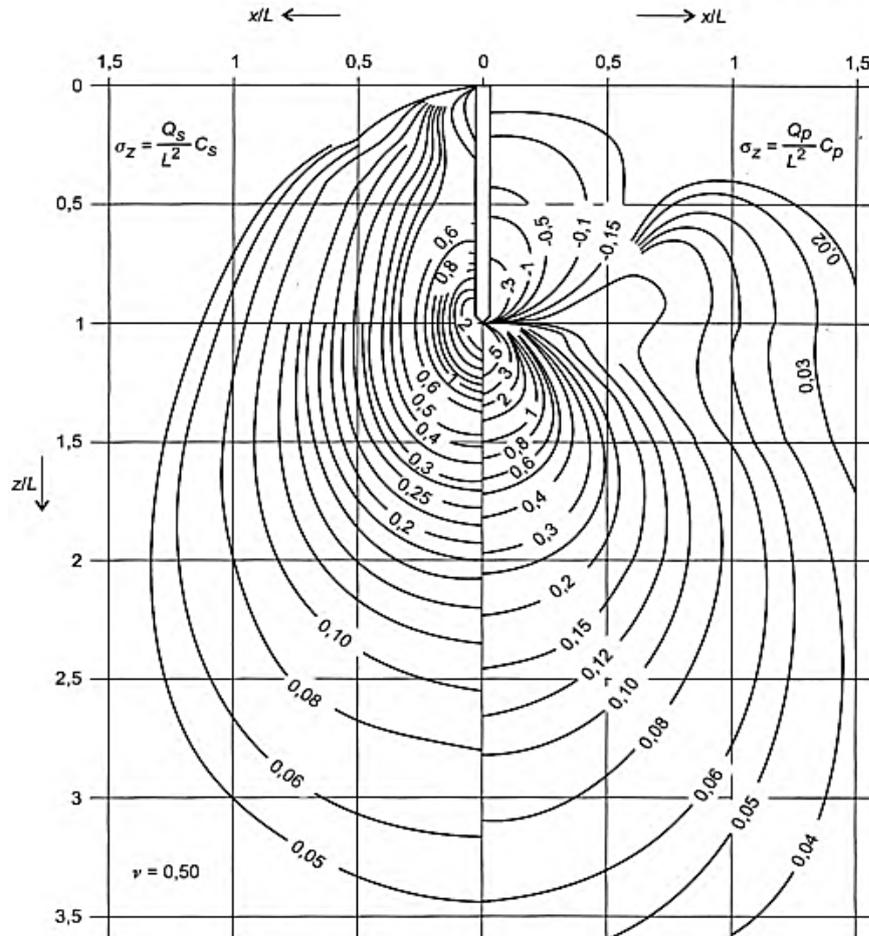
**Figura 2.6 – Considerações de Mindlin e Geddes**



Fonte: Geddes (1996).

Concomitantemente, os trabalhos de Mindlin (1936) foram aprimorados por Grillo (1948 *apud* VESIC, 1975) que desenvolveram ábacos (Figura 2.7) para a carga da ponta da estaca e para a carga distribuída ao longo do fuste.

**Figura 2.7**—Ábacos para cálculo de esforços no maciço de solo.



Fonte: Grillo (1948 *apud* VESIC, 1975).

Vesic (1975) aponta que só é possível calcular os recalques se for conhecida (ou assumida) a distribuição de carga ao longo do fuste. Da resistência dos materiais é possível extrair a equação (2.4), que retorna o encurtamento de uma barra,  $w_E$ .

$$w_E = (P + \eta AT_L) \frac{L}{A \cdot E} \quad (2.4)$$

em que:

- $\eta$  são um coeficiente de ajuste, pode ser encontrado em Vesic (1975);
- $A$  é a área da seção transversal da estaca;
- $E$  é o módulo de elasticidade da estaca
- $P$  é a carga aplicada na ponta da estaca;
- $AT_L$  é a carga do atrito lateral;

$L$  é o comprimento da estaca.

O recalque da ponta é dividido em dois componentes, o recalque da ponta relativo a carga de ponta ( $w_{PP}$ ) e o recalque da ponta relativo ao atrito lateral ( $w_{PL}$ ). Considerando o solo como um meio elástico homogêneo, é possível determinar o recalque de suas camadas com base nas equações (2.5) e (2.6) (VESIC, 1975).

$$w_{PP} = \frac{\sigma_p D}{E_0} I_f \quad (2.5)$$

$$w_{PL} = \frac{\bar{r}_l D}{E_0} I_f \quad (2.6)$$

em que:

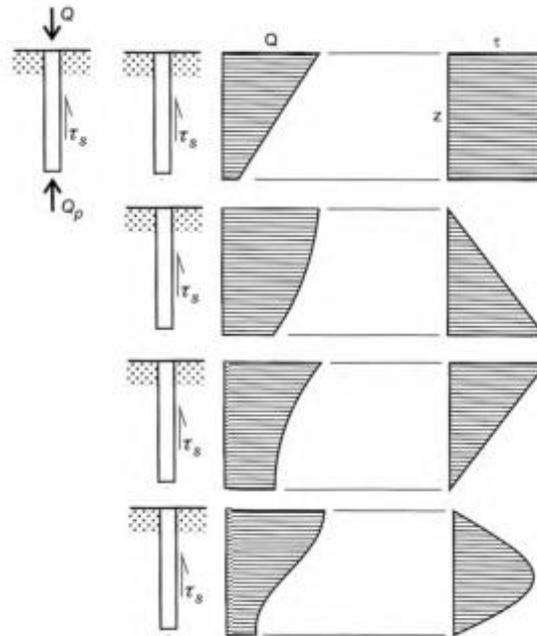
- $\bar{r}_l$  é o atrito lateral médio unitário
- $E_0$  é o módulo edométrico do solo.
- $\sigma_p$  é a tensão aplicada na ponta
- $I_f$  é um fator de influência que pode ser obtido das equações de Mindlin (1936)
- $D$  é o diâmetro da estaca.

O recalque na cabeça da estaca ( $w_C$ ), é obtido pela soma das 3 parcelas, equação (2.7).

$$w_C = w_E + w_{PL} + w_{PP} \quad (2.7)$$

Embora a distribuição uniforme possa apresentar resultados aceitáveis para cálculos de recalques, na prática esse pressuposto nem sempre é válido. Vesic (1975) traz uma discussão a respeito da influência dos mecanismos de transferência de carga na não uniformidade da distribuição de carga. Na Figura 2.8 é possível observar diversas curvas de transferência de carga e as suas respectivas curvas de atrito lateral unitário por profundidade, ratificando a influência do mecanismo de transferência na distribuição de carga. Ainda da Figura 2.8 é possível observar que o atrito lateral unitário é a taxa de variação da função de carga, matematicamente representada na equação (2.8).

**Figura 2.8–Curvas de Transferência de carga e Atrito Lateral**



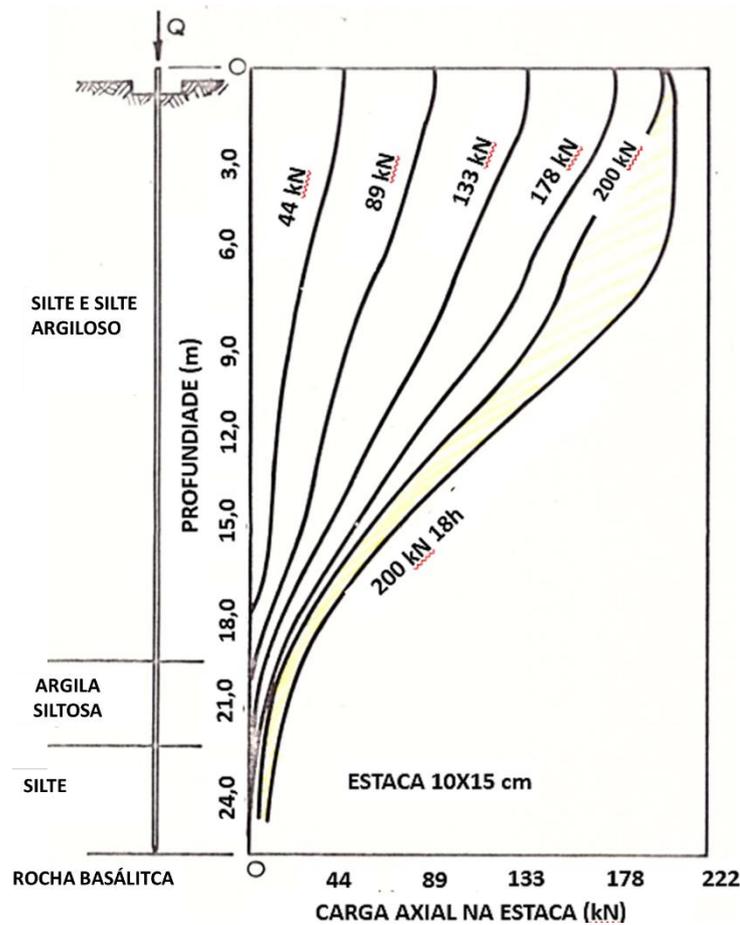
Fonte: Vesic (1975).

$$r_l = -\frac{1}{U} \frac{dQ(z)}{dz} \quad (2.8)$$

em que:  $U$ : é o perímetro da estaca;  
 $Q(z)$ : é a função de transferência de carga, diagrama de esforço normal;  
 $z$ : é a posição da seção em análise,  $z \leq L$ .

A determinação da curva de atrito lateral *versus* profundidade também depende do tempo de execução do ensaio (VESIC, 1975). Este fenômeno foi constatado em provas de cargas instrumentadas de Francis (1962, *apud* VESIC, 1975), que manteve um dos estágios de carregamento por 18 horas, mostrando alterações na curva de transferência de carga (Figura 2.9). Fellenius (2012) apresenta resultados mostrando a influência de 3 anos na distribuição de cargas em estacas cravadas.

**Figura 2.9–Transferência de Carga e Tempo**

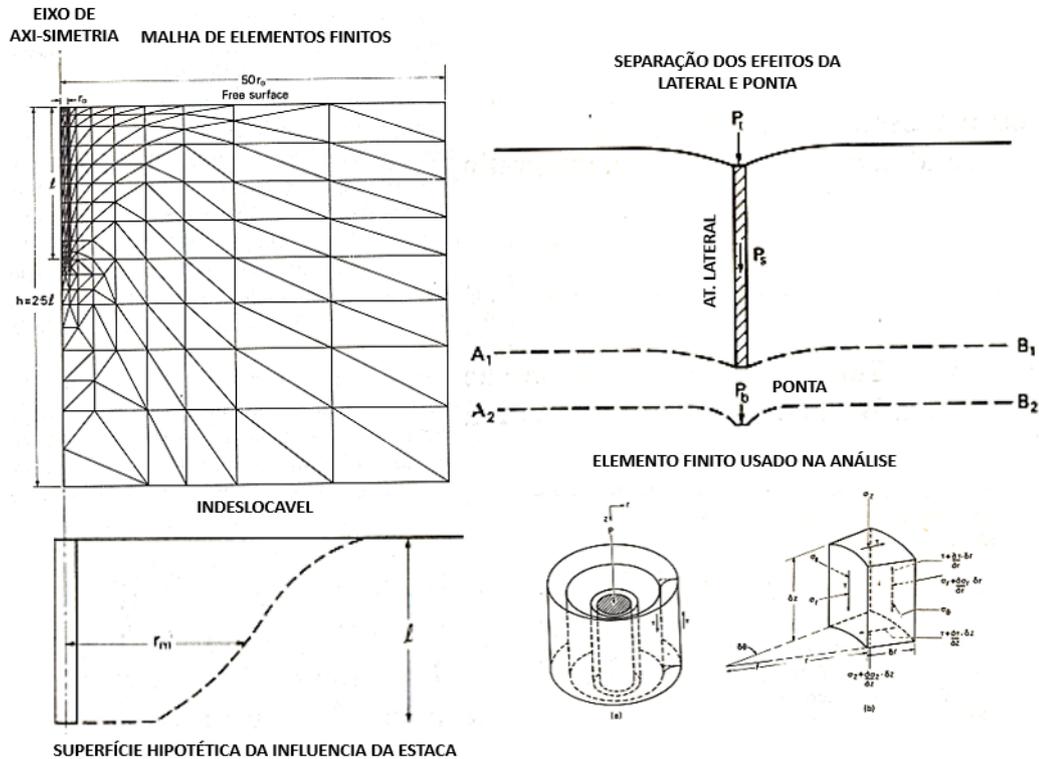


Fonte: adaptado de Francis *et al* (1962, *apud* VESIC, 1975).

Coyle e Reese (1966) foi um dos primeiros estudos apresentados com respeito a transferência de carga. Através de uma abordagem iterativa, a estaca é dividida em vários elementos nos quais avaliam-se as forças atuantes. Estes trabalhos conduziram a obtenção de curvas t-z em argilas.

Em 1978, Randolph e Wroth apresentaram um modelo de transferência de carga baseado em elementos finitos. Na Figura 2.10 é possível observar a superfície hipotética de influência e a malha de elementos finitos usada. As simulações foram conduzidas a partir da separação dos efeitos da ponta e da lateral. Os modelos foram comparados com resultados experimentais de estacas cravadas em argilas de Londres, possibilitando aos autores desenvolver ábacos para aplicação do método sem a necessidade de um computador. Embora os modelos não considerem o ganho de resistência com o confinamento, segundo Ribeiro (2013), o modelo ainda mostra resultados satisfatórios mesmo quando aplicado ao lado de modelos computacionais modernos.

Figura 2.10–Modelagem de Randolph e Wroth



Fonte: Randolph e Wroth (1978).

O modelo de transferência de carga de Aoki (1989a) consiste na ideia de que as camadas inferiores só serão solicitadas caso as resistências das camadas superiores já estejam esgotadas. A medida que se carrega a estaca, as cargas vão sendo absorvidas pelas camadas superiores, até que a carga aplicada esgote a resistência lateral, só então a carga passa a solicitar as camadas inferiores. A ponta só começa a ser solicitada quando a carga solicita todo o fuste, até o valor da resistência lateral total.

Esse modelo está de acordo com Vesic (1975) e Aoki (1989b) que mostram que o atrito lateral é mobilizado com deslocamentos da ordem de 4 a 10 mm enquanto a ponta é mobilizada quando os deslocamentos são da ordem de 8% a 30% do diâmetro, e com Budhu (2013) que apresenta mobilização do atrito lateral com deslocamentos da ordem de 0,4% a 0,8% do diâmetro e 2% a 5% do diâmetro para a solicitação da ponta. Independentemente do valor, ambos autores apontam para a mobilização tardia da ponta.

Fellenius (1980) apresenta uma análise crítica aos ensaios de estacas e a determinação da carga de ruptura, apontando os possíveis erros. Fellenius e Tech (2001) e Fellenius (2013) ainda apresentam contribuições à determinação do comportamento dos mecanismos de transferência de carga em estacas. Zhang *et al.* (2014) demonstra a aplicação de um modelo

de transferência de carga hiperbólico para a previsão do comportamento carga recalque da estaca.

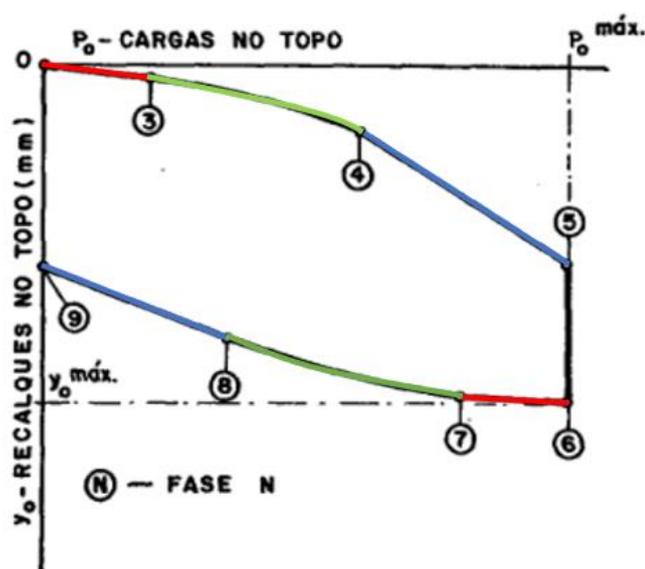
## 2.2 INTERPRETAÇÃO CURVA CARGA RECALQUE

### 2.2.1 Interpretação de Massad

Massad (1991) apresentou uma interpretação para a curva carga recalque com base nas leis e teorias de Cambefort (1964), conforme Figura 2.11. Essa interpretação sugere que cada trecho da curva seja equivalente a um mecanismo de deformação.

No início do carregamento (trecho 0-3, Figura 2.11) ocorre a mobilização do atrito lateral ao longo do fuste da estaca (Figura 2.12a). Admite-se que esse comportamento seja linear (pseudo-elástico), e exatamente no ponto 3 começa a ocorrer a solitação plena do atrito lateral no topo da estaca (deslizamento). Esta é conhecida como a primeira lei de Cambefort.

**Figura 2.11 – Curva Carga Recalque**



Fonte: Adaptado de Massad (1992).

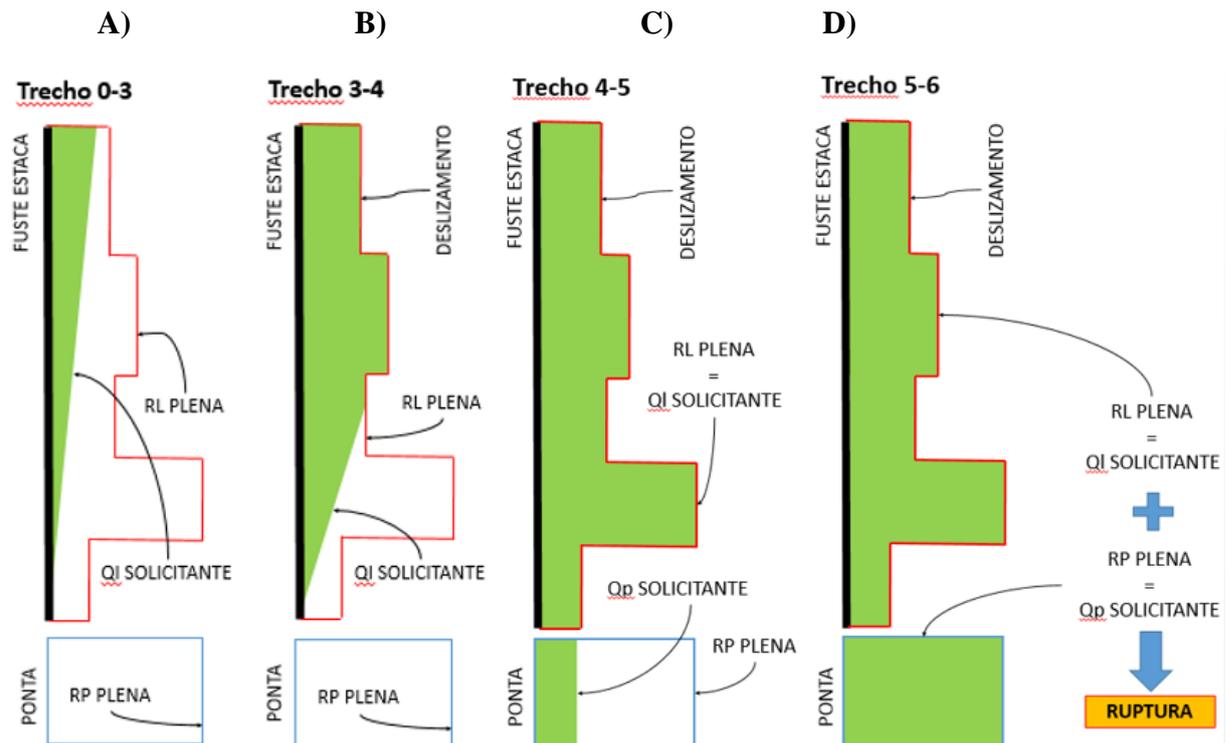
No trecho 3-4 (Figura 2.11) ocorre a mobilização plena do atrito lateral (Figura 2.12b) ao longo do fuste da estaca. Admite-se comportamento parabólico para este trecho da curva. No ponto 4 ocorre deslizamento em todo fuste da estaca, corresponde a resistência lateral da estaca.

A partir do ponto 4 (Figura 2.12c), resistência lateral da estaca esgota-se e a estaca já apresenta certo nível de deslocamento. Então, começa a ocorrer a sollicitação da ponta da estaca, sendo esse trecho linear e apresentado como segunda lei de Cambefort.

Ao chegar no ponto 5 (Figura 2.12d), a resistência da ponta é esgotada e atinge-se a ruptura da estaca (teoricamente). Espera-se que a estaca comece a ter um movimento de corpo rígido, traduzindo em uma semirreta vertical no gráfico (trecho 5-6). Este comportamento nem sempre se evidencia, pois com o aumento das deformações o solo fica mais compacto e, portanto, a ponta começa a ganhar maior resistência.

Os pontos 0, 1, 2 estão relacionados ao mecanismo de adesão entre a estaca e solo e coincidem com a origem do gráfico na maioria dos ensaios, inclusive é sugestão de Casan (1978 *apud* MASSAD, 1991) ignorá-los.

**Figura 2.12 – Sollicitação e resistência unitária, Massad (1991)**



Fonte: do Autor.

Após a ruptura, inicia-se o descarregamento da estaca, que começa a partir do trecho 6-7 (Figura 2.11). A medida que é retirada a carga, ocorre a desmobilização do atrito lateral pleno, semelhante ao trecho 0-3, aonde também é possível associar o comportamento linear e pseudo-elástico.

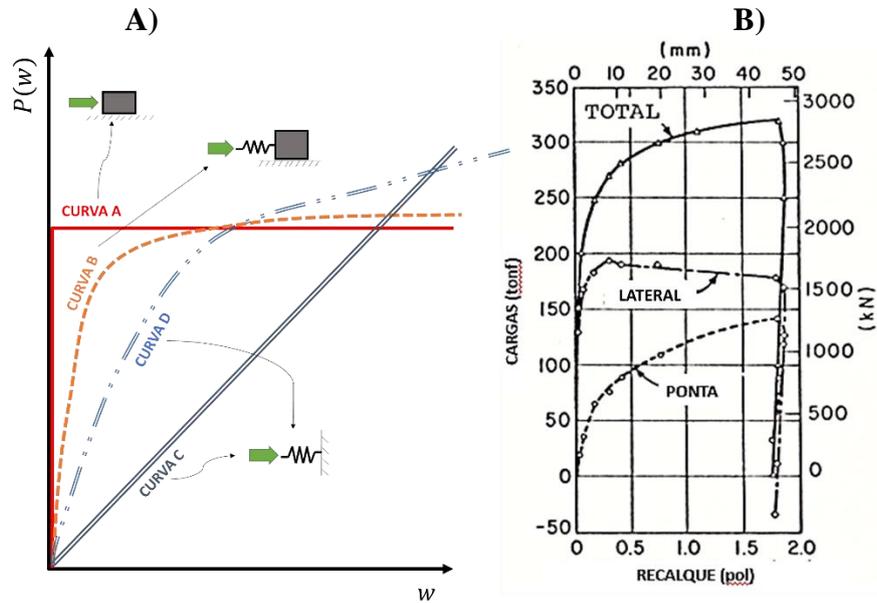
No descarregamento de 7-8 ocorre a desmobilização do atrito lateral, equivalente ao inverso do trecho 3-4. No trecho 8-9 o descarregamento da ponta, e a estaca recupera a maior parte de sua deformação com um movimento ascendente. Massad (1992) sugere que os parâmetros para o carregamento não sejam necessariamente os mesmos do descarregamento, já que o solo é um material essencialmente não elástico. Com base nisso, é possível afirmar que os trechos (0-3 e 6-7; 3-4 e 7-8; 4-5 e 8-9) são apenas equivalentes, não necessariamente paralelos.

### **2.2.2 Comportamento da Curva**

O comportamento das estacas se divide basicamente em dois mecanismos, ponta e atrito lateral. Uma estaca infinitamente rígida, puramente flutuante, teria uma curva carga recalque semelhante ao modelo rígido plástico, conforme a curva A da Figura 2.13a. Uma estaca que seja deformável, puramente flutuante, pode ser representada por um modelo elástico-plástico (não necessariamente linear) que é o correspondente a curva B. Nota-se que ambas as curvas representam a ruptura como deslizamento, característica típica da ruptura por atrito.

Uma estaca puramente de ponta, infinitamente rígida, teria comportamento próximo ao modelo de Hooke, conforme a curva C ou D (no caso de não linearidade). Na Figura 2.13b, temos resultados experimentais de Vesic (1975), onde é possível notar correspondência entre a lateral e os modelos de atrito, curva B (apesar do encruamento), ao passo que a ponta tem um comportamento próximo à curva D. O comportamento ideal do conjunto (ponta e lateral) deve estar na região entre as curvas B e D. Os ensaios de Bernardes (1989) ratificam estas hipóteses, uma vez que os comportamentos apresentados em seu modelo físico (Figura 2.22) são semelhantes aos da Figura 2.13, este trabalho será melhor descrito no item 2.3.9.

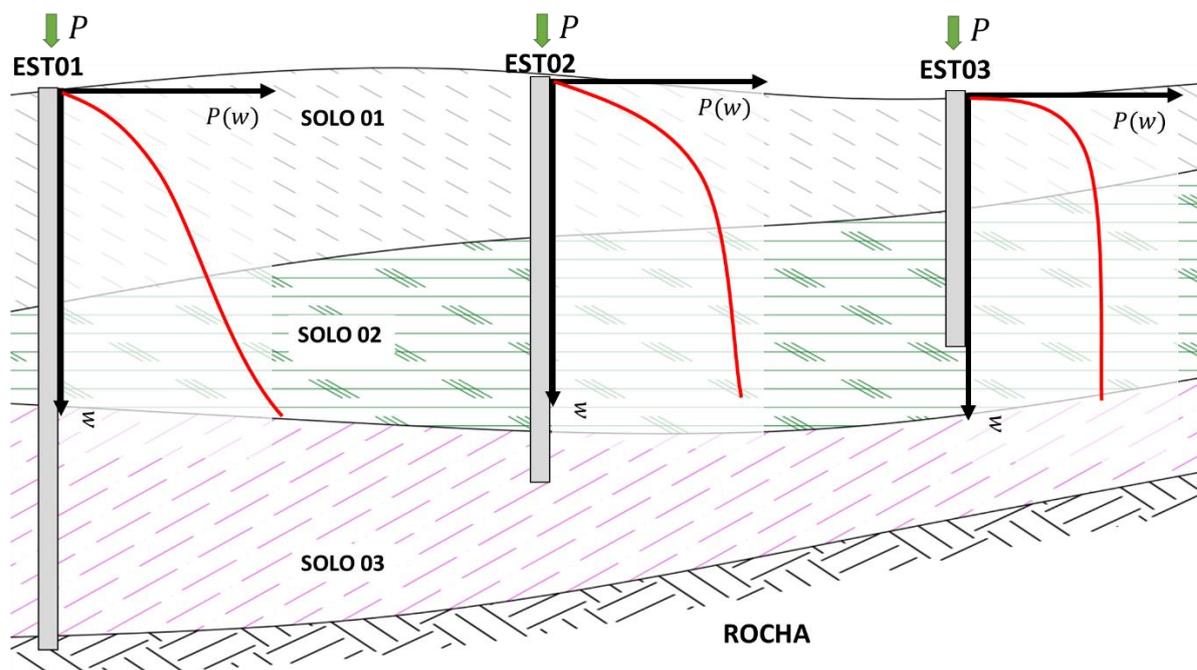
**Figura 2.13 – Modelos reológicos associados ao formato da curva carga recalque**



Fonte: do Autor e adaptado de Vesic (1975).

Conforme modelo de Aoki (1989a) e a interpretação Massad (1991) é possível associar o começo da curva carga recalque à solicitação das camadas superiores. Desta maneira, não basta apenas associar ambos comportamentos (lateral e ponta), é necessário considerar a partir de qual nível de deformação estes serão solicitados. Para ilustrar esse conceito, tomemos a Figura 2.14, considerando as camadas de Solo01 e Solo 03 com elevada resistência e a camada Solo02 com baixíssima resistência.

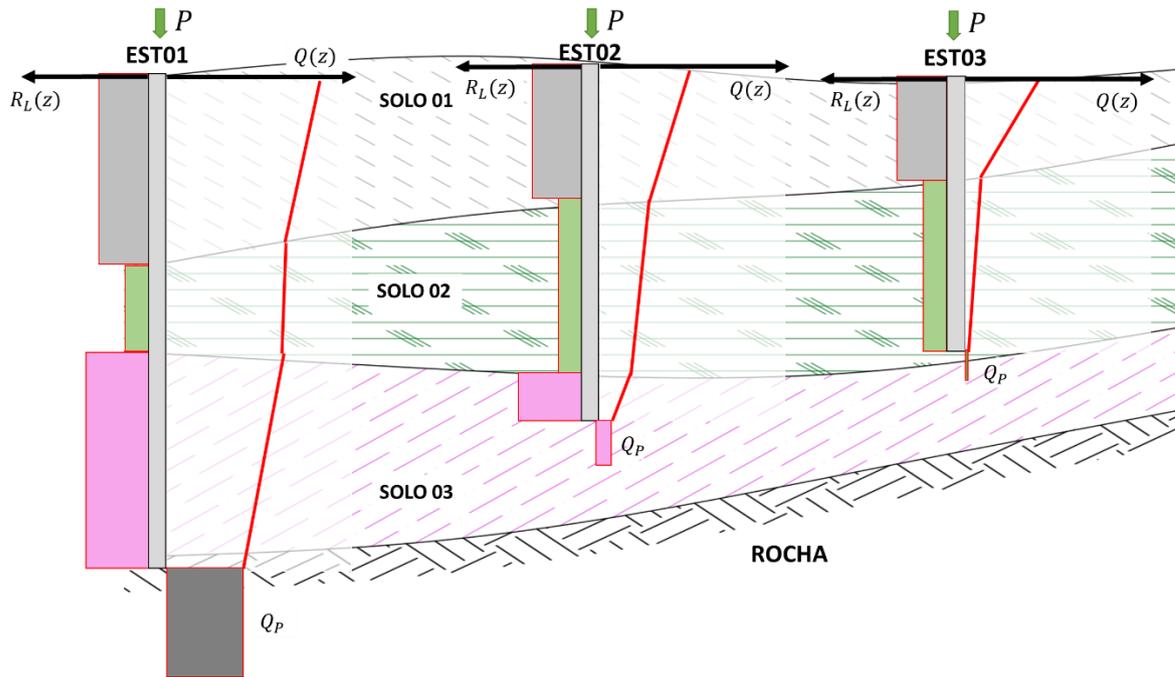
**Figura 2.14 – Curvas Carga Recalque e Estratigrafia.**



Fonte: adaptado de Reis (2016).

O principal mecanismo resistente da estaca EST03 (Figura 2.14) será sua resistência lateral da camada do Solo01, sendo assim, classificada como uma estaca flutuante, com pouca ou nenhuma resistência de ponta, cujo comportamento é representado pela curva  $P(w)$ , muito parecido com a curva B da Figura 2.13a. Na estaca EST02, a ponta já está imersa no Solo03, desta maneira, resistência de ponta vai contribuir para curva  $P(w)$ . No entanto, esta contribuição ocorrerá apenas após certa deformação da estaca, de tal forma que irá influenciar o final da curva, onde mais difícil é possível observar a ruptura por deslizamento. Por último, a estaca EST01 terá grande contribuição da ponta, de tal forma que a curva carga recalque terá um formato mais próximo da curva D da Figura 2.13a. A distribuição de carga é balizada pela rigidez da estaca, de tal forma que quanto maior for a rigidez, maior percentual de carga será transmitida a ponta. Estas interpretações do atrito lateral, com base nas curvas carga recalque, estão registradas na Figura 2.15.

**Figura 2.15 – Curvas Transferência de Carga, Resistência Lateral e Estratigrafia.**



Fonte: do Autor.

Como a estaca não é infinitamente rígida, as camadas superiores atingem maiores níveis de deslocamentos, e conseqüentemente são mais solicitadas. Assim, o atrito lateral é função do deslocamento da interface, esta função atrito-deslocamento ficou conhecida como Curva T-Z, cujos conceitos serão aprofundados a seguir.

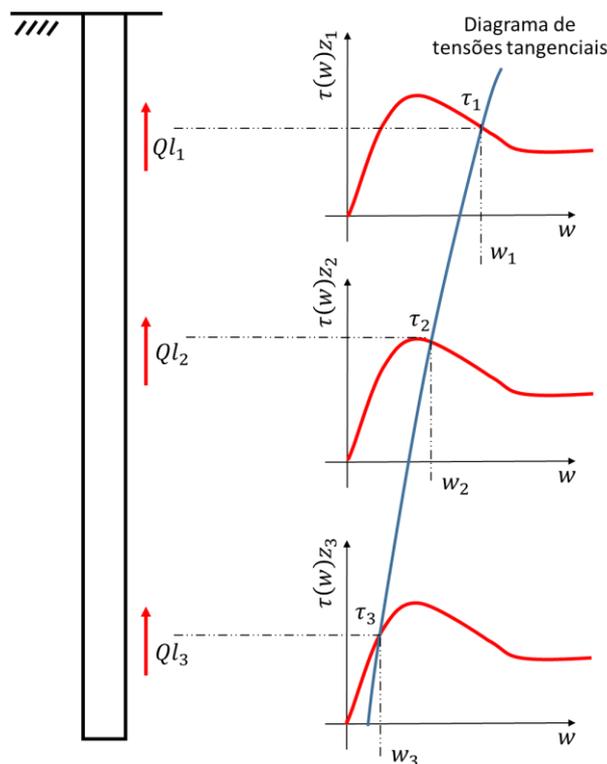
Outro efeito importante na curva carga recalque é o tempo de carregamento (MASSAD e WINZ, 2000). A aplicação de cargas em intervalos curtos de tempo devolve respostas mais rígidas do que as cargas aplicadas em maiores intervalos. Este trabalho ratifica o exposto em Francis (1962, *apud* VESIC, 1975).

### Curvas T-Z

As curvas T-Z, são representações do atrito lateral unitário ( $\tau$ ) com relação ao deslocamento ( $w$ ) na interface solo estaca. Estas funções  $\tau(w)$  também são dependentes da profundidade em que se encontram, por isso a nomenclatura de T-Z,  $\tau z_i(w)$ .

A Figura 2.16 exemplifica o conceito, ilustrando uma série de curvas T-Z, ao longo da profundidade, em um meio homogêneo. Estas curvas mostram como se desenvolve o atrito-deslocamento ao longo do fuste, evidenciando a influência da rigidez da estaca nos deslocamentos e no atrito mobilizado.

**Figura 2.16 – Tensões tangenciais  $\tau(w, z)$ , conforme profundidade - Curvas T-Z**



Fonte: adaptado de Randolph e Wroth (1978).

Se tomarmos o exemplo anterior, da Figura 2.15, podemos perceber que cada ponto da estaca terá um diferente valor de atrito mobilizado, em função do seu deslocamento, que por sua vez, é função da rigidez estaca-solo. Ou seja, a determinação dos deslocamentos em cada ponto da estaca depende da rigidez relativa entre estaca e solo.

Dessa maneira, as curvas T-Z permitem a determinação da relação entre atrito e deslocamento em um ponto da interface da estaca. Ao aplicarmos esta relação a todos pontos da estaca, com seus respectivos deslocamentos, podemos obter o atrito em cada ponto, e por fim, a carga e o recalque da estaca como um todo. Então, as curvas T-Z mostram-se como elementos essenciais para entender a relação entre curva carga recalque e curva de transferência de carga.

### 2.3 RAZÃO DE TRANSFERENCIA DE CARGA

Os modelos de transferência de carga são governados pela razão de transferência de carga, definida pela equação (2.9). Esta razão representa o percentual de carga que

efetivamente é mobilizada em função da resistência lateral. Quando a RT atinge valor igual a 1,00 significa que foi mobilizado 100% da resistência daquele trecho em análise.

$$RT = \frac{\tau_L}{r_L} = \frac{AT_L}{R_L} \quad (2.9)$$

Em que:  $RT$  é a razão de transferência de carga;

$\tau_L$  é o atrito lateral unitário mobilizado, a tensão na interface solo estaca;

$r_L$  é a resistência lateral unitária;

$AT_L$  é o atrito lateral mobilizado;

$R_L$  é a resistência lateral total;

A dificuldade na determinação da razão de transferência de carga pode ser contornada por funções aproximadoras. O trabalho de Zhang e Zhang (2012) aborda uma análise simplificada sobre o mecanismo de transferência de carga. Os critérios a serem apresentados a seguir estão baseados em Fellenius (2013) e Vesic (1975), as funções foram padronizadas para a notação em que  $\alpha$  e  $\beta$  são parâmetros mecânicos de transferência de carga.

### 2.3.1 Função Racional

A razão de transferência de carga pode ser aproximada por uma função dada pela razão entre deslocamento e deslocamento último.

$$RT = \left( \frac{w}{w_u} \right)^{\chi_1} \quad (2.10)$$

Em que:  $w_u$  é o recalque último;

$\chi_1$  é um expoente de ajuste menor que 1.

### 2.3.2 Função Exponencial

A razão de transferência de carga pode ser aproximada por uma exponencial inversa, conforme a equação (2.11):

$$RT = 1 - e^{-(\chi_1 \cdot w + \chi_2)} \quad (2.11)$$

A equação (2.11) sempre retornará resultados menores que 1, pois o valor da exponencial negativa pode ser no máximo 1,0 o que implicaria em um valor de 0 para  $RT$ . Esse comportamento não permite a simulação de relaxação (*softening*).

### 2.3.3 Função Hiperbólica

Outra aproximação para determinação da razão de transferência é o uso de uma função hiperbólica, conforme equação (2.12).

$$RT = \frac{w}{\chi_1 \cdot w \cdot R_L + \chi_2 \cdot R_L} \quad (2.12)$$

Em que:  $\chi_1 = 1/R_L$  é um parâmetro de transferência de carga;  
 $\chi_2$  é um parâmetro de transferência de carga.

### 2.3.4 Função 80%

É possível aproximar a razão de transferência de carga pela equação (2.13). Essa aproximação é baseada no critério de Brinch-Hansen, por isso o nome de 80%.

$$RT = \frac{\sqrt{w}}{\chi_1 \cdot w \cdot R_L + \chi_2 \cdot R_L} \quad (2.13)$$

em que:

$$\chi_1 = \frac{1}{2 \cdot R_L \sqrt{w_u}} \quad \text{é um parâmetro de transferência de carga;}$$

$$\chi_2 = \frac{\sqrt{w_u}}{2 \cdot R_L} \quad \text{é um parâmetro de transferência de carga;}$$

$$w_u \quad \text{é o recalque último.}$$

Ao se substituir os parâmetros na equação (2.13) podemos reescrevê-la conforme (2.14), de tal maneira que a razão dependa apenas do recalque último.

$$RT = \frac{2\sqrt{w \cdot w_u}}{w + w_u} \quad (2.14)$$

### 2.3.5 Função Kezdi

A equação de Kezdi (1957) aproxima a razão de transferência de carga pela equação (2.15).

$$RT = \frac{K_0 \gamma z}{R_L} \tan \phi \left( 1 - e^{-\frac{Kw}{w_u - w}} \right) \quad (2.15)$$

Em que:  $K_0$  é o coeficiente de empuxo no repouso;  
 $\gamma$  é o específico do solo;  
 $z$  é a profundidade em análise;  
 $\tan \phi$  é o parâmetro de atrito do solo.

### 2.3.6 Função Reese

A equação de Reese *et al.* (1969) aproxima a razão de transferência de carga pela equação (2.16).

$$RT = \frac{K}{R_L} \left[ 2 \sqrt{\frac{w}{w_u}} - \frac{w}{w_u} \right] \quad (2.16)$$

Em que:  $K$  é o coeficiente de empuxo no estado em qual o solo se encontra;

### 2.3.7 Função Holloway

A equação de Holloway (1975) aproxima a razão de transferência de carga pela equação (2.17).

$$RT = \frac{K\gamma}{R_L} \left( \frac{\sigma}{p} \right)^n w \left[ 1 - \frac{R_L}{\sigma \tan \delta} \right] \quad (2.17)$$

Em que:  $K$  é o coeficiente de empuxo no estado em qual o solo se encontra;  
 $n$  é um expoente de ajuste;  
 $\tan \delta$  é o parâmetro de atrito da interface solo estaca.

### 2.3.8 Leis de Cambefort

Cambefort (1964) foi um dos primeiros a estudar os mecanismos por de trás do comportamento das estacas. Seus estudos basearam-se em ensaios com dimensão reduzida em solos homogêneos e posteriormente estes resultados foram comparados com ensaios realizados por outros autores<sup>3</sup> em verdadeira grandeza. Também foi analisada a interação entre estacas vizinhas.

O autor discorre sobre a distribuição do atrito lateral ao longo do fuste da estaca e sobre a reação e comportamento da ponta, dentre outros fenômenos. Cambefort (1964) esclarece que os parâmetros de atrito e resistência de ponta dependem do nível de deslocamento, além da condição de atrito e rugosidade. Desta maneira são estabelecidas a primeira e a segunda lei (ou relação) de Cambefort.

Com relação a outros fenômenos, em carregamentos lentos, observou-se relaxação do atrito em certas camadas e redistribuição destes esforços para outras camadas e ponta. Em alguns experimentos, no descarregamento, surgiram tensões de tração, cargas residuais. Este fenômeno foi melhor descrito por Massad (1992; 1993).

---

<sup>3</sup> Recomenda-se consultar o trabalho de Cambefort (1964) para maiores informações.

### 2.3.8.1 Primeira lei de Cambefort

O trabalho de Cambefort (1964) mostra e que o atrito lateral depende das características do solo e do nível de carregamento; que a relação do atrito com deslocamento é descrita pela equação (2.18), ilustrada pela Figura 2.18.

$$\tau_L(w) = \beta + \alpha w \leq r_L(w_u) \quad (2.18)$$

Em que:  $\alpha$  e  $\beta$  são constantes da interface solo-estaca;

$\tau_L(w)$  é o atrito lateral unitário;

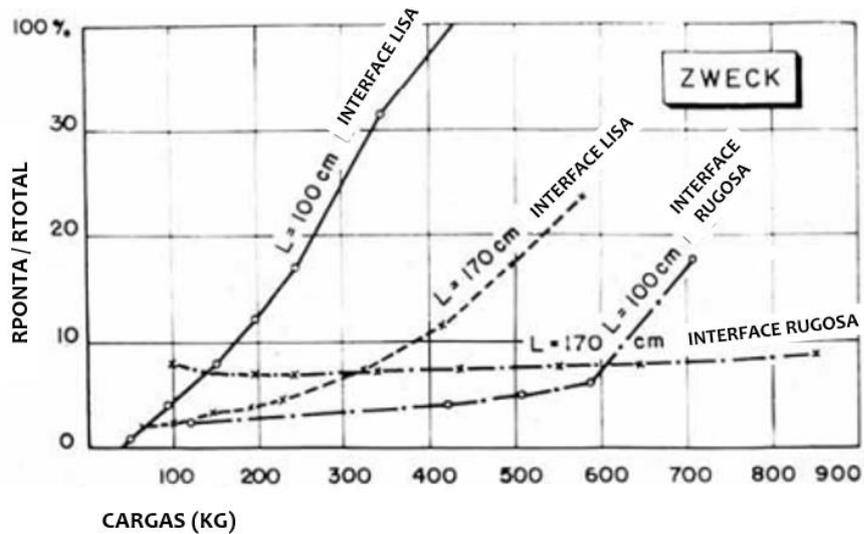
$r_L$  é a resistência lateral unitária, (atrito lateral unitário máximo na ruptura).

Antes do início do deslocamento, isto é deslocamento nulo ( $w = 0$ ), o atrito lateral mobilizado apresenta o valor de  $\beta$ . À medida que se desloca, o mecanismo apresenta maiores valores de atrito lateral até atingir o valor máximo de atrito ( $\tau_L(w) = r_L$ ), quando ocorre o deslizamento da interface. Cambefort (1964) ressalta que este comportamento é mais fácil de notar em estacas rugosas, com grande ângulo de atrito estaca-solo. Em estacas lisas o trecho de variação linear é curto, pois o valor de  $r_L$  é baixo, produzindo um comportamento rígido-plástico.

### 2.3.8.2 Segunda lei de Cambefort

A segunda lei refere-se ao comportamento da ponta. Nos experimentos em Cambefort (1964) a resistência de ponta apresentou valores baixos (ou nulos) no início do carregamento. Com o aumento de carga na cabeça da estaca, o percentual de carga que é recebida pela ponta aumenta progressivamente (Figura 2.17). Pois a mobilização da resistência de ponta depende do nível de deslocamento (e conseqüentemente de carga) na estaca (CAMBEFORT, 1964). Marcus (1949 *apud* CAMBEFORT, 1964) apresenta um estudo teórico justificando este comportamento.

Figura 2.17 – Rp/R conforme comprimento



Fonte: adaptado de Cambefort (1964)

Com isso, é possível inferir que o carregamento da ponta se inicia apenas quando está esgotada a resistência lateral, conforme explicado na Figura 2.11 e Figura 2.12 (CAMBEFORT, 1964; MASSAD, 1992). Iniciado o carregamento da ponta, este é definido pela equação (2.19)<sup>4</sup>, conhecida como segunda lei de Cambefort (1964), e é ilustrado pela Figura 2.18.

$$\sigma_p(w_p) = Q + R w_p \leq r_p(w_{u,p}) \quad (2.19)$$

Em que:  $Q$  e  $R$  são constantes da ponta;

$\sigma_p$  é a reação unitária de ponta;

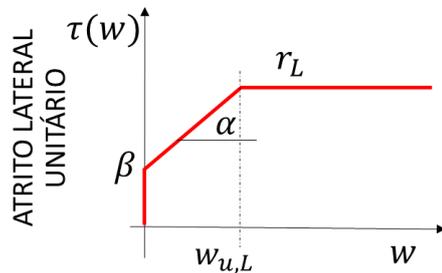
$r_p$  é a resistência unitária da ponta (reação unitária de ponta máxima).

Partindo do pressuposto que a estaca já tenha se deformado suficientemente para mobilizar a resistência de ponta, a reação unitária da ponta segue raciocínio análogo ao atrito lateral unitário, isto é, ao se aplicar a carga, a ponta reage com um valor  $Q$  de resistência. À medida que se desloca, essa resistência aumenta linearmente conforme a razão  $R$ , até a ruptura que é o valor máximo ( $\sigma_p = r_p$ ). Os deslocamentos do mecanismo do atrito lateral são menores que os do mecanismo da ponta, isto é  $w_{u,L} < w_{u,P}$ . Ambas relações de Cambefort (1964), equações (2.19) e (2.18), são ilustradas com os gráficos da Figura 2.18.

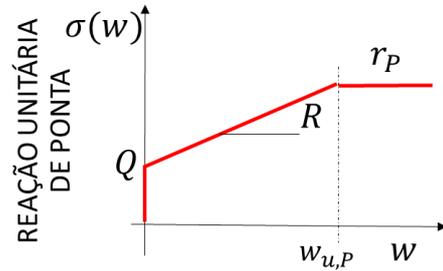
<sup>4</sup> Esta equação sofreu uma manipulação matemática, pois a relação original de Cambefort (1964) trata da reação de ponta (não unitária).

**Figura 2.18 – Leis de Cambefort (1964)**

**A) PRIMEIRA LEI DE CAMBEFORT**



**B) SEGUNDA LEI DE CAMBEFORT**



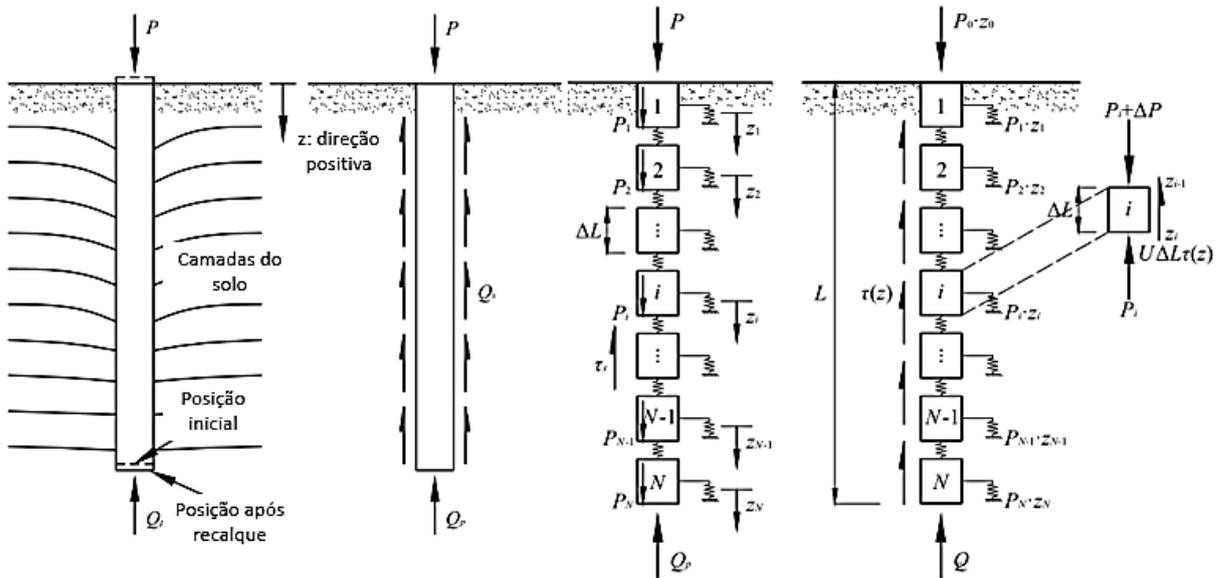
Fonte: adaptado de Massad (1991).

### 2.3.9 Outros Modelos de Transferência

Coyle e Reese (1966) apresentaram um método computacional para obtenção das curvas de transferência de carga. Em Fellenius (1980) é possível encontrar um método analítico, através de ábacos para determinação das curvas de transferência de carga.

