



CENTRO DE ENGENHARIAS E ARQUITETURA E URBANISMO
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

FLÁVIO LEITE JANUÁRIO

**SOFTWARE ACADÊMICO PARA ESTIMATIVA DE RECALQUE SOLO/ESTACA A
PARTIR DO SPT NUMA ESTACA ISOLADA SOB CARGA AXIAL**

JUIZ DE FORA

2019

FLÁVIO LEITE JANUÁRIO

**SOFTWARE ACADÊMICO PARA ESTIMATIVA DE RECALQUE SOLO/ESTACA A
PARTIR DO SPT NUMA ESTACA ISOLADA SOB CARGA AXIAL**

Monografia apresentada como requisito parcial para a obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil, em curso de graduação oferecido pela Faculdade Doctum de Juiz de Fora, *campus* Dom Orione.

Orientador: Prof. Me. Carlos Eduardo Meurer

Coorientador: Prof. Esp. Douglas Cássio Seiberlich de Paiva

JUIZ DE FORA

2019

Januário, Flávio Leite.

Software acadêmico para estimativa de recalque
solo/estaca / Flávio Leite Januário. Juiz de Fora, 2019.
73 f.

Monografia (Curso de Graduação em Engenharia Civil) –
Faculdade Doctum Juiz de Fora.

1. Fundação Profunda. 2. Recalque. 3. Solo/estaca.
I. Título. II. Faculdade Doctum Juiz de Fora.

TERMO DE APROVAÇÃO

FOLHA DE APROVAÇÃO

O Trabalho de Conclusão de Curso intitulado SOFTWARE ACADÊMICO PARA ESTIMA-
TIVA DE RECALCUG SOLO (ESTACA A PARTIR DO SPT NUMA
ESTACA ISOLADA SOB CARGA AXIAL
elaborado pelos alunos ALVARO LEITE JAMAZIO

foi aprovado por todos os membros da Banca Examinadora e aceita pelo curso de
ENGENHARIA CIVIL, como requisito parcial da
obtenção do título de Bacharel em ENGENHARIA CIVIL.

Juiz de Fora, 12 de DEZEMBRO de 2019.



Professor Orientador



Professor Avaliador 1



Professor Avaliador 2

FLÁVIO LEITE JANUÁRIO

**SOFTWARE ACADÊMICO PARA ESTIMATIVA DE RECALQUE SOLO/ESTACA A
PARTIR DO SPT NUMA ESTACA ISOLADA SOB CARGA AXIAL**

Monografia apresentada como requisito parcial para a obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil, em curso de graduação oferecido pela Faculdade Doctum de Juiz de Fora, *campus* Dom Orione.

Data de aprovação: ____/____/____

Prof. Me. Carlos Eduardo Meurer - Orientador
Faculdade Doctum de Juiz de Fora – *campus* Dom Orione

Prof. Esp. Douglas Cássio Seiberlich de Paiva - Coorientador
Faculdade Doctum de Juiz de Fora – *campus* Dom Orione

Prof. Henrique Guilherme David Zacarias
Faculdade Doctum de Juiz de Fora – *campus* Dom Orione

AGRADECIMENTOS

Primeiramente agradeço a Deus pela criação de um Universo tão maravilhoso e me permitir fazer uma infinitamente pequena passagem por ele, mas com a sabedoria para apreciar a formosura da vida.

Agradeço à minha esposa, Raquel Maria Berno Netto, companheira de todas as horas, pelo incentivo pra voltar a estudar.

À minha mãe, Nancy Leite Januário (*in memoriam*), pela formosura, simplicidade, capacidade em se doar a todo ser vivo, infinita paciência e uma educação baseada em amor.

Ao meu pai Oscar Januário Sobrinho (*in memoriam*), que apesar do pouco estudo, era um pedagogo diplomado pela vida.

Aos meus irmãos Sérgio Luiz Januário, Laura Januário, Sara Leite Januário e Eliete Leite Januário, que acalentam meu espírito.

Aos meus filhos Gabriel Silva Januário e Flávia Leticia Assis Januário, luzes que iluminam meu caminho.

As meus amigos pelos incentivos recebidos e tantas outras ajudas.

Aos meus orientadores e professores Prof. Me. Carlos Eduardo Meurer e Prof. Esp. Douglas Cássio Seiberlich de Paiva, minha eterna gratidão.

RESUMO

JANUÁRIO, Flávio Leite. **Software acadêmico para estimativa de recalque solo/estaca, numa estaca isolada sob carga axial**. 73 f. Monografia de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) - Faculdade Doctum, Juiz de Fora, 2019.

Este trabalho mira desenvolver uma ferramenta (software acadêmico em Excel) para estimar o recalque solo/estacas nas fundações, a partir de dados do SPT, numa estaca isolada sob carga axial, facilitando a vida do engenheiro, com agilidade, baixo custo e diferencial no mundo competitivo da construção, utilizando o método adaptado de Cintra e Aoki (2010). A metodologia utilizada é uma pesquisa exploratória em fundações profundas, adaptada por Aoki (1979) para cálculo do encurtamento elástico da estaca; Aoki (1984) utiliza o princípio de ação e reação, e acréscimo de tensões no solo e estimando o recalque do solo pela Teoria da Elasticidade Linear. A fundação é parte importante em qualquer estrutura. É necessário evitar que recalque na fundação danifique ou inutilize uma obra de arte (superestrutura). Denomina-se recalque a deformação ocorrida no solo e na estaca quando submetidos ao carregamento. Nem todo recalque dá certo, como o ocorrido com a Torre de Pisa. Mesmo nela gastou-se muito para manter a estabilidade, lembrando que normalmente ocorre um grande prejuízo ou tragédia. Os avanços na Investigação Geotécnica ainda esbarram no quanto foi aprendido sobre os solos. Existe um longo caminho para a Engenharia Civil. Esse estudo é o motivo da existência deste trabalho. Software calcula a resistência lateral, resistência de ponta e outros, além de estimar, em desenvolvimento, o recalque solo/estaca. Algumas partes ainda são necessárias a intervenção humana.

Palavras-chave: Engenharia civil. Fundação profunda. Estimativa de recalque solo/estaca.

ABSTRACT

JANUÁRIO, Flávio Leite. **Academic software for estimating soil / pile stress on an isolated pile under axial load.** 73 f. Monografia de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) - Faculdade Doctum, Juiz de Fora, 2019.

This work aims at developing a tool (academic software in Excel) to estimate the soil/stakes settlements in the foundations, based on SPT data, in an isolated stake under axial load, facilitating the life of the engineer, with agility, low cost and differential in the competitive world of construction, using the adapted method by Cintra and Aoki (2010). The methodology used is an exploratory research in deep foundations, adapted by Aoki (1979) to calculate the elastic shortening of the stake; Aoki (1984) using the principle of action and reaction, and increasing soil tensions and estimating the soil settlement through the Linear Elasticity Theory. Foundation is an important part of any structure. It is necessary to prevent the settlement in the foundation from damaging or rendering a work of art (superstructure) unusable. It is called settlement the deformation that occurred in the soil and in the stake when subjected to loading. Not all settlement works as it did with the Leaning Tower of Pisa, even if it has spent a lot to maintain stability, a great deal of damage or tragedy usually occurs. Advances in Geotechnical Research still bump into what has been learned about soils because there is a long way for the Civil Engineering. This study is the reason for the existence of this work. The Software calculates lateral resistance; tip resistance and others; In addition to estimating, under development, soil/stake settlement, some parts still require human intervention.

Keywords: Civil Engineering. Deep foundation. Estimated soil / stake repression.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 - Torre de Pisa, na Itália	18
Figura 2 - Camadas de solo	19
Figura 3 - Sondagem rotativa diamantada	22
Figura 4 - Ensaio de Penetração de Cone	23
Figura 5 - Sondagem à percussão - SPT	24
Figura 6 - Exemplos de elementos de fundação	27
Figura 7 - Condição geométrica para a fundação profunda	29
Figura 8 - Principais tipos de fundações profundas.....	30
Figura 9 - Elementos do mecanismo de transferência de carga da estaca para o solo.....	36
Figura 10 - Solução para o cálculo do acréscimo de tensões no solo causado por uma estaca	39
Figura 11 - Modelo de Poulos e Davis (1974)	40
Figura 12 - Fatores para o cálculo de recalque de estacas.....	41
Figura 13 - Camadas de solo superior e inferior e modos de deformação no modelo de Randolph (1977).....	42
Figura 14 - Método Aoki e Lopes (1975)	44
Figura 15 - Função de transferência de carga.....	46
Figura 16 - Parcelas de recalque da estaca.....	48
Figura 17 - Diagrama de esforço normal na estaca	49
Figura 18 - Recalque do solo	51
Figura 19 - Propagação de tensões devido à reação de ponta.....	52
Figura 20 - Propagação de tensões devido às cargas laterais.....	53
Figura 21 - Perfil representativo com valores de N_{SPT}	58
Figura 22 - Diagrama de esforço normal na estaca	61
Figura 23 - <i>Print screen</i> da tela do software Januário	64
Figura 24 – Zoom da figura 23: Dados do SPT	64
Figura 25 – Zoom da figura 23: Dados da estaca	66
Figura 26 – Zoom da figura 23: apresentando os valores calculados	67
Figura 27 – Zoom da figura 23: Diagrama de esforço normal na estaca	68
Figura 28 – Zoom da figura 23: Estimativa do recalque solo/estaca	69