Ni *et al.* (2017) apresenta um mecanismo de transferência de carga generalizado para estacas, considerando o efeito da relaxação (*softening*) e encruamento (*hardening*). O modelo parte da consideração de que uma estaca é um conjunto de vários elementos elásticos não lineares, esta simplificação está mostrada na Figura 2.19. Primeiramente, o algoritmo proposto calcula a deformação em cada ponto da estaca, então com os valores das deformações é estimada a carga de cada trecho e avaliada a diferença de carga. O processo entra em um *loop* em que o algoritmo é retro alimentado até que haja a convergência de 1% da carga aplicada no topo da estaca.

Figura 2.19–Modelo generalizado de Ni *et al*

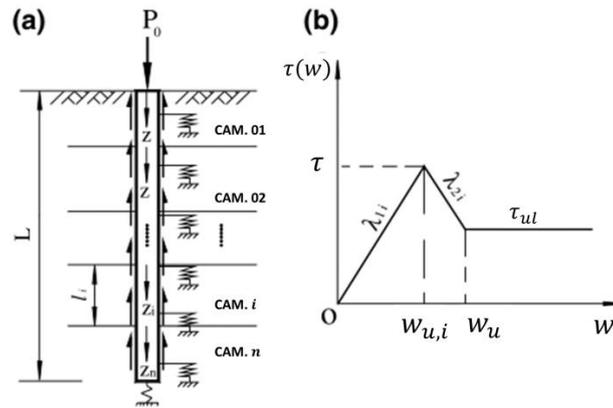


Fonte: adaptado de Ni *et al.* (2017).

Com base em dados empíricos, essa metodologia foi aplicada para determinação da curva carga recalque de diversos trabalhos experimentais e produziram resultados satisfatórios. Os resultados obtidos também foram comparados ao modelo de Zhang e Zhang (2012), ratificando a aplicabilidade do modelo. Este modelo consegue representar o mecanismo com apenas uma única variável, o que facilita a sua aplicação, uma vez que as incertezas estão em um único parâmetro, não em vários.

Liu *et al.* (2004) desenvolveram um modelo de transferência de carga para estacas isoladas em solos estratificados. O modelo é uma associação de elementos elásticos, nos quais a simulação da interação solo estrutura na interface é feita por um modelo tri linear conforme Figura 2.20. Os autores mostram que cada mecanismo de transferência de carga é aplicável para cada tipo de solo e vice-versa. Por exemplo, para areias ou argilas rígidas, considera-se razoável usar o modelo hiperbólico de transferência de carga. Mas para argilas moles ou areias fofas é mais razoável usar o modelo tri linear.

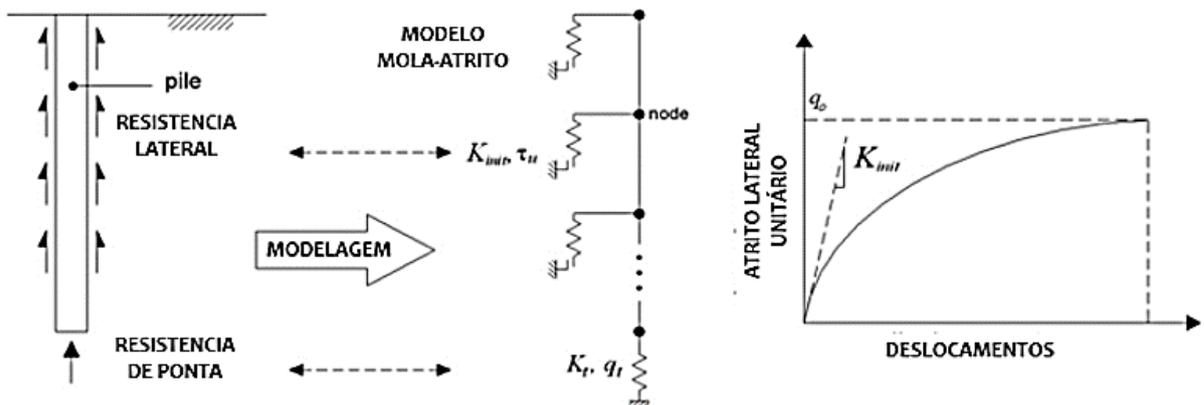
**Figura 2.20 – Modelo trilinear de Liu *et al***



Fonte: Liu *et al.* (2004).

Park *et al.* (2012) propõem um mecanismo de transferência de carga em estacas hélice contínua (HCM) e estacas Ômega. O modelo é formado por uma associação de molas-atrito de comportamento não linear (Figura 2.21). Os resultados da previsão foram balizados em 17 provas de carga estática e permitiram ao autor propor uma metodologia de projeto unificada (LRFD – *Load Resistance Factor Design*) que englobe uma verificação de estado limite ultimo e estado limite de serviço.

**Figura 2.21–Modelo de Park**



Fonte: adaptado de Park *et al.* (2012)

Viggiani e Vinale (1983) estudaram o comportamento de estacas de grande diâmetro em terrenos piroclásticos (de formação vulcânica), onde discorrem sobre a distribuição do atrito lateral ao longo do fuste da estaca.

Moayed *et al.* (2015) ensaiaram estacas instrumentadas em solos de múltiplas camadas, afim de avaliar a distribuição de esforços e deslocamentos ao longo do fuste da

estaca. As estacas foram ensaiadas na Malásia, conforme ASTM D1143:2007. Em seus trabalhos, com o incremento da profundidade houve diminuição da resistência lateral unitária, embora as sondagens apontassem para valores maiores  $N_{spt}$ .

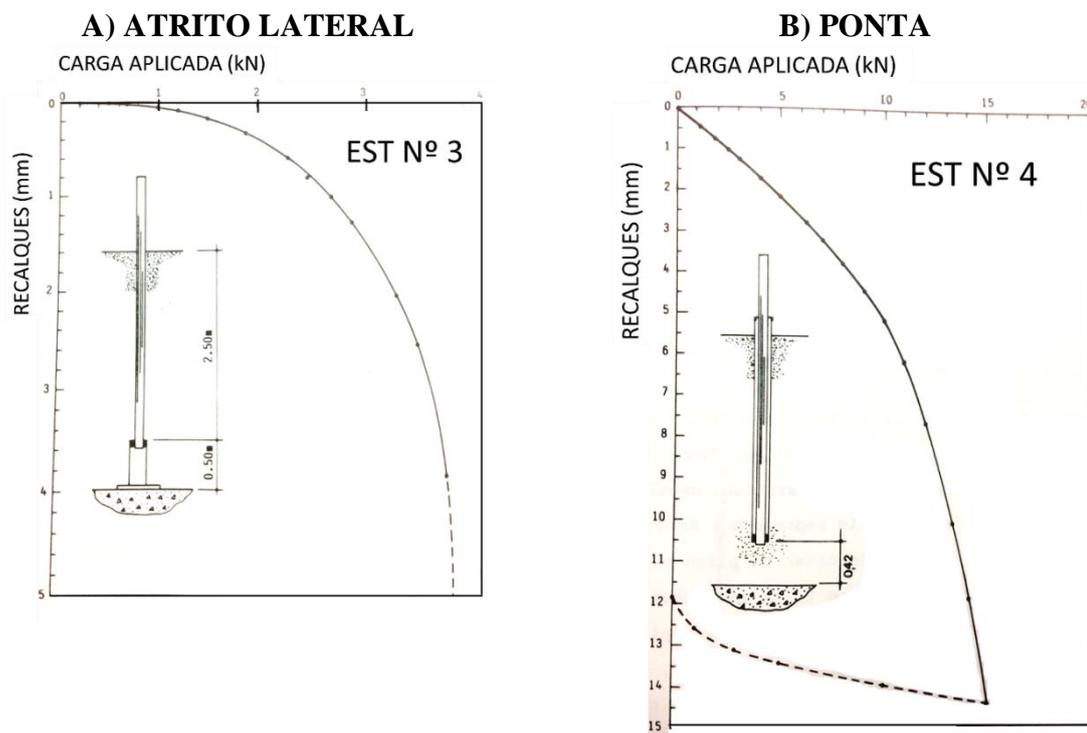
Achour e Bouafia (2014) simularam o comportamento de estacas isoladas através do software SAP2000 usando um modelo de transferência de carga lastreado em resultados experimentais obtidos por SPTs, CPTs e PMTs.

Vargas (1981) foi pioneiro no cenário brasileiro a tratar da distribuição do atrito e ponta. Na revista Solos e Rochas ele apresenta uma maneira simplificada à análise da distribuição das cargas na estaca, tanto para estacas isoladas como em grupo. O artigo em questão trouxe uma interessante discussão no meio técnico. Alonso (1996) também traz interpretação para provas de carga lentas executadas em estacas hélice continua com monitoramento.

Bernardes (1989) desenvolveu modelos físicos de 5 estacas em um tanque de areia. Estas estacas foram instrumentadas, com *strain gauges* e acelerômetros, para posteriormente serem submetidas a ensaios estáticos e dinâmicos. Destas 5 estacas, uma foi cravada e outras quatro foram apenas posicionadas. Em uma das estacas, foi realizado revestimento com um tubo de plástico, de maneira a evitar o atrito lateral; em outra foi posicionado um tubo de plástico na ponta, de maneira a evitar a carga da ponta; as demais estacas foram ensaiadas normalmente.

Os resultados de Bernardes (1989) permitiram ilustrar o comportamento da carga de ponta (Figura 2.22b) e do atrito lateral (Figura 2.22a) separados e sua interação, ou seja ambos trabalhando juntos. O autor ainda discorre sobre o fenômeno do embuchamento na ponta da estaca cravada.

**Figura 2.22–Comportamento da Carga Recalque de Estacas em Modelo Físico**



Fonte: adaptado de Bernardes (1989)

Em 2000, Balech estudou a transferência de cargas em estacas cravadas. Foram avaliadas 25 provas de carga dinâmicas com energia crescente e uma prova de carga estática. As provas de carga foram executadas em 10 locais distintos, todos na cidade do Rio de Janeiro em presença de argila mole.

Para simular o comportamento não linear de interfaces areia-concreto, Reis (2006) propõe a incorporação de uma relação constitutiva no método dos elementos finitos. Foi usado um modelo físico realizado para calibrar os parâmetros do modelo constitutivo, sendo possível utilizá-lo em estacas, visto que se trata da mesma interface.

Por ocasião do 8 Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia (BR), foi realizado um evento de previsão do comportamento carga recalque de uma estaca escavada em terreno arenoso em Araquari-SC. As previsões vieram de 73 pesquisadores de 20 países distintos usando métodos empíricos, numéricos e analíticos. Estas previsões foram comparadas e compiladas por Alves (2016), juntamente com uma análise crítica dos resultados apresentada pela autora. No cenário brasileiro, cita-se ainda a iniciativa de Pérez (2014), Vanni *et al.* (2006), Alledi (2013) e Falconi *et al.* (2016) no estudo da transferência de carga.

## 2.4 AJUSTE DA CURVA CARGA RECALQUE

Os modelos de ajustes da curva carga recalque são expressões matemáticas que visam descrever o formato da curva analiticamente. Com esta previsão analítica da curva é possível fazer extrapolações e inferir sobre a carga de ruptura. A seguir serão apresentados os principais métodos de ajuste: Van Der Veen (1953), Chin-Konder (1970) e de Brinch-Hansen (1963). Uma discussão sobre estes métodos pode ser encontrada em Fellenius e Tech (2001), estes autores também comentam o método de Decourt (1999).

### 2.4.1 Equação de Van Der Veen

O ajuste de Van Der Veen (1953) está registrado na equação (2.20)<sup>5</sup>. Esta equação apresenta uma assíntota (quando  $w \rightarrow \infty$ ), que coincide com a carga de ruptura da estaca, ratificando o significado físico da ruptura.

$$P = R. [1 - e^{-c1.w}] \quad (2.20)$$

Em que:  $w$  é o recalque de ruptura convencional;

$P$  é a carga que produz o recalque  $w$ ;  $R$  é a carga de ruptura da estaca;

$c1$  é um valor de ajuste da curva exponencial;

$R$  é a carga de ruptura da estaca.

Este método foi modificado por Aoki (1976), quando este introduziu um fator  $c2$  para descrever curvas que não coincidem com a origem, resultando na equação (2.21).

$$P = R. [1 - e^{-(c1.w+c2)}] \quad (2.21)$$

### 2.4.2 Equação de Chin-Konder

Chin (1970) observou certa linearidade entre a razão deslocamento por carga e a deslocamento em argilas lateríticas, ensaiadas ao cisalhamento direto. Este comportamento pode ser extrapolado para estacas, encontrando-se a mesma linearidade entre a razão recalque por carga  $\left(\frac{w}{P}\right)$  e o recalque( $w$ ), conforme equação (2.22).

$$\frac{w}{P} = C_1.w + C_2 \quad (2.22)$$

---

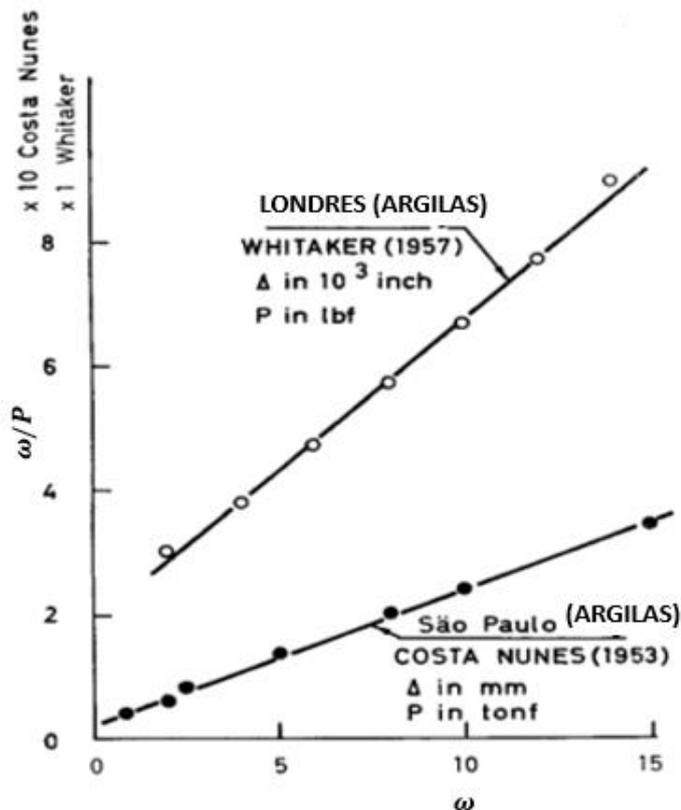
<sup>5</sup> Neste trabalho, a equação de Van Der Veen é apresentada com parâmetros  $c1$  e  $c2$ , pois  $\alpha$  e  $\beta$  referem-se a parâmetros de transferência de carga.

A partir da observação desta propriedade, é possível inferir sobre a carga de ruptura, desde que sejam conhecidos os valores de  $C_1$  e  $C_2$ , que são fatores de ajustes. A equação (2.23), que é uma manipulação da (2.22) fornece o valor da carga de ruptura quando o valor do recalque tende ao infinito.

$$P(w) = \frac{1}{C_1 + \frac{C_2}{w}}; \text{ quando } \lim_{w \rightarrow \infty} P(w) = R = \frac{1}{C_1} \quad (2.23)$$

Esta propriedade também foi observada em ensaios de compressão triaxial, em penetração de cone e foram ratificados por provas de cargas em estacas cravadas. Estes trabalhos foram baseados em Konder (1963 *apud* CHIN, 1970), por isso, é comum referir-se a esta relação como relação de Chin-Konder. Este método foi comparado com prova de cargas de outros autores, a Figura 2.23 mostra resultados em Londres e em São Paulo (WHITAKER, 1957; COSTA NUNES, 1953 *apud* CHIN, 1970).

**Figura 2.23 – Relação de Chin-Konder**



Fonte: adaptado de Chin (1970).

### 2.4.3 Equação de Brinch-Hansen

Proposto por Hansen em 1963, o método aproxima a relação de  $\left(\frac{\sqrt{w}}{P}\right)$  e o recalque ( $w$ ) para uma relação linear conforme a equação (2.24). Esta equação pode ser rearranjada na (2.25), a partir da qual é possível estabelecer ajuste a curva carga recalque.

$$\frac{\sqrt{w}}{P} = C_1 \cdot w + C_2 \quad (2.24)$$

$$P(w) = \frac{\sqrt{w}}{C_1 \cdot w + C_2} \quad (2.25)$$

O método também é conhecido como método dos 80%, pois Hansen (1963) sugere que a ruptura como sendo a carga que causa deslocamentos quatro vezes maiores com relação a 80% da carga<sup>6</sup>. Esse critério de ruptura implica nas equações (2.26) e (2.27).

$$C_1 = \frac{1}{2R\sqrt{w_u}} \quad (2.26)$$

$$C_2 = \frac{\sqrt{w_u}}{2R} \quad (2.27)$$

### 2.4.4 Critérios de Ruptura

A carga de ruptura é caracterizada pelo momento em que a cabeça da estaca continua a deslocar-se, sem a necessidade de se aumentar o valor de carga aplicada, fisicamente é caracterizada pelo deslizamento da estaca com um todo. A ruptura física pode ser caracterizada pela equação (2.20) de Van Der Veen (1953), pois quando o recalque tende ao infinito o gráfico atinge uma assíntota vertical. Pelo método de Chin-Konder (1970) a ruptura ocorre em  $R = 1/C_1$  que é o limite da equação (2.23), quando o recalque tende ao infinito.

No entanto, segundo Hachich *et al.* (1996), é comum a inexistência de condições claras de ruptura, nestes casos, pode-se convencionar a ruptura. Embora a ruptura convencional não tenha significado físico, ela implica em deslocamentos para as quais convém admitir que o elemento esteja rompido. Neste caso não é possível observar o fenômeno do deslocamento sem acréscimo de carga.

Terzaghi (1942) considera que a ruptura da estaca ocorre em recalques da ordem de 10% do diâmetro, trata-se de uma convenção (ruptura convencional). A ABNT NBR

---

<sup>6</sup> Hansen (1963) também estabelece critério de ruptura a 90%, equivalente ao dobro do recalque.

6122:2010 também discorre sobre a ruptura convencional, neste caso a ruptura pode ser obtida pela carga que corresponde ao recalque da equação (2.28).

$$\Delta w = \frac{R.L}{E.A} + \frac{D}{30} \quad (2.28)$$

Em que:  $\Delta w$  é o recalque de ruptura convencional;

$R$  é a carga de ruptura convencional;  $L$  é o comprimento da estaca;

$E, A$  são respectivamente: módulo de elasticidade longitudinal do material da estaca e área da seção transversal.

## 2.5 MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS DE ESTIMATIVA DE CAPACIDADE DE CARGA

Segundo a ABNT NBR 6122 (2010), os métodos semi-empíricos relacionam resultados de ensaios com a resistência do solo através de modelos analíticos adaptados. Devido seu caráter experimental, são métodos que ficam restritos a certas regiões e localidades. São métodos simples e robustos. Em Velloso (1991) encontram-se diversos métodos usados no Brasil, baseados no SPT. Será apresentada breve introdução dos principais métodos.

### 2.5.1 Décourt Quaresma (1978)

O método de Décourt e Quaresma (1978) utiliza-se da média dos índices de resistência à penetração do SPT ( $\bar{N}_{SPT,l}$ ) para estimativa do atrito lateral. Parte-se do pressuposto, que o  $N_{SPT}$  seja capaz de representar o comportamento do solo, independentemente do seu tipo. A Equação (2.29) registra a resistência lateral unitária.

$$r_l = 10 \left( \frac{\bar{N}_{SPT,l}}{3} + 1 \right) \quad (2.29)$$

em que:  $r_l$  é a resistência lateral unitária (kPa);

$\bar{N}_{SPT,l}$  é a média do índice de resistência a penetração na lateral da estaca, tomado conforme o intervalo  $3 \leq \bar{N}_{SPT} \leq 15$ ;

A resistência unitária na ponta é dada pela Equação (2.30).

$$r_p = C \cdot \bar{N}_{SPT,p} \quad (2.30)$$

em que:  $r_p$  é a resistência unitária da ponta (kPa);

$\bar{N}_{SPT,p}$  é o índice de resistência a penetração relativo a ponta da estaca, obtido pela média entre três valores consecutivos: o corresponde ao nível da ponta, o imediatamente anterior e imediatamente o posterior;

$C$  é um coeficiente que depende do tipo de solo (kPa).

Décourt (1996) introduziu os fatores  $\alpha_{DQ}$  e  $\beta_{DQ}$ , a fim de calibrar a resistência de ponta e lateral, a resistência da estaca é representada por:

$$R = R_P + R_L = \alpha_{DQ} \cdot C \cdot \bar{N}_{SPT,p} + \beta_{DQ} \cdot 10 \left( \frac{\bar{N}_{SPT,l}}{3} + 1 \right) \cdot U \cdot L \quad (2.31)$$

Estes fatores,  $\alpha_{DQ}$  e  $\beta_{DQ}$ , dependem do tipo de estaca e do solo em qual está sendo executada a estaca, eles podem ser encontrados em tabelas fornecidas pelos autores.

### 2.5.2 Aoki Velloso (1975)

O método de Aoki e Velloso (1975) estabelece uma relação entre a resistência e o ensaio de CPT. Basicamente a resistência de ponta pode ser descrita como sendo a resistência de ponta do cone ( $q_c$ ) do CPT dividida por um fator de escala.

$$r_P = \frac{q_c}{F_1} \quad (2.32)$$

em que:  $r_P$ : resistência unitária da ponta;  
 $q_c$ : resistência de ponta do cone;  
 $F_1$ : fator de correção.

A resistência lateral pode ser expressa como sendo o atrito lateral unitário na luva ( $f_s$ ) do CPT dividido por outro fator de escala.

$$r_L = \frac{f_s}{F_2} \quad (2.33)$$

em que:  $r_L$ : resistência lateral unitária;  
 $f_s$ : atrito lateral unitário na luva;  
 $F_2$ : fator de correção.

Os fatores  $F_1$  e  $F_2$  são fatores de escala que corrigem as diferenças de dimensões entre estaca e cone do CPT, corrigem também as diferenças executivas entre o tipo de estaca e a cravação do CPT.

O valor de resistência de ponta do cone pode ser obtida por correlações com o número de golpes do SPT, e o valor do atrito lateral unitário pode ser escrito em função da própria resistência de ponta do cone, multiplicada pela razão de atrito ( $\alpha_{CPT}$ ). De tal forma que  $q_c$  pode ser escrito como Equação (2.34) e  $f_s$  como Equação (2.35).

$$q_c = K \cdot N_{SPT} \quad (2.34)$$

$$f_s = \alpha_{CPT} \cdot K \cdot N_{SPT} \quad (2.35)$$

em que:  $K$  fator de correlação entre SPT e CPT;  
 $\alpha_{CPT}$  razão de atrito CPT,  $\alpha_{CPT} = \frac{f_s}{q_c}$ ;  
 $N_{SPT}$  índice de resistência a penetração SPT.

Substituindo estas correlações e somando a resistência de ponta a lateral, escreve-se a Equação (2.36):

$$R = R_p + R_L = \frac{K \cdot N_{SPT}}{F_1} A_p + \frac{U}{F_2} \sum_{i=1}^{i=n} \alpha_{CPT} \cdot K \cdot N_{SPT}^i \cdot \Delta l^i \quad (2.36)$$

Sendo que a primeira parcela da expressão se refere à resistência de ponta e a segunda parcela refere-se à resistência lateral. Os valores de  $\alpha$ ,  $K$ ,  $F_1$  e  $F_2$  podem ser obtidos em tabelas em função do solo e método executivo. Outros autores contribuíram para caracterizar estes coeficientes para solos de cada região, citam-se:

- Benegas (1993), Laprovitera (1988) para solos no Rio de Janeiro;
- Alonso (1980) para solos da cidade de São Paulo;
- Miguel *et al.* (2005) na caracterização de solos de Londrina;

### 2.5.3 Ranzini (1988) modificado por Peixoto (2001)

O método de Ranzini (1988) baseia-se no SPT-T (com medida de torque), estabelecendo uma relação entre o atrito-adesão, medido na interface solo-amostrador, e a resistência da estaca. O método foi desenvolvido inicialmente para estacas hélice contínua, posteriormente, adaptado para as demais estacas pelos coeficientes  $s_p$  e  $s_L$ . O atrito-adesão é calculado pela equação (2.37)

$$f = 100 \cdot \frac{T}{(40,536h - 3,171)} \quad (2.37)$$

em que:  $f$  é o valor do atrito-adesão entre solo e amostrador em (kPa)  
 $T$  é o torque aplicado no SPT-T (kgf/cm<sup>2</sup>)  
 $h$  é penetração do amostrador (cm)

Para estimativa da resistência de ponta, deve-se tomar os valores máximos de torque referente a uma média ponderada por três estratos: o referente a ponta, com peso 2, e os valores referente a camada anterior e posterior, com peso 1. A resistência unitária de ponta é dada pela equação (2.38).

$$r_p = s_p \cdot f \quad (2.38)$$

em que:  $s_p$ . é fator empírico que depende do tipo de estaca.  
 $f$  é o valor do atrito-adesão entre solo e amostrador em (kPa), obtido pela equação (2.37), considerando torque máximo, pela média ponderada.

Ranzini (1988) propõe o uso de valores residuais de torque para a estimativa da resistência lateral, conforme equação (2.39).

$$r_l = s_L \cdot f \quad (2.39)$$

em que:  $s_L$ . é fator empírico que depende do tipo de estaca.  
 $f$  é o valor do atrito-adesão entre solo e amostrador em (kPa), obtido pela equação (2.37), considerando torque residual.

Sendo assim, a resistência da estaca como um todo pode ser estimada pela equação (2.40).

$$R = R_p + R_L = s_p \cdot f_{m\acute{a}x,p} \cdot A_p + s_L \cdot U \sum_{i=1}^{i=n} \cdot f_{res,l} \cdot \Delta l^i \quad (2.40)$$

Peixoto (2014) sugere algumas modificações ao método de Ranzini (1988), passando a integrar os índices de resistência a penetração ( $N_{SPT}$ ) no método. Para a ponta, sugere que seja utilizado o método de Décourt e Quaresma (1978). Na lateral, a autora recomenda o uso do torque residual ao se determinar o valor de atrito-adesão ( $f$ ). A resistência lateral deve ser corrigida por um fator  $F_L$ , referente a razão entre o torque máximo e o  $N_{SPT}$ . O valor deste fator pode ser obtido em tabelas, fornecidas pela autora. Sendo assim, as modificações de Peixoto (2001) resultam na equação (2.41):

$$R = R_p + R_L = \alpha_{DQ} \cdot C \cdot \bar{N}_{SPT,p} + F_L \cdot s_L \cdot U \sum_{i=1}^{i=n} \cdot f_{m\acute{a}x,l} \cdot \Delta l^i \quad (2.41)$$

em que:  $F_L$  é um fator empírico referente à razão  $\frac{T_{m\acute{a}x}}{N_{SPT}}$

## 2.6 ANÁLISE COMPUTACIONAL

Bowles (1974) reúne um compilado de aplicações numérico-computacionais a problemas de geotecnia usando o método dos elementos finitos. Este método ganhou espaço com o avanço dos computadores, que possibilitaram o processamento de grandes volumes de dados. O embasamento teórico do método dos elementos finitos (MEF) envolve certa

complexidade matemática. Ele será exposto de maneira breve pois é um tema de caráter secundário à pesquisa. Um compilado sobre o assunto pode ser encontrado em Paiva (2012) exposto de maneira didática e simplificada.

De maneira sucinta, o método consiste em discretizar a estruturas em diversos elementos finitos, resolve-los de maneira separada e então procurar a solução do sistema linear que compatibilize todos os elementos. O método trata-se de uma aproximação para solução da equação diferencial da linha elástica. Por isso, o método retorna valores exatos apenas nos pontos, e se faz necessário usar vários elementos para uma boa aproximação da solução analítica.

Bowles (1974) apresenta um exemplo de um programa de MEF para solução dos modelos de transferência de carga de Coyle e Reese (1966), é um dos registros mais antigos da aplicação do método em geotecnia. Atualmente, grande parte da produção técnica usa-se de métodos computacionais numéricos, citam-se alguns exemplos e considerações atuais.

Dessai *et al.* (1984) usaram de modelo finito com espessura pequena, com um material fictício para representar o comportamento da interface estaca solo, seus modelos conduziram a boas aproximações numéricas. Também concluíram que a acurácia depende da espessura do elemento finito, espessuras pequenas representam bem pequenos deslocamentos e espessuras maiores representam melhor deslocamentos maiores.

Em Seo *et al.* (2008) é apresentado um modelo de previsão para curva carga recalque, os autores desenvolveram um programa com o título de ALPAXL. Achour e Bouafia (2014) apresentam uma solução para determinação dos parâmetros de transferência de carga em estacas isoladas, através de modelo de elementos finitos desenvolvidos no SAP.

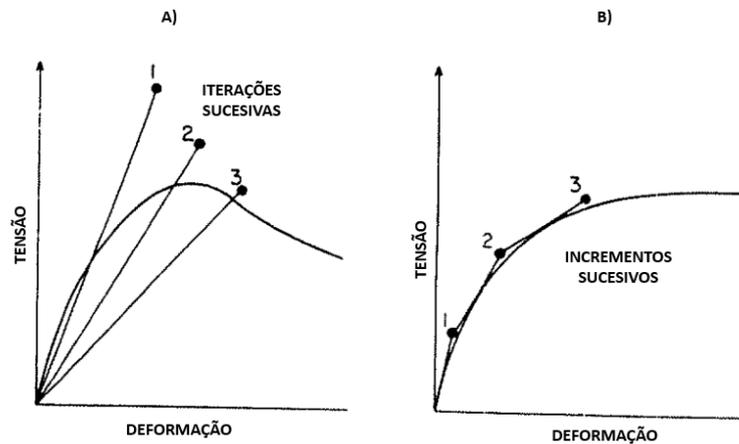
Zhang e Zhang (2012) propõem uma análise simplificada para representação da curva carga recalque, considerando o comportamento não linear dos deslocamentos na interface solo estaca. Os autores desenvolveram um programa com base em suas propostas.

### **Não Linearidade Física**

Duncan *et al.* (1970) apresentam duas técnicas para simulação de não linearidades físicas. Na Figura 2.24a é representada uma técnica com iterações sucessivas, onde o programa é realimentado com novos parâmetros de resistência até que ocorra a convergência entre tensão aplicada e deformação. Na Figura 2.24b é apresentada uma técnica com incrementos sucessivos, em que a carga é aplicada em estágios, e cada estágio terá um

parâmetro de resistência, de tal forma que a curva será representada por todos estes incrementos.

**Figura 2.24 – Técnicas de Simulação de não linearidades**



Fonte: adaptado de Duncan *et al.* (1970)

Cada técnica tem sua vantagem, o procedimento de iterações sucessivas permite representar picos de tensão deformação, enquanto o método de incrementos sucessivos não permite, pois não é possível fazer um incremento negativo usado o método dos elementos finitos. A vantagem do método de incrementos é que se é possível simular tensões iniciais sem deformações, o que é difícil de se fazer nas iterações sucessivas (DUNCAN *et al.*, 1970).

Segundo Siriwardane e Desai (1983) a grande maioria dos problemas de não linearidade são analisados como uma série de partes lineares, por técnicas de incrementos. Estas técnicas permitem a alteração da matriz de rigidez, já que algumas características dependem do nível de tensão deformação. Desta maneira é possível observar que o tamanho do incremento e o tamanho dos elementos finitos apresentam papéis importantes na análise não linear.

Os efeitos de incremento de resistência causados por ciclos de carregamento e descarregamento podem ser simulados pela implementação de um valor variável de módulo de elasticidade. A simulação desse efeito deve ser feita com cautela, pois o incremento destes valores pode violar a condição de continuidade, quando implementado, se faze necessária a verificação desta condição (SIRIWARDANE e DESAI, 1983).



### 3 MATERIAIS E MÉTODOS

Foram feitas diversas simulações numéricas afim de promover a interpretação a respeito dos mecanismos de transferência de carga e sua influência na curva carga recalque. As simulações basearam-se nos ensaios *in situ*, e nas próprias provas de carga instrumentadas para determinar a curva carga recalque  $P(w)$  e curva de transferência de carga  $Q(z)$ , testando diferentes funções e regras de transferência de carga. A metodologia foi dividida em duas: análise indireta (resistência estimada) e análise direta (resistência experimental), que serão explicadas a seguir.

Na análise chamada indireta (atrito estimado) foram usados ensaios SPT, CPT e outros conhecimentos sobre o solo para estimar a resistência lateral e de ponta da estaca, usando os métodos semi-empíricos. Como o objetivo é analisar a transferência de carga, foi usado o método que mais se aproximou da resistência real. Quando possível, os valores estimados foram modificados visando ajustar melhor os métodos referidos, apoiados em outros trabalhos e resultados experimentais, explicados nos itens referentes a cada prova de carga.

Com a resistência lateral e de ponta estimada foram usadas várias regras de transferência afim de obter numericamente a curva carga recalque,  $P(w)$ , e a curva de transferência de carga,  $Q(z)$ . Desta maneira foi possível comparar as funções de transferência e os parâmetros relativos a cada uma delas. As regras de transferências estão descritas nos itens referentes as simulações numéricas.

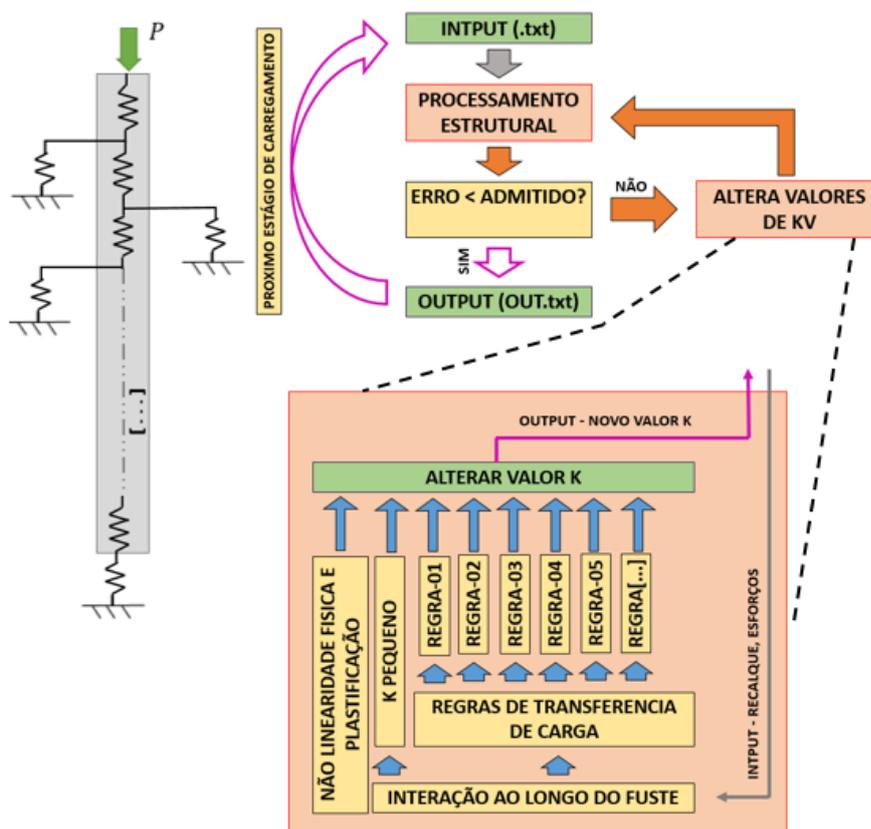
Na análise chamada direta (atrito experimental) foram usados os valores medidos na prova de carga para obtenção da resistência, lateral e de ponta. As regras de transferência foram simuladas usando estes valores reais de resistência, desta maneira o problema fica isolado ao mecanismo de transferência de carga. Também foram obtidas as curvas t-z, através da prova de carga, que foram incorporadas as regras de simulação através de uma associação de funções lineares. Os detalhes estão descritos nos itens referentes a curvas t-z.

Todas respostas numéricas foram comparadas com resultados experimentais, buscando validar e calibrar os modelos de transferência. A curva carga recalque experimental foi extrapolada pelos métodos de Van der Veen e de Chin Konder para determinar a carga de ruptura da estaca.

### 3.1 SIMULAÇÕES NUMÉRICAS

Foi desenvolvido um programa em Delphi, usando o método dos elementos finitos para a simulação numérica da estrutura, o modelo estático deste programa está registrado na Figura 3.1. A estaca é representada por um elemento de barra, e o comportamento do solo é representado por molas. As molas são alimentadas, e retroalimentadas, com valores afim de simular a transferência de carga em uma estaca, conforme certas regras. A Figura 3.1 traz um fluxograma simplificado que mostra o funcionamento do programa. Maiores informações sobre o programa, código, rotina de cálculo e instruções para utilização poderão ser obtidas no apêndice.

**Figura 3.1 – Modelo analítico e Fluxograma Simplificado**



Fonte: do Autor.

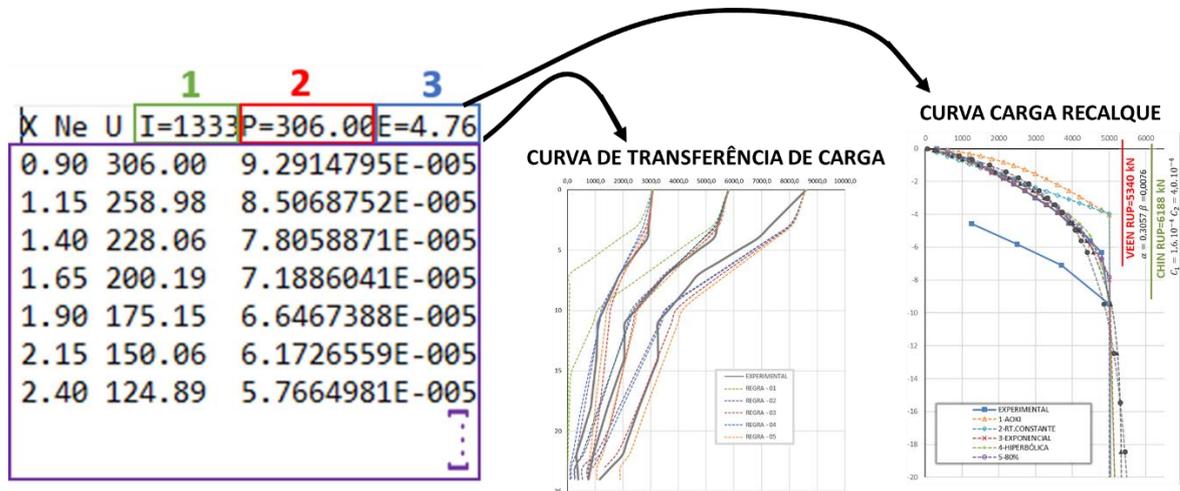
Basicamente o programa importa os dados de um arquivo no formato “.txt”, de onde são lidas: características geométricas da estaca, as características geomecânicas de cada elemento (valores iniciais de  $k$ , resistência unitária  $r_p$  e  $r_L$ , parâmetros de transferência de carga  $\chi_1$  e  $\chi_2$ ) e estágios de carregamento.

De posse dos dados de entrada, é feito o processamento estrutural, onde são montadas as matrizes de rigidez de cada elemento e posteriormente a matriz de rigidez global. Ainda no processamento, os valores de  $k$  são inseridos na matriz de rigidez global e então resolve-se o sistema linear através do processo de Gauss-Siedel, para, por fim, obter-se as deformações e esforços.

Os resultados são analisados conforme certas regras, citadas no item 3.1.3, visando representar o comportamento geotécnico de uma estaca real. Estas regras fazem alterações nos valores de  $k$ , então o programa reprocessa a estrutura e esse fluxograma é repetido até que ocorra a convergência dos resultados, item 3.1.5.

Então, o programa exporta os resultados obtidos em outro ‘.txt’ com os esforços e deformações de cada nó (Figura 3.2). Este processo é realizado para todos os estágios de carregamento, de maneira que é possível calcular os esforços e deformações dos nós iniciais e finais de cada elemento ‘i’, em cada iteração ‘j’, para cada um dos estágios ‘n’. Após tratar estes dados, é possível descrever a curva de transferência de carga para cada estágio e ao longo de todo o fuste, além da reação da ponta. Também é possível agrupar as deformações na cabeça da estaca, para cada estágio de carregamento, formando a curva carga recalque.

**Figura 3.2 – Arquivo de saída e tratamento dos dados**



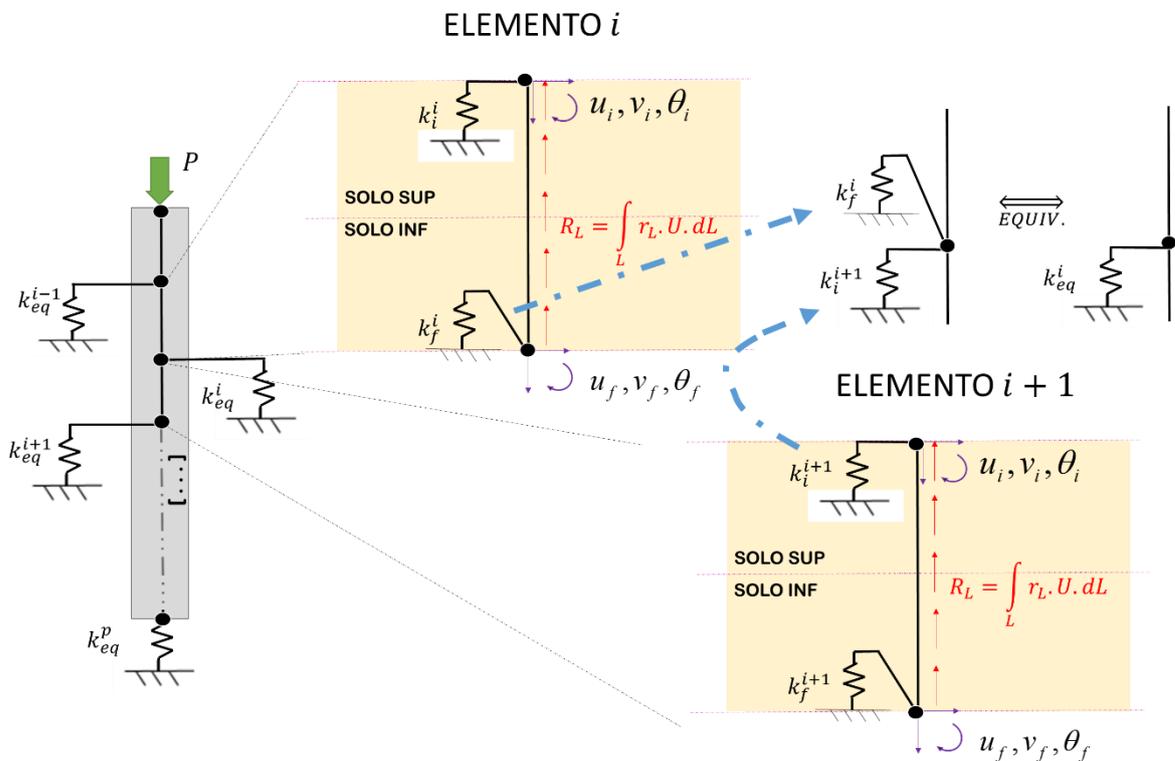
Fonte: do Autor.

O programa também informa: o número de interações (1), estágio de carregamento (2), o erro (3). Essas informações devem ser interpretadas juntas com o resultado numérico, isto é, seu erro associado e o número de interações necessárias para obtê-lo.

### 3.1.1 Elemento finito

As análises se procederam com um elemento finito unidirecional, de barra com dois nós, o inicial e final, cada nó tem liberdade para se deslocar em três direções, isto é, translação na horizontal ( $v_i, v_f$ ), na vertical ( $u_i, u_f$ ) e rotação. ( $\theta_i, \theta_f$ ). Os nós apoiam-se em molas que são artifícios matemáticos para a representação da resposta mecânica da interface solo-estaca. A Figura 3.3 ilustra o modelo de análise e elemento finito.

Figura 3.3 – Elemento finito



Fonte: do Autor.

Em cada elemento 'i', o apoio contínuo da estaca é representado por uma mola inicial ( $k_i^i$ ) e outra final ( $k_f^i$ ). A mola inicial ( $k_i^i$ ) representa o comportamento da interface na metade superior do elemento ('i'), enquanto a mola final ( $k_f^i$ ) representa o comportamento da metade inferior do elemento ('i+1'). Este processo se repete nos próximos elementos, de tal maneira que os nós sempre terão duas molas associadas (com exceção da ponta e da cabeça):  $k_f^i$ , representado a metade inferior do elemento superior, e  $k_i^{i+1}$ , representado a metade superior do elemento inferior. Na matriz de rigidez global, foi inserido um valor de mola que seja equivalente a ambos, chamado de  $k_{eq}^i$ , conforme equação (3.1).

$$k_{eq}^i = k_f^i + k_i^{i+1} \quad (3.1)$$

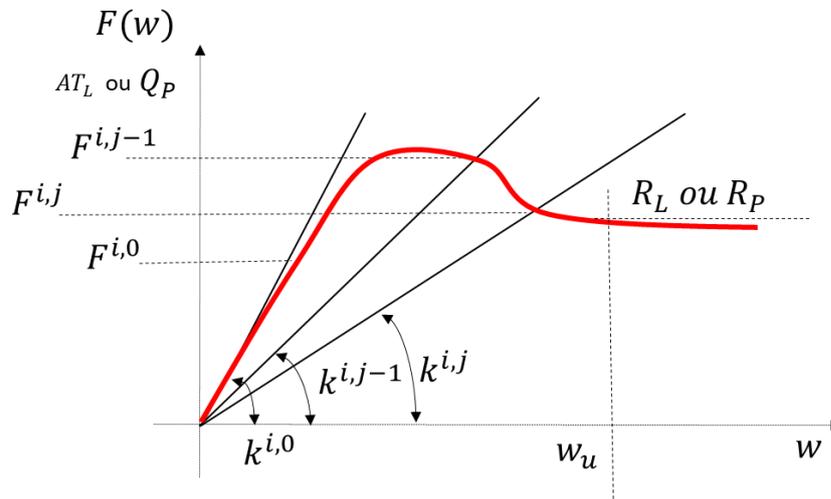
em que:

- $k_{eq}^i$  é o coeficiente de mola equivalente, a ser usado na matriz de elementos finitos;
- $k_f^i$  é o coeficiente de mola do elemento 'i', no nó final 'f';
- $k_i^{i+1}$  é o coeficiente de mola do elemento 'i+1', no nó inicial 'i';

### 3.1.2 Não Linearidade Física do Solo

A matriz de elemento finito admite valores de  $k$  constantes, de tal forma que não é possível inserir uma função  $k(w)$ . No entanto o solo é essencialmente um material não elástico e não linear, para contornar esse problema, simular essa não linearidade do valor de  $k$ , adota-se processos de iterações sucessivas no cálculo (Figura 3.4). As reações na mola podem representar tanto o atrito lateral mobilizado  $AT_L$  quanto a carga de ponta mobilizada  $Q_P$ , por isso, estão representadas genericamente pela notação  $F(w)$ .

**Figura 3.4 – Não Linearidade Física – Iterações sucessivas**



Fonte: do Autor.

A estrutura é processada com um valor inicial  $k^{i,0}$ , que retorna valores iniciais de deslocamento  $w_0$  e reação na mola  $F^{i,0}(w^0)$ . Nas próximas iterações o programa recalcula  $k^{i,j+1}$  pela equação (3.3), onde  $F^{i,j}$  é obtido conforme as regras de transferência de carga

citadas no item 3.1.4, e  $w^{i,j}$  é o deslocamento obtido pelo processamento da estrutura na iteração atual. Esse procedimento permite que a equação linear (3.2) possa representar quais quer pontos da curva  $F(w)$ , desde que haja convergência numérica.

$$F = k \cdot w \quad (3.2)$$

$$k^{i,j+1} = \frac{F^{i,j}}{w^{i,j}} \quad (3.3)$$

em que:

- $F^{i,j}$  é a reação da mola no nó do elemento 'i', pode ser referente ao atrito lateral mobilizado ( $AT_L^{i,j}$ ) ou a carga de ponta mobilizada ( $Q_P^{p,j}$ )
- $w^{i,j}$  é o deslocamento do elemento 'i', na iteração 'j'
- $k^{i,j+1}$  é o coeficiente de mola a ser usado na próxima iteração 'j+1', no elemento 'i'

Na ruptura ou deslizamento, os valores de reação na mola e deslocamento são maiores que os valores limites, isto é  $F(w) > R_L$  ou  $R_P$  e  $w > w_u$ . Para simular esse efeito o programa considera uma assíntota horizontal no gráfico, de tal forma que o valor de  $F^{i,j}$  na equação (3.3) será sempre constante, independentemente da regra de transferência de carga, e a medida que se aumenta a deformação os valores de  $k^{i,j+1}$  serão cada vez menores. Estes procedimentos repetem-se para todos elementos 'i' e estágios de carregamento 'n'.

### 3.1.3 Interação ao longo da estaca

#### 3.1.3.1 Interação ao longo do fuste

A medida que se carrega a estaca, o atrito lateral acumula-se inicialmente nas primeiras camadas, depois nas camadas inferiores até por fim carregar a ponta. No caso de carregamentos em que a carga é menor que a resistência lateral, pode ocorrer que parte do fuste não seja solicitada. Para simular esse efeito, está incluso no processo iterativo uma diminuição do valor do  $k$  dos nós inferiores.

O processo se dá da seguinte maneira: o programa armazena em uma variável auxiliar ( $Q_{aux}^0$ ) a carga aplicada no topo da estaca ( $P$ ), então desconta-se desta variável o atrito lateral do elemento 'i' ( $AT_L^i$ ) e este valor é armazenado na  $Q_{aux}^i$  do próximo elemento. O processo se repete nos próximos elementos, porém armazena-se em  $Q_{aux}^i$  o valor obtido pela iteração anterior. Este processo está exemplificado na equação (3.5).