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Número mínimo de sondagens para construção de edifícios.....	20
Tabela 2 – Peso específico de solos argilosos.....	26
Tabela 3 – Peso específico de solos arenosos	26
Tabela 4 – Estacas: tipo de execução.....	31
Tabela 5 – Carga admissível (carga de catálogo).....	32
Tabela 6 – Dispensabilidade de tratamento especial para durabilidade das estacas metálicas se descontadas as espessuras.....	33
Tabela 7 – Tipos usuais de estacas e suas cargas de trabalho (do ponto de vista estrutural)	33
Tabela 8 – Cargas de trabalho típicas de estacas escavadas	34
Tabela 9 – Características dos pilões para a execução de estacas tipo Franki	35
Tabela 10 – Características das estacas tipo Franki.....	35
Tabela 11 – Valores típicos de E_p	45
Tabela 12 – Módulo de elasticidade do material da estaca.....	50
Tabela 13 – Valores de E_0 sugeridos Aoki (1984).....	54
Tabela 14 – Acréscimo de tensões	62
Tabela 15 – Módulo de elasticidade e recalque	63

LISTA DE EQUAÇÕES

Equação 1 – Recalque da cabeça da estaca	37
Equação 2 – Encurtamento (essencialmente elástico) do fuste	37
Equação 3 – Solução para urna estaca incompressível em urn rneio elástico semi- infinito com coeficiente de Poisson igual a 0,5.....	40
Equação 4 – Fórmula geral para cálculo de recalques	41
Equação 5 – Fatores para o cálculo de recalque de estacas	41
Equação 6 – Relação entre recalque (devido à carga de fuste) e tensão cisalhante na interface solo-estaca	43
Equação 7 – Recalque - cabeça da estaca - método Aoki e Lopes	44
Equação 8 – Tensões causadas pela estaca - método Aoki e Lopes	44
Equação 9 – Coeficiente elástico adaptado	45
Equação 10 – Recalque na cabeça da estaca	48
Equação 11 – Capacidade de carga (R) da estaca.....	48
Equação 12 – Valor intermediário entre a resistência lateral e a capacidade de carga (R)	48
Equação 13 – Carga de equilíbrio na ponta da estaca.....	49
Equação 14 – Encurtamento elástico da estaca	49
Equação 15 – Recalque do solo - Vesic.....	50
Equação 16 – Acréscimo de tensões na linha média.....	52
Equação 17 – Acréscimo de tensões-fuste	53
Equação 18 – Acréscimo total de tensões na camada.....	53
Equação 19 – Recalque do solo - elasticidade linear.....	54
Equação 20 – Módulo de deformabilidade da camada de solo	54
Equação 21 – Fator de correção - F1- aplic. exerc.1	58
Equação 22– Fator de correção - F2 - aplic. exerc.1	58
Equação 23 – $N_{méd}$ - aplic. exerc.1.....	58
Equação 24 – k e α tabelados - aplic. exerc. 1	58
Equação 25 – Resistência lateral camada 1 - aplic. exerc. 1	58
Equação 26 – $N_{méd}$ - aplic. exerc. 1	58
Equação 27 – k e α tabelados - aplic. exerc. 1	58
Equação 28 – Resistência lateral camada 2 - aplic. exerc. 1	59
Equação 29 – $N_{méd}$ - aplic. exerc. 1	59

Equação 30 – k e α tabelados - aplic. exerc. 1.....	59
Equação 31 – Resistência lateral camada 3 - aplic. exerc. 1	59
Equação 32 – Resistência lateral - aplic. exerc. 1.....	59
Equação 33 – Resistência de ponta - aplic. exerc.1.....	59
Equação 34 – Resistência total - aplic. exerc. 1.....	59
Equação 35 – Metodologia 1 - aplic. exerc. 1.....	60
Equação 36 – Metodologia 2 - aplic. exerc. 1.....	60
Equação 37 – Metodologia 3 - aplic. exerc. 1.....	60
Equação 38 – Carga admissível - aplic. exerc. 1	60
Equação 39 – Encurtamento elástico estaca - aplic. exerc. 1	61