Quando o valor de  $Q_{aux}^i$  atinge zero (ou valores negativos) implica que a resistência lateral disponível ( $R_L$ ) é maior que a carga aplicada ( $P$ ), portanto não se deve esperar que a estaca seja solicitada abaixo daquela cota. Para simular esse efeito, atribui-se ao valor de se o valor de  $k^{i,j+1}$  (referente ao nó final do elemento 'i', para a próxima iteração 'j+1') um valor muito pequeno (0,01), somente quando o valor de  $Q_{aux}^i$  for menor ou igual a zero.

$$Q_{aux}^0 = P \quad (3.4)$$

$$Q_{aux}^i = Q_{aux}^{i-1} - AT_L^i \quad (3.5)$$

$$\text{Se } Q_{aux}^i \leq 0, \text{ então: } k^{i,j+1} = 0,01 \quad (3.6)$$

em que:  $Q_{aux}^i$  é a carga auxiliar no elemento 'i';  
 $Q_{aux}^{i-1}$  é a carga auxiliar no elemento anterior 'i-1'  
 $AT_L^i$  é o atrito lateral do elemento 'i'  
 $k^{i,j+1}$  coeficiente de mola do no final do elemento 'i', para a próxima iteração 'j+1'

O processo repete-se ao longo do fuste para todos os elementos, e então é iniciada nova iteração (j+1) com os valores de  $k$  atualizados, até que haja convergência, quando é começado novo estágio 'n'

### 3.1.3.2 Interação com a ponta

Nos estágios próximos a ruptura da estaca, o atrito lateral encontra-se praticamente esgotado, isto é  $P > (\sum AT_L^i = R_L)$  e portanto  $Q_{aux}^i > 0$ , para qualquer elemento 'i'. Com este esgotamento da resistência lateral, à estaca passar a mobilizar a ponta. Desta forma a carga de  $Q_{aux}^P$  (referente ao último elemento, a ponta) só pode ser absorvida pela ponta. Para simular este efeito a mola da ponta recebe um incremento de 300, sempre que  $Q_{aux}^P > 0$ . A equação

$$\text{Se } Q_{aux}^P > 0, \text{ então: } k^{P,j+1} = 300 + k^{P,j} \quad (3.7)$$

em que:  $Q_{aux}^P$  é a carga auxiliar no último elemento, a ponta;  
 $k^{P,j+1}$  é o coeficiente de mola da próxima iteração 'j+1';  
 $k^{P,j}$  é o coeficiente de mola da iteração atual 'j';

Este incremento no valor de  $k$  é feito até que haja a convergência, sempre limitado ao valor de resistência da ponta  $Q_P \leq R_P$  e regra de transferência de carga. Esse processo torna a

convergência mais rápida, e de certa forma, simula o ganho de resistência, fenômeno do encruamento. No caso de não ocorrer convergência, implica-se na ruptura da ponta e da estaca.

### 3.1.4 Regras de transferência de carga

As regras de transferência de carga são gerenciadas pela razão de transferência de carga. A equação (3.8) permite escrever o atrito lateral mobilizado de cada elemento em função da resistência lateral e da razão de transferência de carga.

$$AT_L^i = RT^i \cdot R_L^i \quad (3.8)$$

em que:  $AT_L^i$  é o atrito lateral mobilizado do elemento 'i'  
 $RT^i$  é a razão de transferência de carga do elemento 'i'  
 $R_L^i$  é a resistência lateral do elemento 'i'

Com o valor de  $AT_L^{i,j}$  e com o recalque  $w^{i,j}$ , da iteração atual, o programa calcula o valor a ser atribuído em  $k^{i,j+1}$ , coeficiente de mola referente a próxima iteração, 'j+1', processo descrito no item 3.1.2.

#### 3.1.4.1 Regra 01

A primeira regra estabelecida consiste em considerar que os elementos inferiores da estaca só serão solicitadas após o esgotamento da resistência lateral do elemento. Ou seja, para todos os elementos é válida a equação (3.9), o atrito lateral é exatamente igual a resistência lateral da camada,  $AT_L^i = R_L^i$ .

$$RT = 1,0 \quad (3.9)$$

#### 3.1.4.2 Regra 02 – RT constante

A regra 02 consiste em considerar a Razão de Transferência como uma ponderação, a razão entre a carga aplicada ( $P$ ) e a resistência lateral disponível total, a equação (3.10) exemplifica o conceito.

$$RT = \frac{P}{R_L^{tot}} \leq 1,0 \quad (3.10)$$

Em que:  $P^n$  é a carga aplicada no estágio em análise';  
 $R_L^{tot}$  é a resistência lateral disponível total.

Neste caso, a razão de transferência é a mesma para todos elementos, o que não implica em uma distribuição uniforme de carga, uma vez que a carga transferida no elemento é função da resistência lateral deste. O valor de  $k$  é alterado, em função do recalque calculado na iteração, de forma a resultar no valor de  $AT_L^i = RT \cdot R_L^i$ .

### 3.1.4.3 Regra 03 – RT Função Exponencial

Nesta regra adota-se a razão de transferência de carga como sendo um mecanismo exponencial conforme a equação (3.11).

$$RT^i = \frac{AT_L^i}{R_L^i} = 1 - e^{-(\chi_1 w + \chi_2)} \quad (3.11)$$

Diferentemente da 2 regra, agora cada elemento 'i', terá sua  $RT^i$ . Novamente o valor de  $k$  é alterado para que a carga do atrito lateral seja correspondente a  $AT_L^i = RT^i \cdot R_L^i$ .

### 3.1.4.4 Regra 04 – RT Função Hiperbólica

A regra 04 é representada pela equação (3.12), que registra a razão de transferência de carga para função hiperbólica. O valor de  $\alpha$  foi obtido pela seguinte expressão:  $1/R_L$ .

$$RT^i = \frac{AT_L^i}{R_L^i} = \frac{w^i}{\chi_1 \cdot w^i \cdot R_L^i + \chi_2 \cdot R_L^i} \quad (3.12)$$

### 3.1.4.5 Regra 05 – RT Função 80%

A regra 05 é representada pela equação (3.13), que registra a razão de transferência de carga para função 80%.

$$R_T^i = \frac{AT_L^i}{R_L^i} = \frac{\sqrt{w^i}}{\chi_1 \cdot w^i \cdot R_L^i + \chi_2 \cdot R_L^i} \quad (3.13)$$

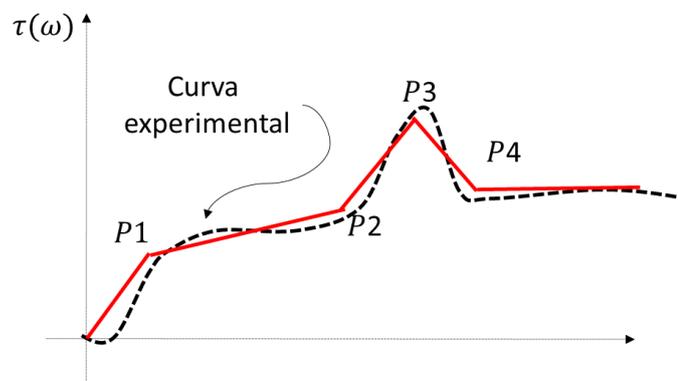
Os valores dos coeficientes de ajuste foram calculados conforme o método sugere, isto

$$\text{é } \chi_1 = \frac{1}{2 \cdot R_L \cdot \sqrt{w_u}} \text{ e } \chi_2 = \frac{\sqrt{w_u}}{2 \cdot R_L}.$$

### 3.1.4.6 Regra 06 – RT Função Quadrilinear

A regra 06 é uma associação de quatro funções lineares para a razão e transferência de carga, a Figura 3.5 exemplifica o conceito. Essa regra foi usada para simular as Curvas TZ cuja obtenção está registrada em 3.3. O programa é alimentado como as posições dos pontos, afim de representar as quatro funções, considerando sempre saindo da origem como ponto inicial P0.

**Figura 3.5 – Regra 06**



Fonte: do Autor.

A cada iteração foi calculado um novo valor de  $k$  que pudesse representar o trecho em questão conforme mostrado em 3.1.2. A ruptura, isto é, valores pós P4 foram assumidos como uma assíntota horizontal pelo o programa.

### 3.1.5 Erro e critério de parada

O erro computacional aceitável depende do nível de grandeza dos números envolvidos, neste trabalho, foi usado o valor do erro aceitável como sendo 1,0% do valor do estágio de carregamento analisado. O valor do erro foi obtido pela diferença, em módulo, entre os coeficientes de mola referentes a iteração atual e a anterior, conforme equação (3.14)

$$ER = |k^{i,j} - k^{i,j-1}| \leq \xi \quad (3.14)$$

em que:

- $\xi$  é o erro considerado como aceitável,  $\xi = 0,01$ .
- $k^{i,j}$  é o coeficiente de mola da iteração atual 'j';
- $k^{i,j-1}$  é o coeficiente de mola da iteração anterior 'j-1';

Somente o maior valor de erro de cada iteração foi comparado com o erro aceitável, de tal forma que todos os coeficientes de mola dos nós estão com erros menores ou iguais aos registrado pelo programa. Também foi adicionado um *break* ao programa para evitar *loops* demasiadamente longos ( $n=2000$ ).

### 3.2 PROVAS DE CARGA E DADOS EXPERIMENTAIS

As provas de carga instrumentadas foram extraídas de outros trabalhos, de onde pode-se coletar, ao menos: uma sondagem (SPT ou CPT), a curva carga recalque e a curva de transferência de carga. Ao todo foram submetidas 6 estacas à análise, sendo 3 escavadas de grande diâmetro, 1 hélice contínua e 1 barrete, compreendendo uma região de 3 estados brasileiros (SP, PR e SC - Figura 3.6). Cada uma das estacas foi submetida a 05 regras de transferência de carga em dois cenários distintos, com pelo menos, 5 variações nos parâmetros de transferência, totalizando aproximadamente 50 simulações numéricas por estaca.

**Figura 3.6 – Localização das Provas de Carga**



Fonte: adaptado de Google Maps.

Neste contexto, para entender o comportamento da estaca, é necessário conhecer a região em que o solo está inserido, bem como o processo de sua gênese. Por isso, torna-se interessante registrar uma breve caracterização dos solos de cada local. A Figura 3.7 traz um resumo com as principais informações de cada prova de carga além de nomenclatura que será usada a diante. Nos tópicos a seguir serão explicados detalhes da instrumentação das provas de carga, da execução da estaca e das características geotécnicas dos lugares.

**Figura 3.7 – Quadro Resumo Provas de Carga**

PROVA DE CARGA - LOCAL	CÓDIGO	GEOMETRIA E EXECUÇÃO				ENSAIO			
		Diâmetro ou Dimensões	Comprimento	Tipo de Estaca	Fluido Estabilizante	Carregamento	Instrumentação	nº de níveis x nº de extensômetros por nível	Carga de Ruptura*
		$\phi$ (cm)	L (m)						P (kN)
A - MARINGÁ/PR	A-EGD	70	26,0	EGD	COM	LENTO	SG	7 x 4	5.007
B - USP	B-HCM	35	7,5	HCM	SEM	MISTO	SG	3 x 1	640
SÃO PAULO/SP	B-EGD	70	6,6	EGD	COM	MISTO	TT	3 x 1	2.240
	B-BAR	40 165	7,0	BAR	COM	MISTO	TT	3 x 1	5.000
C - ARAQUARI/SC	D-EGD	100	24,1	EGD	COM	RÁPIDO	SG	8 x 4	8.600
D - SANTOS/SP	E-EGD	100	58,0	EGD	COM	MISTO	SG	4 x 4	9.370

**SIMBOLOGIA**

HCM	Hélice Contiuia Monitorada
BAR	Estaca tipo Barete
EGD	Escavada Grande Diametro com Fluido Estabilizante
SG	STRAIN GAUGE
TT	TELL TALE

**OBS.:** \* ou maior valor atingido no ensaio.

Fonte: do Autor.

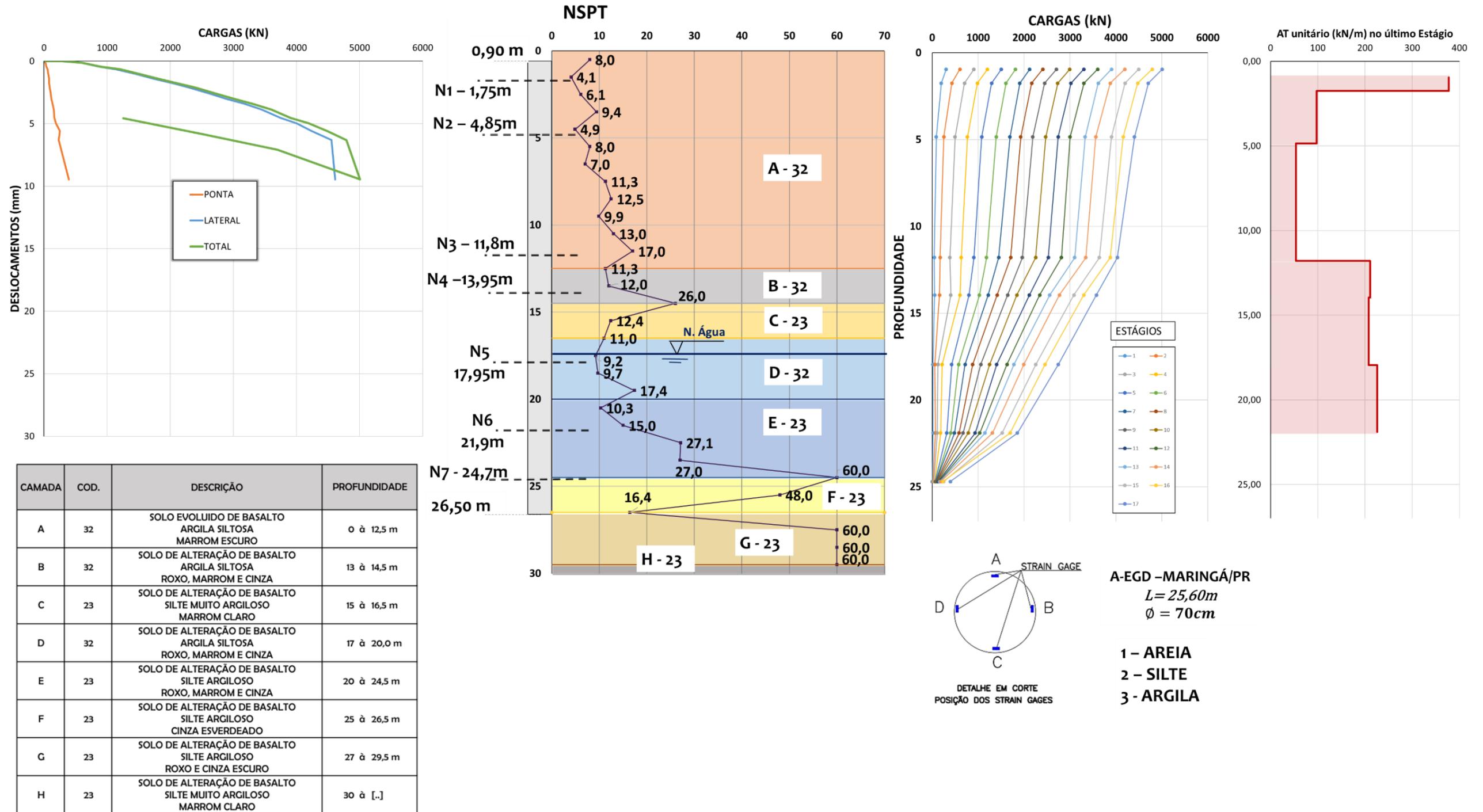
### 3.2.1 Prova de Carga A

Foi executada uma prova de carga estática instrumentada (processo lento) em uma estaca na cidade de Maringá. A empresa e local da execução foram mantidos em sigilo para proteger a identidade da obra. A estaca em questão tem 25,60 m de comprimento e 70 cm de diâmetro, trata-se de uma estaca escavada de grande diâmetro (A-EGD) executada com polímero estabilizante. A estaca foi instrumentada em 7 seções com quatro *strain-gages* resistivos. A Figura 3.8. registra um resumo da prova de carga estática, com o ensaio a percussão, curva carga recalque e distribuição de carga.

A cidade de Maringá está no terceiro planalto do Paraná, segundo (Cordeiro, 2001), uma região constituída por rochas basálticas, formadas por derramamento vulcânico no período mesozoico. Essas rochas basálticas deram origem a uma argila residual de granulometria siltosa (a silte argilo-arenoso), laterítica, com comportamento colapsível. Em média e alta vertente, o perfil estratigráfico apresenta uma camada de solo evoluído e uma camada de solo de alteração de basalto Cavalcante *et al.* (2006). No campo experimental da Universidade Estadual de Maringá, a primeira camada chega a espessura de 9,5 m enquanto na sondagem referente a prova de carga a camada prolonga-se a 12,5m.

Em Almada (2016) encontram-se provas de carga executadas no campo experimental da UEM, com base nestes trabalhos é possível notar que a estimativa da resistência lateral por Décourt-Quaresma subestima a resistência real do solo. Esse comportamento colabora com Décourt (2002) que observa que argilas lateríticas possuem rigidez superior à argilas não lateríticas, mesmo apresentando valores semelhantes de  $N_{spt}$ . Isto acarreta em estimativas conservadoras de resistência lateral. Por isso, para a camada de solo evoluído, os valores de resistência foram aumentados em 2,5 vezes conforme resultados de comparações de capacidade de carga obtidas em Almada (2016). Na camada de solo de alteração, os valores de resistência lateral foram aumentados em 1,5 vezes.

Figura 3.8 – Prova de Carga A-EGD



Fonte: do Autor.

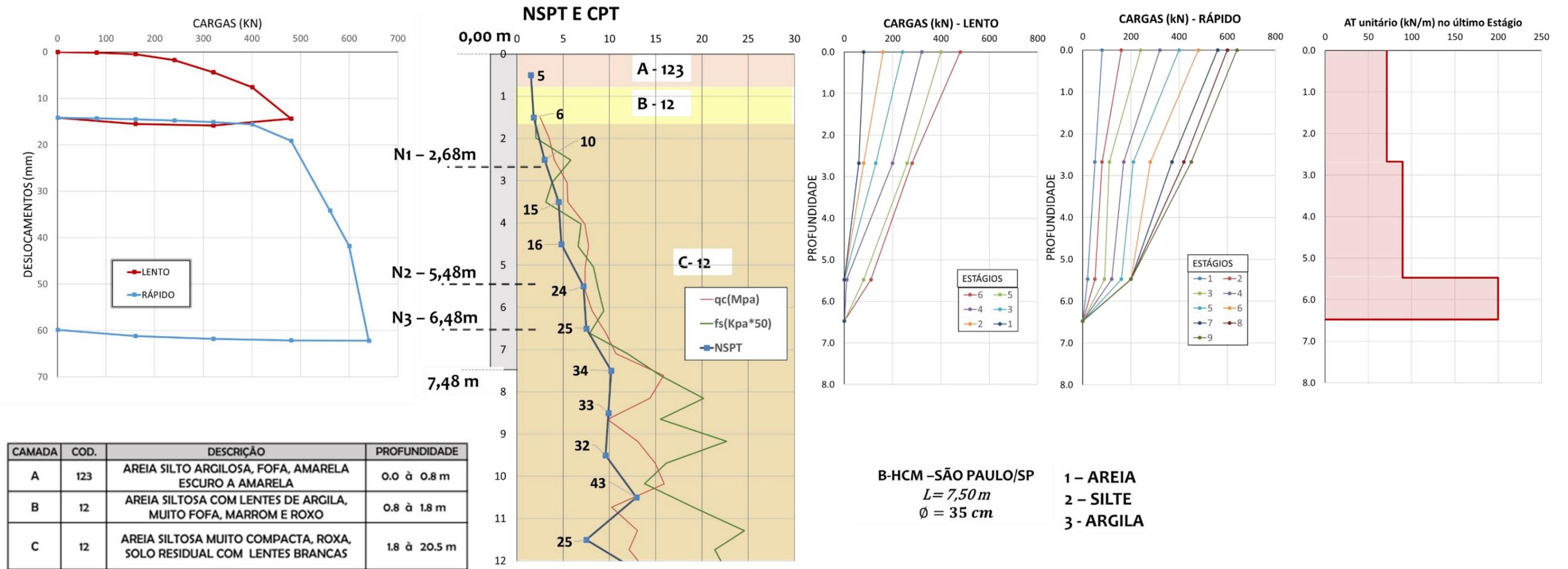
### 3.2.2 Prova de Carga B

As provas de carga B foram executadas no campo experimental da EPUSP-ABEF, para fins acadêmicos. Foram submetidas 3 estacas à análise, obtidas dos experimentos publicadas em ABEF (1989): uma estaca Hélice Contínua (B-HCM) de 35 cm de diâmetro; uma estaca escavada de grande diâmetro (B-EDG), 70 cm; e uma estaca Barrete (B-BAR), de dimensões 40 cm por 185 cm, sendo estas últimas estabilizadas com lama bentonítica. Todas as estacas foram instrumentadas com *strain-gages* e *telltales* em três níveis diferentes.

Segundo Cavalcante *et al.* (2006), a cidade de São Paulo está sobre uma bacia sedimentar, de origem flúvio-lacustre, de solo consideravelmente heterogêneo, sendo difícil estabelecer um perfil típico. O campo experimental, onde as estacas foram executadas, encontra-se na região oeste da cidade, próximo ao rio Pinheiros. Em ABEF (1989) é possível encontrar uma caracterização completa do campo experimental, neste trabalho, destacamos apenas os resultados referentes ao SPT e ao CPT, ilustradas nas figuras a seguir.

A Figura 3.9 mostra a instrumentação, ensaio e estratigrafia da estaca hélice contínua de 35 cm de diâmetro e 7,5 m de comprimento. Ao lado da estaca foram executados ensaios de SPT e de CPT, além de um poço de visita de onde é possível notar a considerável heterogeneidade na camada “C”, com vários veios de caulim, de quartzo, núcleos de argila porosa e sinais de fraturas. A estaca foi carregada pelo processo lento e o recarregamento foi feito através do processo rápido. A sua instrumentação foi feita apenas com *strain-gages*.

Figura 3.9 – Prova de Carga B-HCM



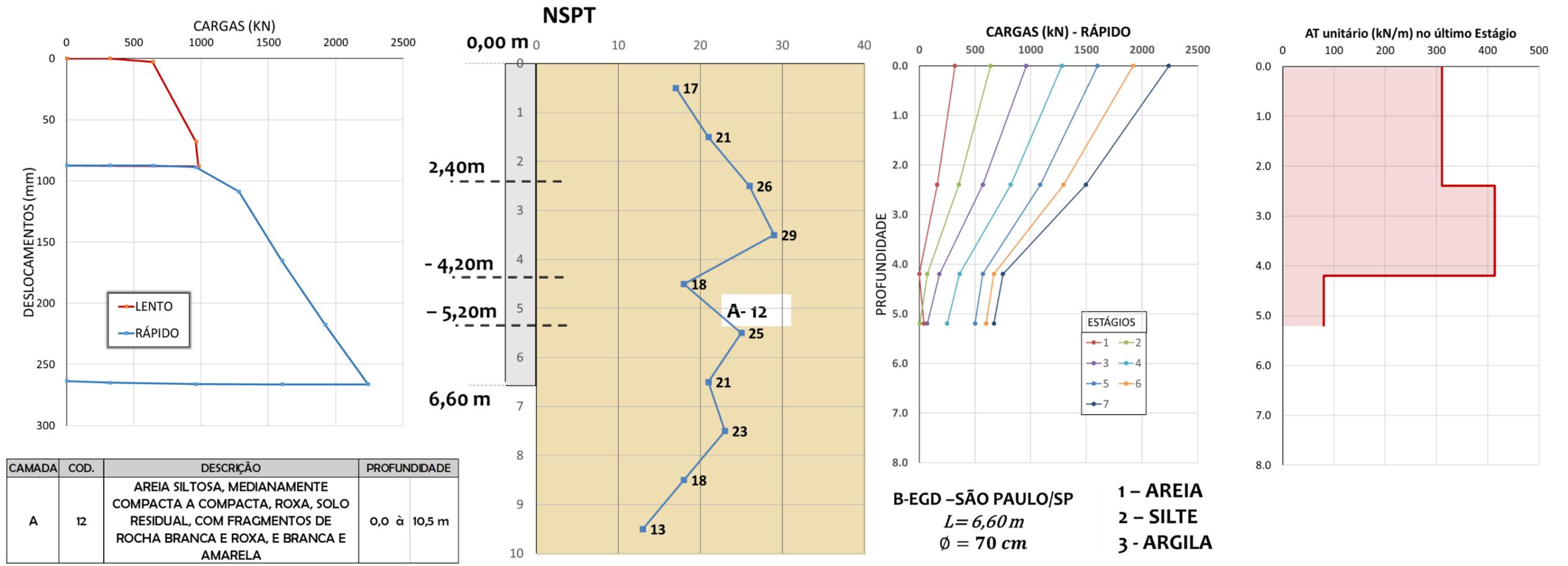
B-HCM – SÃO PAULO/SP  
*L = 7,50 m*  
*Ø = 35 cm*

1 – AREIA  
 2 – SILTE  
 3 – ARGILA

Fonte: adaptado de ABEF (1989).

A Figura 3.10 mostra a instrumentação, ensaio e estratigrafia de uma estaca escavada de grande diâmetro. A estaca em questão tem 70 cm de diâmetro e 6,60 m de profundidade, e há apenas um SPT próximo que pode ser usado para a caracterização. A estaca foi instrumentada com strain-gages e tell-tales, para aferir a carga em três níveis. O carregamento foi misto, lento no início e rápido no recarregamento, no entanto tem-se acesso apenas a curva de transferência de carga do processo rápido. O furo foi estabilizado com lama bentonítica.

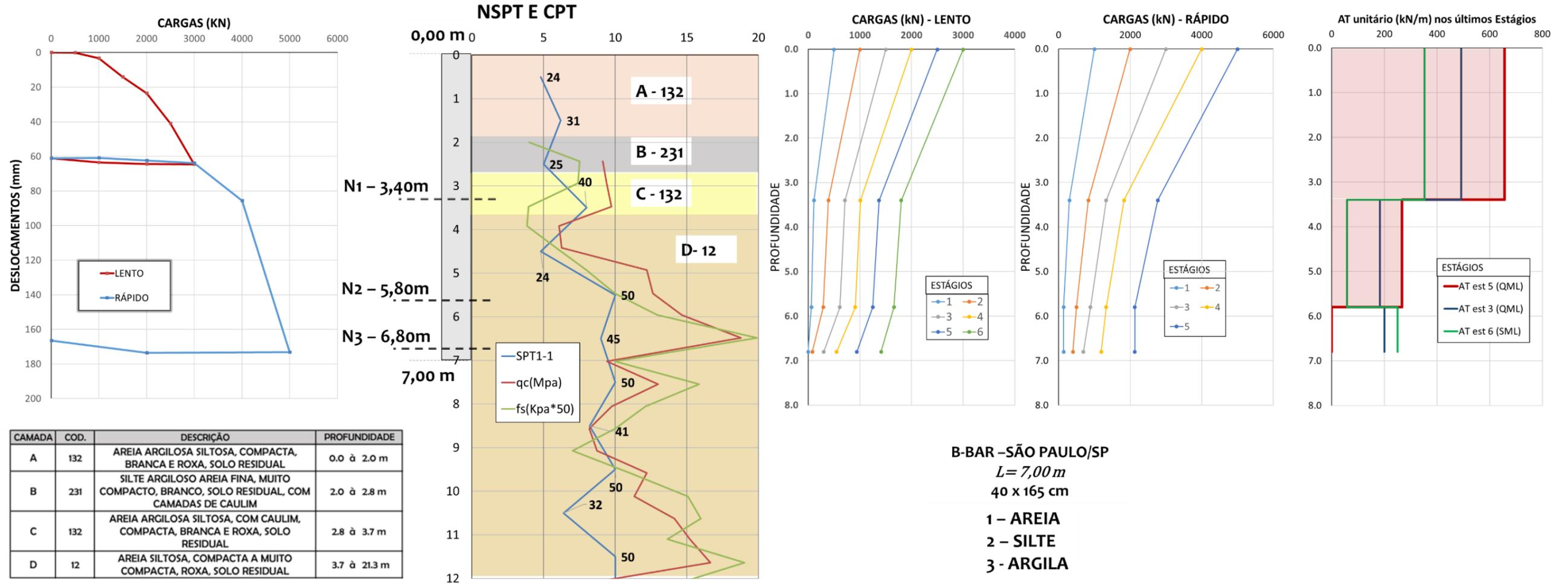
Figura 3.10 – Prova de Carga B-EGD



Fonte: adaptado de ABEF (1989).

A estaca barrete (Figura 3.11), tem dimensões de 165 cm por 40 cm de espessura, com 7,00 m de profundidade. Dispõe-se de um SPT e um CPT próximo ao local da execução da estaca. A estaca foi instrumentada com tell-tales e strain-gages. O processo de carregamento foi misto, e o ensaio foi interrompido aos 5000 kN. Foi usada lama bentonítica para estabilização do furo.

Figura 3.11 – Prova de Carga B-BAR



Fonte: adaptado de ABEF (1989).

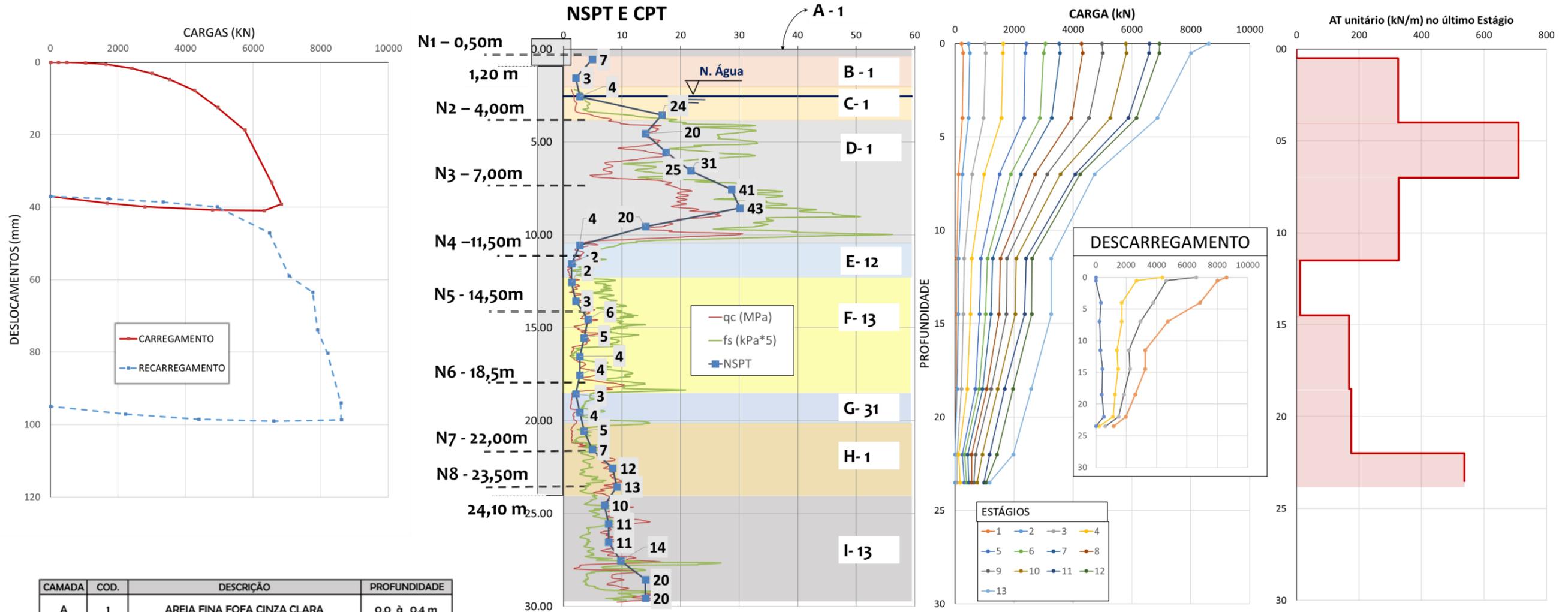
### 3.2.3 Prova de Carga C

A prova de carga C é referente ao campo experimental de Araquari, em Santa Catarina. Trata-se de uma estaca escavada de grande diâmetro (D-EGD) estabilizada com polímero. A estaca tem 100 cm de diâmetro e 24,10 m de comprimento, e fora construída com fins acadêmicos, para um evento internacional de predição de seu comportamento.

Segundo Rodriguez (2014), o solo do campo experimental de Araquari é de origem sedimentar, provenientes do complexo granulítico de Santa Catarina. O perfil médio é de uma areia siltosa na superfície, com aproximadamente 11,00 m; apoiada em uma areia siltosa a silte arenoso com lentes de argila. Em Rodriguez (2014) pode ser encontrada uma caracterização mais ampla e profunda com ensaios de SPT, CPTu, DMT, granulometria e umidade natural.

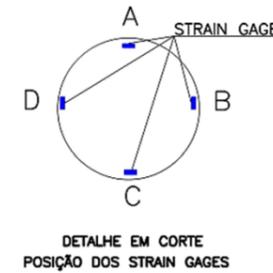
A estaca submetida a análise, foi instrumentada com *strain-gages* em 8 níveis, sendo que foram usados 4 por nível. Alves (2016) comenta que a prova de carga procedeu-se de maneira lenta, adotando-se uma compatibilização entre o Eurocode 7 Part 1, ASTM D1143 e ABNT NBR 12131:2006. Os critérios de estabilização estão registrados em Alves (2016), e segundo o autor, são conservadores. A prova de carga precisou ser interrompida aos 6800 kN devido a ruptura de um cabo do sistema de reação.

Figura 3.12 – Prova de Carga C-EGD



CAMADA	COD.	DESCRIÇÃO	PROFUNDIDADE
A	1	AREIA FINA FOFA CINZA CLARA	0,0 à 0,4 m
B	1	AREIA FINA MUITO FOFA MARROM	0,4 à 2,7 m
C	1	AREIA FINA MUITO FOFA MARROM ESCURO	2,7 à 4,0 m
D	1	AREIA FINA COMPACTA CINZA	4,0 à 5,0 m
	1	AREIA FINA COMPACTA A MUITO COMPACTA CINZA CLARA	5,0 à 10,0 m
E	1	AREIA FINA COMPACTA CINZA CLARA	10,0 à 11,0 m
	12	AREIA SILTOSA MUITO FOFA CINZA	11,0 à 12,0 m
F	13	AREIA FINA ARGILOSA MUITO FOFA CINZA ESCURO	12,0 à 18,0 m
	13	AREIA ARGILOSA MUITO FOFA CINZA ESCURO	18,0 à 19,0 m

G	31	ARGILA ARENOSA MOLE CINZA ESCURO	19,0 à 20,0 m
	31	ARGILA ARENOSA MOLE CINZA	20,0 à 21,0 m
H	1	AREIA MÉDIA SILTOSA FOFA CINZA	21,0 à 23,0 m
	1	AREIA MÉDIA MEDIANAMENTE COMPACTA CINZA	23,0 à 24,0 m
I	13	AREIA GROSSA MEDIANAMENTE COMPACTA CINZA	24,0 à 25,0 m
	13	AREIA GROSSA ARGILOSA MEDIANAMENTE COMPACTA CINZA	25,0 à 26,0 m
	13	AREIA GROSSA MEDIANAMENTE COMPACTA A COMPACTA CINZA	26,0 à 30,5 m



**C-EGD – ARAQUARI/SC**  
*L = 24,10 m*  
*Ø = 100 cm*

- 1 – AREIA**
- 2 – SILTE**
- 3 – ARGILA**

Fonte: adaptado de Alves (2016).

### 3.2.4 Prova de Carga D

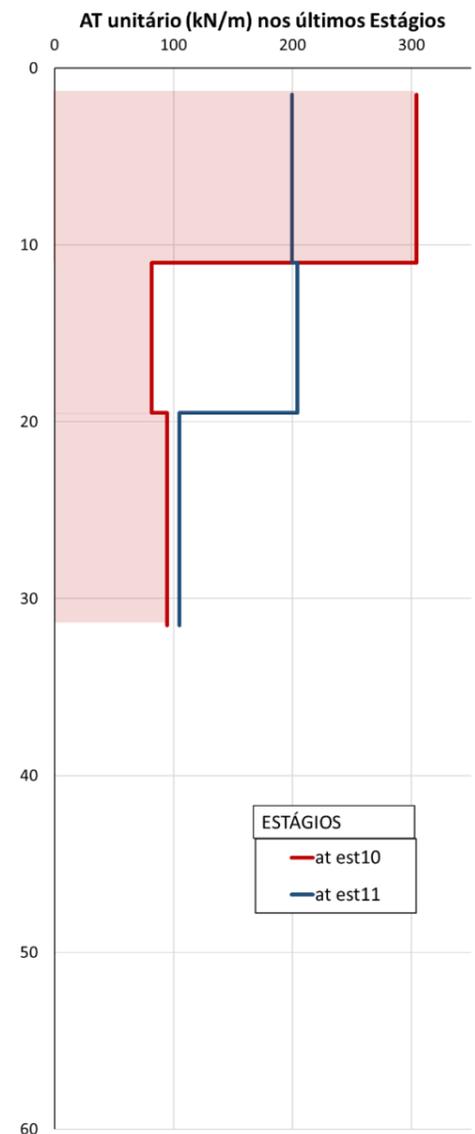
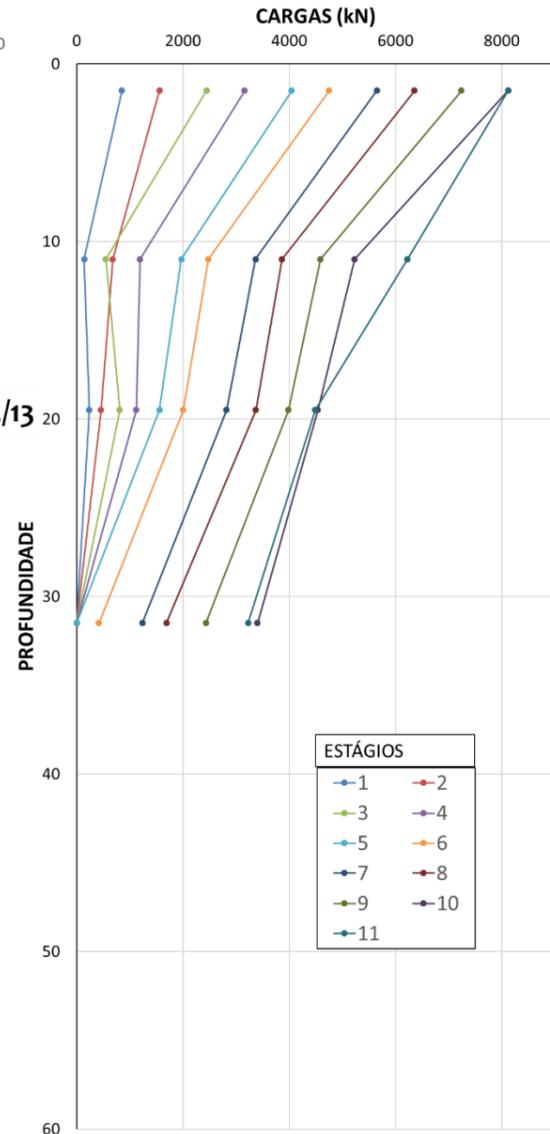
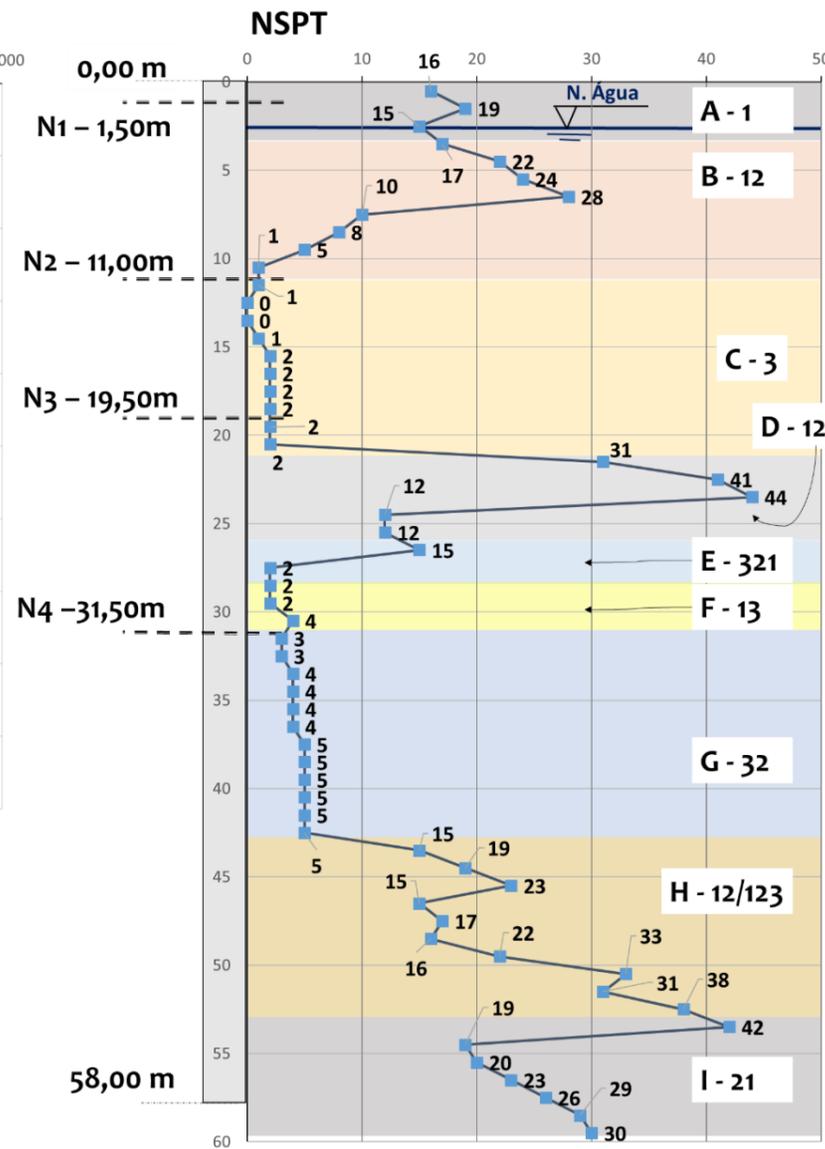
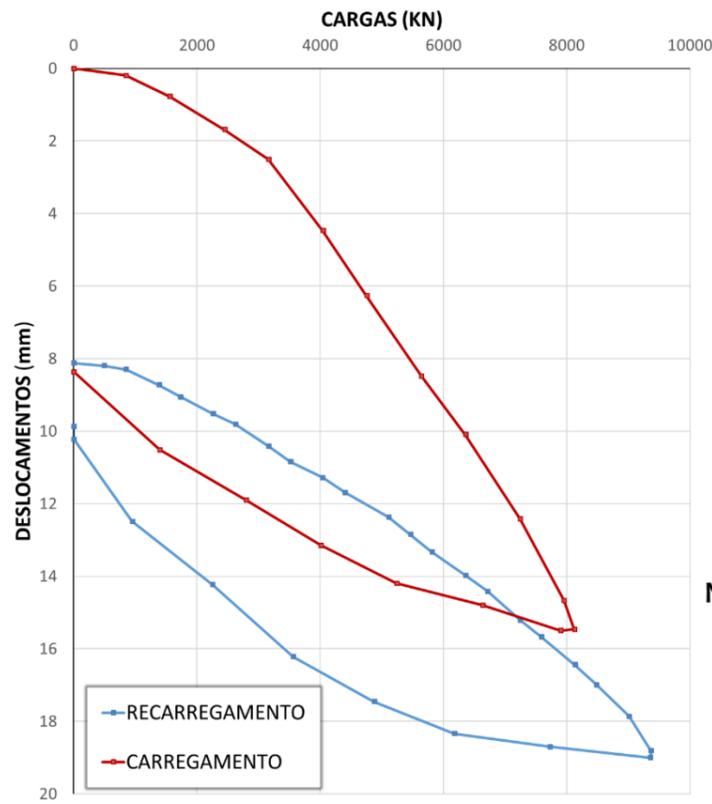
A prova de carga E foi executada para uma obra em Santos, no litoral paulista. Trata-se de uma estaca escavada de grande diâmetro (D-EGD) executada com fluido estabilizante. A estaca tem 100 cm de diâmetro e 58,0 m e foi instrumentada em 04 profundidades com *strain-gages*. A prova de carga procedeu-se com carregamento lento até 8120 kN quando precisou ser interrompida, posteriormente, fez-se um recarregamento. Este foi realizado pelo procedimento rápido e foi interrompido antes da ruptura da estaca, aos 9370 kN. Apenas o carregamento lento foi usado para as curvas de transferência de carga. Esses dados foram obtidos de Falconi *et all* (2016), a Figura 3.13 traz um resumo destes resultados.

O perfil típico de Santos corresponde a uma camada de areia de compactidade média apoiada sobre uma camada de argila de consistência mole a muito mole, com camadas de areia. Esta camada peculiar de argila marinha tem sido estudada por diversos autores, justamente a respeito dos recalques e desaprumos de edifícios na orla de Santos. Massad (2009) aponta que este solo é de origem sedimentar, formado por erosões ocorridas no período quaternário, referentes a oscilações do nível do mar. Este processo teria determinado o surgimento de dois tipos de argilas: argilas sedimentos fluviolagunares ( $N_{spt} < 4$ ) e argilas transicionais ( $5 < N_{spt} < 25$ ).

A sondagem da Figura 3.13 registra uma camada de areia fina pouco siltosa compacta até a profundidade de 9,40 m, apoiada uma camada de areia fina com lentes de argilas até 11,00 m. Em baixo destas camadas, encontram-se 10,30 m de argila muito mole, com  $N_{spt} < 2$ , provavelmente uma argila fluviolagunar. Segue-se então com camadas de areia compactas até 26,70 m, acompanhadas de camada argilosa com lentes de areia de consistência mole até os 43,00 m de profundidade, provavelmente uma argila fluviolagunar. Após os 43,00 m encontram-se areias e silte compactos. Em resumo o perfil da estaca é próximo ao perfil genérico de Santos.

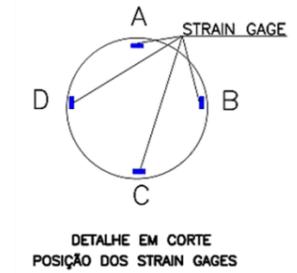
Falconi *et all* (2016) ilustram que os métodos semi-empíricos usuais (Decourt-Quaresma, Aoki-Velloso e David-Cabral) para determinação de capacidade de carga, em estacas em Santos-SP, são bastante conservadores.

Figura 3.13 – Prova de Carga D-EDG



CAMADA	COD.	DESCRIÇÃO	PROFUNDIDADE
A	1	AREIA FINA MEDIANAMENTE COMPACTA, MARROM, PROVÁVEL ATERRO	0,0 à 1,8 m
B	12	AREIA FINA POUCO SILTOSA, COMPACTA A MEDIANAMENTE COMPACTA, CINZA	1,8 à 9,4 m
	1	AREIA FINA COM LENTES DE ARGILA, POUCO COMPACTA, CINZA ESCURA	9,4 à 11,0 m
C	3	ARGILA MARINHA POUCO ARENOSA, MUITO MOLE, CINZA ESCURA	11,0 à 21,3 m
D	12	AREIA FINA POUCO SILTOSA, COM POUCA MICA, MEDIANAMENTE COMPACTA, CINZA	21,3 à 23,9 m
	13	AREIA FINA POUCO ARGILOSA, COM POUCA MICA, MEDIANAMENTE COMPACTA, CINZA	23,9 à 26,6 m
E	321	ARGILA MARINHA SILTOSA POUCO ARENOSA, MUITO MOLE, CINZA ESCURA	26,6 à 28,8 m
F	13	AREIA FINA BASTANTE ARGILOSA, FOFA, CINZA ESCURA	28,8 à 30,9 m
G	32	ARGILA MARINHA SILTOSA, COM LENTES MILIMÉTRICAS DE AREIA, MOLE, CINZA ESCURA	30,9 à 42,9 m

H	123	AREIA FINA POUCO SILTOSA POUCO ARGILOSA, COM POUCA MICA, COMPACTA, CINZA	42,9 à 45,5 m
	1	AREIA MÉDIA E GROSSA, COM POUCA MICA E PEDREGULHOS FINOS, MEDIANAMENTE COMPACTA, CINZA	45,5 à 46,6 m
H	12	AREIA MÉDIA E FINA POUCO SILTOSA, COM POUCA MICA E PEDREGULHOS FINOS E MÉDIOS, MEDIANAMENTE COMPACTA A COMPACTA, CINZA	46,6 à 50,2 m
	123	AREIA FINA E MÉDIA SILTOSA, POUCO ARGILOSA, COM POUCA MICA, COMPACTA, CINZA CLARA	50,2 à 53,7 m
I	21	SILTE ARENOSO COM POUCA MICA, COMPACTO, CINZA CLARO	53,7 à [...]



D-EGD –SANTOS/SC  
 L = 58,00 m  
 Ø = 100 cm

1 – AREIA  
 2 – SILTE  
 3 – ARGILA

Fonte: adaptado de (Falconi, Corrêa e Maset, 2016).

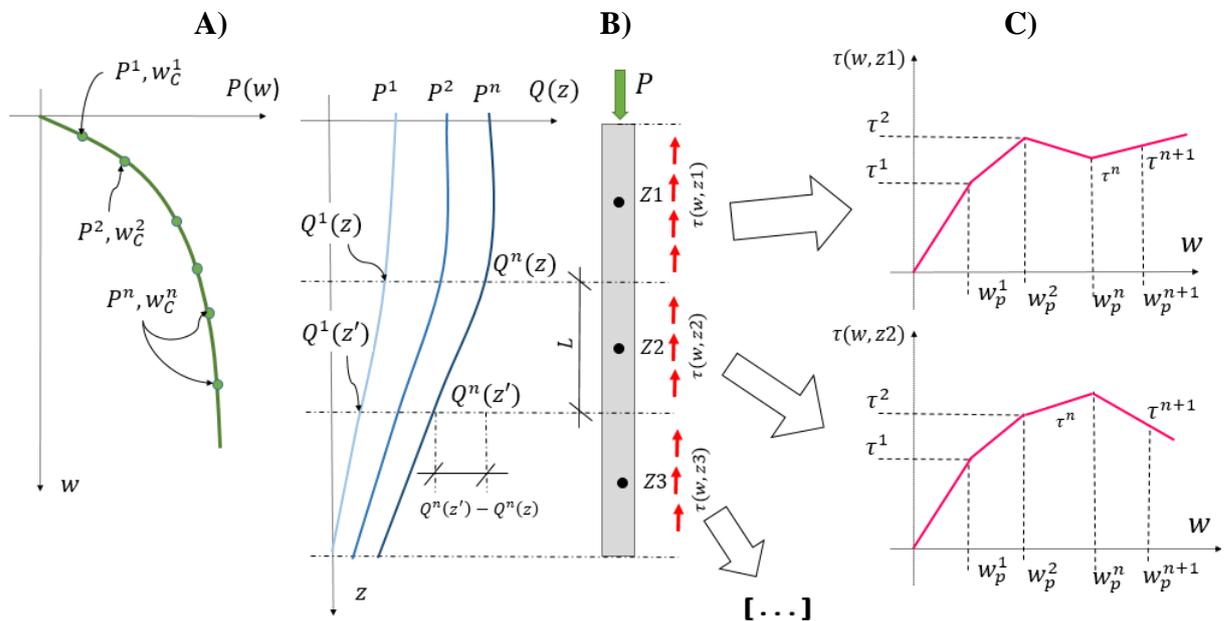
### 3.3 OBTENÇÃO CURVAS T-Z

As curvas  $\tau(w, z)$  foram obtidas em função da curva carga recalque  $P(w)$  e da curva de transferência de carga  $Q(z)$ , a partir dos resultados das provas de cargas instrumentadas. A curva carga recalque é formada por pares de cargas e deslocamento  $\{(Q^1, w_C^1), (Q^2, w_C^2), (Q^n, w_C^n) \dots\}$  medidos na cabeça da estaca (Figura 3.14a). A curva de transferência de carga  $Q(z)$  é formada por pares de carga e profundidade  $(Q, z)$ , de tal forma que temos uma curva  $Q(z)$  para cada estágio de carregamento  $Q^1(z), Q^2(z), Q^n(z)$ , ilustradas na Figura 3.14b. O atrito lateral unitário ( $\tau$ ) foi obtido pela diferença entre os valores de carga, de cada trecho, isto é,  $Q^n(z') - Q^n(z)$ , distribuídos ao longo da seção analisada ( $U.L$ ), equação (3.15).

$$\tau = \frac{Q^n(z) - Q^n(z')}{U.L} \quad (3.15)$$

Em que:  $Q^n(z)$  É a carga na profundidade  $z$ , ponto inicial do trecho, para o estágio de carregamento  $n$ ;  
 $Q^n(z')$  É a carga na profundidade  $z'$ , ponto final do trecho, para o estágio de carregamento  $n$ ;

**Figura 3.14 – Obtenção das Curvas t-z**



Fonte: do Autor.

O deslocamento de cada ponto da estaca foi obtido pela diferença entre o recalque na cabeça da estaca ( $w_C$ ) e recalque relativo ao encurtamento elástico do fuste ( $w_{EP}$ ), equação (3.16). O encurtamento elástico do fuste da estaca até o ponto  $p$ , foi obtido pela equação (3.17).

$$w_C = w_P + w_{EP}; \quad \therefore \quad w_P = w_C - w_{EP}; \quad (3.16)$$

$$w_{LP} = \int_0^z \frac{Q(z)}{A_p E_L} \cdot dl \quad (3.17)$$

Com os pares de atrito lateral unitário ( $\tau$ ) e deslocamento ( $w_P$ ), referentes aos trechos em análise e para cada estágio de carregamento (n), é possível montar as curvas t-z (Figura 3.14c) para cada profundidade,  $\tau(w, z)$ .

## 4 RESULTADOS E ANÁLISES

Segue apresentação dos resultados das provas de carga instrumentadas (PCI), juntamente com as análises das simulações numéricas. Nas análises estão registrados apenas as simulações cujos parâmetros se ajustaram melhor às curvas, juntamente como um fator  $\psi$  relativo a uma calibração do atrito lateral. Em seguida uma análise global dos modelos de transferência.

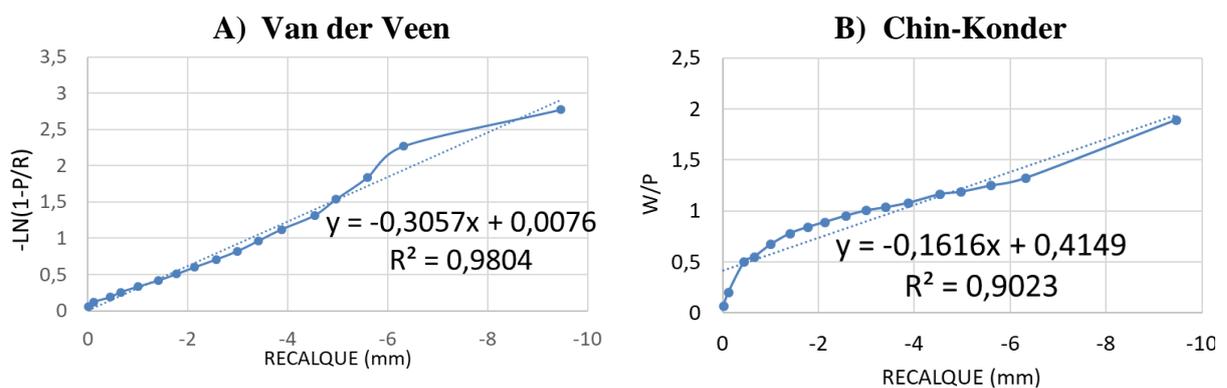
### 4.1 PCI – A – EGD -MARINGÁ/PR

A prova de carga A-EGD (Figura 3.8) foi executada totalmente com o procedimento lento, e a configuração de sua instrumentação permitiu separar o comportamento da ponta e do fuste. Desta maneira, observa-se que a resistência lateral se esgotou aos 4800 kN. Embora a ponta esteja assentada em uma camada com alto  $N_{spt}$ , verifica-se que a estaca tem comportamento predominantemente flutuante, sendo que a carga efetiva mobilizada de ponta é em torno de 8% da carga total.

No trecho entre N1 e N2 temos um  $\bar{N}_{spt} = 6,8$  enquanto no trecho N2-N3 temos um  $\bar{N}_{spt} = 10,3$ , no entanto, este aumento no índice de resistência a penetração não se reflete nas medidas de atrito lateral da prova de carga, isto é, embora aumente o valor de  $N_{spt}$ , não se verificou aumento na resistência lateral. Deve-se lembrar que o SPT é um ensaio dinâmico e que a prova de carga executada é estática, e foi esperada a estabilização dos deslocamentos.

A Figura 4.1 mostra o ajuste para extrapolação da curva, conforme os métodos de Van der Veen modificado e Chin-Konder. A extrapolação de Van Der Veen apontou a ruptura em 5340kN e a de Chin-Konder em 6188kN.

**Figura 4.1 – Extrapolação Gráfica – A-EGD**



Fonte: do Autor.

### 4.1.1 Análise Indireta

Os parâmetros de transferência de carga que melhor se adequaram as curvas carga recalque e de transferência de carga estão registrados na Tabela 4.1. A Figura 4.2 mostra as simulações numéricas junto aos resultados experimentais das curvas carga recalque. As regras 03 e 04 representaram bem o comportamento da estaca, mas no âmbito geral, a regra 03 merece destaque. A regra 05 mostrou-se eficiente para simular os deslocamentos, mas imprecisa para a curva de transferência de carga. As regras 01 e 02 retornaram respostas mais rígidas que a estaca, e mostraram-se imprecisas para os estágios iniciais da transferência de carga.

**Tabela 4.1 - Parâmetros de Transferência de Carga – Atrito Estimado – A-EGD**

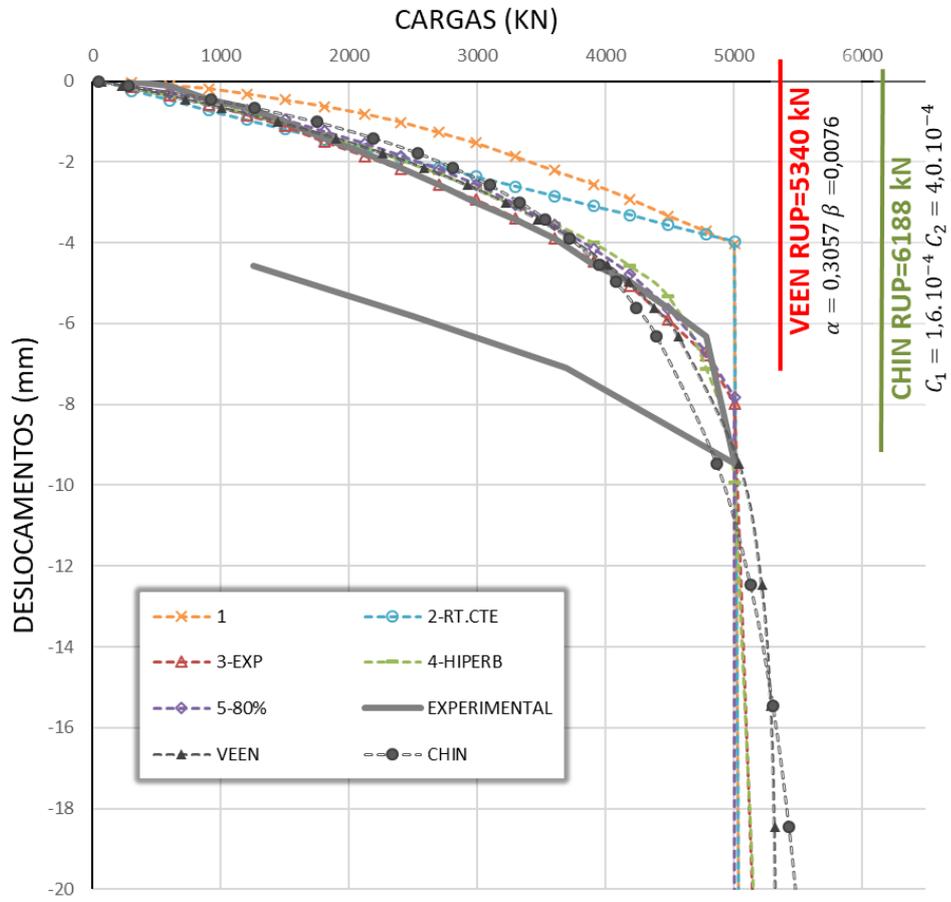
A-EDG $\phi=70\text{cm}/L=23\text{m}$		RESISTÊNCIA ESTIMADA DECOURT QUARESMA		
PROFUNDIDADE	$\psi$	REGRA-03	REGRA-04	REGRA-05
0,0 à 12,5 m	2,50	$R_T = 1 - e^{-300w-0,150}$	$R_T = \frac{w}{w + 0,00005R_L}$	$R_T = \frac{2\sqrt{0,0216w}}{w + 0,0216}$
12,5 à 26,5 m	1,50	$R_T = 1 - e^{-375w-0,250}$	$R_T = \frac{w}{w + 0,000005R_L}$	$R_T = \frac{2\sqrt{0,0183w}}{w + 0,0183}$

Fonte: do Autor.

As simulações numéricas retornaram curvas carga recalque bem próximas umas das outras, inclusive com relação a ruptura, que ocorreu por volta dos 5000kN. Estes valores estão próximos da aproximação de Van der Veen, mas estão relativamente distantes da aproximação de Chin-Konder.

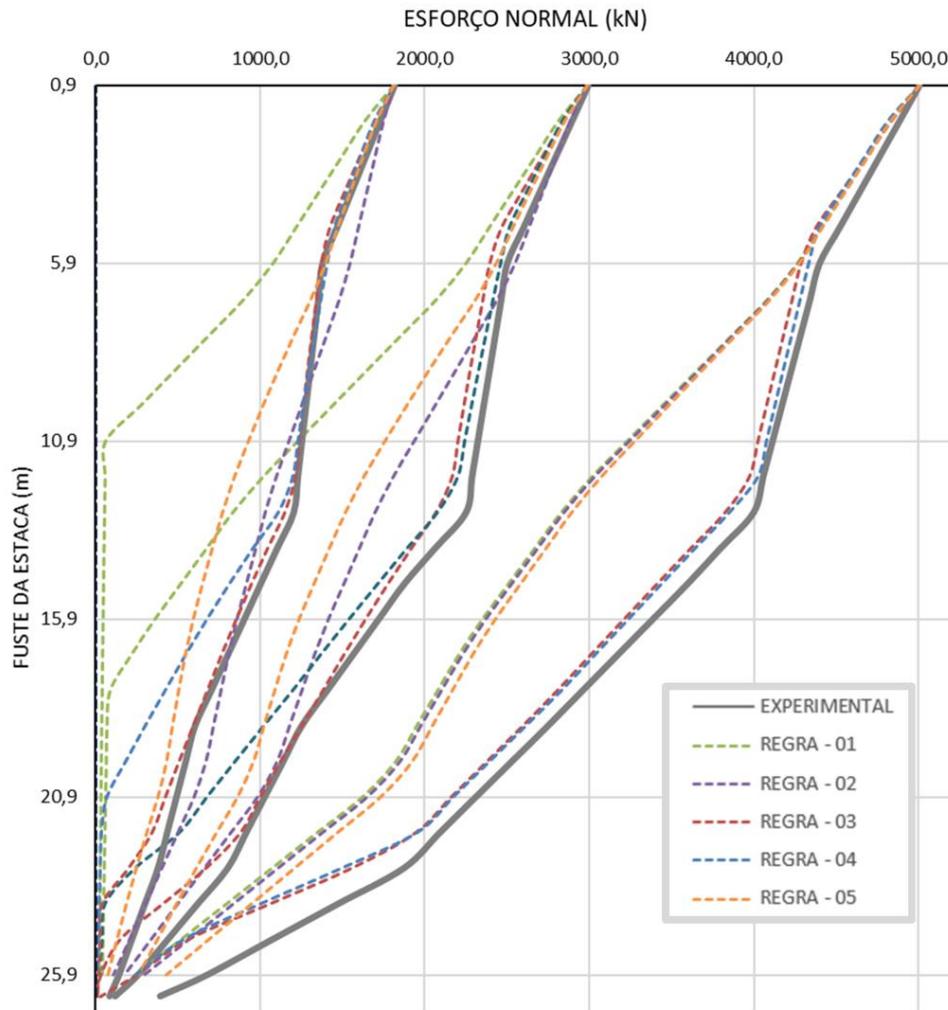
A respeito da curva de transferência de carga, foi possível notar que a medida que os estágios de carregamento evoluíam, as respostas aproximavam-se, conforme Figura 4.3. Os valores coeficientes  $\psi$  mostraram-se bem razoáveis, uma vez que contribuíram para estimativa da curva de transferência de carga.

Figura 4.2 – Curva Carga Recalque – Atrito Estimado – A-EGD



Fonte: do Autor.

**Figura 4.3 – Curva de Transferência de Carga – Atrito Estimado – A-EGD**



Fonte: do Autor.

#### 4.1.2 Análise Direta

Os parâmetros de transferência de carga que melhor se adequaram as curvas carga recalque e de transferência de carga estão registrados na Tabela 4.2. Na Figura 4.4 é possível observar maior dispersão nos resultados numéricos. A regra 03 foi a que melhor representou o comportamento da estaca. As regras 04 e 05 mostraram-se eficiente para simular os deslocamentos, mas imprecisas para a curva de transferência de carga. As regras 01 e 02 retornaram respostas mais rígidas que a estaca, e mostraram-se imprecisas para os estágios iniciais da transferência de carga.

Todas as simulações numéricas romperam em valores maiores com relação a análise direta, entre 5000kN e 5500kN, englobando o valor de Van Deer Veen. No caso da regra 06,

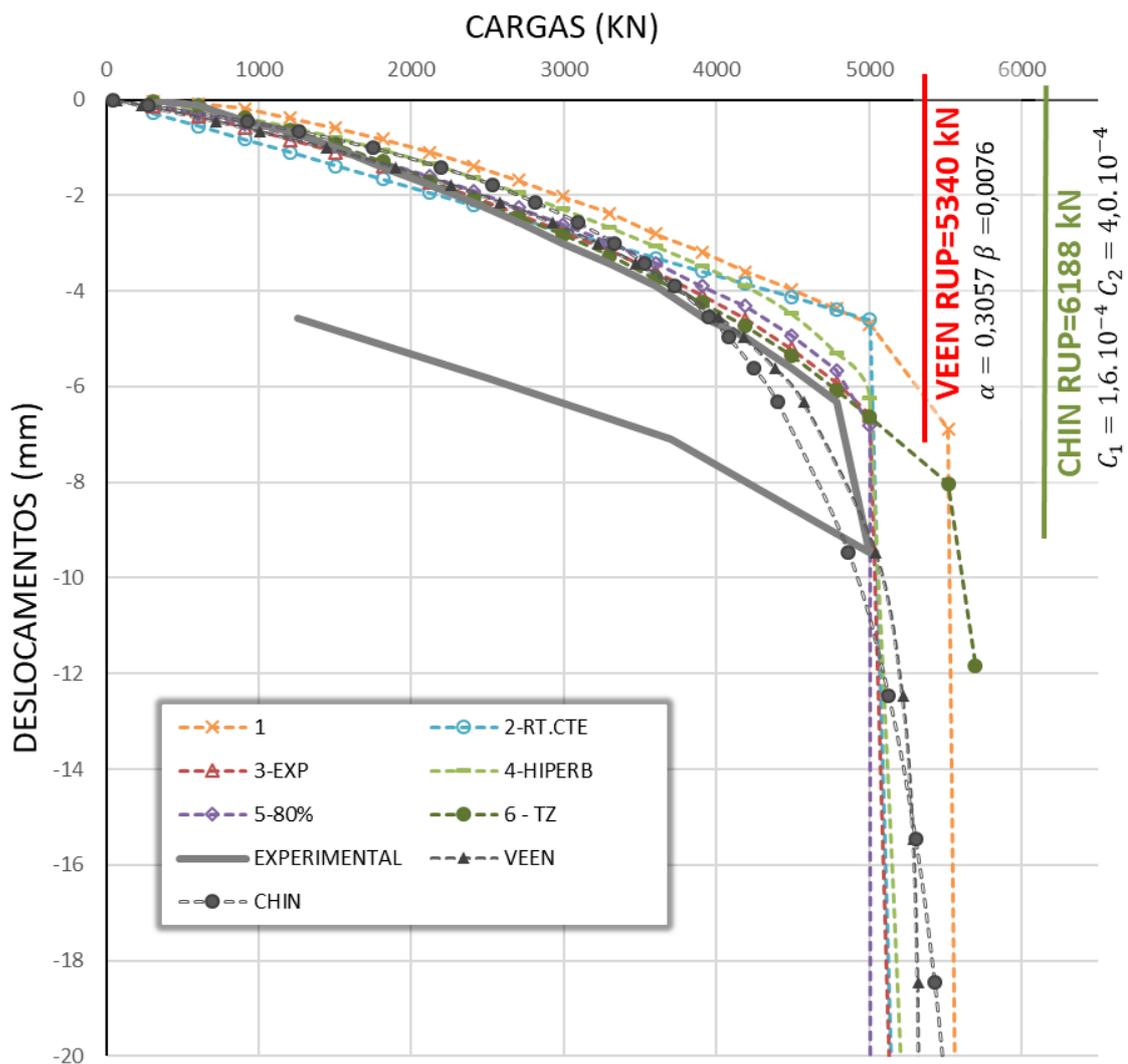
não houve ruptura física, mas o programa não conseguiu convergir indicando uma situação de movimento de corpo rígido, ou seja, ruptura.

**Tabela 4.2 - Parâmetros de Transferência de Carga – Atrito Estimado – A-EGD**

A-EDG $\phi=70\text{cm}/L=23\text{m}$		RESISTÊNCIA EXPERIMENTAL		
PROFUNDIDADE	REGRA-03	REGRA-04	REGRA-05	
0,0 à 12,5 m	$R_T = 1 - e^{-285w-0,150}$	$R_T = \frac{w}{w + 0,00008R_L}$	$R_T = \frac{2\sqrt{0,012w}}{w + 0,012}$	
12,5 à 26,5 m	$R_T = 1 - e^{-450w-0,250}$	$R_T = \frac{w}{w + 0,000004R_L}$	$R_T = \frac{2\sqrt{0,008w}}{w + 0,008}$	

Fonte: do Autor.

**Figura 4.4 – Curva Carga Recalque – Atrito Experimental – A-EGD**

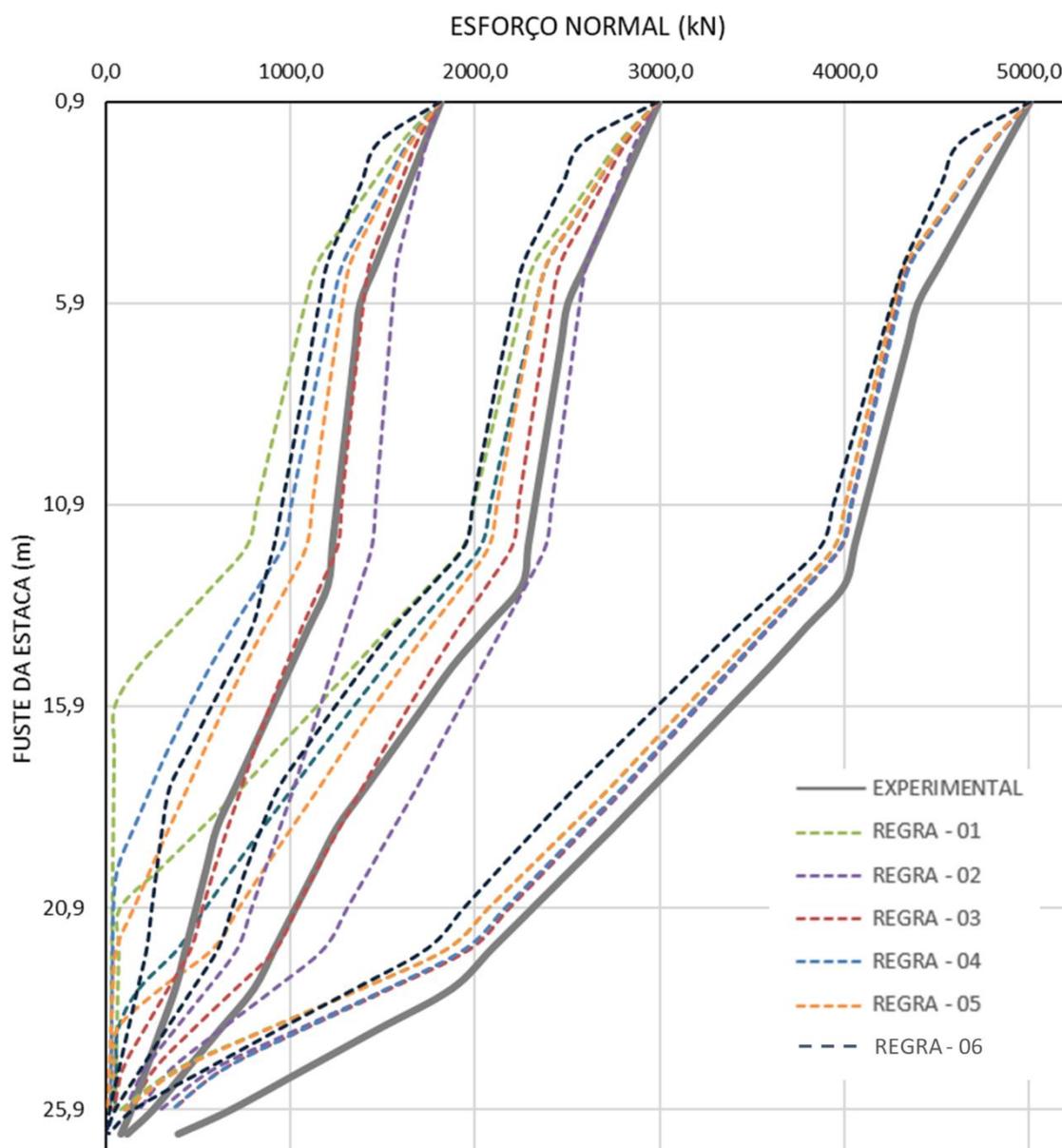


Fonte: do Autor.

Os resultados da curva de transferência de carga mostraram-se mais próximos uns dos outros, ao se usar o atrito experimental. Ainda sim, as regras subestimaram a solicitação da ponta da estaca, conforme pode-se notar na Figura 4.5.

Os parâmetros de transferência mudaram consideravelmente de uma análise para a outra, repercutindo em uma curva de transferência de carga bem diferente, sem termos uma grande mudança na forma da curva carga recalque.

**Figura 4.5 – Curva de Transferência de Carga– Atrito Experimental – A-EGD**

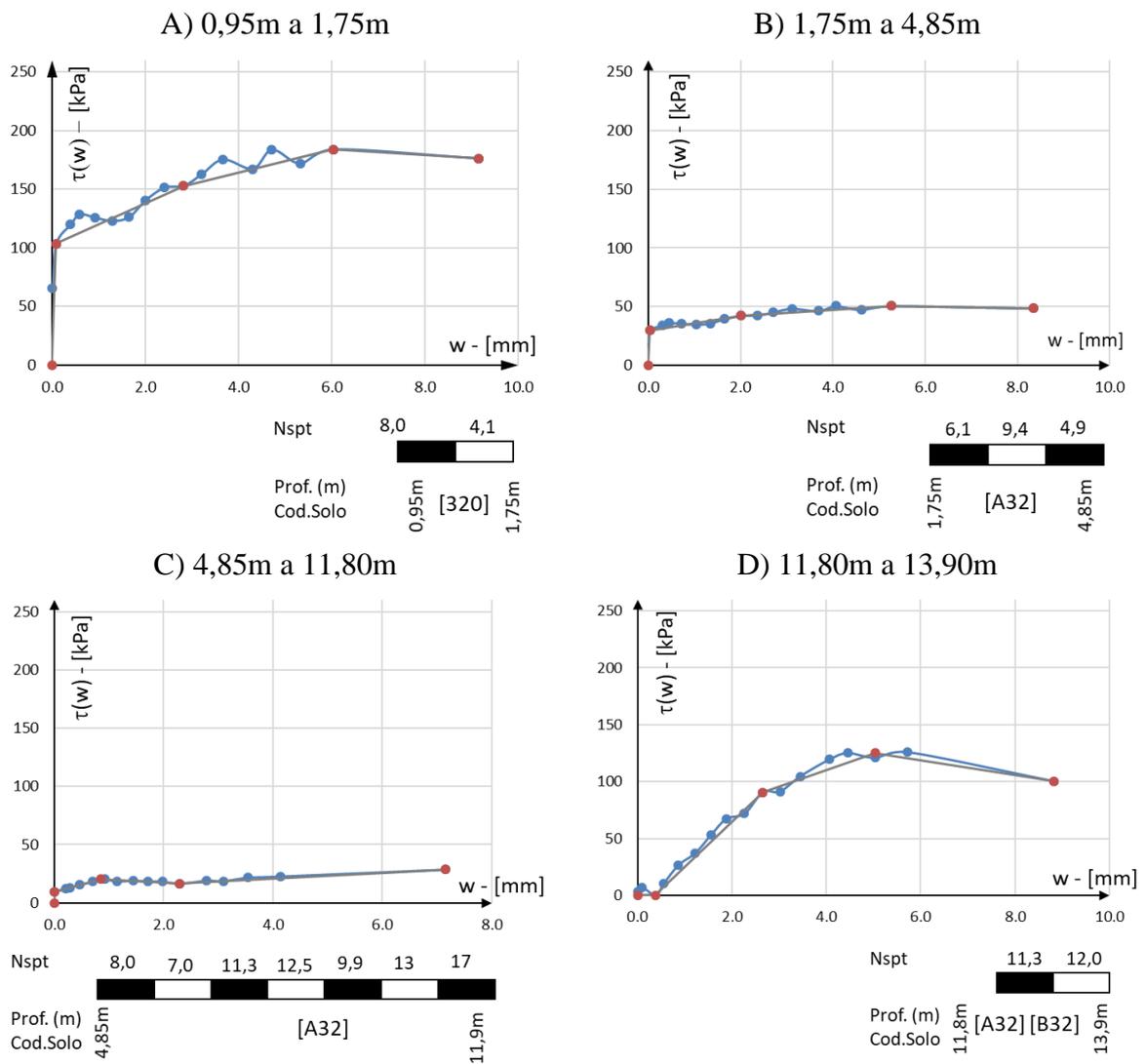


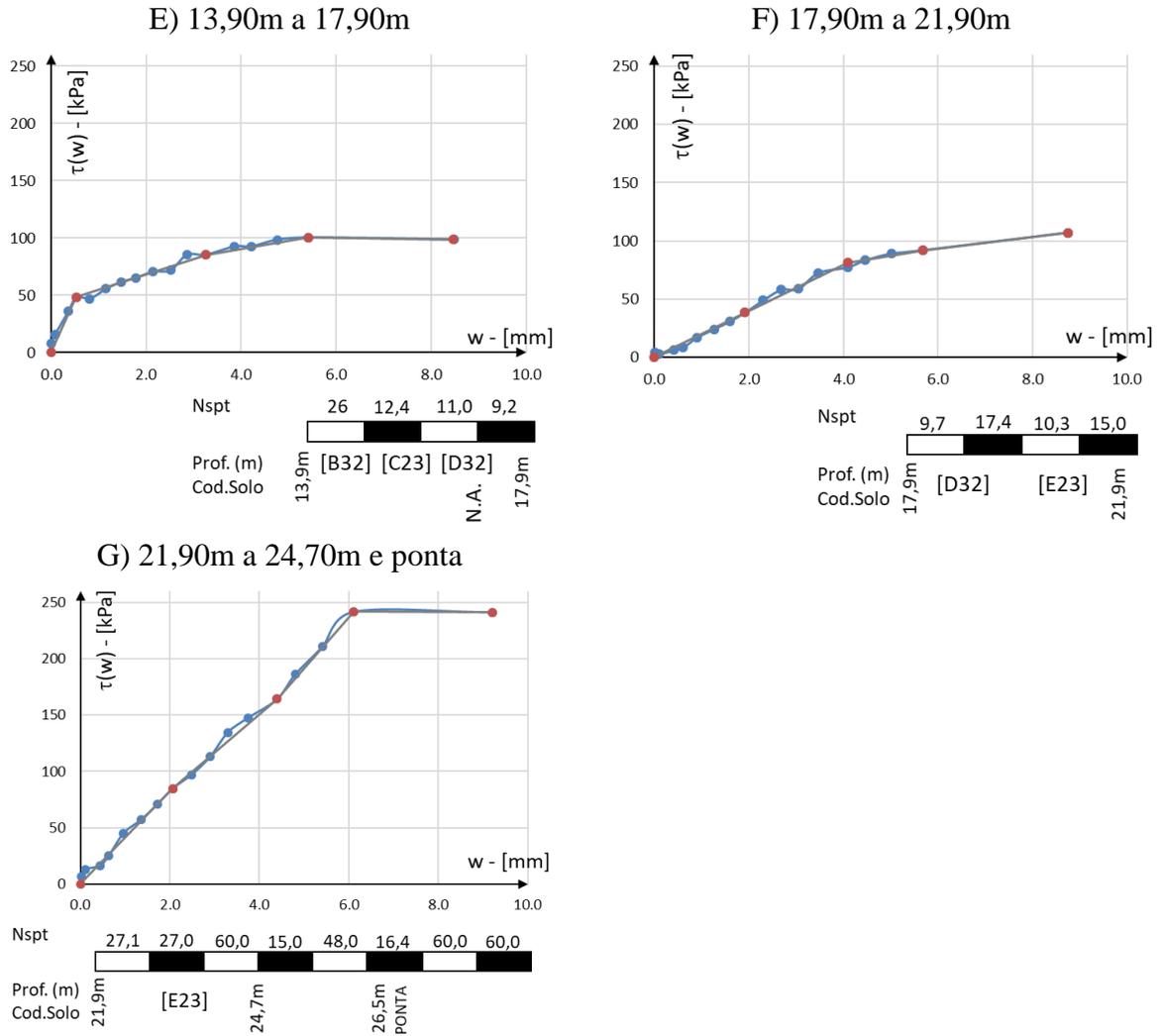
Fonte: do Autor.

Na Figura 4.6 estão registradas as curvas T-Z, obtidas conforme os dados da prova de carga. Nos trechos A, B e C, as curvas são próximas à primeira lei de Cambefort. Os valores de atrito mobilizados do primeiro trecho (A) é superior aos trechos B e C, apesar do incremento do valor do  $N_{SPT}$ . Nos trechos B e C, é possível notar um incremento de resistência, evidenciando o fenômeno do *hardening* (encruamento).

No trecho D, E e F, temos uma reta saindo da origem do gráfico, equivalente a aplicação da lei de Cambefort com parâmetro nulo de atrito mobilizado inicial. O formato do gráfico em curva sugere uma relação equivalente a função exponencial. No trecho F também é possível observar o *hardening* (encruamento). Os comportamentos nestes trechos são mais similares quando comparado com as camadas superiores.

**Figura 4.6 – Curva de TZ– Atrito Experimental – A-EGD**



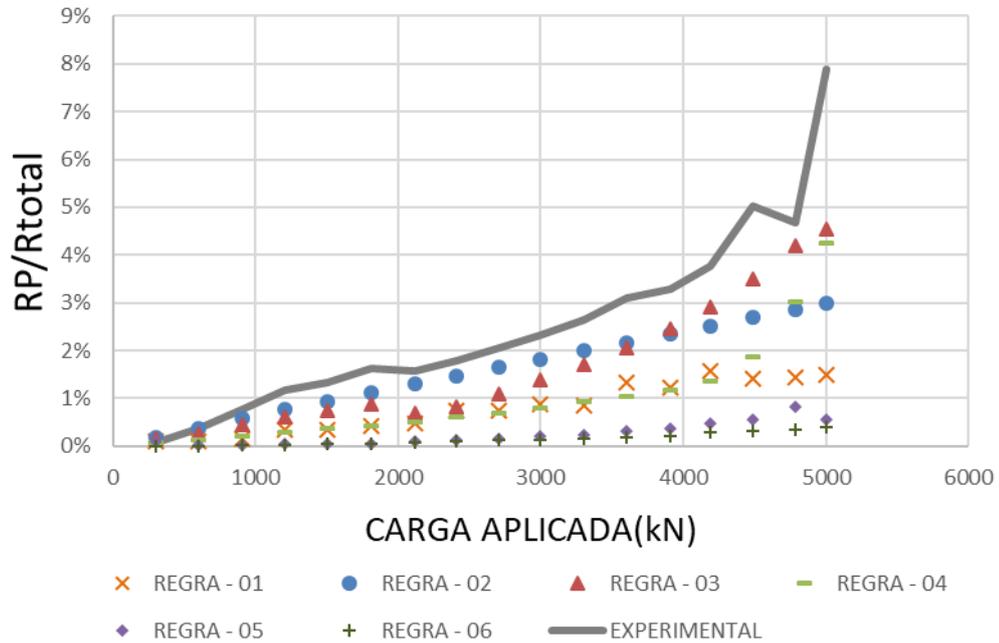


Fonte: do Autor.

Ainda com relação a Figura 4.6, no trecho G temos o comportamento combinado de ponta e lateral, onde a mobilização da ponta é praticamente linear até que se atinja a ruptura. Também é possível observar que temos uma maior mobilização do atrito nas camadas superficiais. Nas camadas inferiores, para a mobilização equivalente de um valor de atrito, se faz necessário maiores deslocamentos.

A Figura 4.7 mostra a razão entre a carga mobilizada na ponta e a resistência total da estaca. É possível notar como a estaca mobiliza a carga de ponta em função da sequência de carregamento e que a simulação usando todas as regras, subestimaram o valor da carga da ponta.

**Figura 4.7 – Razão entre Carga Mobilizada de Ponta e Resistência – A-EGD**



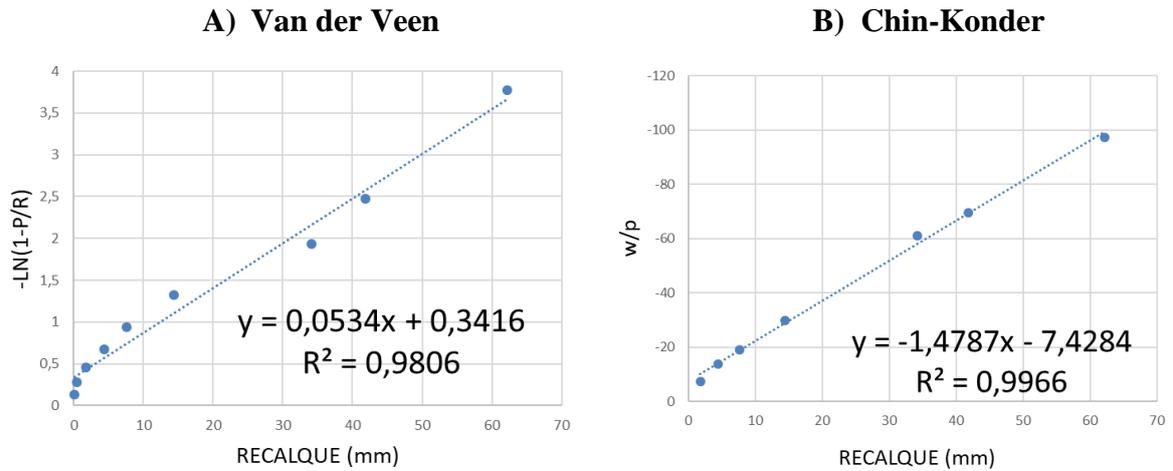
Fonte: do Autor.

#### 4.2 PCI – B – HCM -USP-SÃO PAULO/SP

A prova de carga B-HCM (Figura 3.9) foi executada com procedimento misto. Através da curva de transferência de carga é possível observar que não foi solicitada a ponta da estaca. Este comportamento é ratificado pelo formato da curva carga recalque mostrando uma ruptura por deslizamento.

A Figura 4.8 mostra o ajuste para extrapolação da curva, conforme os métodos de Van der Veen modificado e Chin-Konder. A extrapolação de Van Der Veen apontou a ruptura em 655kN e a de Chin-Konder em 676kN.

**Figura 4.8 – Extrapolação Gráfica – B-HCM**



Fonte: do Autor.

**4.2.1 Análise Indireta**

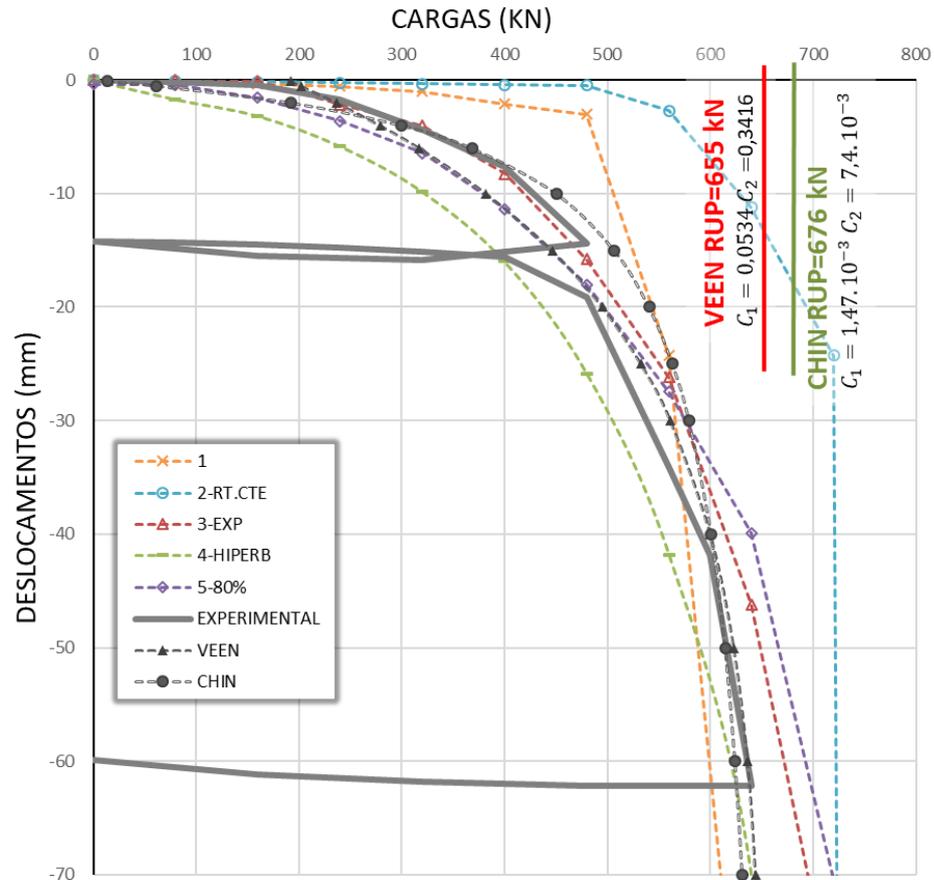
Os parâmetros de transferência de carga que melhor se adequaram as curvas carga recalque e de transferência de carga estão reunidos na Tabela 4.3. A comparação entre as curvas carga recalque estão mostradas na Figura 4.9 e de transferência de carga estão mostradas na Figura 4.10. Com exceção das regras 01 e 02 todas representam bem o comportamento da estaca, isto é, curva carga recalque. Quanto as cargas de ruptura, apenas a regra 04 aproximou-se doo valores de Van der Veen e Chin-Konder, as demais superestimaram as cargas.

**Tabela 4.3 - Parâmetros de Transferência de Carga – Atrito Estimado – B-HCM**

B-HCM φ=35cm/ L= 7,5m		RESISTÊNCIA ESTIMADA DECOURT QUARESMA		
PROFUNDIDADE	ψ	REGRA-03	REGRA-04	REGRA-05
0,0 à 0,8 m	2,50	$R_T = 1 - e^{-45w-0,55}$	$R_T = \frac{w}{w + 0,00085R_L}$	$R_T = \frac{2\sqrt{0,080w}}{w + 0,080}$
0,8 à 1,8 m	2,50			
1,8 à 2,5 m	2,50			
2,5 à 5,5 m	1,00	$R_T = 1 - e^{-10w-0,30}$		$R_T = \frac{2\sqrt{0,300w}}{w + 0,300}$
5,5 à 7,5 m	1,00			$R_T = \frac{2\sqrt{0,600w}}{w + 0,600}$

Fonte: do Autor.

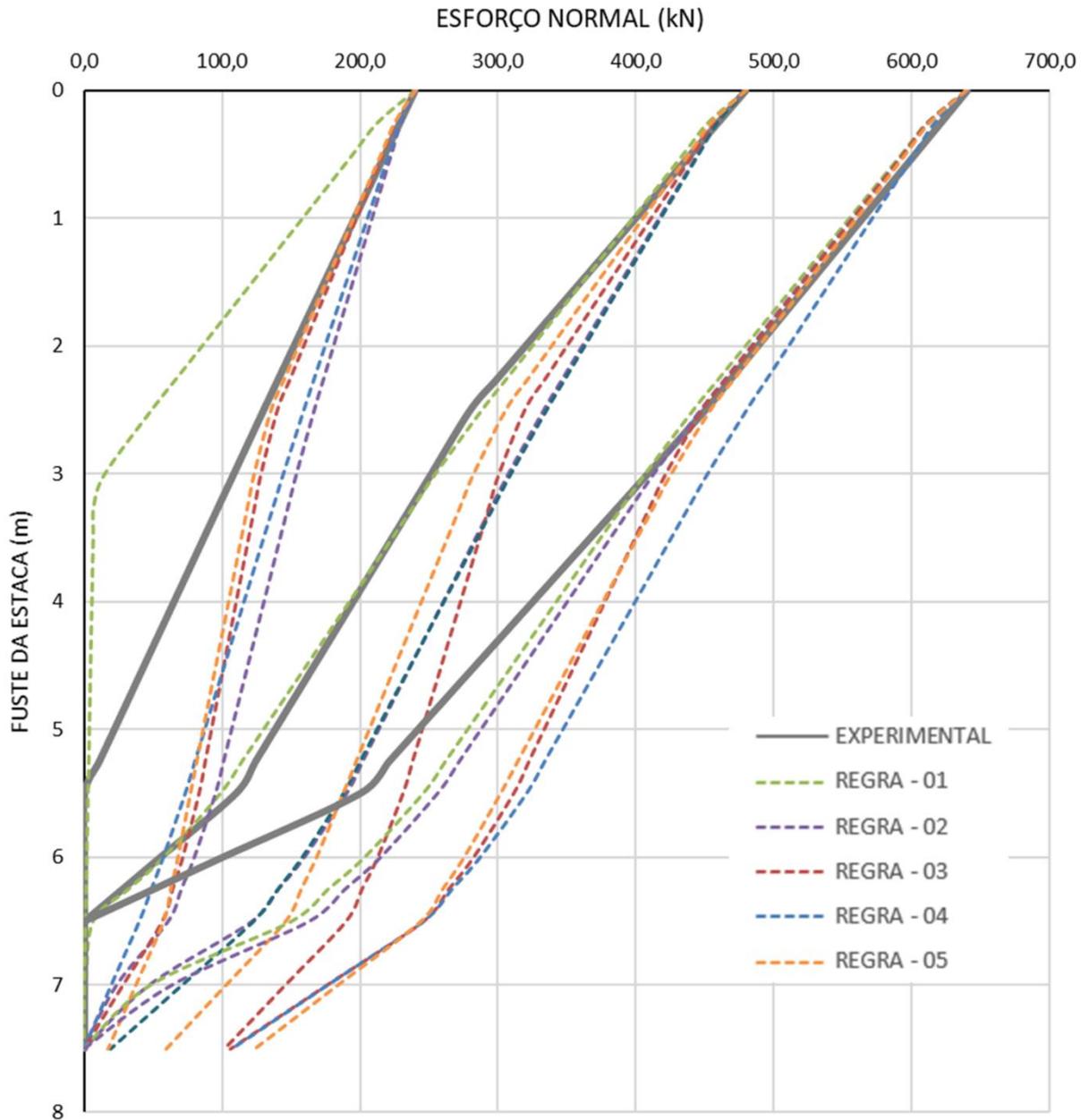
**Figura 4.9 – Curva Carga Recalque – Atrito Estimado – B-HCM**



Fonte: do Autor.

Com relação a curva de transferência de carga (Figura 4.10), apenas regra 01 descreveu bem a transferência de carga, somente em estágios intermediários. As simulações usando as regras 01 e 02 demonstram a não mobilização de carga na ponta o que pode ser notado nos resultados da prova de carga.

**Figura 4.10 – Curva de Transferência de Carga – Atrito Estimado – B-HCM**



Fonte: do Autor.

#### 4.2.2 Análise Direta

Os parâmetros de transferência de carga que melhor se adequaram as curvas carga recalque e de transferência de carga estão reunidos na Tabela 4.4. Nota-se que estes valores foram relativamente próximos aos da análise indireta.

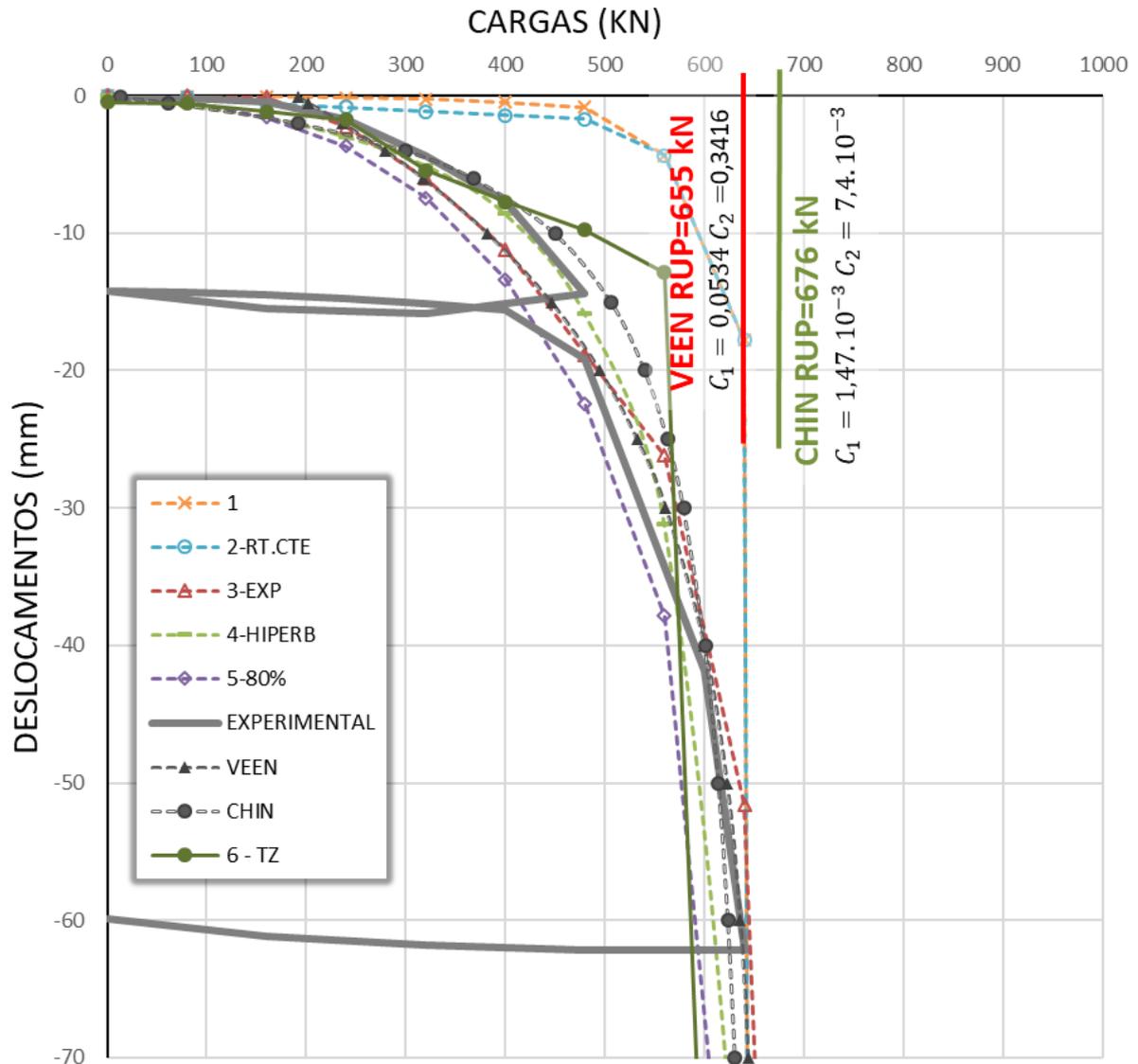
**Tabela 4.4 - Parâmetros de Transferência de Carga – Atrito Experimental – B-HCM**

B-HCM		RESISTÊNCIA EXPERIMENTAL		
$\phi=35\text{cm}/L=7,5\text{m}$				
PROFUNDIDADE	REGRA-03	REGRA-04	REGRA-05	
0,0 à 0,8 m	$R_T = 1 - e^{-65w-0,70}$	$R_T = \frac{w}{w + 0,00040R_L}$	$R_T = \frac{2\sqrt{0,080w}}{w + 0,080}$	
0,8 à 1,8 m				
1,8 à 2,5 m	$R_T = 1 - e^{-20w-0,20}$	$R_T = \frac{w}{w + 0,00040R_L}$	$R_T = \frac{2\sqrt{0,260w}}{w + 0,260}$	
2,5 à 5,5 m				
5,5 à 7,5 m			$R_T = \frac{2\sqrt{0,460w}}{w + 0,460}$	

Fonte: do Autor.