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
CPT	<i>Cone Penetration Test</i> (Ensaio de penetração do cone)
CPTu	Piezocone Penetration Test (Ensaio de Piezocone)
DMT	Ensaio Dilatométrico
FS	Fator de Segurança
MEF	Método dos Elementos Finitos
N	Índice de resistência à penetração
N _{SPT}	Soma do número de golpes necessários a cravação do segundo e terceiro quinze centímetros de penetração do amostrador, no processo de amostragem
NA	Nível de água
NBR	Norma Brasileira Regulamentadora
PMT	Ensaio pressiométrico tipo Ménard
SEFE8	8º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia
SP	Sondagem à percussão
SPT	<i>Standard Penetration Test</i> (Ensaio de penetração padronizado, pelo qual se determina o índice de resistência à penetração)
SPT T	Sondagem à percussão com torque

LISTA DE SÍMBOLOS

Gregos

π	Pi ($\pi = 3,1416\dots$)
Σ	Somatório
\emptyset	Diâmetro do fuste/estaca
γ	Peso específico
γ_{sat}	Peso específico saturado
α	Coefficiente de Aoki e Velloso em função do tipo de solo
σ_0	Tensão inicial
$\Delta\sigma$	Acréscimo de tensões
ρ	Recalque da estaca
ρ_e	Encurtamento elástico da estaca
ρ_s	Recalque do solo, devida à ação das cargas transmitidas ao longo do fuste e pela ponta

Latim básico

A	Área da seção transversal
A_p	Área da ponta da estaca
D	Diâmetro
DL	Espessura de camada
E_0	Módulo de deformabilidade correspondente ao solo natural
E_c	Módulo de elasticidade do concreto
E_p	Módulo de elasticidade do material da estaca
E_s	Módulo de deformabilidade do solo
F1	Coefficiente do Método Aoki e Velloso
F2	Coefficiente do Método Aoki e Velloso
FS	Fator de segurança
l_0	Fator de influência
L	Comprimento da estaca
$L_{\text{máx}}$	Comprimento máximo
N_{lim}	Limite do N_{SPT}

$N_{\text{méd}}$	Média de N_{SPT}
N_{SPT}	Número de golpes para penetração padrão de um ensaio SPT
m	Metro
P	Carga aplicada ao topo da estaca
P_a	Carga admissível
Q	Carga pontual aplicada
Q_f	Carga de fuste
q_L	Tensão média de adesão ou de atrito lateral na ruptura na camada de espessura DL
q_p	Resistência de ponta da estaca
Q_p	Carga de base ou ponta
QL	Parcela da carga de ruptura resultante do atrito ao longo do fuste
QP	Parcela da carga de ruptura resultante da ponta da estaca
QU	Carga de ruptura da estaca
R_m	Raio máximo
R	Resistência
R_b	Fator de correção para a base ou ponta em solo mais rígido
R_h	Fator de correção para a espessura h (finita) de solo compressível
R_k	Fator de correção para a compressibilidade da estaca
R_L	Resistência lateral
R_p	Resistencia de ponta
R_v	Fator de correção para o coeficiente de Poisson do solo
U	Perímetro da estaca
W	Recalque da cabeça da estaca
W_p	Recalque da base ou ponta

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	15
1.1	OBJETIVOS.....	15
1.1.1	Objetivo geral.....	15
1.1.2	Objetivos específicos.....	16
1.2	JUSTIFICATIVA	16
1.3	METODOLOGIA.....	17
2	REFERENCIAL TEÓRICO.....	18
2.1	MECÂNICA DOS SOLOS.....	18
2.1.1	Conceito de solo.....	19
2.1.2	Investigação geotécnica	20
2.1.2.1	Sondagem mista.....	21
2.1.2.2	Sondagem rotativa	21
2.1.2.3	Teste de Penetração do Cone (CPT)	22
2.1.2.4	SPT (<i>Standard Penetration Test</i>)	24
2.1.2.5	Índice de Resistência à Penetração	25
2.1.2.6	Evitando falhas	25
2.1.2.7	Correções.....	26
2.1.2.8	Peso específico do solo.....	26
2.2	FUNDAÇÕES	27
2.2.1	Tipos de fundações.....	28
2.2.1.1	Fundações rasas	28
2.2.1.2	Fundações profundas.....	28
2.2.1.2.1	<i>Estacas</i>	30
2.2.2	Distância entre eixos de estacas	31
2.3	RECALQUE.....	35
2.3.1	Estimativa do recalque sob carga axial.....	35
2.3.2	Mecanismo de transferência de carga e recalque	36
2.3.3	Classificação dos métodos de previsão de recalques.....	37
2.3.3.1	Métodos baseados na Teoria da Elasticidade.....	38
2.3.3.1.1	<i>Uso de soluções para acréscimo de tensões</i>	38
2.3.3.1.2	<i>Contribuição de Poulos e Davis</i>	39