Com exceção das regras 01 e 02, as simulações numéricas das análises diretas retornaram curvas mais próximas entre si e a curva experimental. Quanto a ruptura, todas as regras aproximaram-se da carga de Van der Veen ( Figura 4.11).

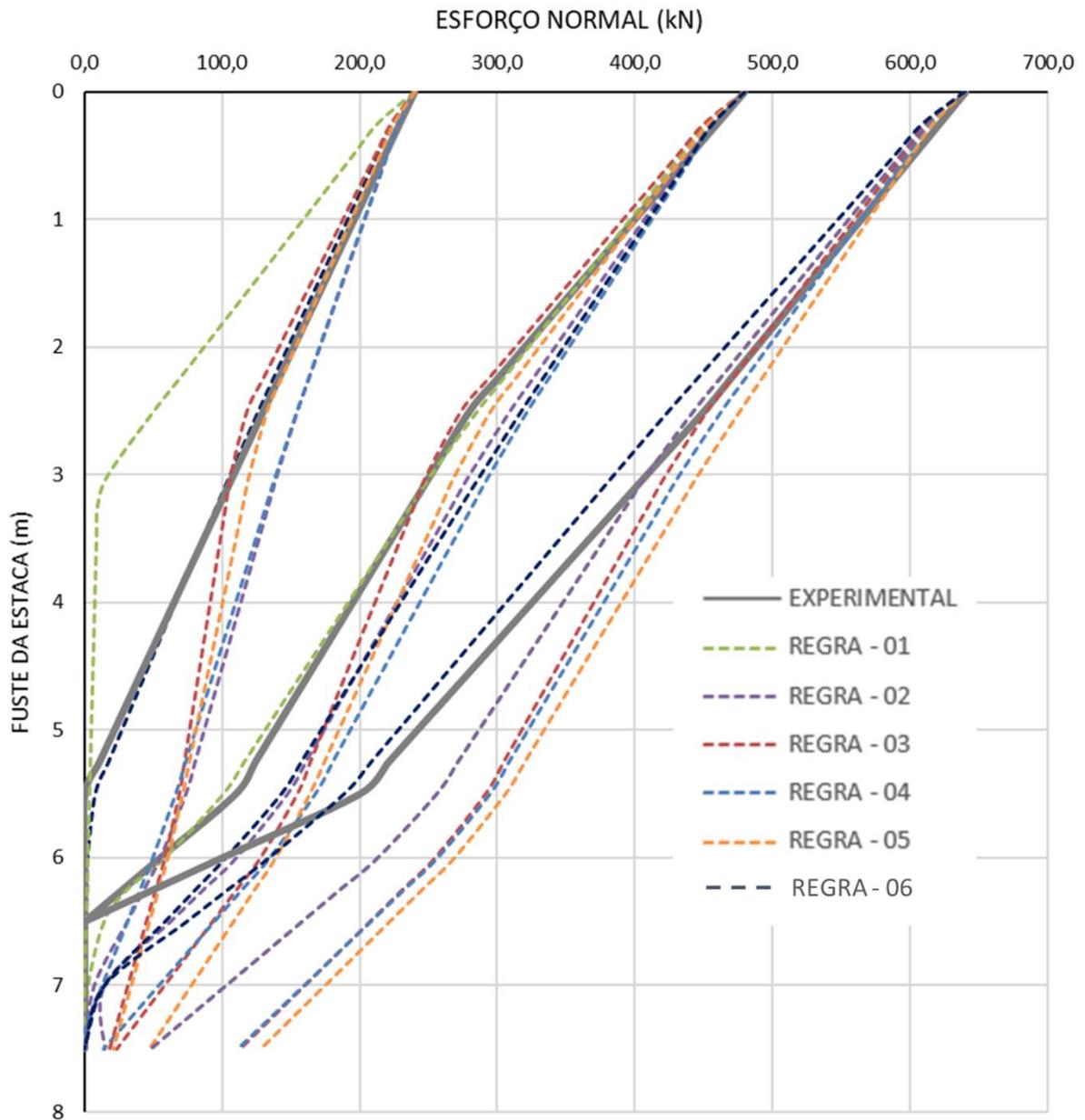
Figura 4.11 – Curva Carga Recalque – Atrito Experimental – B-HCM



Fonte: do Autor.

Conforme a Figura 4.12, as simulações de todas as regras apresentaram divergência com relação aos resultados experimentais. Apenas regra 01 descreveu bem a transferência de carga nos estágios intermediários. As regras 01 e 02 não apontaram para solicitação da ponta, nem chegou a ser mobilizada durante a prova de carga, as demais regras acusaram valores significativos de ponta.

Figura 4.12 – Curva de Transferência de Carga – Atrito Experimental – B-HCM

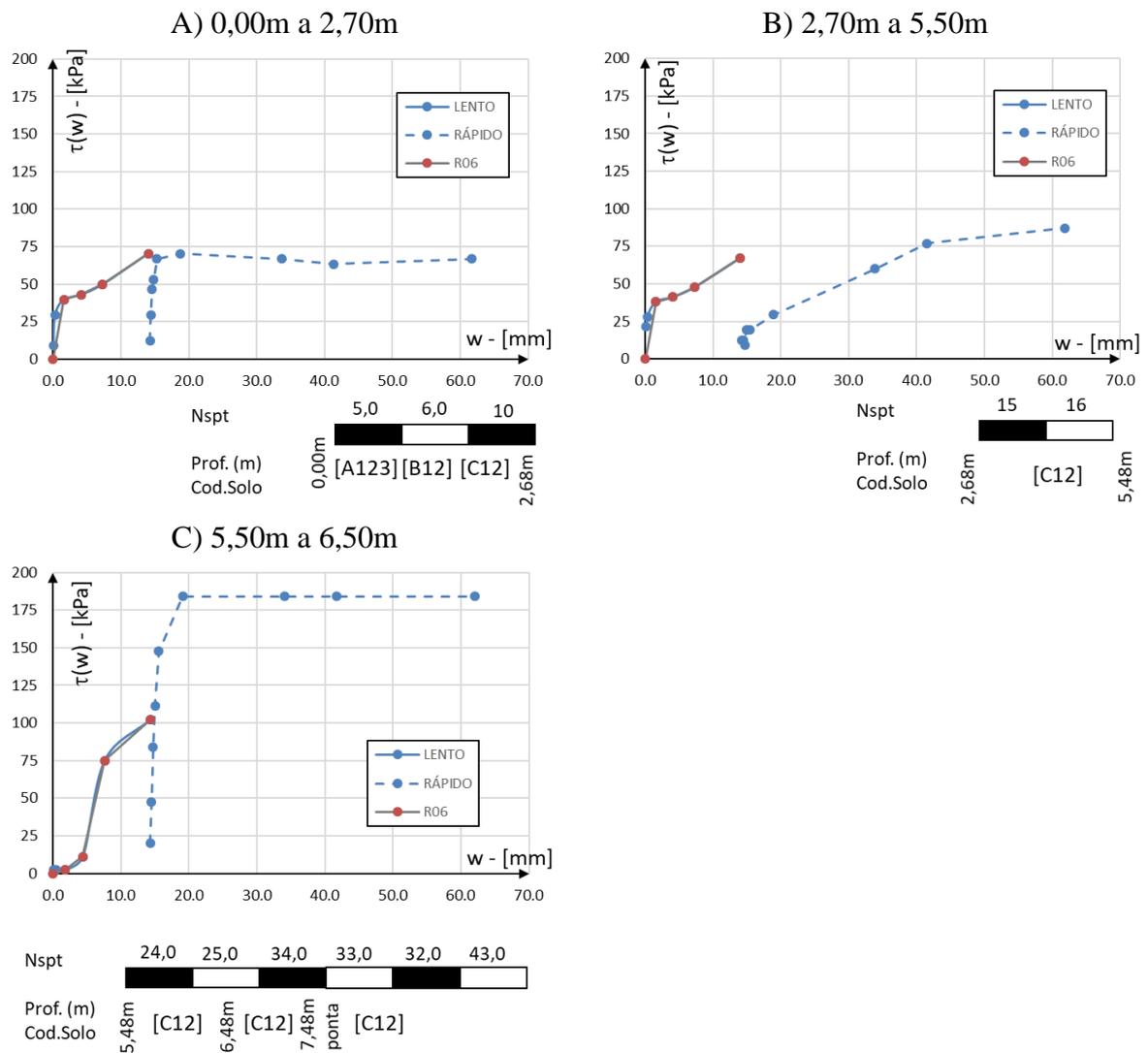


Fonte: do Autor.

Na Figura 4.13 estão registradas as curvas T-Z obtidas, as linhas pontilhadas referem-se ao processo de carregamento rápido e as contínuas ao carregamento lento. Nos três trechos podemos constatar um comportamento próximo a primeira lei de Cambofort. Os trechos iniciais, A e B, mostraram comportamento próximos entre si, porém distintos quando comparados ao trecho C, provavelmente, esta diferença se dá devido ao incremento do índice de resistência a penetração. Também é possível observar que temos uma maior mobilização do atrito nas camadas superficiais. Nas camadas inferiores, para a mobilização equivalente de um valor de atrito, se faz necessário maiores deslocamentos.

Os carregamentos rápidos mostram que os trechos A e C, provavelmente atingiram a sua resistência lateral, sendo que não é possível afirmar para o trecho B, aonde a curva aponta para um leve incremento de resistência. A velocidade de carregamento também influencia na distribuição de carga entre os trechos, uma vez que é possível observar que o trecho C mobilizou maiores valores de atrito quando comparado ao carregamento lento. Como a ponta não foi solicitada, não foi possível obter a curva da ponta, nem discorrer sobre seu comportamento.

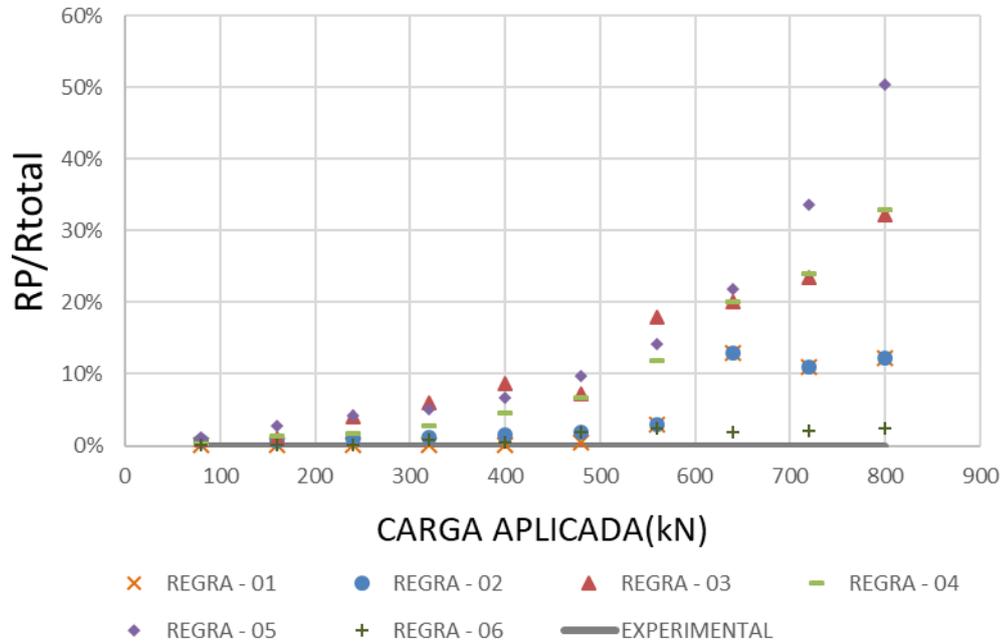
**Figura 4.13 – Curva de TZ– Atrito Experimental – B-HCM**



A Figura 4.14 mostra a razão entre a carga mobilizada na ponta e a resistência total da estaca. Como a ponta não foi solicitada, não é possível comparar com os resultados

experimentais, sendo assim, só é possível observar como cada modelo de transferência trata a carga mobilizada de ponta.

**Figura 4.14 – Razão entre Carga Mobilizada de Ponta e Resistência – B-HCM**



Fonte: do Autor.

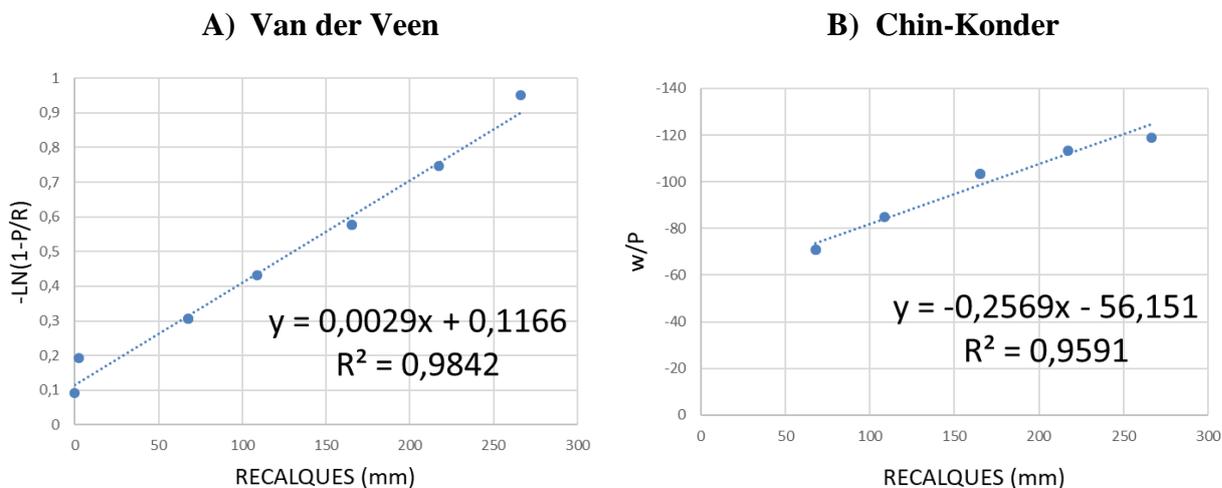
#### 4.3 PCI – B – EGD -USP-SÃO PAULO/SP

Os valores de  $N_{spt}$  da prova de carga B-EGD (Figura 3.10) indicam certa homogeneidade no comportamento da estaca, no entanto, no trecho N2-N3 essa homogeneidade não é verificada nas medidas de atrito lateral da prova de carga. Provavelmente reflexo de alguma camada de material menos resistente, lembrando que o solo de São Paulo é bastante heterogêneo.

Ao observar a curva carga recalque, é possível notar que a ponta é solicitada logo nos primeiros carregamentos, uma vez que seu formato lembra o modelo de Hooke. Isto é ratificado pela curva de transferência de carga.

A Figura 4.15 mostra o ajuste para extrapolação da curva, conforme os métodos de Van der Veen modificado e Chin-Konder. A extrapolação de Van Der Veen apontou a ruptura em 3650kN e a de Chin-Konder em 3892kN.

Figura 4.15 – Extrapolação Gráfica – B-EGD



Fonte: do Autor.

### 4.3.1 Análise Indireta

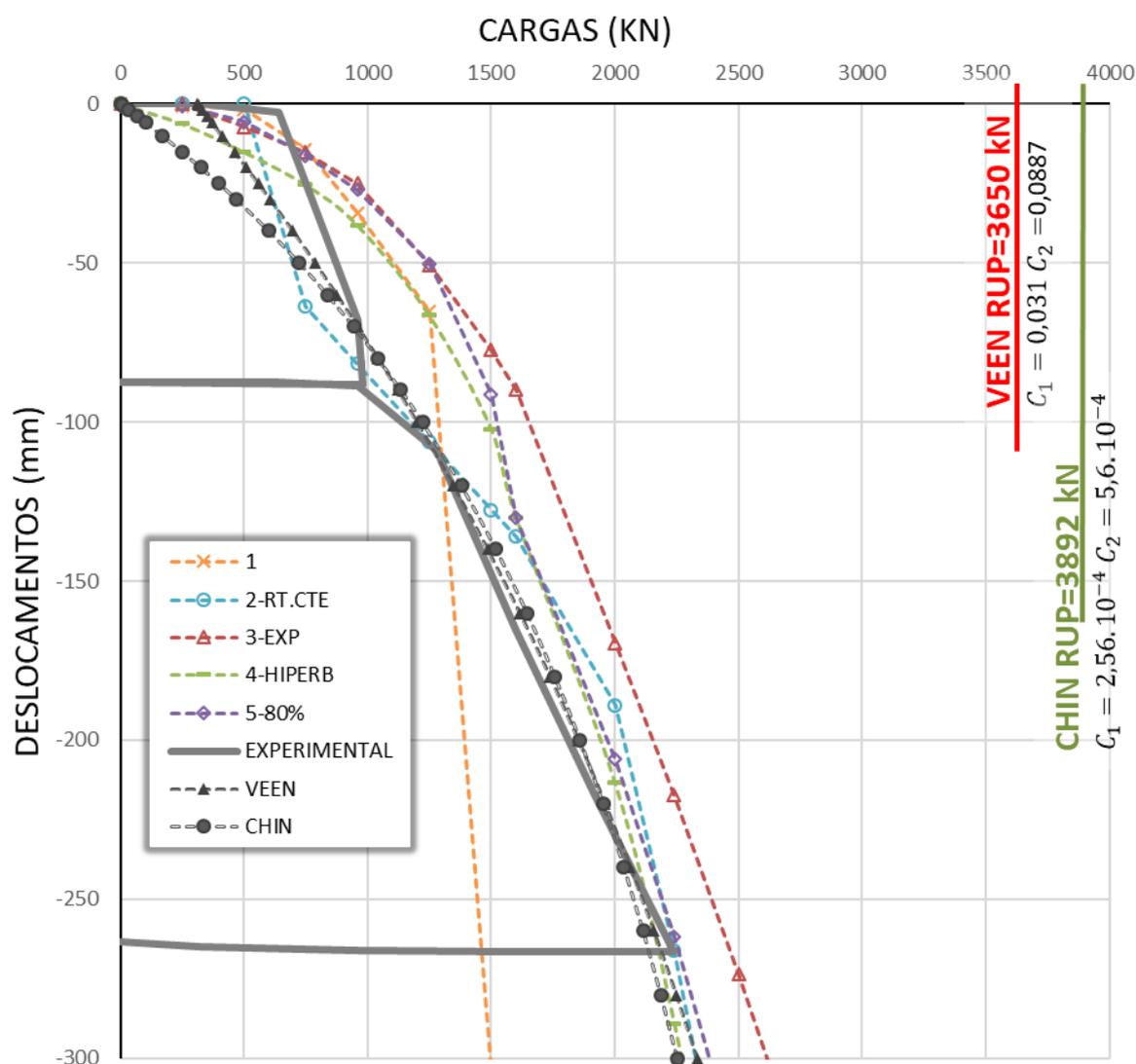
Os parâmetros de transferência de carga que melhor se adequaram as curvas carga recalque e de transferência de carga estão registrados na Tabela 4.5. A Figura 4.16 mostra as simulações numéricas junto aos resultados experimentais das curvas carga recalque.

Tabela 4.5 - Parâmetros de Transferência de Carga – Atrito Estimado – B-EGD

B-EDG $\phi=70\text{cm}/L=6,6\text{m}$		RESISTÊNCIA ESTIMADA DECOURT QUARESMA		
PROFUNDIDADE	$\psi$	REGRA-03	REGRA-04	REGRA-05
0,0 à 1,0 m	2,20	$R_T = 1 - e^{-20w-0,40}$	$R_T = \frac{w}{w + 0,00085R_L}$	$R_T = \frac{2\sqrt{1,10w}}{w + 1,10}$
1,0 à 2,5 m	2,20	$R_T = 1 - e^{-10w-0,30}$	$R_T = \frac{w}{w + 0,0014R_L}$	$R_T = \frac{2\sqrt{1,40w}}{w + 1,40}$
2,5 à 4,2 m	2,20	$R_T = 1 - e^{-1,0w-0,050}$	$R_T = \frac{w}{w + 0,00165R_L}$	

Fonte: do Autor.

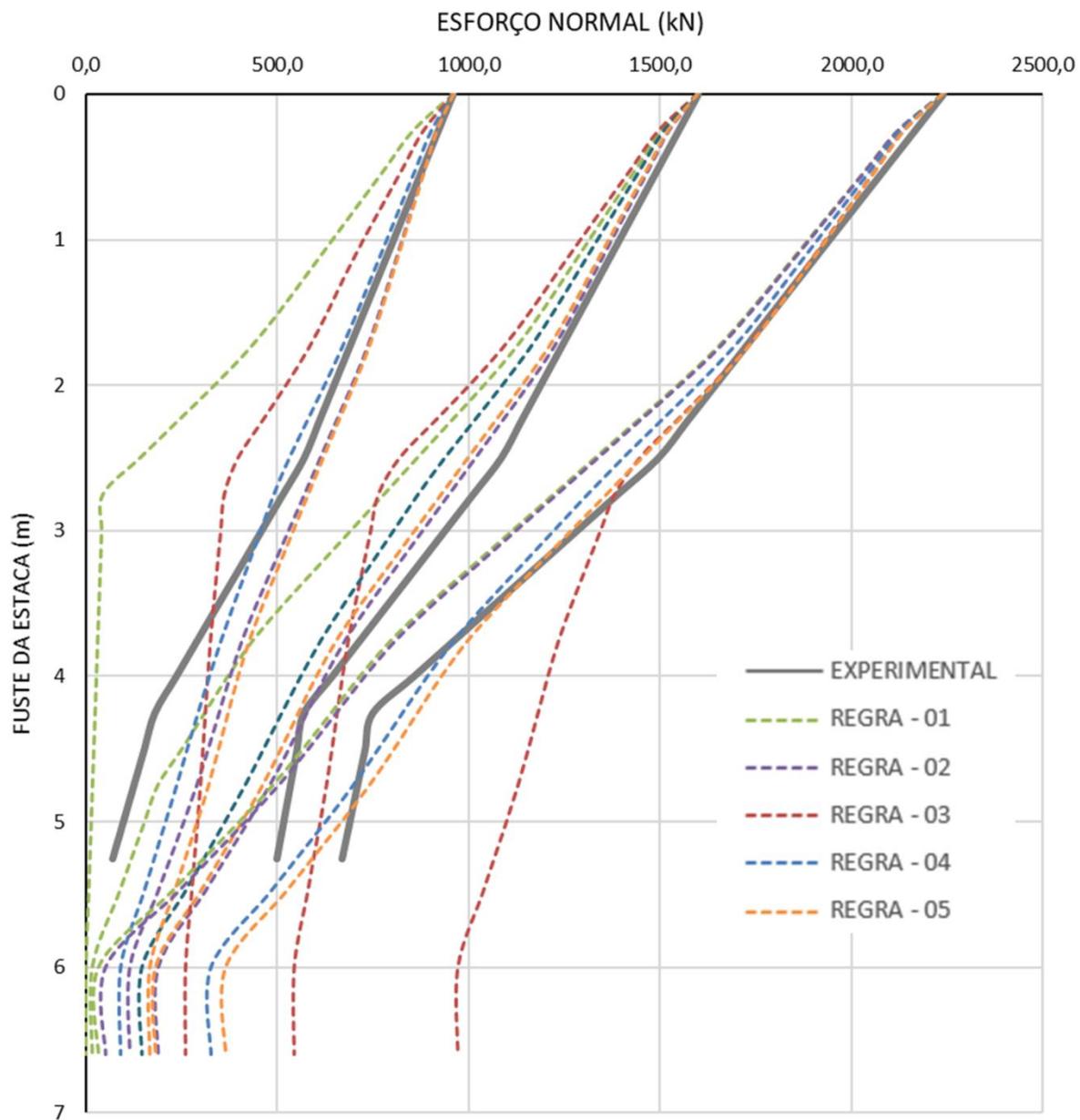
**Figura 4.16 – Curva Carga Recalque – Atrito Estimado – B-EGD**



Fonte: do Autor.

Com relação à curva de transferência de carga (Figura 4.17), a regra 02 apresentou configurações bem distantes da realidade, apontando valores significativos de carga de ponta. Em um âmbito geral as regras que melhor se encaixaram foram as regras 04 e 05.

Figura 4.17 – Curva de Transferência de Carga – Atrito Estimado – B-EGD



Fonte: do Autor.

### 4.3.2 Análise Direta

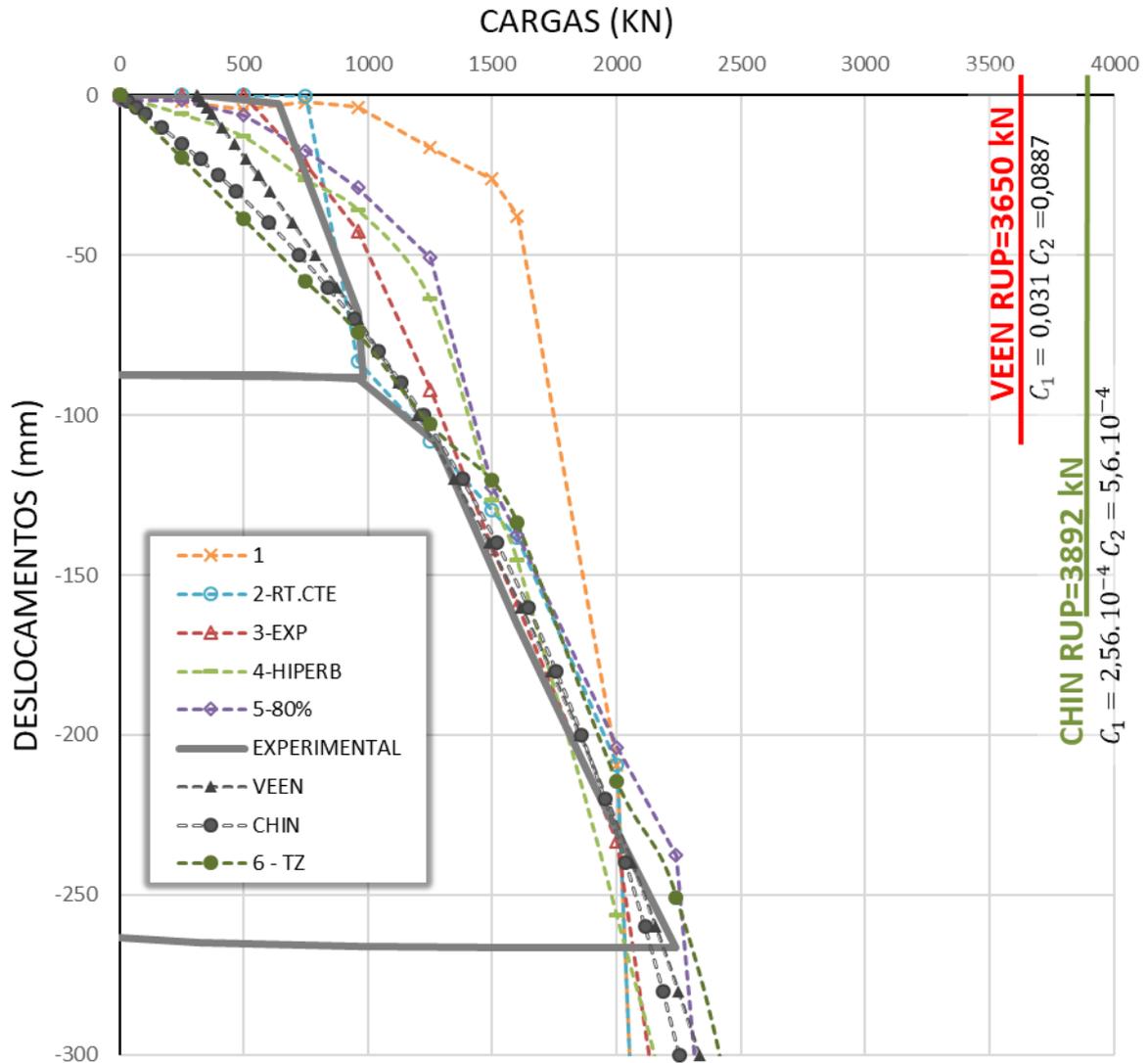
Os parâmetros de transferência de carga que melhor se adequaram as curvas carga recalque e curva de transferência de carga estão mostrados na Tabela 4.6. A Figura 4.18 mostra as simulações numéricas junto aos resultados experimentais das curvas carga recalque.

**Tabela 4.6 - Parâmetros de Transferência de Carga – Atrito Experimental – B-EGD**

B-EDG $\phi=70\text{cm}/L=6,6\text{m}$		RESISTÊNCIA EXPERIMENTAL	
PROFUNDIDADE	REGRA-03	REGRA-04	REGRA-05
0,0 à 1,0 m	$R_T = 1 - e^{-4,0w-0,57}$	$R_T = \frac{w}{w + 0,00085R_L}$	$R_T = \frac{2\sqrt{1,10w}}{w + 1,10}$
1,0 à 2,5 m			
2,5 à 4,2 m	$R_T = 1 - e^{-3,0w-0,10}$	$R_T = \frac{w}{w + 0,00105R_L}$	$R_T = \frac{2\sqrt{1,20w}}{w + 1,20}$
4,2 à 6,6 m		$R_T = \frac{w}{w + 0,00125R_L}$	$R_T = \frac{2\sqrt{1,30w}}{w + 1,30}$

Fonte: do Autor.

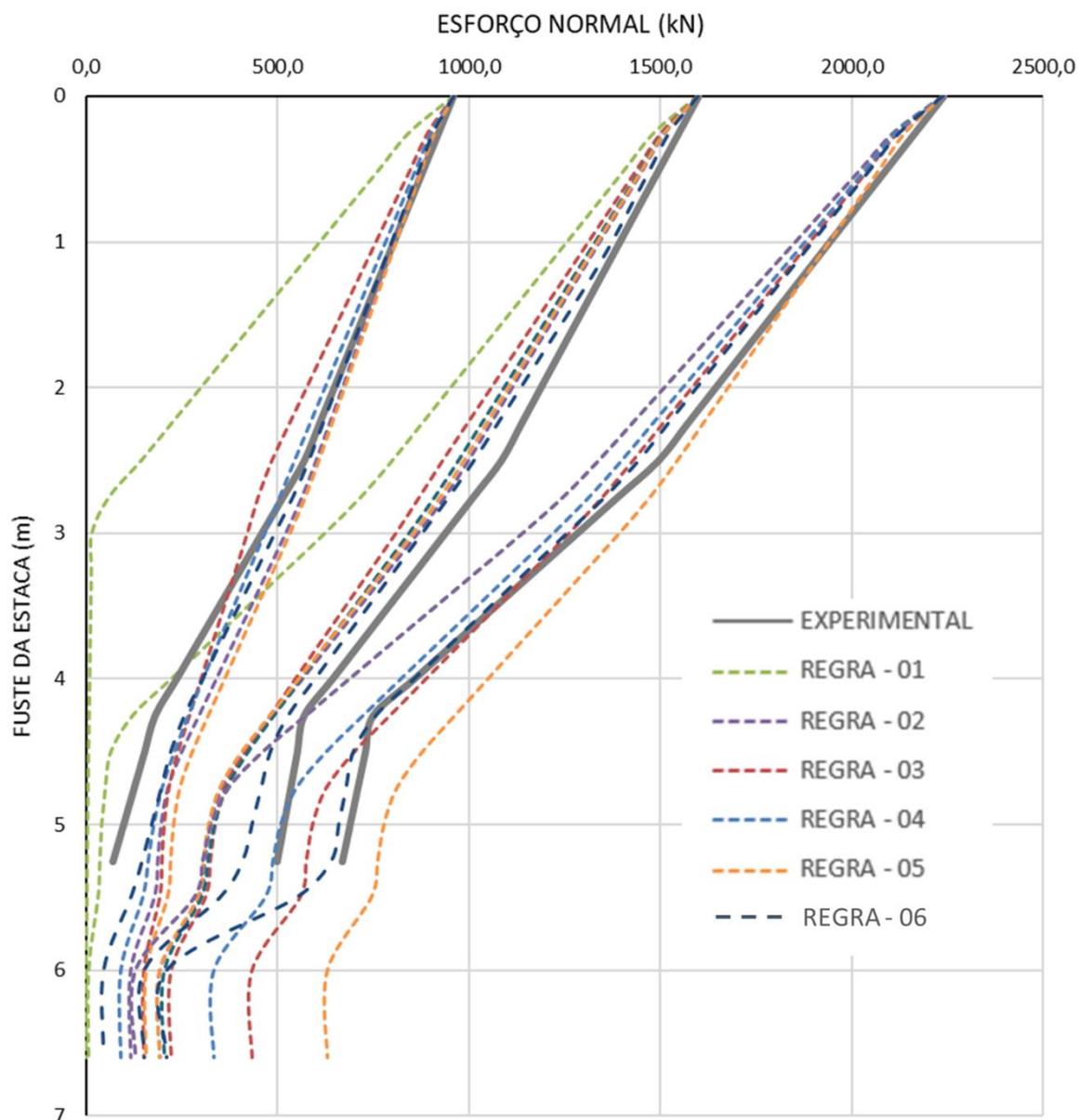
**Figura 4.18 – Curva Carga Recalque – Atrito Experimental – B-EGD**



Fonte: do Autor.

Com relação à curva de transferência de carga, os resultados mostraram-se mais próximos uns dos outros, e dos experimentais, quando comparados com a análise indireta. Em um âmbito geral as regras que melhor se encaixaram foram as regras 03, 04 e 05 (Figura 4.19).

**Figura 4.19 – Curva de Transferência de Carga – Atrito Experimental – B-EGD**



Fonte: do Autor.

Na Figura 4.20, estão registradas as curvas T-Z obtidas, temos apenas dados referentes ao carregamento rápido. Nos três trechos A e B podemos constatar um comportamento próximo a primeira lei de Cambofort, sendo que não foi observado o patamar referente a resistência última da camada, indicando que, fisicamente, a estaca ainda não atingiu a ruptura. O formato da curva carga recalque (ausência de assíntota) também indica que a estaca não mobilizou totalmente sua resistência.

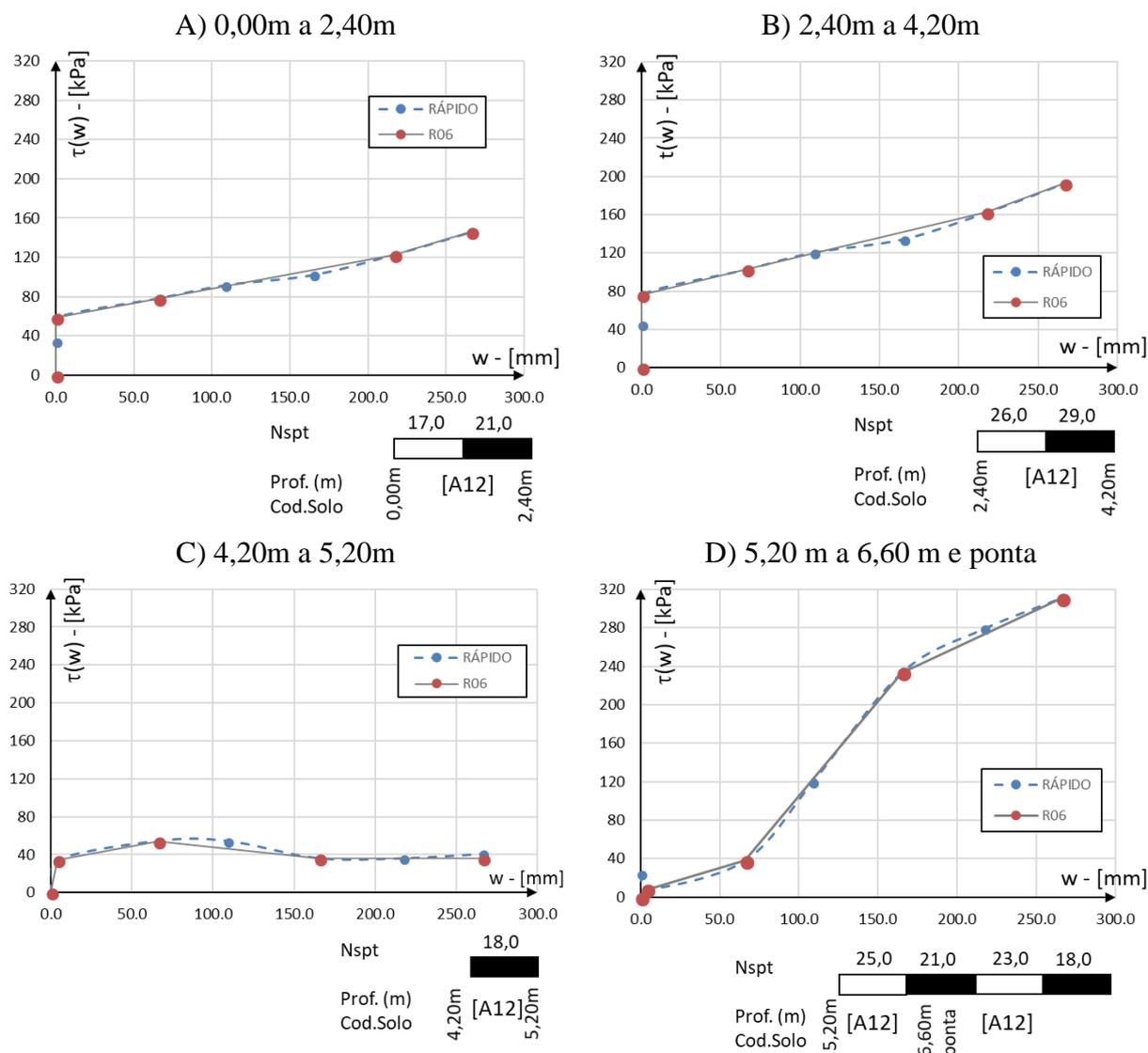
No trecho C é possível notar o comportamento de *softening*, com um pico de resistência e depois diminuição para um valor atrito residual. A mobilização do atrito neste trecho foi bem inferior aos trechos A e B, provavelmente, em função do menor índice de

resistência a penetração. Feita essa ponderação com relação ao trecho B, é possível observar que temos uma maior mobilização do atrito nas camadas superficiais. Nas camadas inferiores, para a mobilização equivalente de um valor de atrito, se faz necessário maiores deslocamentos.

No gráfico D é possível notar o comportamento da lateral e ponta, próximo do ideal de uma lei de Hooke não linear, evidenciando que a mobilização da ponta depende de certo nível de deslocamento.

Os solos do trecho A e B, apresentam comportamentos similares entre si, porem distintos quando comparados com o trecho C ou D, esse fenômeno pode ser entendido como reflexo da heterogeneidade do solo do campo experimental EPUSP-ABEF.

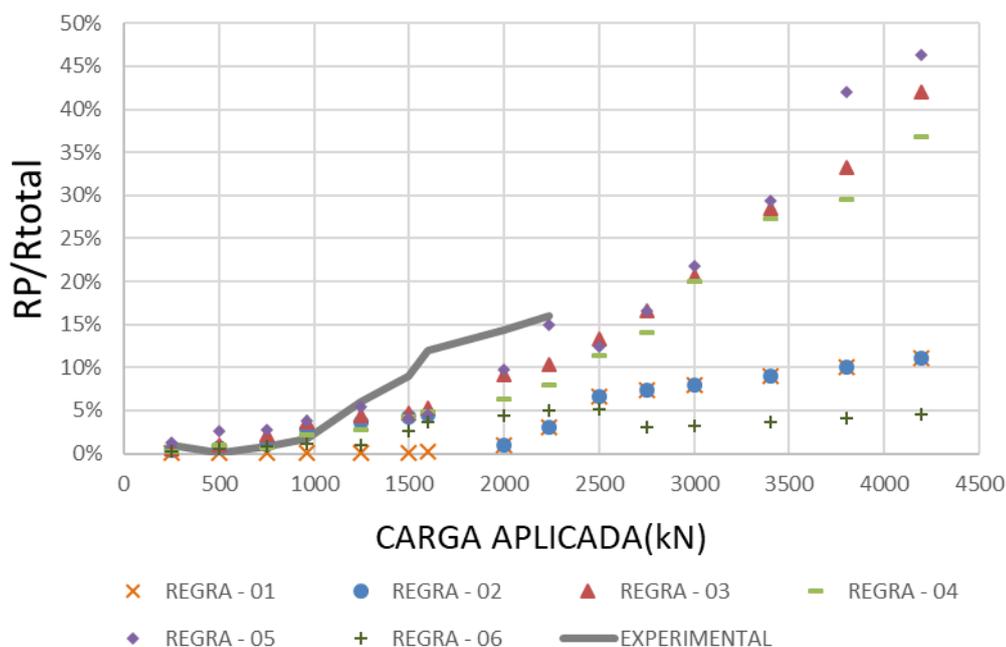
**Figura 4.20 – Curva de TZ– Atrito Experimental – B-EGD**



Fonte: do Autor.

A Figura 4.21 mostra a razão entre a carga mobilizada na ponta e a resistência total da estaca, é possível notar como a estaca distribui seus esforços internamente. É possível observar que as regras de transferência de carga subestimam as cargas de ponta em um mesmo nível de carga, exceto por alguns pontos nos estágios iniciais de carga.

**Figura 4.21 – Razão entre Carga Mobilizada de Ponta e Resistência – B-EGD**



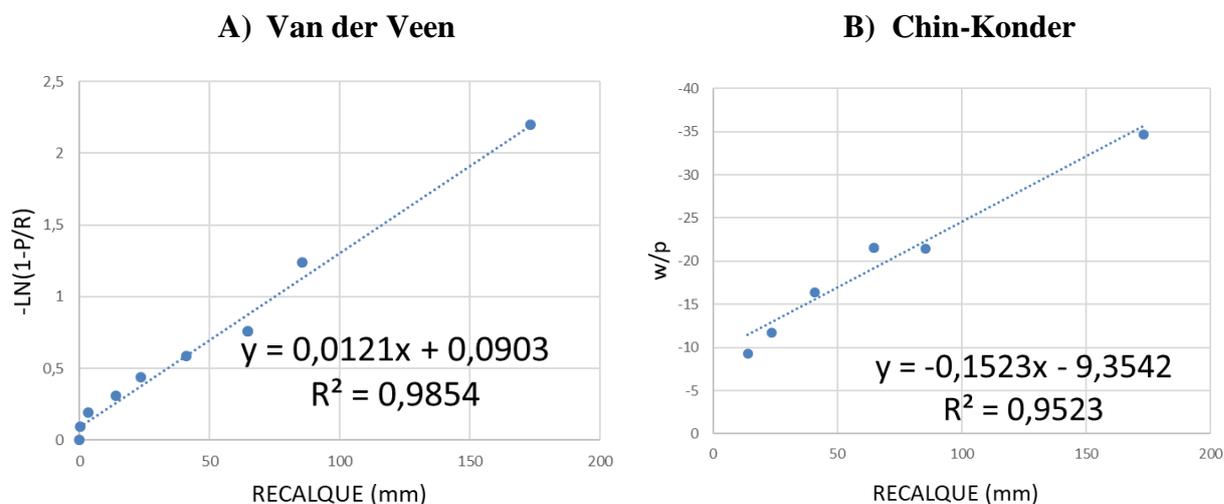
Fonte: do Autor.

#### 4.4 PCI – B – BAR -USP-SÃO PAULO/SP

Da curva de transferência de carga, é possível notar que entre os extensômetros, N1-N2, os valores medidos de atrito lateral são baixos, mesmo este trecho tendo um valor de  $N_{spt}$  equivalente as demais camadas. Nota-se ainda que para maiores níveis de deslocamentos este trecho atinge valores mais elevados de atrito. Outro ponto que se deve ter em mente, ao analisar a estaca B-BAR (Figura 3.11) é que suas dimensões são importantes, na análise, isto é, as propriedades da interface são diferentes de um lado para outro da estaca. No entanto, segue-se com a análise simplificada, considerando o problema como axi-simétrico, visto que não se dispõe de dados para refinar os processamentos.

A Figura 4.22 mostra o ajuste para extrapolação da curva, conforme os métodos de Van der Veen modificado e Chin-Konder. A extrapolação de Van Der Veen apontou a ruptura em 5625kN e a de Chin-Konder em 6566kN.

Figura 4.22 – Extrapolação Gráfica – B-BAR



Fonte: do Autor.

#### 4.4.1 Análise Indireta

Os parâmetros de transferência de carga que melhor se adequaram as curvas carga recalque e de transferência de carga estão registrados na Tabela 4.7.

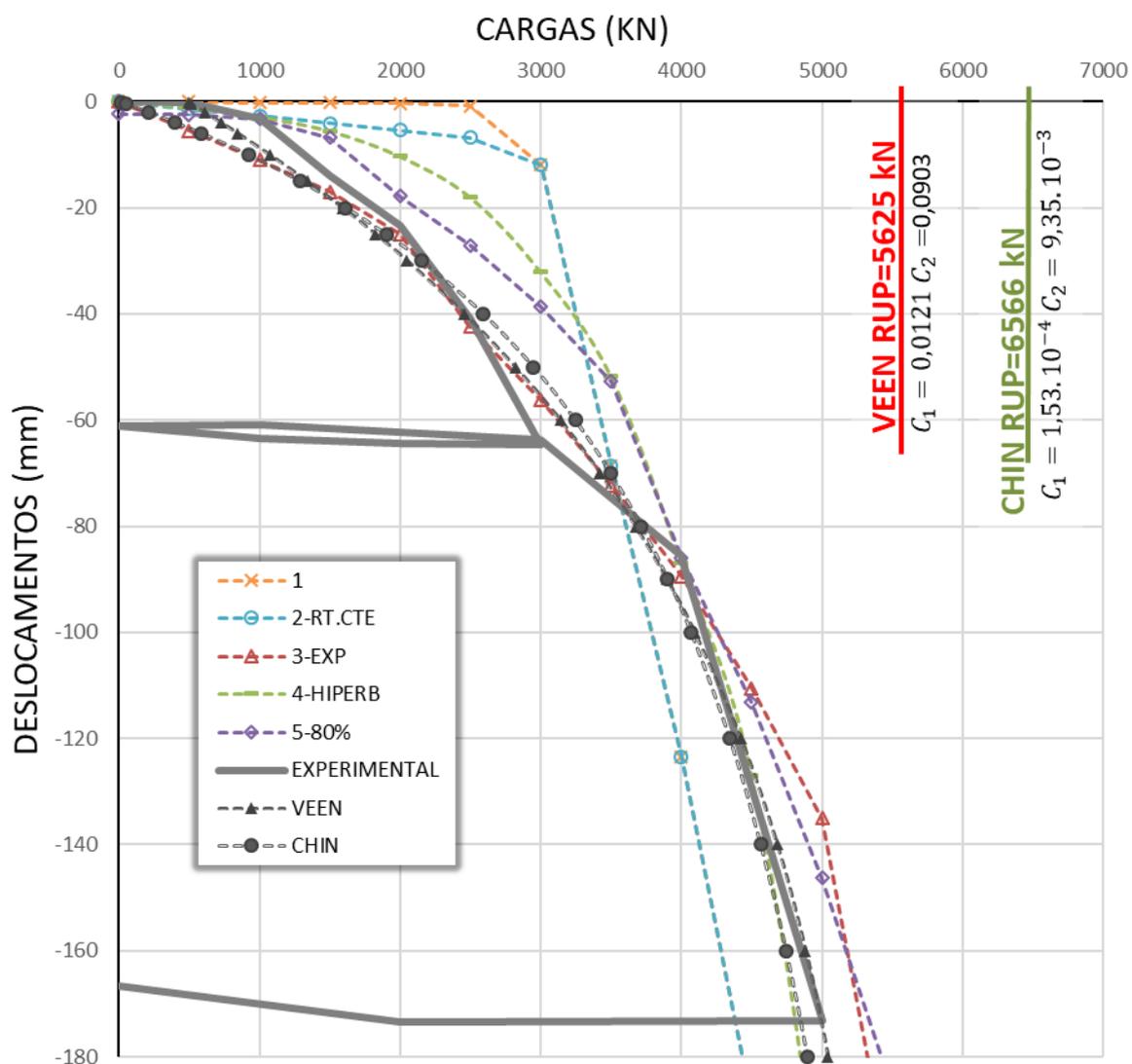
Tabela 4.7 - Parâmetros de Transferência de Carga – Atrito Experimental – B-BAR

B-BAR 45X165cm/ L= 7,0m		RESISTÊNCIA ESTIMADA DECOURT QUARESMA		
PROFUNDIDADE	$\psi$	REGRA-03	REGRA-04	REGRA-05
0,0 à 2,0 m	1,25	$R_T = 1 - e^{-10w-0,100}$	$R_T = \frac{w}{w + 0,000185R_L}$	$R_T = \frac{2\sqrt{0,55w}}{w + 0,55}$
2,0 à 2,8 m	1,25			
2,8 à 3,7 m	1,25			
3,7 à 5,8 m	1,00	$R_T = 1 - e^{-6,0w-0,050}$	$R_T = \frac{w}{w + 0,000055R_L}$	$R_T = \frac{2\sqrt{0,85w}}{w + 0,85}$
5,8 à 7,0 m	1,00			$R_T = \frac{2\sqrt{1,25w}}{w + 1,25}$

Fonte: do Autor.

Considerando a Figura 4.23, é possível observar que para os trechos iniciais, a melhor aproximação do comportamento da estaca foi pela regra 03, ao passo que nos estágios finais, as regras 04 e 05 mostraram-se mais precisas. Com relação as cargas de ruptura, as regras 03 e 04 apontaram para valores próximos de 6000 kN, corroborando com Van der Veen e Chin-Konder.

Figura 4.23 – Curva Carga Recalque – Atrito Estimado – B-BAR

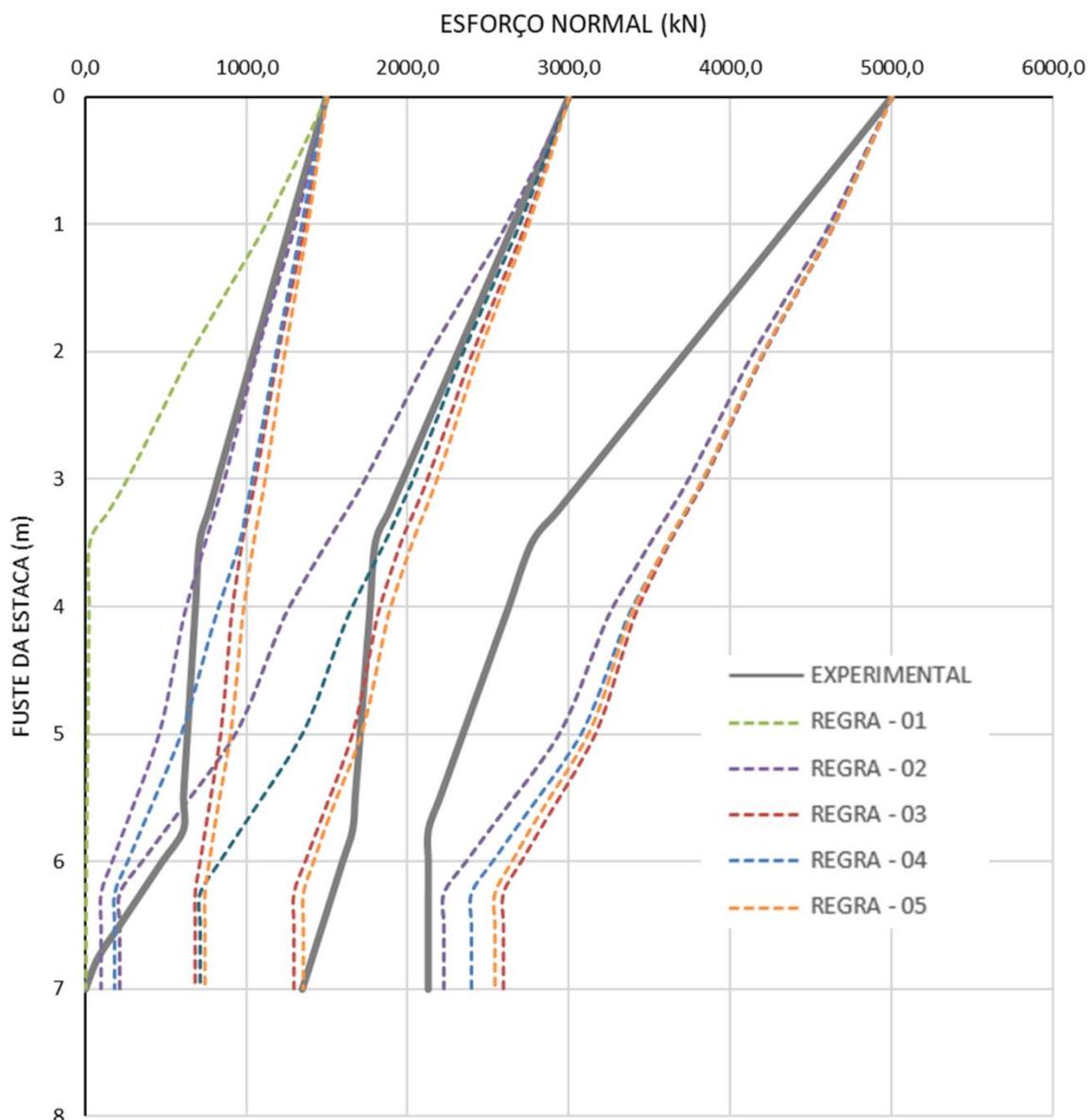


Fonte: do Autor.

A Figura 4.24 mostra as simulações numéricas junto aos resultados experimentais. Nos estágios iniciais, os resultados foram diferentes, embora destaque-se certa precisão para as regras 02 e 04. Nos estágios intermediários, as regras 03 e 05 apresentaram as melhores estimativas. E nos estágios finais, os resultados são mais próximos, mas ainda sim imprecisos, sendo que a melhor regra foi a 02.

Note-se que este comportamento é o oposto do observado na curva carga recalque (Figura 4.23), em que as regras 04 e 05 foram mais precisas no início, e a regra 03 mais precisa no final.

**Figura 4.24 – Curva de Transferência de Carga – Atrito Estimado – B-BAR**



Fonte: do Autor.

#### 4.4.2 Análise Direta

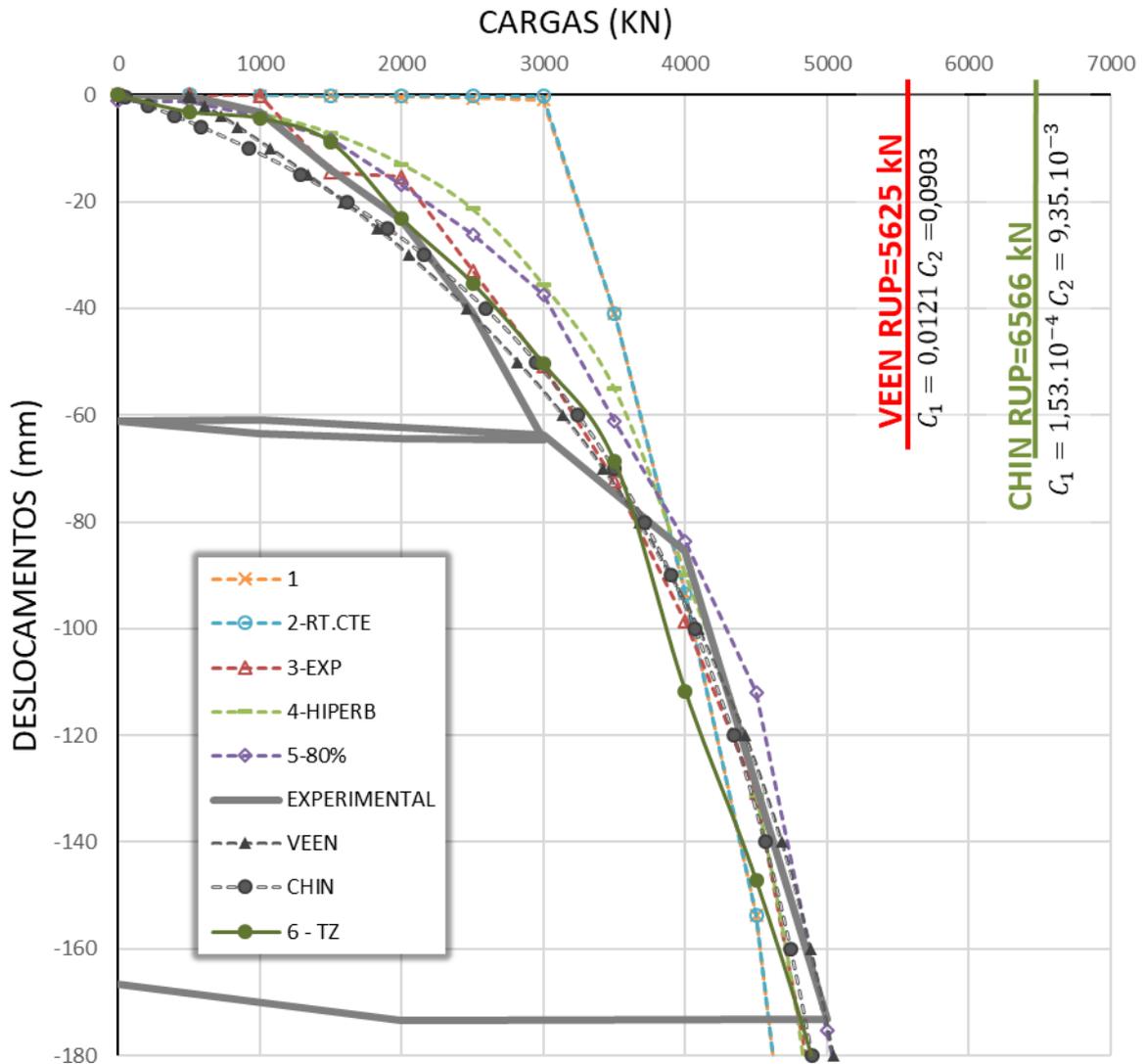
Os parâmetros de transferência de carga que melhor se adequaram as curvas carga recalque e de transferência de carga estão registrados na Tabela 4.8. A comparação entre as curvas carga recalque estão mostradas na Figura 4.25 e de transferência de carga estão mostradas na Figura 4.26. Com exceção das regras 01 e 02, os resultados tornaram-se mais precisos, com relação a análise indireta. Com relação as curvas de transferência de carga as regras que melhor se aproximaram foram as regras 03 e 05.

**Tabela 4.8 - Parâmetros de Transferência de Carga – Atrito Experimental – B-BAR**

B-BAR		RESISTÊNCIA EXPERIMENTAL		
45X165cm/ L= 7,0m				
PROFUNDIDADE	REGRA-03	REGRA-04	REGRA-05	
0,0 à 2,0 m	$R_T = 1 - e^{-8,0w-0,40}$	$R_T = \frac{w}{w + 0,000185R_L}$	$R_T = \frac{2\sqrt{0,55w}}{w + 0,55}$	
2,0 à 2,8 m				
2,8 à 3,7 m				
3,7 à 5,8 m	$R_T = 1 - e^{-4,0w-0,20}$	$R_T = \frac{w}{w + 0,000055R_L}$	$R_T = \frac{2\sqrt{0,85w}}{w + 0,85}$	
5,8 à 7,0 m				$R_T = \frac{2\sqrt{1,25w}}{w + 1,25}$

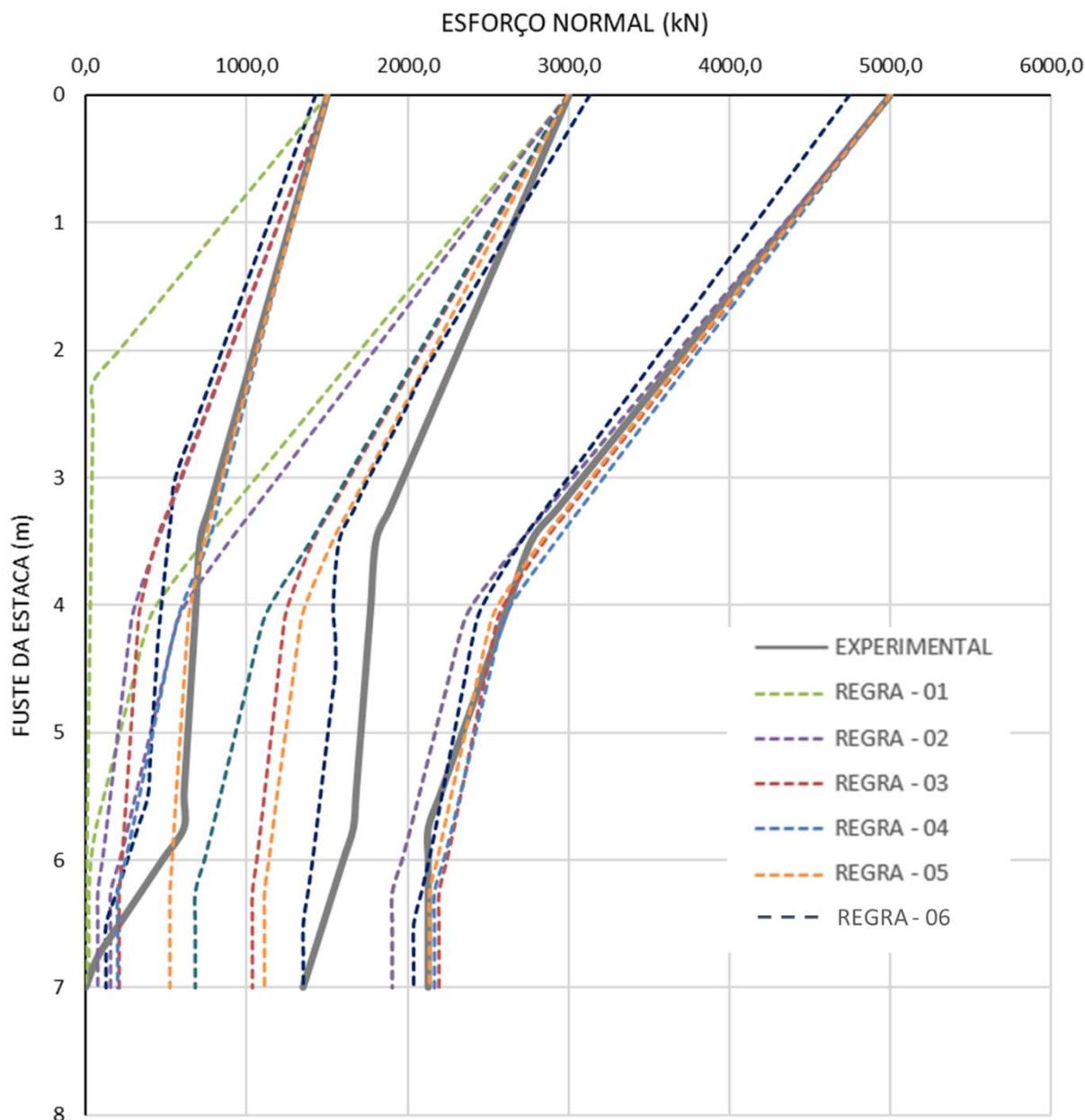
Fonte: do Autor.

**Figura 4.25 – Curva Carga Recalque – Atrito Experimental – B-BAR**



Fonte: do Autor.

**Figura 4.26 – Curva de Transferência de Carga – Atrito Experimental – B-BAR**



Fonte: do Autor.

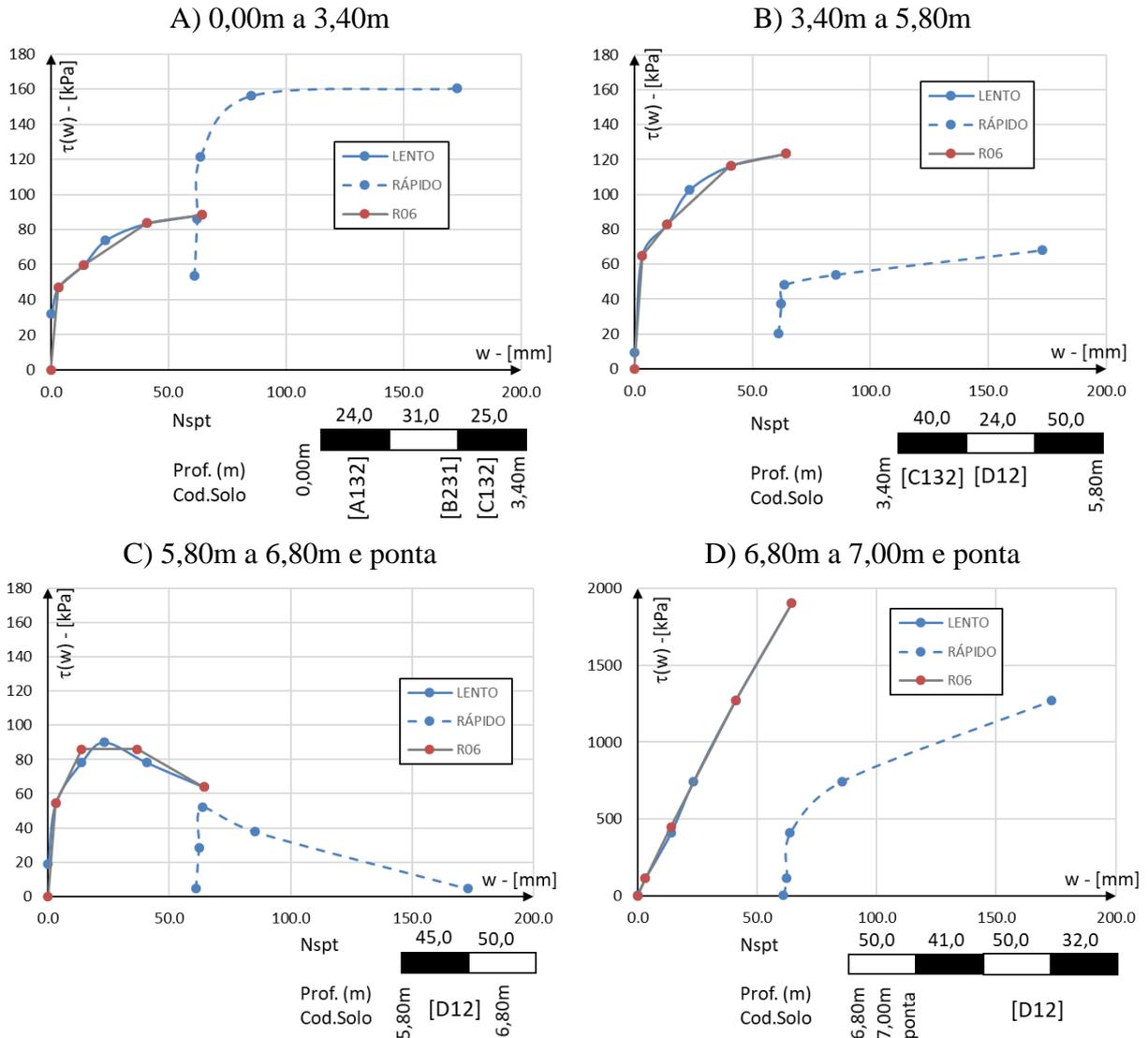
A Figura 4.27 registra as curvas T-Z, mostrando a mobilização do atrito conforme o nível de deslocamento e em função da velocidade de carregamento.

Com relação ao carregamento lento, os trechos A e B apresentam respostas similares, próximas à primeira lei de Cambefort, porém sugerindo o formato da função exponencial. Como o trecho B é capaz de mobilizar maiores valores de atrito é possível inferir que seja em função do maior índice de resistência a penetração do solo desta camada. Já o trecho C apresenta um pico de resistência, um *softening*, típico da função hiperbólica, nota-se também que o trecho C está imerso em um solo diferente do trecho A e B.

No gráfico D temos majoritariamente o comportamento da ponta cuja forma do gráfico é similar à lei de Hooke linear. Onde também é possível observar que a estaca ainda não atingiu 100% de sua resistência, uma vez que não fica evidenciado o patamar de ruptura da ponta. Este comportamento também pode ser inferido pelo formato da curva carga recalque (Figura 4.25) que não apresenta assíntota.

No ensaio rápido, o atrito lateral fica concentrado nas camadas superiores (observe-se que estas apresentam menores  $N_{SP\tau}$ ), estas camadas mostram respostas mais rígidas, enquanto as inferiores recebem menores valores de atrito. Já no ensaio lento, a estaca é capaz de redistribuir esses esforços, as curvas  $\tau(w, z)$  acabam mostrando respostas mais estabilizadas.

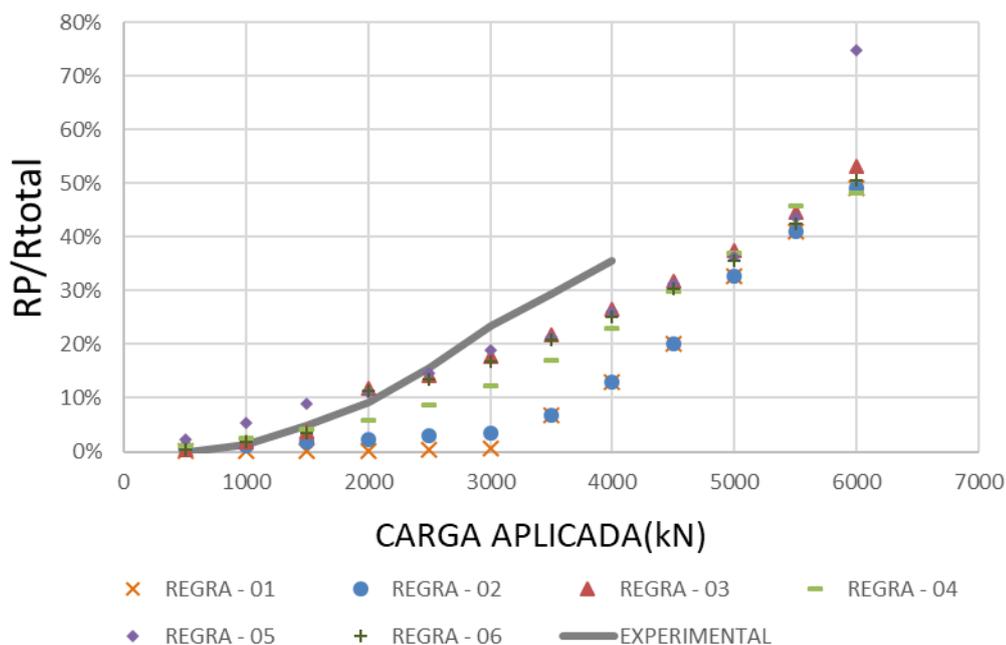
**Figura 4.27 – Curva de TZ– Atrito Experimental – B-BAR**



Fonte: do Autor.

A Figura 4.28 mostra a razão entre a carga mobilizada na ponta e a resistência total da estaca, é possível notar como a estaca distribui seus esforços internamente. As regras subestimaram a carga de ponta nos carregamentos finais, e superestimaram nos carregamentos iniciais. No ultimo estágio de carregamento, a mobilização da ponta da estaca, atingiu 36% da resistência total da estaca, sendo que ainda sim, a estaca não atingiu a ruptura física.

**Figura 4.28 – Razão entre Carga Mobilizada de Ponta e Resistência – B-BAR**



Fonte: do Autor.

#### 4.5 PCI – C – EGD -ARAQUARI /SC

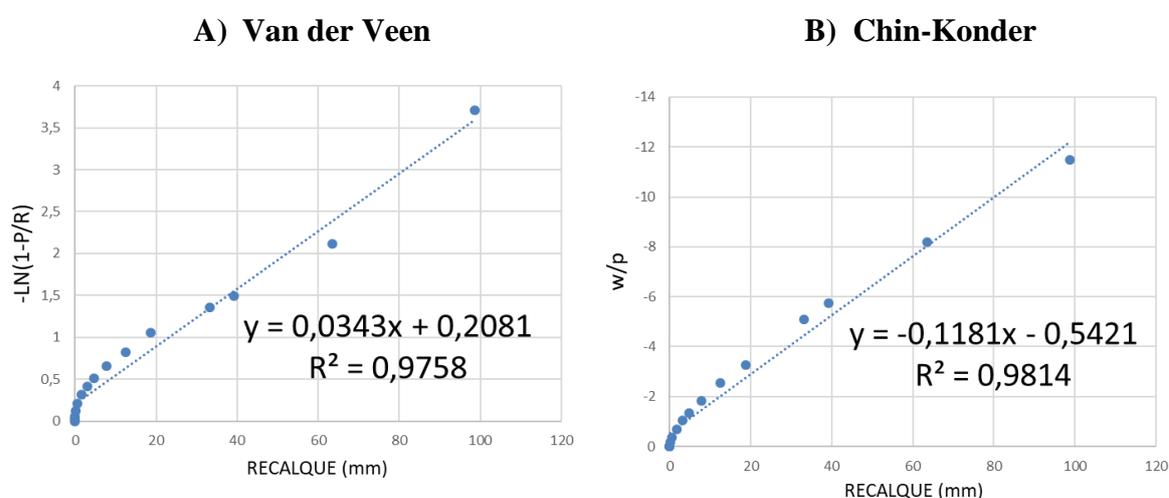
Os ensaios de CPT e SPT, da prova de carga de Araquari -SC (Figura 3.12), apontam para um trecho de resistência considerável, entre 4,00 e 11,50 m, referente a camada de solo D1. Ao acompanhar a evolução do ensaio na curva de transferência é possível notar a influência da resistência dessa camada. Note-se que a camada superior de D1 (4,0 m a 7,0 m) tem um  $N_{spt}$  médio de 25,33 enquanto a camada mais inferior de D1 (7,0 m a 11,5 m) tem  $N_{spt}$  médio de 34,67. A camada superior de D1 tem menor  $N_{spt}$ , mas consegue mobilizar um maior atrito lateral em relação a camada inferior de D2.

Os trechos entre 11,50 m e 14,50 m (camada F13 superior) e entre 14,50 m e 18,50 (camada F13 inferior) apresentam  $N_{spt}$  médio equivalente, no entanto, apenas a camada inferior consegue mobilizar atrito. Outro ponto interessante é referente a primeira camada do

solo (0 a 4,0 m), que apresenta baixo  $N_{spt}$ , nos primeiros estágios a leitura de atrito é quase nula, no entanto depois de certo deslocamento, a camada é capaz de mobilizar um valor considerável de atrito. Também é possível notar que a estaca ficou com uma carga residual, aprisionada na curva de transferência de carga do descarregamento.

A Figura 4.29 mostra o ajuste para extrapolação da curva, conforme os métodos de Van der Veen modificado e Chin-Konder. A extrapolação de Van Der Veen apontou a ruptura em 8820kN e a de Chin-Konder em 8467kN.

**Figura 4.29 – Extrapolação Gráfica – C-EGD**



Fonte: do Autor.

#### 4.5.1 Análise Indireta

Os parâmetros de transferência de carga que melhor se adequaram as curvas carga recalque e de transferência de carga estão registrados na Tabela 4.9. A comparação entre as curvas carga recalque estão mostradas na Figura 4.30 e de transferência de carga estão mostradas na Figura 4.31. A regra 04 foi a que melhor representou o formato da curva carga recalque, no entanto mostrou-se imprecisa nos estágios mais avançados de carregamento na curva de transferência de carga. As regras 03 e 05 mostraram-se eficiente para simular os deslocamentos, mas mostraram-se imprecisas para os estágios iniciais da curva de transferência de carga. As regras 01 e 02 retornaram respostas muito rígidas e somente a regra 01 mostrou-se imprecisa para os estágios iniciais da transferência de carga.

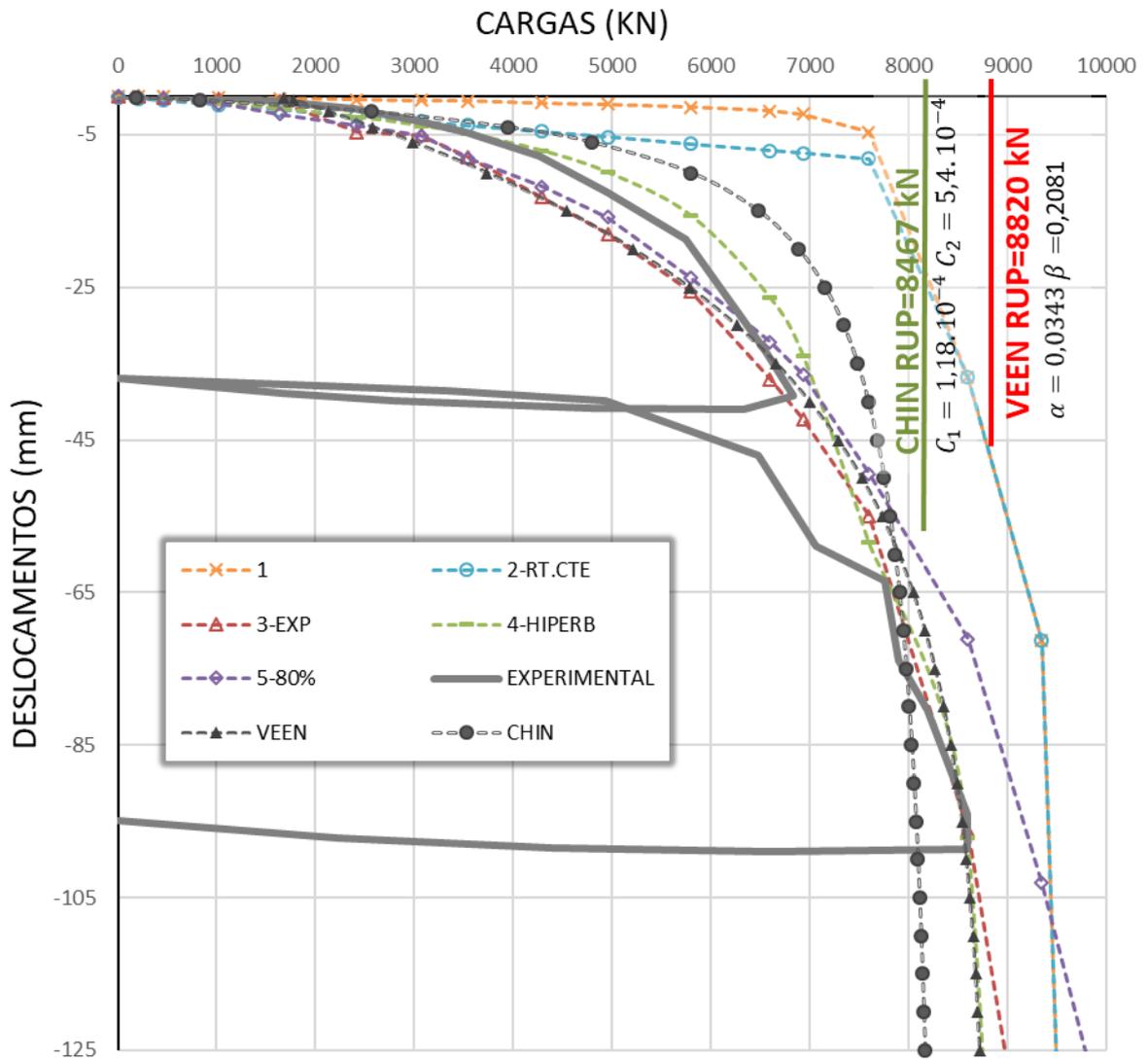
**Tabela 4.9 - Parâmetros de Transferência de Carga – Atrito Estimado – C-EGD**

C-EDG $\phi=100\text{cm}/L=24\text{m}$		RESISTÊNCIA ESTIMADA DECOURT QUARESMA		
PROFUNDIDADE	$\psi$	REGRA-03	REGRA-04	REGRA-05
0,0 à 0,4 m	2,20			
0,4 à 2,7 m	2,20	$R_T = 1 - e^{-16w-0,120}$	$R_T = \frac{w}{w + 0,0001R_L}$	$R_T = \frac{2\sqrt{0,360w}}{w + 0,360}$
2,7 à 4,0 m	2,20			
4,0 à 5,0 m	2,20			
5,0 à 7,0 m	2,20	$R_T = 1 - e^{-36w-0,220}$	$R_T = \frac{w}{w + 0,00008R_L}$	$R_T = \frac{2\sqrt{0,280w}}{w + 0,280}$
7,0 à 10,0 m	2,20			$R_T = \frac{2\sqrt{0,405w}}{w + 0,405}$
10,0 à 11,0 m	2,20			
11,0 à 12,0 m	3,30			
12,0 à 14,5 m	3,30	$R_T = 1 - e^{-10w-0,210}$	$R_T = \frac{w}{w + 0,00014R_L}$	$R_T = \frac{2\sqrt{0,480w}}{w + 0,480}$
14,5 à 18,5 m	3,30			
18,5 à 19,0 m	3,30			
19,0 à 20,0 m	3,30			
20,0 à 21,0 m	3,30	$R_T = 1 - e^{-16w-0,280}$	$R_T = \frac{w}{w + 0,00020R_L}$	$R_T = \frac{2\sqrt{0,680w}}{w + 0,680}$
21,0 à 22,0 m	3,30			
22,0 à 23,0 m	3,30			
23,0 à 24,0 m	3,30			

Fonte: do Autor.

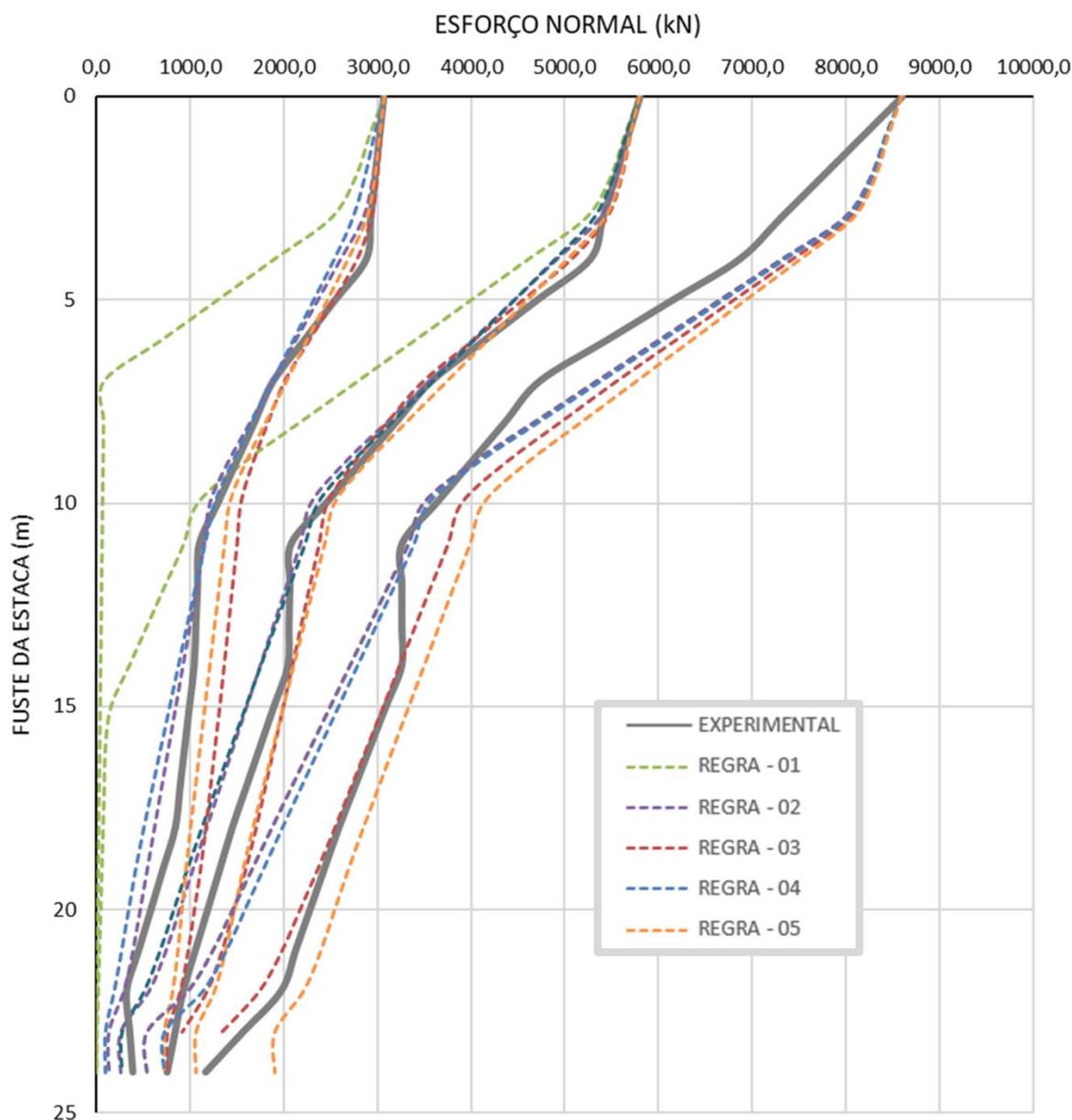
A extrapolação de Van Der Veen apontou a ruptura em 8820kN e a de Chin-Konder em 8467kN, enquanto as simulações numéricas apontam para valores entre 8600kN e 9600kN, com exceção da regra 05 cuja ruptura ocorre aos 10300kN.

Figura 4.30 – Curva Carga Recalque – Atrito Estimado – C-EGD



Fonte: do Autor.

**Figura 4.31 – Curva de Transferência de Carga – Atrito Estimado – C-EGD**



Fonte: do Autor.

#### 4.5.2 Análise Direta

Os parâmetros de transferência de carga que melhor se adequaram as curvas carga recalque e de transferência de carga estão registrados na Tabela 4.10. A comparação entre as curvas carga recalque estão mostradas na Figura 4.32 e de transferência de carga estão mostradas na Figura 4.33. A regra 05 foi a que melhor representou o formato da curva carga recalque, e mostrou-se mais precisa na curva de transferência de carga. As regras 03 e 04 mostraram-se eficiente para simular os deslocamentos, mas mostraram-se imprecisas para a

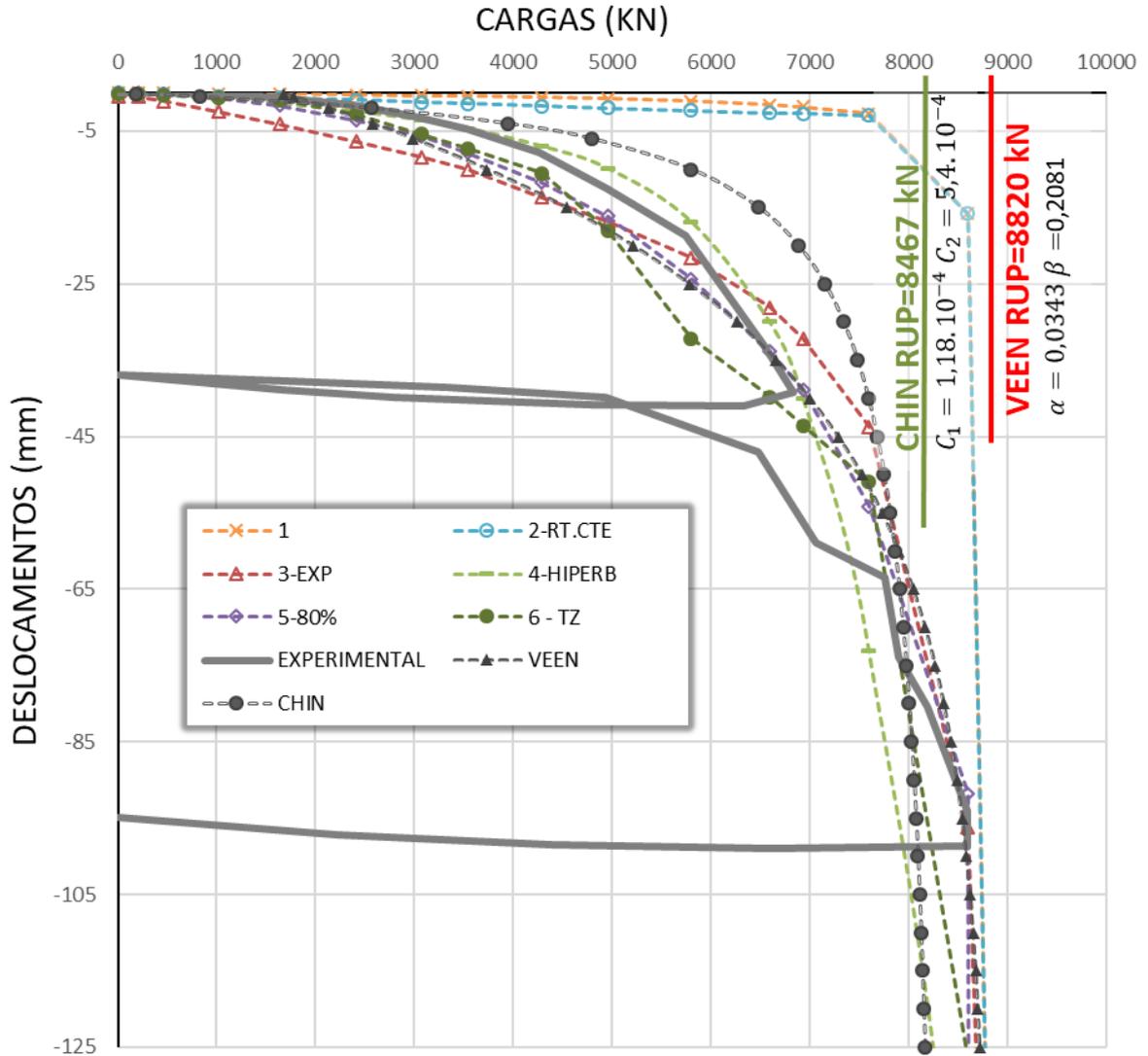
curva de transferência de carga. As regras 01 e 02 retornaram respostas muito rígidas e somente a regra 01 mostrou-se imprecisa para os estágios iniciais da transferência de carga.

**Tabela 4.10 - Parâmetros de Transferência de Carga – Atrito Experimental – C-EDG**

C-EDG		RESISTÊNCIA EXPERIMENTAL		
$\phi=100\text{cm}/L=24\text{m}$				
PROFUNDIDADE	REGRA-03	REGRA-04	REGRA-05	
0,0 à 0,4 m				
0,4 à 2,7 m	$R_T = 1 - e^{-22w}$	$R_T = \frac{w}{w + 0,00004R_L}$	$R_T = \frac{2\sqrt{0,235w}}{w + 0,235}$	
2,7 à 4,0 m				
4,0 à 5,0 m	$R_T = 1 - e^{-38w}$	$R_T = \frac{w}{w + 0,00006R_L}$	$R_T = \frac{2\sqrt{0,287w}}{w + 0,287}$	
5,0 à 7,0 m				
7,0 à 10,0 m	$R_T = 1 - e^{-28w}$		$R_T = \frac{2\sqrt{0,325w}}{w + 0,325}$	
10,0 à 11,0 m		$R_T = \frac{w}{w + 0,00015R_L}$		
11,0 à 12,0 m	$R_T = 1 - e^{-18w}$			
12,0 à 14,5 m				
14,5 à 18,5 m	$R_T = 1 - e^{-12w}$			
18,5 à 19,0 m			$R_T = \frac{2\sqrt{0,385w}}{w + 0,385}$	
19,0 à 20,0 m		$R_T = \frac{w}{w + 0,00022R_L}$		
20,0 à 21,0 m	$R_T = 1 - e^{-32w}$			
21,0 à 23,0 m				
23,0 à 24,0 m				

Fonte: do Autor.

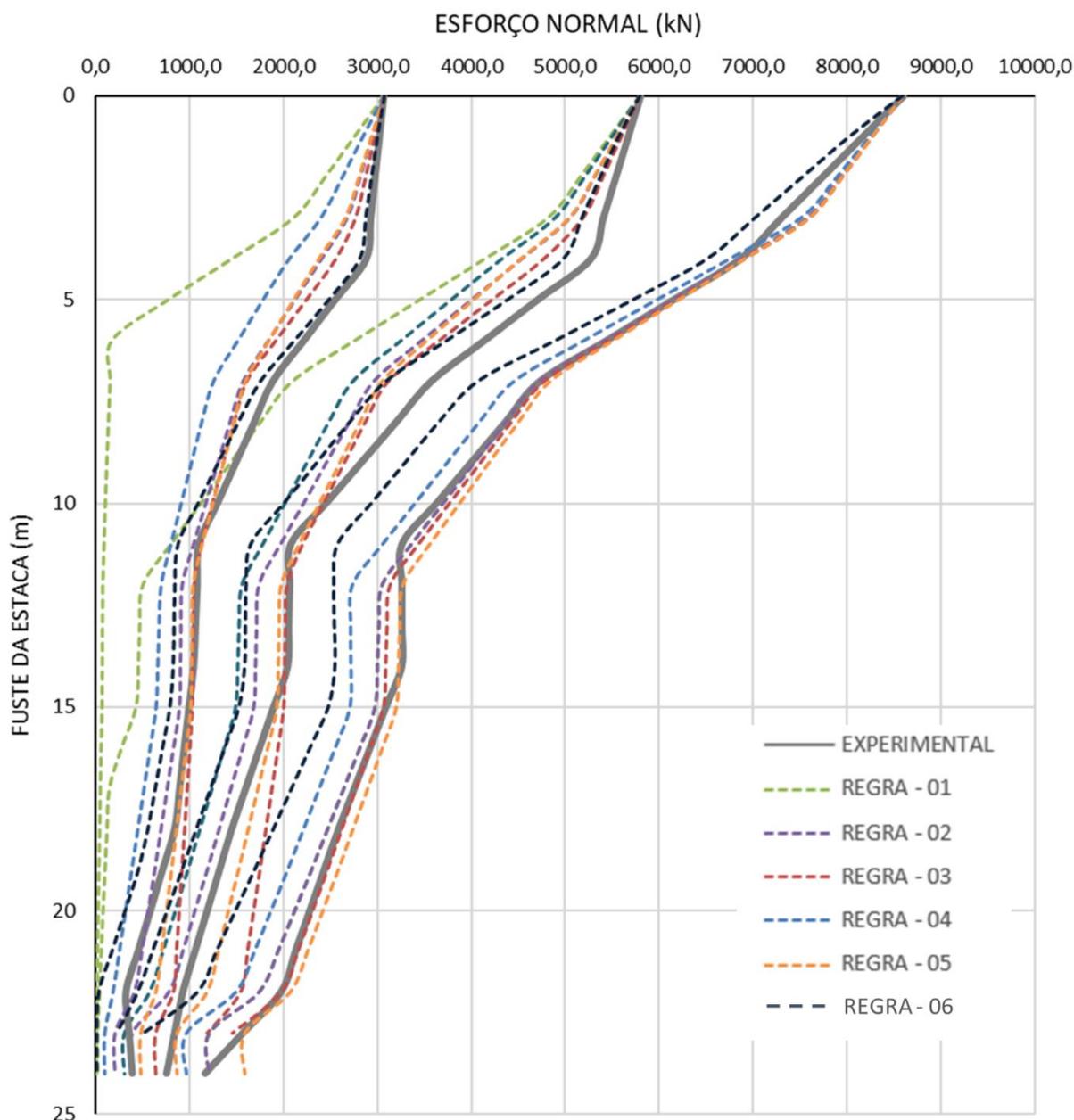
Figura 4.32 – Curva Carga Recalque – Atrito Experimental – C-EGD



Fonte: do Autor.

A extrapolação de Van Der Veen apontou a ruptura em 8820kN e a de Chin-Konder em 8467kN, enquanto as simulações numéricas apontam para valores entre 8100kN e 8700kN.

**Figura 4.33 – Curva de Transferência de Carga – Atrito Experimental – C-EGD**



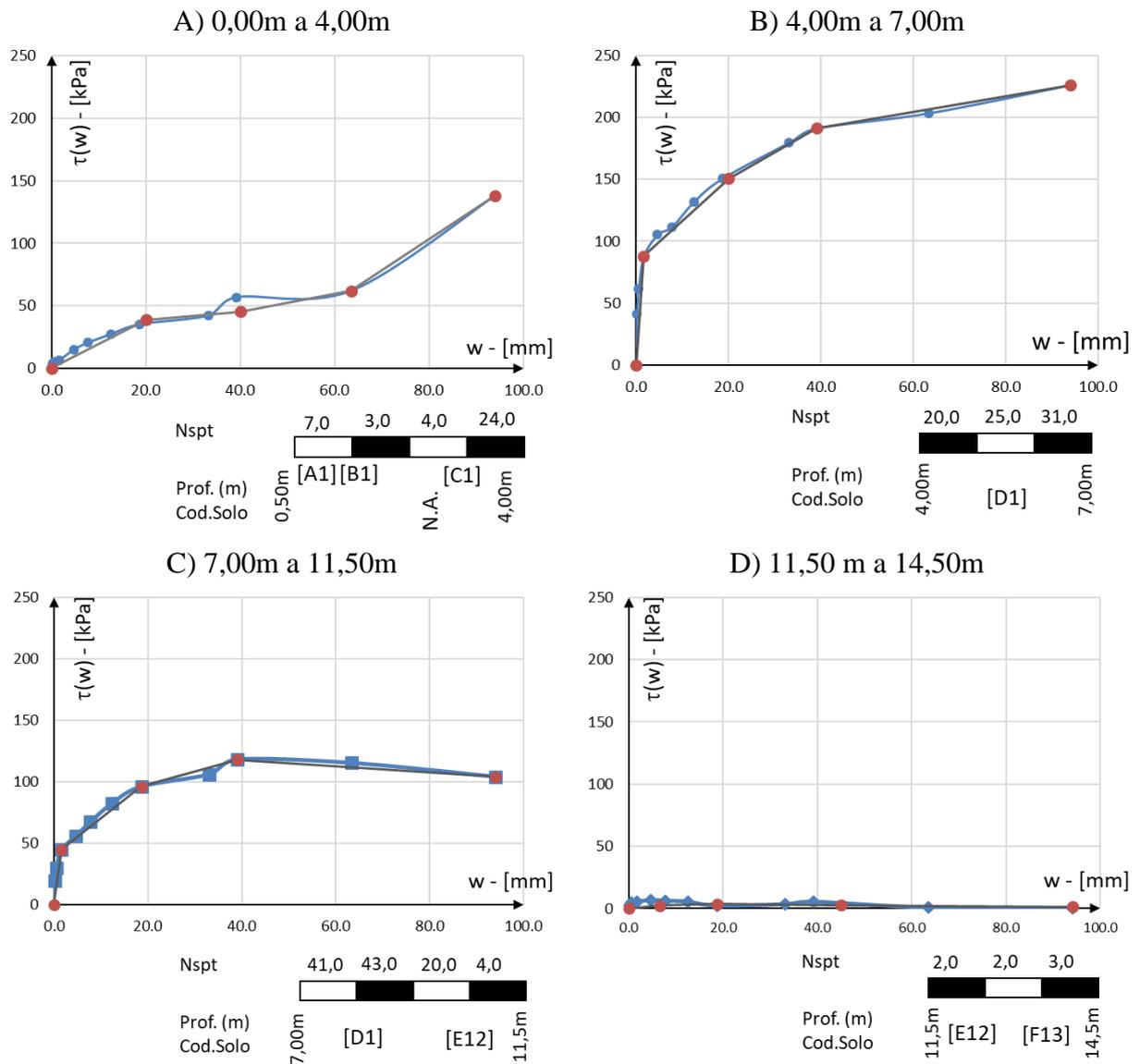
Fonte: do Autor.

A Figura 4.34 registra as curvas de T-Z obtidas. No trecho A temos um comportamento diferente das leis de Cambeport, ou dos outros modelos, mostrando um modelo de deformação parecido com ponta logo nas camadas superficiais da estaca. Este modelo também não sugere uma ruptura após o último ponto, sugere que a interface ainda será capaz se suportar maiores cargas

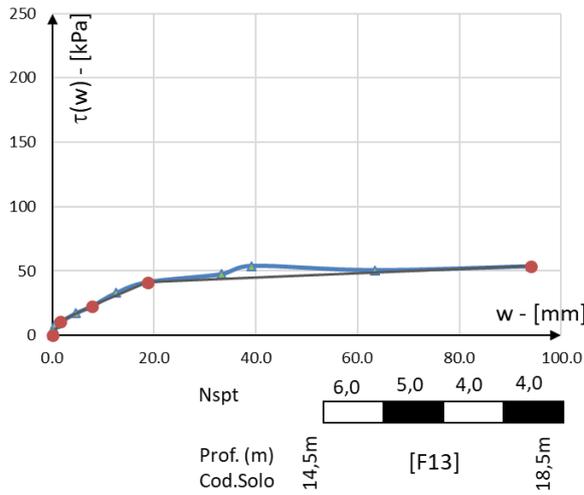
Já nos trechos B, C, E e F temos comportamentos bem definidos, típicos de interfaces, conformes as leis de Cambeport. O trecho D não contribui em praticamente nada para a

resistência da estaca, em função dos valores baixos de  $N_{SPT}$ . Nota-se também que os trechos E e F apresentam valores de  $N_{SPT}$  de mesma magnitude aos valores do trecho D, mas ainda sim apresentam maiores valores de atrito lateral mobilizado. Provavelmente isso ocorra pela camada D estar muito próxima a uma camada ( C ) de valores maiores de  $N_{SPT}$ , ou seja, a camada C, por apresentar maior rigidez relativa solo-estaca, acaba por aliviar a camada D. Este fenômeno não ocorre nas camadas D e F pois, devido ao comprimento, a rigidez relativa diminui consideravelmente.

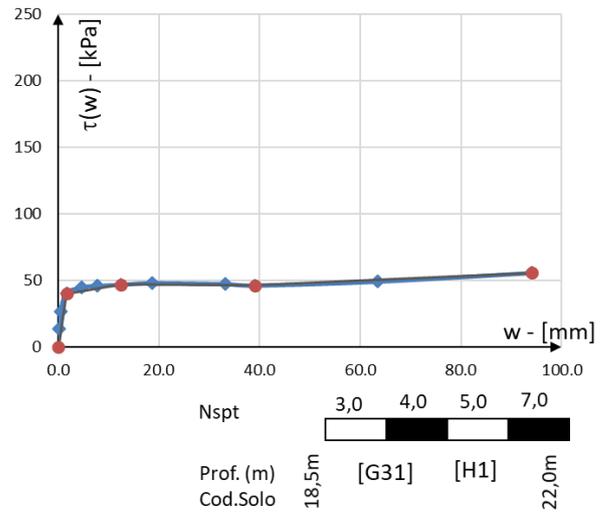
**Figura 4.34 – Curva de TZ– Atrito Experimental – C-EGD**



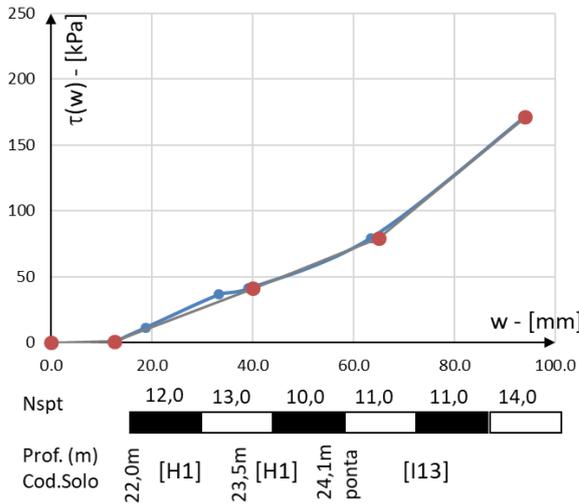
E) 14,50 m a 18,50m



F) 18,50 m a 22,00m



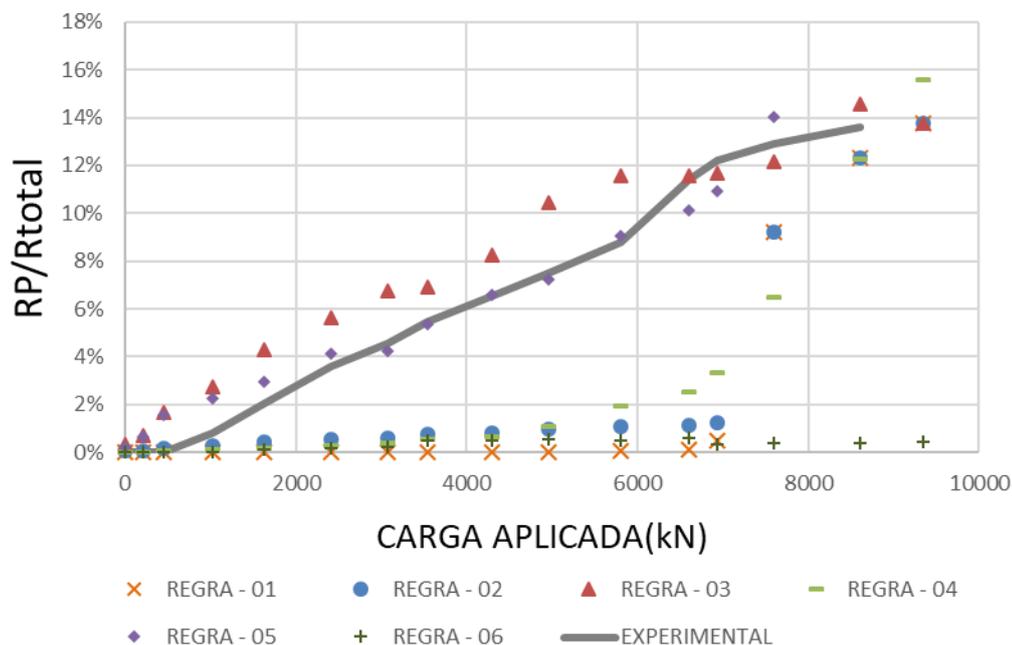
G) 22,00m a 24,00m e ponta



Fonte: do Autor.

O trecho G, tem o comportamento típico de ponta, bem próximo ao idealizado na revisão, à uma lei de Hooke não linear. Observa-se que a sollicitação da ponta inicia-se após certo nível de deslocamentos. Em linhas gerais, observa-se que as resistências das camadas inferiores são sollicitadas apenas após certo nível de deslocamento.

A Figura 4.35 mostra a razão entre a carga mobilizada na ponta e a resistência total da estaca. É possível notar como a estaca mobiliza a carga de ponta em função da sequência de carregamento. Apenas as regras 05 e 03 mostram boas estimativas para os valores de carga mobilizada de ponta.

**Figura 4.35 – Razão entre Carga Mobilizada de Ponta e Resistência – C-EGD**

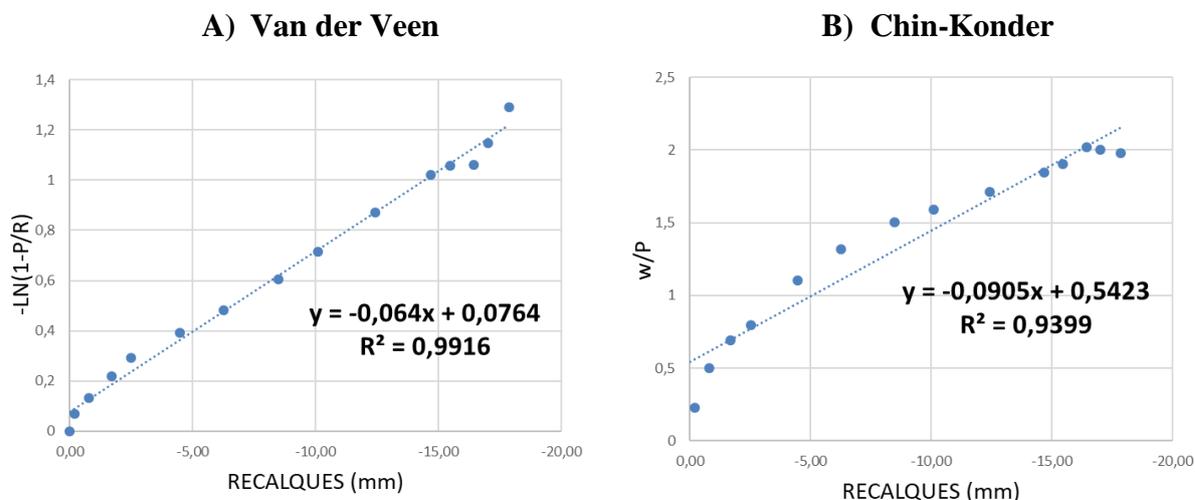
Fonte: do Autor.

#### 4.6 PCI – D – EGD -SANTOS /SP

A camada de solo C3 referente a argila marinha mole (Figura 3.13), apresenta  $N_{spt}$  entre 0 e 2, nos primeiros estágios de carregamento essa camada chega até a apresentar atrito negativo, no entanto no último estágio de carregamento ela apresenta resistência equivalente a suas camadas adjacentes, cujos  $N_{spt}$  estão entre 15 e 20. Outro comentário a ser feito é que não se conhece a distribuição de carga até a ponta da estaca, então os modelos numéricos estarão sem critérios de comparação abaixo dos 31,50 m.

A Figura 4.36 mostra o ajuste para extrapolação da curva, conforme os métodos de Van der Veen modificado e Chin-Konder. A extrapolação de Van Der Veen apontou a ruptura em 11049kN e a de Chin-Konder em 12440kN.

**Figura 4.36 – Extrapolação Gráfica – D-EGD**



Fonte: do Autor.

#### 4.6.1 Análise Indireta

Os parâmetros de transferência de carga que melhor se adequaram as curvas carga recalque e de transferência de carga estão registrados na Tabela 4.11. A comparação entre as curvas carga recalque estão mostradas na Figura 4.37 e de transferência de carga estão mostradas na Figura 4.38. A regra 05 foi a que melhor representou o formato da curva carga recalque. No entanto, com relação as curvas de transferência de carga, nenhuma regra teve sucesso na estimativa, provavelmente por causa da camada de argila C3, que revelou ter uma resistência maior do que prevista. As regras 01 a 04 retornaram respostas mais rígidas que a curva experimental. Mesmo estando longe a regra 02 é a que mais se aproxima da curva de transferência de carga.

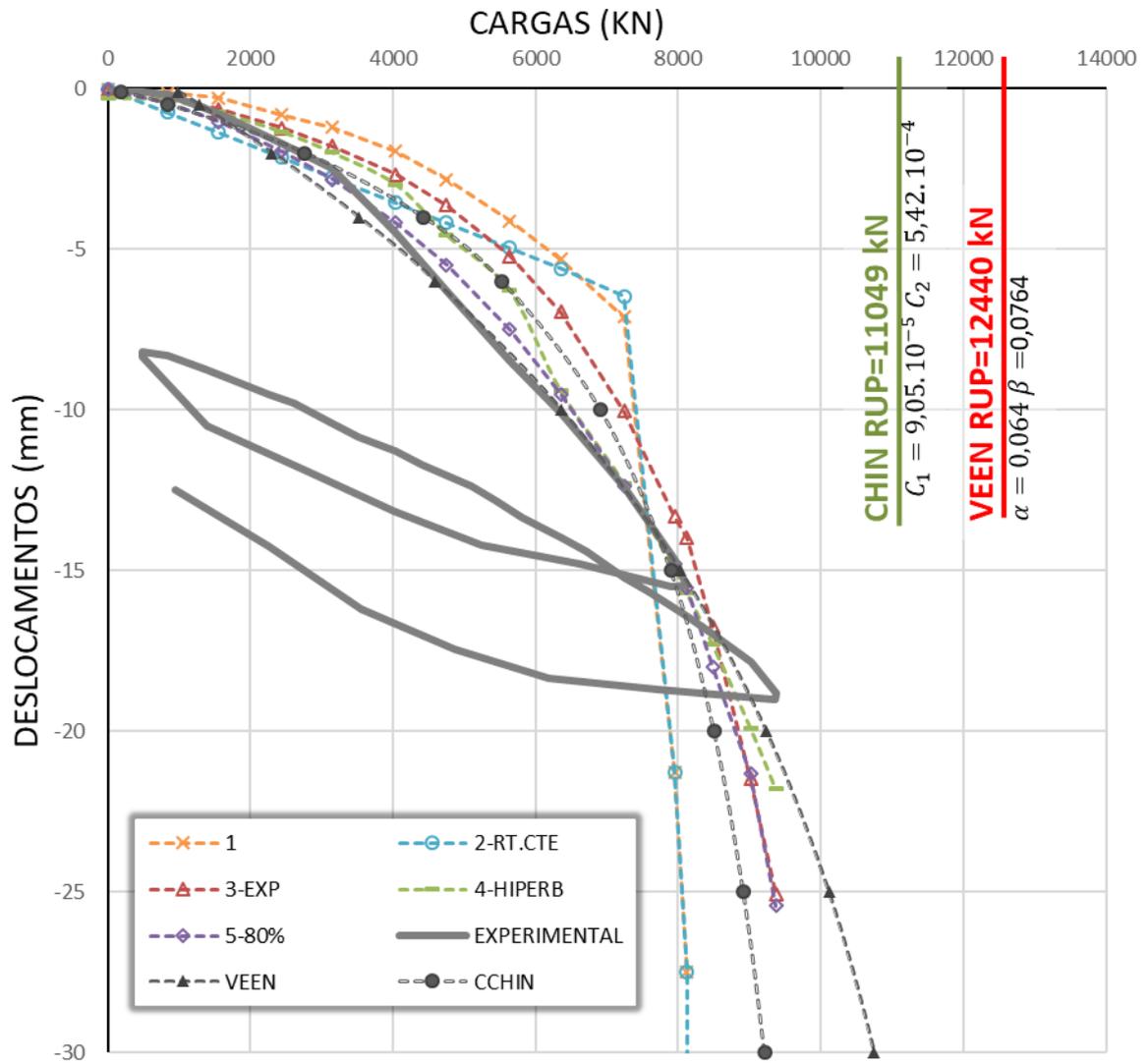
**Tabela 4.11 - Parâmetros de Transferência de Carga – Atrito Estimado – D-EGD**

D-EDG $\phi=100\text{cm}/L=58\text{m}$		RESISTÊNCIA ESTIMADA DECOURT QUARESMA		
PROFUNDIDADE	$\psi$	REGRA-03	REGRA-04	REGRA-05
0,0 à 11,5 m	1,25	$R_T = 1 - e^{-430w-0,150}$	$R_T = \frac{w}{w + 0,00085R_L}$	$R_T = \frac{2\sqrt{0,075w}}{w + 0,075}$
11,5 à 19,5 m	1,25	$R_T = 1 - e^{-250w-0,150}$	$R_T = \frac{w}{w + 0,000625R_L}$	$R_T = \frac{2\sqrt{0,15w}}{w + 0,15}$
19,5 à 31,5 m	1,25	$R_T = 1 - e^{-220w-0,150}$	$R_T = \frac{w}{w + 0,00078R_L}$	$R_T = \frac{2\sqrt{0,065w}}{w + 0,065}$
31,5 à 42,5 m	1,25	$R_T = 1 - e^{-185w-0,150}$	$R_T = \frac{w}{w + 0,000725R_L}$	$R_T = \frac{2\sqrt{0,12w}}{w + 0,12}$
42,5 à 58,0 m	1,25	$R_T = 1 - e^{-50w-0,150}$	$R_T = \frac{w}{w + 0,00068R_L}$	$R_T = \frac{2\sqrt{0,86w}}{w + 0,86}$

Fonte: do Autor.

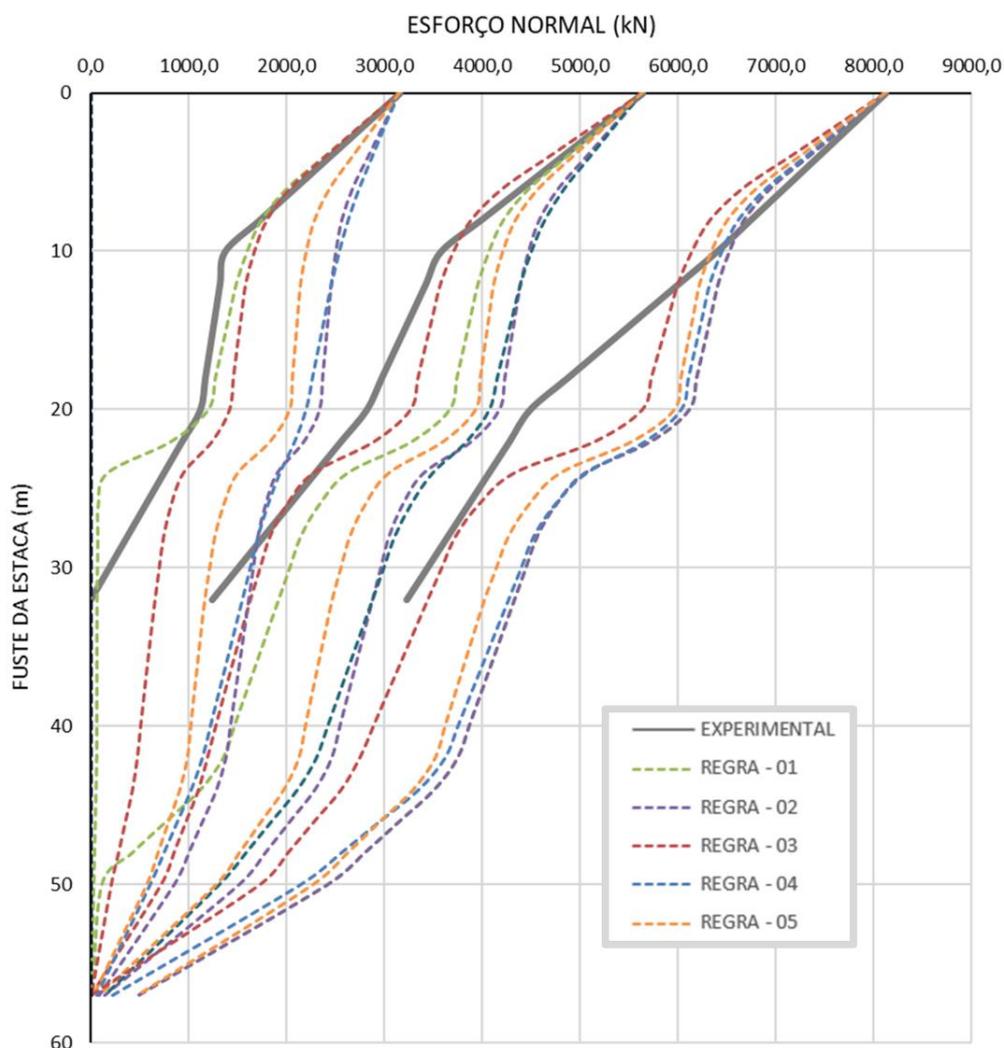
As simulações retornaram valores menores que os métodos de aproximação gráfica, em todos os casos, subestimando o valor da resistência da estaca. A extrapolação de Van Der Veen apontou a ruptura em 12440kN e a de Chin-Konder em 11049kN.

Figura 4.37 – Curva Carga Recalque – Atrito Estimado– D-EGD



Fonte: do Autor.

**Figura 4.38 – Curva de Transferência de Carga – Atrito Estimado – D-EGD**



Fonte: do Autor.

#### 4.6.2 Análise Direta

Os parâmetros de transferência de carga que melhor se adequaram as curvas carga recalque e de transferência de carga estão registrados na Tabela 4.12. A comparação entre as curvas carga recalque estão mostradas na Figura 4.39 e de transferência de carga estão mostradas na Figura 4.40. As regras 03 e 05 foram as que melhor representaram formato da curva carga recalque. Embora os resultados mostraram-se diferentes, a regra 05 foi a que melhor se aproximou a curva de transferência de carga. As regras 01 a 04 retornaram respostas mais rígidas que a curva experimental. Assim como na análise direta, a camada C3 tem grande influência na curva de transferência de carga.

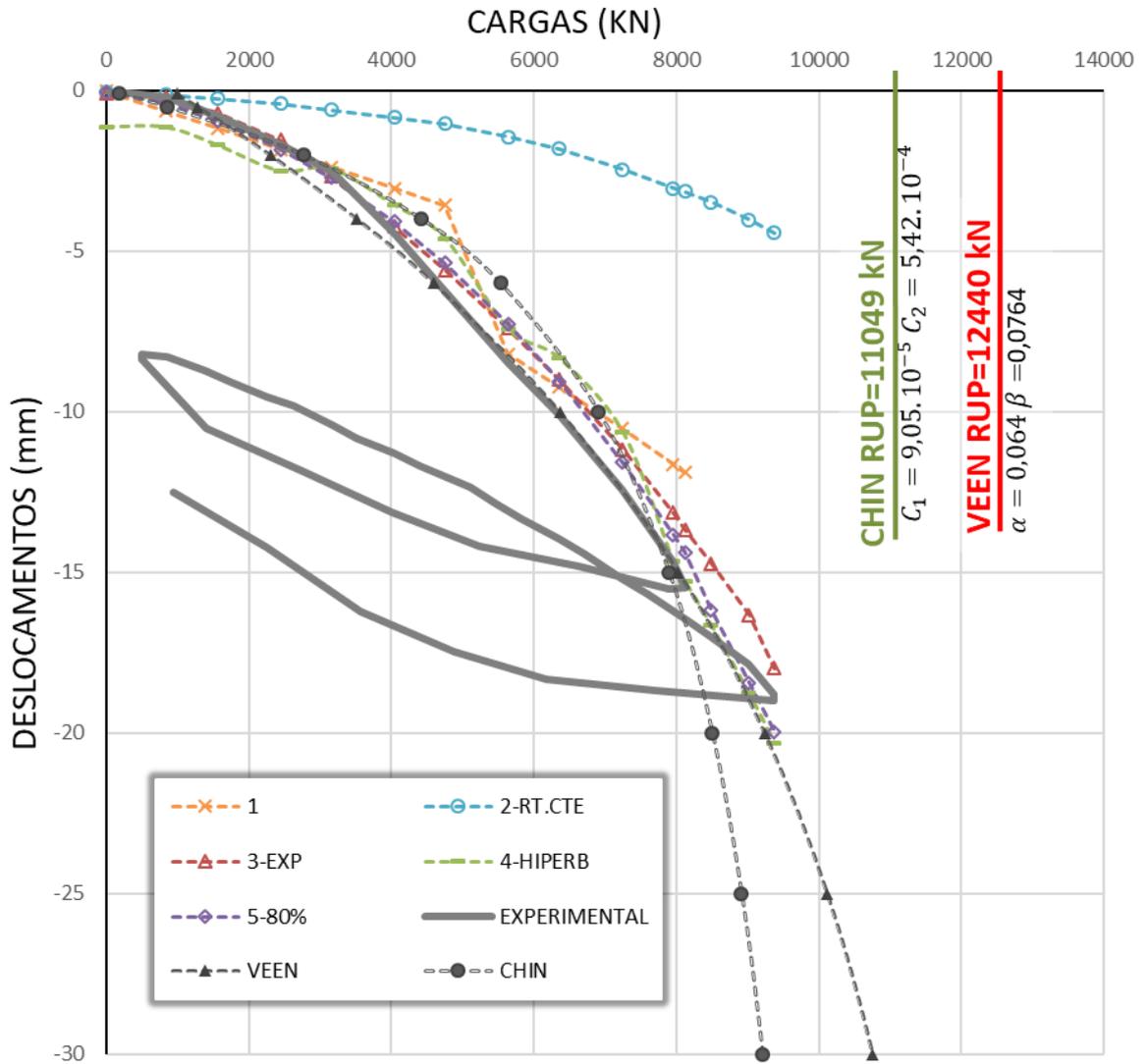
**Tabela 4.12 - Parâmetros de Transferência de Carga – Atrito Experimental – D-EGD**

D-EDG		RESISTÊNCIA EXPERIMENTAL		
$\phi=100\text{cm}/L=58\text{m}$				
PROFUNDIDADE	REGRA-03	REGRA-04	REGRA-05	
0,0 à 4,5 m	$R_T = 1 - e^{-45w-0,150}$	$R_T = \frac{w}{w + 0,00045R_L}$	$R_T = \frac{2\sqrt{0,194w}}{w + 0,194}$	
4,5 à 11,5 m		$R_T = \frac{w}{w + 0,00065R_L}$		
11,5 à 19,5 m	$R_T = 1 - e^{-35w-0,150}$	$R_T = \frac{w}{w + 0,00085R_L}$	$R_T = \frac{2\sqrt{0,388w}}{w + 0,388}$	
19,5 à 31,5 m	$R_T = 1 - e^{-30w-0,150}$	$R_T = \frac{w}{w + 0,00147R_L}$	$R_T = \frac{2\sqrt{0,168w}}{w + 0,168}$	
31,5 à 42,5 m	$R_T = 1 - e^{-32w-0,150}$	$R_T = \frac{w}{w + 0,00235R_L}$	$R_T = \frac{2\sqrt{0,311w}}{w + 0,311}$	
42,5 à 58,0 m	$R_T = 1 - e^{-28w-0,150}$	$R_T = \frac{w}{w + 0,0036R_L}$	$R_T = \frac{2\sqrt{0,233w}}{w + 0,233}$	

Fonte: do Autor.

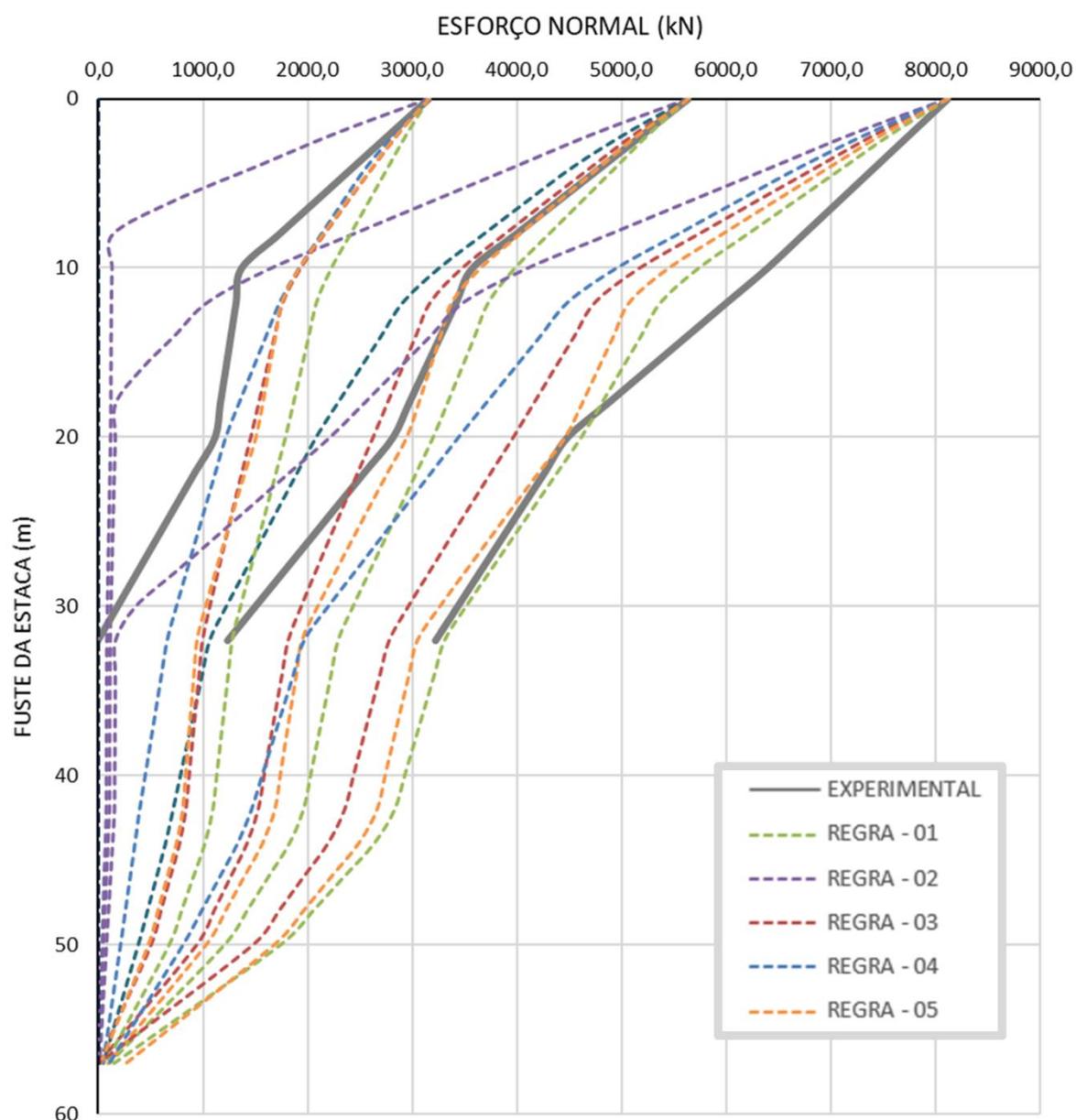
A extrapolação de Van Der Veen apontou a ruptura em 12440kN e a de Chin-Konder em 11049kN, as simulações retornaram valores menores de ruptura, entre 10000kN e 11000kN.

Figura 4.39 – Curva Carga Recalque – Atrito Experimental – D-EGD



Fonte: do Autor.

**Figura 4.40 – Curva de Transferência de Carga – Atrito Experimental – D-EGD**



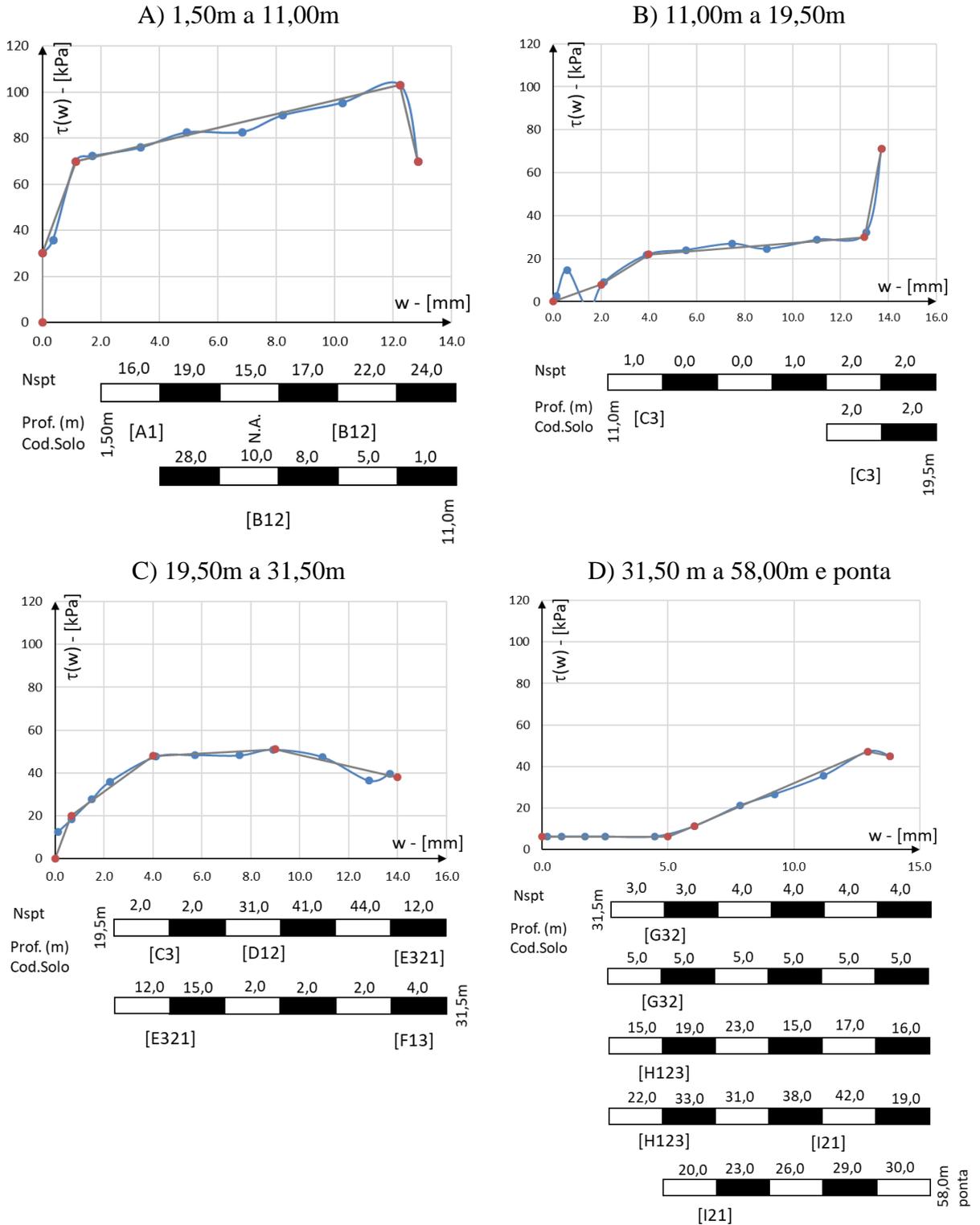
Fonte: do Autor.

A regra 06 não pode ser executada pois a estaca foi instrumentada apenas até os 31,50 m, por isso, neste último trecho não se pode obter as Curvas TZ. Desta maneira na Figura 4.41 estão ilustradas apenas as curvas de T-Z até os 31,50 m.

O trecho A apresenta comportamento relativamente próximo à primeira lei de Cambefort. O trecho B, referente a argila marinha mole, mostra uma sensível ganho de resistência após certos níveis de deslocamentos, que apesar do baixíssimo  $N_{SPT}$ , consegue mobilizar valores consideráveis de atrito lateral. O último estágio dos gráficos A e B,

apresentam pares de valores  $\tau(w)$  que diferem significativamente do comportamento dos demais estágios, isto pode estar relacionado à uma não estabilização do carregamento.

**Figura 4.41 – Curva de TZ– Atrito Experimental – D-EGD**

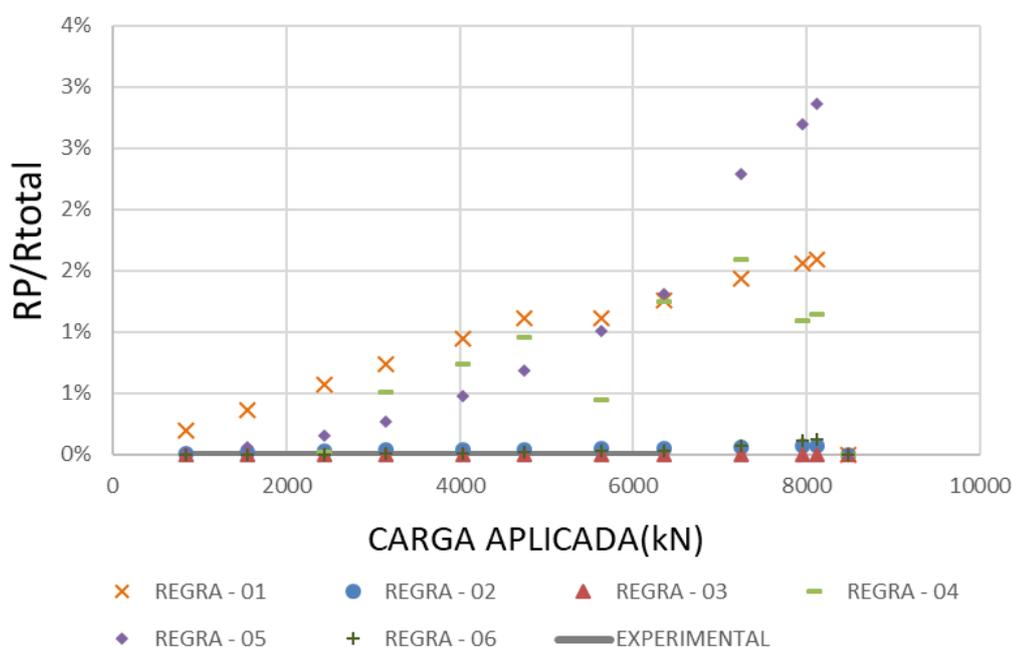


O trecho C, apresenta um pico de resistência, como o fenômeno do *softening*, típico da função hiperbólica. O comportamento do trecho D assemelha-se a lei de Hooke, sendo que sua sollicitação ocorre apenas após certo nível de deslocamento. Este trecho representa o comportamento de metade da estaca e de sua ponta, por isso, é preciso cautela na sua interpretação, ou seja, ele é composto por 36,50 m de estaca, que não sabemos como se comporta.

Embora os trechos A e B refiram-se a solos diferentes, o nível da instrumentação quase coincide com nível da mudança de estratigrafia, sendo que A e B representam o comportamento de uma camada composta por quase um único solo, em contrapartida, os trechos C e D representam o comportamento de várias camadas de solo.

A Figura 4.42 mostra a razão dentre a carga mobilizada de ponta e a resistência total da estaca, as regras estimaram em no máximo 3% da carga total da estaca para ponta, o que implica que é uma estaca predominantemente flutuante. Como não foi feita instrumentação até a ponta da estaca, não é possível compara estes resultados com os valores experimentais.

**Figura 4.42 – Razão entre Carga Mobilizada de Ponta e Resistência – D-EGD**



Fonte: do Autor.

#### 4.7 PARÂMETROS DE TRANSFERÊNCIA DE CARGA

É possível observar que os parâmetros  $\chi_1$  e  $\chi_2$  dependem das características de comportamento do maciço de solo e da geometria da estaca. Conforme a fundamentação teórica, é de se esperar que estes parâmetros dependam da rigidez relativa solo estaca, do nível de confinamento e do tempo de carregamento.

Nota-se que, na regra 03 por exemplo, com o aumento da profundidade, os valores de  $\chi_1$  e  $\chi_2$  tendem a aumentar, com exceção da estaca A-EGD. Na estaca D-EGD, é possível observar que estes parâmetros são influenciados também pelo  $N_{spt}$ .

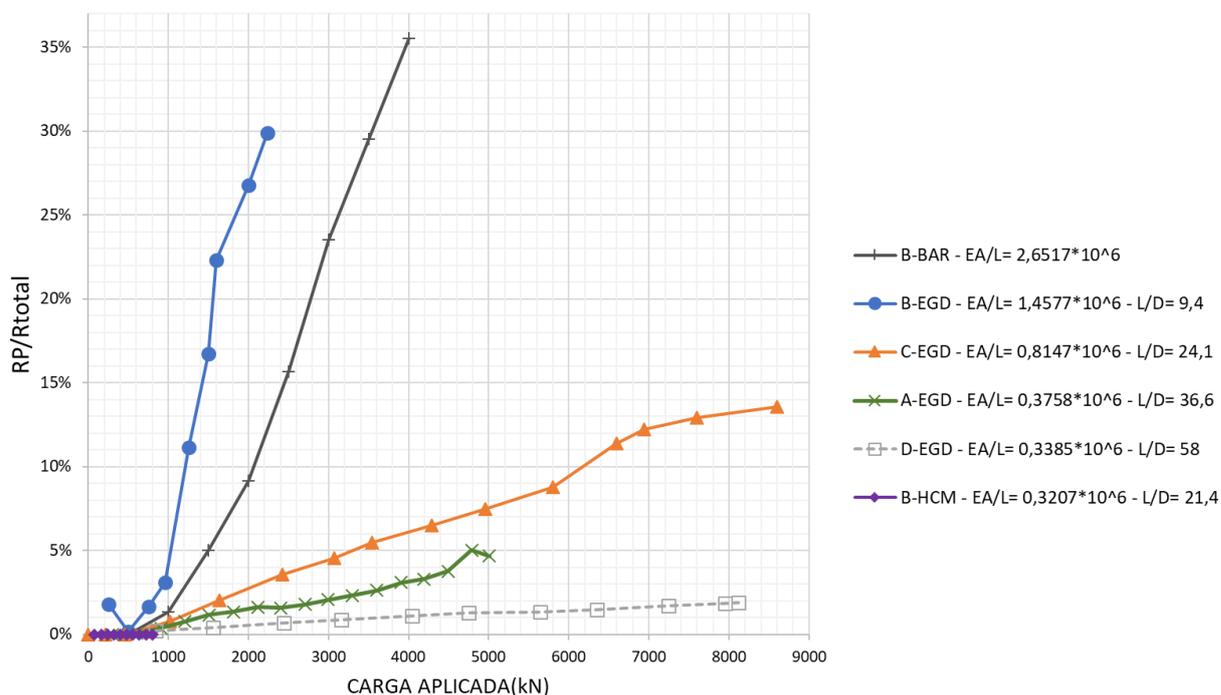
Na regra 04, em geral os valores de  $\chi_2$  também aumentaram com a profundidade, provavelmente efeito do nível de deslocamentos e rigidez da estrutura. Na regra 05, os valores de  $w_u$  também aumentaram com a profundidade, sendo também influenciados por outros parâmetros como o  $N_{spt}$ .

Evidentemente que estes valores foram avaliados via simulações numéricas, de tal forma que não representam o valor exato em si, visto que é um problema hiperestático, sendo assim servem apenas como uma avaliação qualitativa das influências na razão de transferência de carga.

Por último, a influência da rigidez e da rugosidade da estaca é possível ser observada na Figura 4.43. Nesta figura, estão reunidas as razões entra carga mobilizada de ponta e resistência para todas as estacas, apenas com os resultados experimentais.

A ponta da estaca B-HCM, não foi solicitada, portanto no gráfico da Figura 4.43 ela é representada como uma linha, próximo ao 0%. Na estaca D-EGD, não se tem disponíveis os valores de carga de ponta, devido à ausência de instrumentação. Para contornar esta dificuldade, a carga da ponta foi estimada com a regra 01, que é que melhor se ajustou à curva de transferência de carga.

**Figura 4.43 – Razão entre Carga Mobilizada de Ponta e Resistência – TODOS**



Fonte: do Autor.

Se analisarmos as estacas escavadas de grande diâmetro (EDG) separadamente, é possível observar uma relação direta entre a rigidez axial da estaca  $\left(\frac{EA}{L}\right)$  e o ângulo de inclinação da reta. Esta relação também é observada com a razão  $L/D$ . Este efeito explica porque estacas muito compridas não apresentam, ou apresentam pouquíssima, carga de ponta. Evidentemente que esse efeito também é influenciado pelas condições de rugosidade da interface, que é função do método executivo, por isso, a estaca B-BAR apresentar maior rigidez em relação a B-EGD e mesmo assim apresenta uma reta mais abatida.



## 5 CONCLUSÕES

Os resultados obtidos estão intimamente ligados aos métodos de estimativa de capacidade de carga, de sorte que a convergência dos resultados depende de boas estimativas da capacidade. As ponderações feitas com os coeficientes  $\psi$  retornaram boas aproximações, isto não necessariamente implica que estes coeficientes possam ser usados para solos dos respectivos locais.

No geral, as respostas obtidas para a curva carga recalque se mostraram bem razoáveis, sendo que os resultados mostraram que cada regra de transferência de carga adequa-se melhor a um tipo de interface solo-estaca, isto é, a um conjunto, tipo de estaca/solo/confinamento/tempo. Esta conclusão corrobora com Liu *et al.* (2004), que aponta que devem ser usadas diferentes funções de transferência de carga, para diferentes solos.

As regras 01 e 02 não envolvem parâmetros de transferência e apresentaram-se ineficientes para estimar a curva carga recalque na maioria dos casos. No entanto, a regra 02 merece certo destaque, pois se ajustada, pode representar a curva de transferência de carga.

A regra 03, que representa a função exponencial, mostrou-se eficiente para simular o comportamento conjunto da curva carga recalque e da curva de transferência de carga.

A regra 04 mostrou-se eficiente para estimar a curva carga recalque e de transferência de carga, principalmente com relação as provas de carga da USP. No entanto, para as demais provas de carga, a regra 04 apresenta maiores diferenças que as regras 03 e 05.

A regra 05, assim como a regra 03, também se mostrou competente para simular o comportamento conjunto, no entanto, essa regra apresentou-se mais flexível para ajustar o formato da curva com menor consumo computacional. Uma das vantagens da regra 05 é permitir a simulação de picos máximos de resistência.

As simulações com a regra 06 (usando as curvas T-Z experimentais) foram capazes de representar o comportamento da estaca com certa precisão.

As curvas T-Z permitiram observar o efeito do tempo na transferência de carga. Nos ensaios rápidos, o atrito lateral tende a ficar concentrado nas camadas superiores, estas camadas mostram respostas mais rígidas, enquanto as inferiores recebem menores valores de atrito. Já nos ensaios lentos, a estaca é capaz de redistribuir esses esforços, as curvas  $\tau(w, z)$  acabam mostrando respostas mais homogêneas.

As curvas T-Z trazem informações importantes sobre o comportamento da estaca e natureza da interface contribuindo significativamente para a interpretação de uma prova de

carga instrumentada. As curvas abrem novos caminhos de pesquisa, uma vez que é possível avaliar a influência de diversos fatores na própria curva. Por esse motivo, recomenda-se que sejam fornecidas juntas ao ensaio, e/ou, sejam fornecidos todos os estágios de transferência de carga, permitindo a obtenção da mesma.

O entendimento destes mecanismos de transferência de carga é fundamental para obtenção dos recalques, sendo em diversos casos, mais precisos que os métodos elásticos de estimativa de recalque.

Nesse sentido, a metodologia desenvolvida pode ser usada (junto com o programa, ou não) para prever os recalques em estacas, e até incorporado em softwares de análise estrutural para simular a interação com a estrutura.

Se tivermos a disposição os valores, ou correlações, dos parâmetros de transferência de carga, podemos usar a metodologia (ou programa) para simular a transferência de carga em estacas não instrumentadas, para melhor entender estacas recarregadas, atritos negativos, cargas aprisionadas entre outros. Nesse sentido, permite-se avanços significativos na interpretação do ensaio de prova de carga.

## 5.1 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Dentre as regras de transferência de carga, destaca-se a regra 02, em função de não precisar de parâmetros do solo. A regra geralmente subestima o comportamento da estaca, sendo assim pode ser usada como uma aproximação prática para a curva de transferência de carga. E pode-se também procurar calibrá-la, através de algum coeficiente ou equação.

Ainda nesse sentido, foi observado certa tendência nos parâmetros de transferência de carga, sendo assim, pode-se procurar correlações que possam descrever os parâmetros  $\chi_1, \chi_2, w_u$ . Evidentemente que tal estudo demanda um grande rol de amostras de provas de carga estática instrumentada.

Como cada regra adequa-se melhor a um tipo de interface solo-estaca, convém fazer simulações com regras mistas, em que trechos imersos em argila obedeçam a regras específicas diferentes das regras de trechos em areias, por exemplo. Sugestões nesse sentido podem ser feitas após conhecimento das curvas T-Z.

O estudo das curvas T-Z pode contribuir significativamente para novos avanços no entendimento da interface estaca solo. Com as curvas T-Z em mãos, é possível avaliar o que realmente muda da interface de uma estaca HCM para uma EGD, por exemplo, ao invés de

tratar com um simples coeficiente de correção. É possível avaliar o efeito do confinamento, o efeito do tempo *etc.*

Além disso, de posse de várias curvas T-Z, ou de vários parâmetros de transferência de carga de determinado lugar, podem ser sugeridos ábacos regionais, para estimativa do comportamento de estacas em condições de contorno bem definidas.

Avanços no entendimento dos mecanismos de resistência da estaca podem contribuir para uma metodologia unificada de projeto de estacas, considerado as resistências (ELU) e os recalques (ELS).



## REFERÊNCIAS

- ACHOUR, N. Y.; BOUAFIA, A. Determination of load-transfer parameters of single piles axially loaded. In: MATEC Web of Conferences; 2014, EDP Sciences. p. DOI: 10.1051/mateconf/20141102009.
- ALLEDI, C. T. D. B. **Transferência de Carga de Estacas Hélice Contínua Instrumentadas em Profundidade**. 2013. 271 p. Tese (Doctor Scientiae). Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa - MG.
- ALMADA, J. L. A. **Avaliação de capacidade de carga de estacas escavadas com trado mecânico, sem fluido estabilizante, na cidade de Maringá/PR**. 2016. 115 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Urbana). Programa de Pós Graduação em Engenharia Urbana, Universidade Estadual de Maringá, Maringá - PR.
- ALONSO, U. R. Correlações entre resultados de ensaios de penetração estática e dinâmica para a cidade de São Paulo. **Revista Solos e Rochas**, v. 3, n. 3, p. 19-25, 1980.
- ALONSO, U. R. Interpretação de Provas de Carga Axial em Estacas “Hélice Contínua” Monitoradas na Execução. **Revista Solos e Rochas**, v. 19, n. 3, p. 233-242, 1996.
- ALVES, D. F. **Previsões do Comportamento Carga-Recalque de Estaca Escavada com Polímero**. 2016. 189 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia). Progrma de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre – RS.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES E SERVIÇOS GEOTÉCNICOS. **ABEF Research on Foundation Engineering**. Rio de Janeiro: ABEF, 1989.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM D1143: Standard Test Method for Deep Foundations under Static Axial Compressive Load**. Philadelphia, 2007.
- AOKI, N. Considerações sobre a capacidade de carga de estacas isoladas. In: Curso de extensão universitária em Engenharia de Fundações - Coordenação Central de Pós-graduação, 1976, Rio de Janeiro – RJ, Universidade Gama Filho.
- \_\_\_\_\_. A new dynamic load test concept. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 12, 1989a, Rio de Janeiro. **Anais...** p.1-3, 1989a.
- \_\_\_\_\_. Prediction of the Behavior of Vertical Driven Pile under Static and Dynamic Conditions. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 12, Discussion Session, 1989b, Rio de Janeiro. **Anais...** p.55-61, 1989.
- AOKI, N.; ALONSO, U. Previsão e comprovação da carga admissível de estacas. **São Carlos/SP: Escola de Engenharia de São Carlos – USP**, 1992.

AOKI, N.; VELLOSO, D. D. A. An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. In: PAN-AMERICAN CONFERENCE OF SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 5, 1975, Buenos Aires. **Anais...** International Society of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, p.367-376, 1975.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES E SERVIÇOS GEOTÉCNICOS. **ABEF Research on Foundation Engineering**. Rio de Janeiro: ABEF, 1989. 86p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12131: Estacas - Prova de carga estática-Método de ensaio**. Rio de Janeiro, 2006.

\_\_\_\_\_. **NBR 6122: Projeto e execução de fundações**. Rio de Janeiro, 2010.

\_\_\_\_\_. **NBR 15575: Edificações Habitacionais – Desempenho**. Rio de Janeiro, 2013.

BAUER. **Catálogo de equipamentos**. Germany: Bauer - Fabricante de Equipamentos para Fundações: 56 p. 1997.

BENEGAS, E. Q. **Previsões para a curva carga-recalque de estacas a partir de SPT**. 1993. 83 f. Tese (Mestre em Ciências em Engenharia Civil). Coordenação dos Programas de Pós-graduação em Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro - RJ.

BALECH, J. **Análise da transferência de carga de estacas cravadas em argila mole à partir de provas de carga dinâmica de energia crescente**. 2000. p. 153. Dissertação (Mestre em Engenharia Civil: Geotecnia). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Paulo – SP.

BERNARDES, G. de P. **Dynamic and static testing of large model piles in sand**. 1989. Tese (Doutorado). Universidade de Trondheim. Noruega.

BOWLES, J. E. **Analytical and computer methods in foundation engineering**. Singapura: McGraw-Hill Companies, 1974. ISBN 0070067538.

\_\_\_\_\_. **Foundation analysis and design**. Nova York: McGraw-Hill Companies, 1988. ISBN 0070067767.

BOUSSINESQ, J. **Application des potentiels à l'étude de l'équilibre et du mouvement des solides élastiques: principalement au calcul des déformations et des pressions que produisent, dans ces solides, des efforts quelconques exercés sur une petite partie de leur surface**. Paris: Gauthier-Villars, 1885. v. 4

BUDHU, M. **Fundações e estruturas de contenção**. Rio de Janeiro: LTC, 2013.

CAMBEFORT, H. Essai sur le comportement en terrain homogène des pieux isolés et des groupes de pieux. **Annales de l'Institut du Batiment et des Travaux Publics**, n. 204, p. 1478-1518 1964.

CAVALCANTE, E. H. (Org) et al. Campos Experimentais Brasileiros. In: XIII CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E GEOTECNIA, 2006, Curitiba. 2006.

CHIN, F. K. Estimation of the ultimate load of piles not carried to failure. In: PROCEEDINGS OF THE 2ND SOUTHEAST ASIAN CONFERENCE ON SOIL ENGINEERING, 1970, Singapore. p.81-92, 1970.

CORDEIRO, D. S. (ORG). **Atlas Geológico do Estado do Paraná**. Curitiba: MINEROPAR, 2001.

COYLE, H. M.; REESE, L. C. Load transfer for axially loaded piles in clay. **Journal of Soil Mechanics & Foundations Div**, v. 92, n. SM2, Proc Paper 4702, 1966.

DÉCOURT, L. Behavior of foundations under working load conditions. In: PAN-AMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING, 11, 1999, Foz do Iguaçu. n. 4, p. 453-488, 1999.

\_\_\_\_\_. Análise projeto de Fundações Profundas: Estacas. In: HACHICH, W. (Ed.). **Fundações: Teoria e Prática**. São Paulo: ABMS/ABEF PINI, 1996.

\_\_\_\_\_. Capacidade de carga de estacas executadas no campo experimental de engenharia geotécnica da UEL de Londrina. Algumas ponderações. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 12, 2002, ABMS São Paulo, Brazil. p.1545-1555, 2002.

DÉCOURT, L.; QUARESMA, A. R. Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT. In: **Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações**, 1978, ABMS São Paulo, Brazil. p.45-53, 1978.

DESAI, C.; ZAMAM, M. M.; LIGHTNER, J. G.; SIRIWARDANE, H. J. Thin-layer element for interfaces and joints. **International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics**, v. 8, n. 1, p. 19-43, 1984. ISSN 1096-9853.

DUNCAN, J. M.; CHANG, C. Y. Nonlinear analysis of stress and strain in soils. **Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division**, American Society of civil Engineers, 1970.

FALCONI, F. F.; CORRÊA, C. N.; MASET, V. L. Prova de Carga Estática Prévia e Instrumentada em Estaca Escavada de Grande Diâmetro na Baixada Santista. In CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 18, 2016, Belo Horizonte. 2016.

FELLENIOUS, B. H. The analysis of results from routine pile load tests. **Ground Engineering**, v. 13, n. 6, p. 19-31, 1980. ISSN 0017-4653.

\_\_\_\_\_. Settlement of a Three-Storey Apartment Building on Piles. **The Role of a Full-Scale Testing and Foundation Design**, American Society of Civil Engineers, Geotechnical Special Publication, 2012. p.257-273.

\_\_\_\_\_. A simplified nonlinear approach for single pile settlement analysis. Discussion. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 50, n. 6, p. 685-687, 2013. ISSN 0008-3674.

FELLENIUS, B. H.; TECH, P. What capacity value to choose from the results a static loading test. **Deep Foundation Institute, Fulcrum**, p. 19-22, 2001.

GEDDES, J. D. Stresses in foundation soils due to vertical subsurface loading. **Geotechnique**, v. 16, n. 3, p. 231-255, 1966. ISSN 0016-8505.

HACHICH, W. et al. **Fundações: Teoria e Prática**. São Paulo: ABMS/ABEF PINI, 1996.

HANSEN, J. B. Discussion on hyperbolic stress-strain response: Cohesive soils. **Journal for Soil Mechanics and Foundation Engineering**, v. 89, n. SM4, p. 241-242, 1963.

HOLLOWAY, D. M. **Mechanics of Pile Soil Interaction in Cohesionless Soil**. 1975. 280 f. Tese (Doutorado). Duke University, 1975.

KEZDI, A. The bearing capacity of piles and pile groups. In: INTERNATIONAL CONFERENCE OF SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 5, Paris. **Anais**. 1957.

LAPROVITERA, H. **Reavaliação de método semi-empírico de previsão da capacidade de carga de estacas a partir de banco de dados**. 1988. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Coordenação dos Programas de Pós-graduação em Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro - RJ.

LIU, J. et al. Analysis of load-transfer of single pile in layered soil. **Computers and Geotechnics**, v. 31, n. 2, p. 127-135, 2004. ISSN 0266-352X.

MASSAD, F. Análise de transferência de carga em duas estacas instrumentadas, quando submetidas à compressão axial. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS, 2, 1991, São Paulo. v. 2, p. 235-244, 1991.

\_\_\_\_\_. Sobre a interpretação de provas de carga em estacas, considerando as cargas residuais na ponta e a reversão do atrito lateral. Parte I: Solos relativamente homogêneos. **Solos e Rochas**, v. 15, n. 2, p. 103-115, 1992.

MASSAD, F.; WINZ, H. D. C. Capacidade de carga em estacas verticais: influência da velocidade de carregamento em provas de carga. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, 4, 2000, São Paulo. v. 4, p. 177-190, 2000.

MASSAD, F. **Solos marinhos da Baixada Santista – Características e propriedades geotécnicas**. São Paulo:: Oficina de Textos, 2009.

MIGUEL, M. G.; GOMES, C. L. M.; SILVA, D. F. DA; PEDROLI, K. D. Caracterização Geotécnica do Solo Laterítico de Londrina/PR por meio de Ensaio Dinâmico e Estático In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA E AMBIENTAL, 11, 2005, Florianópolis. **Anais...** Florianópolis - SC: ABEGE, 2005

MINDLIN, R. D. Force at a point in the interior of a semi-infinite solid. **Physics**, v. 7, n. 5, p. 195-202, 1936. ISSN 0148-6349.

MOAYEDI, H.; NAZIR, R.; MOSALLANEZHAD, M. Determination of Reliable Stress and Strain Distributions Along Bored Piles. **Soil Mechanics and Foundation Engineering**, v. 51, n. 6, p. 285-291, 2015. ISSN 0038-0741.

NI, P. et al. Generalized Nonlinear Softening Load-Transfer Model for Axially Loaded Piles. **International Journal of Geomechanics**, v. 17, n. 8, p. 04017019, 2017. ISSN 1532-3641.

PAIVA, J. B. **SET-0601: Introdução ao Método dos Elementos Finitos**. São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo, 2012. 220 p.

PARK, S.; ROBERTS, L. A.; MISRA, A. Design methodology for axially loaded auger cast-in-place and drilled displacement piles. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 138, n. 12, p. 1431-1441, 2012. ISSN 1090-0241.

PEIXOTO, A. S. P. **Estudo do ensaio SPT-T e sua aplicação na prática de engenharia de fundações**. 2001. 468 p. Tese (Doutor em Engenharia Agrícola). Faculdade de Engenharia Agrícola, Universidade Estadual de Campinas, Campinas-SP.

PÉREZ, N. B. M. **Análise de transferência de carga em estacas escavadas em solo da região de Campinas/SP**. 2014. 171 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, Campinas - SP.

RANDOLPH, M. F.; WROTH, C. P. Analysis of deformation of vertically loaded piles. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 104, n. ASCE 14262, 1978. ISSN 1090-0241.

RANZINI, S. M. T. SPTF. **In: Solos e Rochas**, p. 29–30, 1988.

REESE, L. C.; HUDSON, W. R.; VIJAYVERGIYA, V. N. An Investigation of the Interaction between Bored Piles and Soil. In: INTERNATIONAL CONFERENCE OF SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 7, 1969, Mexico City. **Anais...Mexico City: 1969**.

REIS, J. H. C. D. **Modelo de atrito estático em interfaces de contato entre concreto e areia**. 2006. 116 p. Tese (Doutorado em Engenharia). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Universidade de São Paulo, São Paulo - SP.

REIS, J. H. C. **Fundações**. Notas de Aula, Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil (PCV), Universidade Estadual de Maringá, 2016.

RIBEIRO, J. G. S. B. **Behaviour of Single Piles under Axial Loading**. 2013. 123 p. Tese (Master of Science in Civil Engineering). Técnico Lisboa, Lisboa.

RODRIGUEZ, J. L. B. **Caracterização geotécnica do campo experimental da UFRGS em areia**. 2014. 155 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia), Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre – RS.

SEO, H.; PREZZI, M.; SALGADO, R. Settlement analysis of axially loaded piles. **VI International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering.**, n. Paper 27, 2008.

SIRIWARDANE, H.; DESAI, C. Computational procedures for non-linear three-dimensional analysis with some advanced constitutive laws. **International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics**, v. 7, n. 2, p. 143-171, 1983. ISSN 1096-9853.

TERZAGHI, K. Discussion of Pile Driving Formulas. In: ASCE, 1942, 68(2). p.311-323.

TERZAGHI, K.; PECK, R. B.; MESRI, G. **Soil mechanics in engineering practice**. New York: John Wiley & Sons, 1996. ISBN 0471086584.

TOMLINSON, M. J. Some Effects of Pile Driving on Skin Friction In: CONFERENCE ON BEHAVIOUR OF PILES, 1971, ICE, London. **Anais...** 1971.

VAN DER VEEN, C. The bearing capacity of a pile. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 3, 1953, Zurich.. p.84-90, 1953.

VANNI, V.; DANZIGER, B.; CARVALHO, E. Aplicação de Programa de Transferência de Carga de Estacas a Perfis de Solos não Homogêneos. In: GEOJOVEM, 2, 2006.

VARGAS, M. Interação Solo-Estaca. **Solos e Rochas**, v. 4, n. 3, p. 3-14, 1981.

VELLOSO, D. D. A. Capacidade de carga por meio do SPT. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, 2, 1991, São Paulo. v. 2, p. 293-312, 1991.

VELLOSO, D. D. A.; LOPES, F. D. R. **Fundações**. São Paulo: Oficina de Textos, v. 1, 2004.

VESIC, A. S. Principles of pile foundation design, Soil mechanics series No. 38. **Durham, NC, USA: School of Engineering, Duke University**, 1975.

VIGGIANI, C.; VINALE, F. Comportamento di pali trivellati di grande diametro in terreni piroclastici. **Rivista Italiana di Geotecnica**, v. 17, n. 2, p. 59-84, 1983.

ZHANG, Q.-Q.; ZHANG, Z.-M. A simplified nonlinear approach for single pile settlement analysis. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 49, n. 11, p. 1256-1266, 2012. ISSN 0008-3674.

ZHANG, Q. Q.; LI, S. C.; LIANG, F. Y.; YANG, M.; ZHANG, Q. Simplified method for settlement prediction of single pile and pile group using a hyperbolic model. **International Journal of Civil Engineering**, v. 12, n. 2, p. 146-159, 2014.

## APÊNDICE– Programa Comentado

O programa desenvolvido será apresentado em dois tópicos, USO DO PROGRAMA e CÓDIGO FONTE.

Nas explicações referentes ao código do programa, pretende-se mostrar o funcionamento do programa na parte metodológica, sendo que não serão abordados conceitos de programação, de sintaxe, de solução de sistema lineares, de interação da linguagem com o Windows.

Nas explicações referentes ao uso do programa, o objetivo deste apêndice é ser um guia para sua utilização, não um manual, de tal forma que serão apresentadas apenas as instruções gerais de uso, não serão apresentadas todas as maneiras de utilização e nem explicados os avisos e erros do programa.

Eventuais dúvidas ou curiosidades podem ser sanadas diretamente com o autor.

### CÓDIGO FONTE

O código fonte é composto por linhas e pode ser representado pelo fluxograma da Figura 5.1. Inicialmente os dados são lidos de um arquivo no formato '.txt' e são estes atribuídos a variáveis.

De posse destes dados é feito o processamento estrutural pelo método dos elementos finitos. As características estruturais de cada elemento alimentam a matriz de rigidez de cada elemento que posteriormente são compatibilizadas para formar a matriz global. Em seguida os apoios elásticos são adicionados na diagonal principal da matriz de rigidez global, para compor o sistema linear global da estrutura.

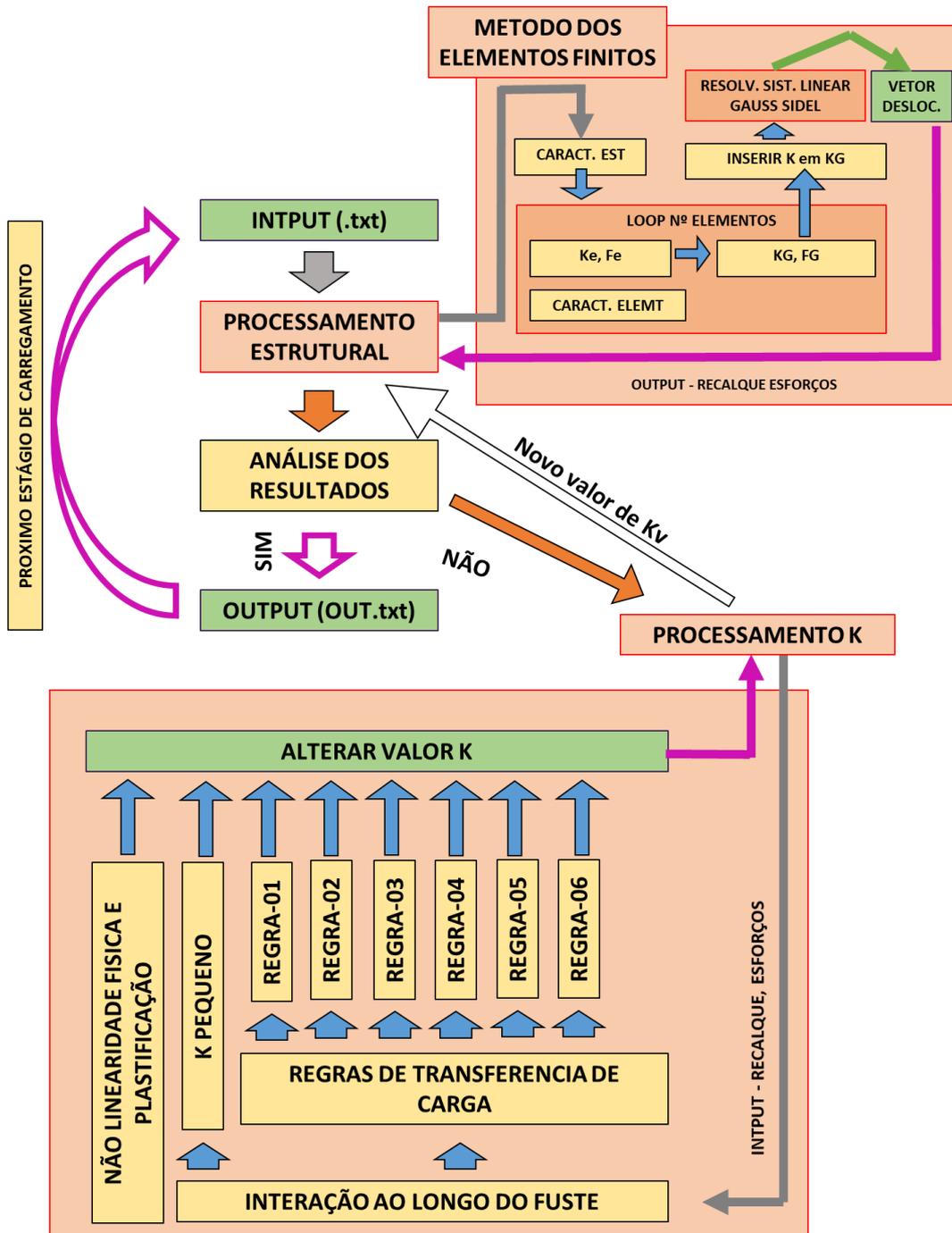
O sistema é resolvido pelo método de Gauss-Siedel, conforme uma rotina externa ao programa. Com a solução do sistema, os valores de deslocamentos são usados para calcular os esforços em cada ponto.

Estes deslocamentos e esforços são avaliados pelo módulo do processamento de  $k$ , para simular a interação deles ao longo da estaca. E então os valores de  $k$  são alterados (ou não, no caso de convergência) conforme as regras de transferência de carga.

O módulo de processamento estrutural é realimentado com as novas características de apoios elásticos de cada elemento, o processo se repete até que haja convergência. Então os

resultados são impressos em um arquivo de texto ‘OUT.txt’ e inicia-se novo estágio de carregamento. A seguir serão explicados cada um dos processos envolvidos neste fluxograma.

Figura 5.1 – Fluxograma Completo



Fonte: do Autor.

## Entrada de Dados

A declaração de variáveis e dependências do programa é feita das linhas L0 a L102. Para as variáveis foi usada a estrutura de *record* (registro), que permite a declaração de tipos de variáveis, que também permite alocação dinâmica. Desta maneira todos elementos do tipo 'Estrutura' terão variáveis Comprimento, Inércia, Módulo de elasticidade etc.

**Figura 5.2 – CÓDIGO – Declaração de variáveis**

```

5: uses
6:   Winapi.Windows, Winapi.Messages, System.SysUtils, System.Variants,
7:   System.Classes, Vcl.Graphics,
8:   Vcl.Controls, Vcl.Forms, Vcl.Dialogs, Vcl.StdCtrls, Math, Unit2, ShellApi,
9:   Vcl.ComCtrls;
10: //Math carrega a biblioteca do power
11: //Unit2 é o solver do sistema, depende das dlls: dforrt.dll, RotFor.dll,
12: //devem estar na pasta junto com o executável.
13: //ShellApi é para mandar comandos para o sistema operacional, Q
14: //isto é: abrir o arquivo no final.
15: type
16:
17:   tNos = record //Tipo nó -> Composto por: Posições, Apoios e Vinculos Elásticos
18:     PosX: array [0..1] of double; // Posições: x
19:     ApoioElastico: array [0..1] of double; // Vetor de double de Molas de Apoio
20:     ApoioElasticoAnterior: array [0..1] of double;
21:     ErroApoioElastico:double;
22:     RInicial,RL,TW: double;
23:     CurvaTWZ: array [0..3,0..1] of double;
24:   end;
25:   tvNos = array of tNos; //Array de umconjunto de nós
26:
27: //Tipo elemento -> Composto por: Nós, Materiais, Comprimento, Matriz de Rigidez,
28: //Cargas e Esforços
29:   tElm = record
30:     No: array [0..1] of integer;
31: //Vetor com o numero (nome) dos nós inicial e final
32:     L: double; //Comprimento do elemento
33:     K: array [0..5,0..5] of double; //Matriz de rigidez do elemento
34:     F: array [0..5] of double; //Vetor de cargas nodais equivalente
35:     Esforços: array [0..5] of double;
36: //Esforço Axial no elemento, no nó inicial e nó final
37:
38:   end;
39:   tvElm = array of tElm; //Array de um conjunto de elementos
40:
41:   tEst = record //Tipo estrutura -> composto por elementos e nós
42: //caracterísitcas geométricas e Mecânicas Estaca
43:     L:double; Diam:double; I:double; A:double; Per:double;
44:     Ec:double; Ps:double;
45: //Cargas
46:     Carga,CargaAux,RLtotal,RecalqueAux:double;
47:
48:     EstCarga,NestCargas:integer;
49:     Cargas: array of double;
50: //Numero de elementos e de nós
51:     NumElm: Integer; NumNos: Integer;
52:     Nos: tvNos; //Vetor de nós
53:     Elm: tvElm; //Vetor de elementos
54: //Matriz e vetores Globais
55:     KG: V2D; //Matriz de rigidez globoal
56:     FG: V1D; //Vetor de cargas nodais globais
57:     U: V1D; //Deformações (vetor solução do sistema)
58:   end;

```

Fonte: do Autor.

A importação dos valores das variáveis é feita da linha L103 a L233, o processo é feito lendo o arquivo '.txt'. O programa se encarrega de abrir o arquivo, conforme local selecionado e lê as linhas iniciais de cabeçalho, posteriormente são lidas as características da estaca e atribuídas a variáveis. A leitura das características dos elementos é feita por um **for** de 0 ao número de elementos, então para cada linha é feita a leitura e atribuição das variáveis. O programa encarrega-se de calcular o comprimento dos elementos e o valor inicial para mola e também avisa possíveis erros, caso a leitura ocorra sem problemas, é retornada uma mensagem de importação.

**Figura 5.3 – CÓDIGO – Entrada de Dados**

```

122: AssignFile(Arq, OpenDialog1.FileName);
123: //Atribuir a Variável Arq o caminho em OpenDialog1.FileName
124: FileMode:=0; //Abrir em modo leitura
125: Reset(Arq); //Colocar o cursor no início do arquivo
126: Readln(Arq, NomeEst); //Estrutura AAA
127: Readln(Arq, un); //tf,m,rad
128: Readln(Arq, Usuario); //Usuário
129: Readln(Arq);
130: Readln(Arq); //Lê a linha e não atribui nada
131: Readln(Arq); //Características da Estaca
132: Readln(Arq, Est.L, Est.Diam, Est.Ec, Est.Ps, Est.NumElm, J, Est.NestCargas);

153: Readln(Arq);
154: Readln(Arq);
155: Readln(Arq);
156: Readln(Arq);
157: //Le os nós, posições e molas
158: J1:=0;
159: Est.RLtotal:=0; //Zera variável auxiliar
160: SetLength(Est.Nos, Est.NumNos); //Tamanho do vetor de nós
161: SetLength(Est.Elm, Est.NumElm); //Tamanho do vetor de elementos
162: for I := 0 to (Est.NumElm-1) do
163: begin
164: Readln(Arq, J, Est.Nos[J].PosX[0], Est.Nos[J].PosX[1],
165: {Ler arquivo "arq", nó J, Posição x do nó J,}
166: Est.Nos[J].CurvaTWZ[0,0], Est.Nos[J].CurvaTWZ[0,1], {Ler curva t(w)z}
167: Est.Nos[J].CurvaTWZ[1,0], Est.Nos[J].CurvaTWZ[1,1],
168: Est.Nos[J].CurvaTWZ[2,0], Est.Nos[J].CurvaTWZ[2,1],
169: Est.Nos[J].CurvaTWZ[3,0], Est.Nos[J].CurvaTWZ[3,1]);
170: //Calcula Comprimento
171: Est.Elm[J].L:=Est.Nos[J].PosX[1]-Est.Nos[J].PosX[0];
172: //Mensagens de erro
173: if (Est.Elm[J].L=0) and(I<>Est.NumElm-1) then
174: ShowMessage('E4! Erro na entrada de Dados!!! L=0');
175: if ((Est.Elm[J].L>2) or (Est.Elm[J].L<0.05)) and(I<>Est.NumElm-1) then
176: ShowMessage('A1! Cuidado Tamanho dos Elementos!!! L>2 ou L<0.15');
177:
178: if CheckBox1.Checked THEN
179: BEGIN {ruptura caso regra 06 selecionada}
180: Est.Nos[J].RLinicial:= Est.Nos[J].CurvaTWZ[3,1]*Est.Per*Est.Elm[J].L;
181: END ELSE
182: BEGIN {ruptura caso outra regra selecionada}
183: Est.Nos[J].RLinicial:= Est.Nos[J].CurvaTWZ[3,1];
184: END;

```

Fonte: do Autor.

## Método dos Elementos Finitos

A resolução da estrutura se dá pelo método dos elementos finitos das L234 a L358. Através de um for são atribuídos valores as matrizes de rigidez de cada elemento e vetor de cargas nodais equivalente.

**Figura 5.4 – CÓDIGO – Matriz de Rigidez – Parte01**

```

241: SetLength(Est.Elm,Est.NumElm);
242: for I := 0 to (Est.NumElm-1) do
243: begin
244: // matriz rigidez elemento
245: { | E 0 0 -E 0 0 | A=12EI/L3
246: | 0 A B 0 -A B | B=6EI/L2
247: | 0 B C 0 -B D | C=4EI/L
248: |-E 0 0 E 0 0 | D=2EI/L
249: | 0 -A -B 0 A -B | E=EA/L
250: | 0 B D 0 -B C | }
251: {u1 v1 t1 u2 v2 t2
252: 3i-2 3i-1 3i 3j-2 3j-1 3j}
253: // | EA/L 0 0 -EA/L 0 0 |
254: // | 0 12EI/L3 6EI/L2 0 -12EI/L3 6EI/L2 |
255: // | 0 6EI/L2 4EI/L 0 -6EI/L2 2EI/L |
256: // | -EA/L 0 0 EA/L 0 0 |
257: // | 0 -12EI/L3 -6EI/L2 0 12EI/L3 -6EI/L2 |
258: // | 0 6EI/L2 2EI/L 0 -6EI/L2 4EI/L |
259: // Calcula os coeficientes A, B, C, D
260: A:= (12*Est.Ec*Est.I)/power(Est.Elm[I].L,3);
261: B:= (6*Est.Ec*Est.I)/power(Est.Elm[I].L,2);
262: C:= (4*Est.Ec*Est.I)/Est.Elm[I].L;
263: D:= (2*Est.Ec*Est.I)/Est.Elm[I].L;
264: E:= (Est.Ec*Est.A)/Est.Elm[I].L;
265: // Atribui A, B, C, D, E na matriz de rigidez [K]
266: Est.Elm[I].K[0,0]:= E; Est.Elm[I].K[0,1]:= 0; Est.Elm[I].K[0,2]:= 0;
267: Est.Elm[I].K[0,3]:= -E; Est.Elm[I].K[0,4]:= 0; Est.Elm[I].K[0,5]:= 0;
268: Est.Elm[I].K[1,0]:= 0; Est.Elm[I].K[1,1]:= A; Est.Elm[I].K[1,2]:= B;
269: Est.Elm[I].K[1,3]:= 0; Est.Elm[I].K[1,4]:= -A; Est.Elm[I].K[1,5]:= B;
270: Est.Elm[I].K[2,0]:= 0; Est.Elm[I].K[2,1]:= B; Est.Elm[I].K[2,2]:= C;
271: Est.Elm[I].K[2,3]:= 0; Est.Elm[I].K[2,4]:= -B; Est.Elm[I].K[2,5]:= D;
272: Est.Elm[I].K[3,0]:= -E; Est.Elm[I].K[3,1]:= 0; Est.Elm[I].K[3,2]:= 0;
273: Est.Elm[I].K[3,3]:= E; Est.Elm[I].K[3,4]:= 0; Est.Elm[I].K[3,5]:= 0;
274: Est.Elm[I].K[4,0]:= 0; Est.Elm[I].K[4,1]:= -A; Est.Elm[I].K[4,2]:= -B;
275: Est.Elm[I].K[4,3]:= 0; Est.Elm[I].K[4,4]:= A; Est.Elm[I].K[4,5]:= -B;
276: Est.Elm[I].K[5,0]:= 0; Est.Elm[I].K[5,1]:= B; Est.Elm[I].K[5,2]:= D;
277: Est.Elm[I].K[5,3]:= 0; Est.Elm[I].K[5,4]:= -B; Est.Elm[I].K[5,5]:= C;
278: // Vetor de cargas nodais equivalentes [F]
279: Est.Elm[I].F[0]:= modi*25*Est.A/2*Est.Elm[I].L; {PP}
280: Est.Elm[I].F[1]:= 0;
281: Est.Elm[I].F[2]:= 0;
282: Est.Elm[I].F[3]:= modi*25*Est.A/2*Est.Elm[I].L; {PP}
283: Est.Elm[I].F[4]:= 0;
284: Est.Elm[I].F[5]:= 0;

```

Fonte: do Autor.

Então são montadas a matriz de rigidez global e o vetor de cargas global, lembrando que estas variáveis têm alocação dinâmica conforme o número de elementos. Depois que a matriz global está montada, são somados os valores de  $k$  na diagonal da matriz, processo feito através de uma variável auxiliar,  $keq$ .

**Figura 5.5 – CÓDIGO – Matriz de Rigidez – Parte02**

```

304: //Escrever Matriz Global -> KG := KG + K
305: for H := 0 to 5 do //linha
306: begin
307:   for J := 0 to 5 do //coluna
308:   begin
309:     Est.KG[H+3*I,J+3*I]:= Est.Elm[I].K[H,J] + Est.KG[H+3*I,J+3*I];
310:   end;
311: end;
312: //Escrever Vetor de Cargas Globais -> FG := FG + F
313: for H := 0 to 5 do
314: begin
315:   Est.FG[H+3*I]:= Est.Elm[I].F[H] + Est.FG[H+3*I];
316: end;
317: ///SOMAR MOLAS NAS DIAGONAIS
318: if I=0 then
319: begin
320:   Keq:= Est.Nos[I].ApoioElastico[0];
321: end else
322: begin
323:   if I=Est.NumElm-1 then
324:   begin
325:     Keq:= Est.Nos[I].ApoioElastico[1];
326:   end else
327:   begin
328:     Keq:=Est.Nos[I-1].ApoioElastico[1]+Est.Nos[I].ApoioElastico[0];
329:   end;
330:
331: end;
332: Est.KG[3*I,3*I]:= Est.KG[3*I,3*I]+Keq;
333: end;

```

Fonte: do Autor.

Com a matriz de rigidez global e com o vetor de cargas nodais equivalente global temos um sistema linear que é resolvido por uma rotina externa ao programa. Resolvido o sistema, o vetor deslocamento é usado para montar os esforços da estrutura.

### Processo Iterativo

Depois de processada a estrutura é iniciado o processamento iterativo funciona dentro de um *while*, que enquanto o erro for maior que determinado valor, será calculado o valor de *k* e reprocessada a estrutura. Havendo convergência os resultados são exportados. Este procedimento se deu através de sub-rotinas, e está registrado nas linhas L528 a L618.

**Figura 5.6 – CÓDIGO – Processo iterativo**

```

528: //// EXECUTA TODAS
529: procedure TForm1.Button5Click(Sender: TObject);
530: var
531: TextoSaida: String;
532: begin
533: Interacao:=0;
534: AuxExec:=1;
535: if Edit1.text = '' then
536: begin
537:   ShowMessage('Nenhum Arquivo Selecionado!');
538:   self.Button6Click(self);
539: end else
540: begin
541:   Erro:=Est.Carga*0.01+15;
542:   self.Button1Click(self); {input}
543:   self.Button3Click(self); {Processa Estrutura}
544:   if CargRec=False then self.Button2Click(self); {Imprime os Resultados}
545:   while Erro>(Est.Carga*0.01) do
546:   begin
547:     ///Altera os valores de K
548:     self.Button4Click(self);
549:     ///Processa a Estrutura Novamente
550:     self.Button3Click(self);
551:     ///Imprime os Resultados
552:     if CargRec=False then self.Button2Click(self);
553:     Idnt:=True;
554:     if Interacao=2000 then
555:       begin Break
556:       end;
557:     Erro:=Erro;
558:     Inc(Interacao);
559:   end;

```

Fonte: do Autor.

A repetição dos estágios foi feita através de um for encadeado na rotina anterior.

**Figura 5.7 – CÓDIGO – Estágios de Carregamento**

```

598: /// CURVA CARGA RECALQUE
599: procedure TForm1.Button7Click(Sender: TObject);
600: Var
601: I:integer;
602: PBAR:integer;
603: begin
604:   if CheckBox5.Checked=False then CheckBox5.Checked:=true;
605:   CargRec:=true;
606:   ///se não selecionar arquivo
607:   if Edit1.text = '' then
608:   begin
609:     ShowMessage('Nenhum Arquivo Selecionado!');
610:     self.Button6Click(self);
611:   end;
612:
613:   for I := 1 to Est.NestCargas do
614:   begin
615:     Est.EstCarga:=I;
616:     self.Button5Click(self);
617:   end;
618: end;

```

Fonte: do Autor.

## Processamento do K

O processamento do valor de k é feito conforme as regras de transferência de carga, sempre através do valor da razão de transferência de carga que posteriormente recalcula o valor de k para atingir o atrito lateral ou carga de ponta da referida regra.

**Figura 5.8 – CÓDIGO – Regras Transferência de Carga – Parte01**

```

367:  /// REGRAS PARA Calculo do K
368:  PassoK:=300;
369:  au:=2;
370:  Est.CargaAux:=Est.Carga;
371:  if (checkBox3.checked=False) and (checkBox7.checked=False)
372:  and (checkBox6.checked=False) and (checkBox9.checked=False)
373:  and (checkBox10.checked=False) and (checkBox11.checked=False) then
374:  Begin
375:      ShowMessage('Nenhum modo selecionado pelo usuário. Seleciona-se REGRA 01.')
376:      CheckBox6.Checked:=True;
377:  End;
378:  /// REGRAS PARA Calculo do K
379:  if checkBox3.checked OR checkBox9.checked or
380:  checkBox10.checked or checkBox11.checked then checkBox7.checked:=True;
381:  for I := 0 to Est.NumElm-1 do
382:  begin
383:      ProgressBar1.Position:=Round(((Interacao+(Est.EstCarga-1)*2000)/
384:                                  (Est.NestCargas*2000))*100);
385:      if i=0 then modi:=-1;
386:
387:      Est.Nos[I].ApoioElasticoAnterior[0]:= Est.Nos[I].ApoioElastico[0];
388:      Est.Nos[I].ApoioElasticoAnterior[1]:= Est.Nos[I].ApoioElastico[1];
389:      for J := 0 to 1 do
390:      begin
391:          Est.Nos[I].RL:= Est.Nos[I].RLinicial;
392:          ///REGRA 02
393:          if checkBox7.checked then
394:          begin
395:              ///REGRA 03-RT-VAN der veen
396:              if checkBox3.checked then
397:              begin
398:                  ALFA:=Est.Nos[I].CurvaTWZ[1,0];
399:                  BETA:=Est.Nos[I].CurvaTWZ[1,1];
400:                  RT:=(1-power(2.7182818284, (-ALFA*(Est.U[3*I]) -BETA)));
401:              end;
402:              ///REGRA 04-RT-CHINKONDER-HIPERBOLIC
403:              if checkBox9.checked then
404:              begin
405:                  ALFA:=1/(Est.Nos[I].RL);
406:                  BETA:=Est.Nos[I].CurvaTWZ[1,1];
407:                  RT:=(Est.U[3*I]/ (ALFA*Est.U[3*I]+BETA)) / (Est.Nos[I].RL);
408:              end;
409:              ///REGRA 05-RT-BRIT-HANSEN
410:              if checkBox10.checked then
411:              begin
412:                  Uult:=Est.Nos[I].CurvaTWZ[3,0];
413:                  ALFA:=1/(2*Est.Nos[I].RL*SQRT(Uult));
414:                  BETA:=SQRT(Uult)/(2*Est.Nos[I].RL);
415:                  RT:=(SQRT(Est.U[3*I]) / (ALFA*Est.U[3*I]+BETA)) / (Est.Nos[I].RL);
416:              end;

```

Fonte: do Autor.

Figura 5.9 – CÓDIGO – Regras Transferência de Carga – Parte02

```

418:      ///REGRA 06-QUAD-LINEAR
419:      if checkBox11.checked then
420:      begin
421:      //TRECHO 0 A P1
422:      if Est.U[3*I]<=Est.Nos[I].CurvaTWZ[0,0] THEN
423:      BEGIN
424:      m:=(Est.Nos[I].CurvaTWZ[0,1]-0)/(Est.Nos[I].CurvaTWZ[0,0]-0);
425:      Est.Nos[I].TW:=Est.U[3*I]*m;
426:      END else
427:      begin
428:      //TRECHO P1 A P2
429:      if Est.U[3*I]<=Est.Nos[I].CurvaTWZ[1,0] THEN
430:      BEGIN
431:      m:=(Est.Nos[I].CurvaTWZ[1,1]-Est.Nos[I].CurvaTWZ[0,1])/
432:      (Est.Nos[I].CurvaTWZ[1,0]-Est.Nos[I].CurvaTWZ[0,0]);
433:      x:= Est.U[3*I]-Est.Nos[I].CurvaTWZ[0,0];
434:      Est.Nos[I].TW:= Est.Nos[I].CurvaTWZ[0,1]+ x*m;
435:      END else
436:      begin
437:      //TRECHO P2 A P3
438:      if Est.U[3*I]<=Est.Nos[I].CurvaTWZ[2,0] THEN
439:      BEGIN
440:      m:=(Est.Nos[I].CurvaTWZ[2,1]-Est.Nos[I].CurvaTWZ[1,1])/
441:      (Est.Nos[I].CurvaTWZ[2,0]-Est.Nos[I].CurvaTWZ[1,0]);
442:      x:= Est.U[3*I]-Est.Nos[I].CurvaTWZ[1,0];
443:      Est.Nos[I].TW:= Est.Nos[I].CurvaTWZ[1,1]+ x*m;
444:      END else
445:      begin
446:      //TRECHO P3 A P4
447:      m:=(Est.Nos[I].CurvaTWZ[3,1]-Est.Nos[I].CurvaTWZ[2,1])/
448:      (Est.Nos[I].CurvaTWZ[3,0]-Est.Nos[I].CurvaTWZ[2,0]);
449:      x:= Est.U[3*I]-Est.Nos[I].CurvaTWZ[2,0];
450:      Est.Nos[I].TW:= Est.Nos[I].CurvaTWZ[2,1]+ x*m;
451:      end;
452:      //TRECHO P4 A RUP = DESLIZAMENTO
453:      end;
454:
455:      end;
456:      //RT
457:      if (I=Est.NumElm-1) and (J=1) then
458:      begin
459:      RT:= Est.Nos[I].TW*Est.A/Est.Nos[I].RL;
460:      end else
461:      begin
462:      RT:= Est.Nos[I].TW*Est.Per*Est.Elm[I].L/Est.Nos[I].RL;
463:      end;
464:      end;

```

Fonte: do Autor.

Figura 5.10 – CÓDIGO – Regras Transferência de Carga – Parte03

```

470:         //REGRA 01
471:         if checkBox6.checked then
472:         begin
473:             If Est.CargaAux<= 0 then
474:             begin
475:                 if (I=Est.NumElm-1) and (J=1) then
476:                 begin
477:                     end else
478:                     begin
479:                         Est.Nos[I].ApoioElastico[J]:= 0.1;
480:                     end;
481:                 end;
482:                 RT:=1;
483:             end;
484:
485:         // AVALIAÇÃO K ->0,01 E K
486:         Est.CargaAux := Est.CargaAux- ((RT)*Est.Nos[I].RLinicial/2);
487:         if Est.CargaAux<=0 then
488:         begin
489:             Est.CargaAux:=0.1;
490:             modi:=0;
491:         end else
492:         begin
493:             Est.Nos[I].ApoioElastico[J]:=
494:                 (RT)*Est.Nos[I].RLinicial/(au*Est.U[3*I]);
495:         end;
496:
497:         //DESLIZAMENTO
498:         if ((Est.U[3*I]*Est.Nos[I].ApoioElastico[J])>=Est.Nos[I].RL/au) and
499:             (Est.U[3*I]>Est.Nos[I].CurvaTWZ(3,0)) then (ATRITO LATERAL)
500:         begin
501:             Est.Nos[I].ApoioElastico[J]:= Est.Nos[I].RL/(au*Est.U[3*I]);
502:         end else
503:         begin
504:             {não fazer nada}
505:         end;
506:
507:         // apenas para evitar divisão por zero
508:         if Est.U[3*I]<1e-12 then Est.U[3*I]:=1e-12;
509:         // AUMENTAR A REST PONTA PARA evitar PROB NUMERICO
510:         if (RT<1) and (I=Est.NumElm-1) and (J=1) then
511:         begin
512:             Est.Nos[I].ApoioElastico[J]:=
513:                 Est.Nos[I].ApoioElastico[J] + PassoK;
514:         end;
515:
516:     end;
517:
518:     Est.Nos[I].ErroApoioElastico:=(Est.Nos[I].ApoioElastico[J]-
519:                                     Est.Nos[I].ApoioElasticoAnterior[J]);
520:     // Se o erro atual for maior que o armazenado colocar o armazenado
521:     if abs(Est.Nos[I].ErroApoioElastico)>Erro then
522:     begin
523:         Erro:=abs(Est.Nos[I].ErroApoioElastico);
524:     end;
525:     if I=0 then Erro:=abs(Est.Nos[I].ErroApoioElastico);
526: end;

```

Fonte: do Autor.

## Geração dos Resultados

Das linhas L620 a L979 o programa encarrega-se de escrever os resultados em um 'OUT.txt'

**Figura 5.11 – CÓDIGO – Exportação Resultado, Curva Carga Recalque**

```

620: //// IMPRIME RESULTADOS
621: procedure TForm1.Button2Click(Sender: TObject);
622: var
623:   J,I,H: Integer;
624:   au:double;
625: Begin
626:   I:=length(OpenDialog1.FileName)-4;
627:   ArqOUT:= Copy(OpenDialog1.FileName,1,I) + 'OUT.txt';
628:   AssignFile(Arq,ArqOUT); //Atribuir a Variável Arq o caminho em OpenDialog1.FileName
629:   Filemode:= 1; //Abrir em modo escrita
630:   if Idnt then
631:   begin
632:     Append(Arq);
633:   end else
634:   begin
635:     ReWrite(Arq);
636:   end;

753: if CheckBox5.Checked then {curva carga recalque}
754: begin
755:   WriteLn(Arq,'X Ne U I=',Interacao,'P=',
756:   format('%f',[Est.Carga]),'E=',format('%f',[Erro]));
757:   for I := 0 to Est.NumElm-1 do
758:   begin
759:     {primeira linha}
760:     if I=0 then
761:     begin
762:       Writeln(Arq,format('%3.2f',[Est.Nos[I].PosX[0]]),' ',
763:       format('%6.2f ',[1*Est.Elm[0].Esforcos[0]]),' ',
764:       format('%8.8e ',[Est.U[3*I]]));
765:     end else
766:     begin
767:       {ultima linha}
768:       if I=Est.NumElm-1 then
769:       begin
770:         WriteLn(Arq,format('%3.2f',[Est.Nos[I].PosX[1]]),' ',
771:         format('%6.2f ',[-1*Est.Elm[I].Esforcos[3]]),' ',
772:         format('%8.8e ',[Est.U[3*I]]));
773:       end else
774:       begin
775:         {outras linhas}
776:         WriteLn(Arq,format('%3.2f',[Est.Nos[I].PosX[0]]),' ',
777:         format('%6.2f ',[1*Est.Elm[I].Esforcos[0]]),' ',
778:         format('%8.8e ',[Est.U[3*I]]));
779:       end;
780:     end;
781:   end;
782: end;

```

Fonte: do Autor.

## USO DO PROGRAMA

Os dados de entrada do programa são inseridos em um arquivo 'txt' em 4 campos distintos conforme a Figura 5.12. O primeiro campo (1) é uma mera descrição e edificação do problema, neste campo também é inserida a unidade, pois o programa não opera nenhuma

transformação de unidade. No segundo campo (2) são inseridos os dados geométricos e mecânicos da estaca, além do número de elementos envolvidos na discretização e número de estágios.

No campo 3, são colocados todos os estágios de carregamento a serem simulados. É permitido fazer a simulação de apenas um estágio ou de todos em um único cálculo, a opção é feita na interface gráfica (campo 7 e botão carga recalque), sendo que se faz necessário informar qual estágio deverá ser executado no campo 2, item 'Estágio'.

No quarto campo (4) são inseridas as características de cada elemento da simulação, na primeira coluna o número do elemento, que deve ser sempre colocado de forma sequencial iniciando do 0, caso contrário o programa retornará uma janela de aviso de erro. Na segunda e terceira coluna devem ser inseridas as posições do nó inicial e final do elemento, sempre considerando como positivo quanto mais profundo estiver o nó. No caso de elementos de comprimento nulos ou negativos o programa aborta a execução.

**Figura 5.12 – Dados de Entrada e Interface Gráfica**

**1**

A-EGD-MARINGA/PR Estaca circular de diametro 70 cm - R06'  
kN.m.rad  
USUARIO

**2**

Características da Estaca							
Comprimento	Diametro	M.Elasticidade Concreto	Poisson	NumElem	Estágio	NumeroEstágios	
25.6	0.70	24000000	0.2	105	1	20	

**3**

ESTAGIO CARGA																			
306	603	907	1204	1506	1813	2121	2406	2705	2993	3299	3602	3908	4192	4492	4789	5007	5520	5700	6320

**4**

Cordenadas dos Elementos/nos(m):												
Num	Xi	Xf	t(w)-z	[P1(w.t)	P2(w/a.t/b)	P3(w.t)	P4(w/wu.t/r1u)]					
0	0.9	1.15	0.000088	103.56	0.00282 152.73	0.006029 183.71	0.009155 176.03					
1	1.15	1.4	0.000088	103.56	0.00282 152.73	0.006029 183.71	0.009155 176.03					
2	1.4	1.65	0.000088	103.56	0.00282 152.73	0.006029 183.71	0.009155 176.03					
3	1.65	1.75	0.000088	103.56	0.00282 152.73	0.006029 183.71	0.009155 176.03					
4	1.75	1.9	0.000088	103.56	0.00282 152.73	0.006029 183.71	0.009155 176.03					

**5**

Transfêrencia de Carga em Estacas

Ler Dados

Processar Estrutura

Processar K

Exibir Resultados

Regra1  
Regra2  
Regra3-RT-VAN D VEEN  
Regra4-RT-CHIN-KOND  
Regra5-RT-BRIT-HANSN  
Regra06-QUAD-LINEAR

Elementos  
Sistema Global  
Simplificado  
Carga Recalque

Executar Todos

Curva Carga Recalque

Não Exibir Janelas

**6**

**7**

PROCESSAMENTO ESTRUTURAL (MEF)

PROC. EST. + PROC. K + EXIBIR

BARRA DE PROGRESSO

PROC. EST. + PROC. K + EXIBIR + ESTÁGIOS = CURVA CARGA RECALQUE

Nas próximas colunas são inseridos os parâmetros de carga que vão alimentar as molas.

No caso da regra 06, devem ser inseridos os parâmetros referentes as curvas T-Z, isto é atrito unitário  $\tau_L$  e deslocamento  $w$ , nos quais o programa encarrega-se das considerações relativas a dimensão do elemento. O primeiro ponto não deve coincidir com a origem e nem apresentar valores negativos, pois este é usado para calcular a mola inicial.

No caso das regras 01 a 05, a quarta e quinta coluna serão usadas para calcular os valores iniciais de  $k$ , a sexta e sétima coluna (campo 4.1) serão usadas para os parâmetros  $\alpha$  e  $\beta$  (quando forem necessários). No campo 4.2, décima e décima primeira coluna, serão inseridos parâmetros de resistência do elemento, isto é,  $R_L$  e  $w_u$ . Os valores das demais colunas serão desprezadas.

Na última linha deve ser inserido a palavra 'FIM!', sem aspas, que é usada pelo programar como caractere de controle.

Escolhe-se o arquivo de entrada (campo 5) e então ao aplicar o botão 'Ler dados' o programa atribui os valores lidos do '.txt' às variáveis na memória. No campo 6 seleciona-se a regra de transferência de carga e no campo 07 deve-se selecionar como o programa ira exportar os resultados.

O principal uso do programa é para obtenção da curva carga recalque e para a curva de transferência de carga, esse processo se dá pelo botão 'Curva Carga Recalque'. Ao apertar este botão, o programa executará o processamento estrutural, o processamento do  $k$  dentro de um loop automático até que haja convergência. Havendo convergência, os resultados são exportados no 'OUT.txt' e inicia-se outro estágio de carga. O progresso da análise é mostrado na barra de progresso, ao finalizar, os resultados são exportados conforme a Figura 5.13

**Figura 5.13 – Figura saída – Curva Carga Recalque**

X	Ne	U	I=1333	P=306.00	E=4.76
0.90	306.00				9.2914795E-005
1.15	258.98				8.5068752E-005
1.40	228.06				7.8058871E-005
1.65	200.19				7.1886041E-005
1.90	175.15				6.6467388E-005
2.15	150.06				6.1726559E-005
2.40	124.89				5.7664981E-005
					⋮

Fonte: do Autor.

O programa exporta: o número de interações (1), estágio de carregamento (2), o erro (3) e os resultados para cada elemento (4), isto é posição, esforço normal e deslocamentos. Estes dados podem ser facilmente importados em um software de planilha eletrônica, no caso foi usado o Excel, aonde os resultados são tratados e interpretados. Sendo possível extrair a curva carga recalque, pelo deslocamento da cabeça da estaca em cada estágio, e a curva de transferência de carga ao longo do fuste da estaca, o atrito lateral, em cada estágio.

O usuário tem a liberdade de exportar outras informações, como as matrizes de rigidez de cada elemento, o sistema da matriz de rigidez global, os valores de mola usados para cada nó. O usuário também pode fazer as análises passo a passo pelo programa, para tanto basta selecionar os botões referentes ao processamento estrutural e ao processamento do  $k$ .