2.3.3.1.3	<i>Método de Randolph</i>	42
2.3.3.2	Métodos Numéricos.....	43
2.3.3.2.1	<i>Método de Aoki e Lopes</i>	43
2.3.3.2.2	<i>Encurtamento elástico</i>	45
2.3.3.2.3	<i>Funções de Transferência</i>	46
2.3.3.2.4	<i>Método dos Elementos Finitos</i>	47
2.3.3.3	Métodos Semiempíricos	47
2.3.3.3.1	<i>Método de Aoki (1979, 1984)</i>	47
2.3.3.3.2	<i>Recalque do solo</i>	50
2.4	UTILIZAÇÃO DE SOFTWARES NA ENGENHARIA CIVIL	55
3	RESULTADOS	57
3.1	EXERCÍCIOS RESOLVIDOS E PUBLICADOS.....	57
3.1.1	Exercício resolvido 1	57
3.1.2	Exercício resolvido 2	60
3.1.3	Exercício resolvido 3	60
3.2	ESTIMATIVA DE RECALQUE ATRAVÉS DO SOFTWARE JANUÁRIO ..	64
4	CONCLUSÃO	70
	REFERÊNCIAS	71

1 INTRODUÇÃO

Aumento contínuo e desenfreado da população mundial exige, cada vez mais, uma verticalização das edificações no mundo, pois é necessário minimizar a degradação do meio ambiente combinado com grandes concentrações de pessoas nas cidades. A consequência é uma diminuição nas opções de terrenos, obrigando o trabalho com quase todo tipo de solo, sendo necessário aprimorar os estudos para executar obras sobre eles.

Existe uma tendência dessas obras irem para grandes construtoras, sobrando uma ou outra demanda para os profissionais liberais disponíveis, que irão disputar o serviço com tendências e demandas que o atual cenário oferece: maior agilidade nos cálculos, menor preço do serviço e uma maior economia construtiva. É necessário ao engenheiro civil criar o seu diferencial.

Grandes obras se destacam em todos os países pela superestrutura, exposta aos olhares mais críticos e maravilhados. Quando ela apresenta algum problema, normalmente nestes casos os olhares se voltam para as fundações.

A fundação é a peça fundamental de qualquer estrutura; essencial em qualquer edificação. O termo fundação, também conhecido como alicerce, é definido por Pereira (2018) como os elementos que transmitem as cargas de uma edificação para as camadas mais resistentes do solo sem causar ruptura do terreno de fundação. É necessário evitar que um recalque danifique ou inutilize a obra de arte (superestrutura). Esse estudo é o motivador deste trabalho, que visa buscar um diferencial no mundo competitivo da construção civil. Criando um software que utiliza o método adaptado Cintra e Aoki (2010).

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo Geral

Desenvolver uma ferramenta (software acadêmico) para estimar o recalque solo/estacas, a partir de dados do SPT, numa estaca isolada sob carga axial.

1.1.2 Objetivos Específicos

- Adotar procedimentos técnicos que possibilitem ao autor otimizar a estimativa do recalque em estacas, minimizando a ocorrência de erros;
- Facilitar a escolha tecnológica para estacas profundas a partir do SPT (*Standard Penetration Test*) e carga da superestrutura;
- Modelar software para dimensionamento da capacidade individual de carga da estaca;
- Modelar software para estimar o recalque de estacas;
- Fazer uma análise comparativa entre os resultados estimados de recalque pelo software modelado e o método teórico adaptado Cintra e Aoki (2010).

1.2 JUSTIFICATIVA

Segundo Velloso e Lopes (2010) os problemas de Geotecnia apresentam um maior grau de incerteza que os de Cálculo Estrutural, nem sempre é fácil conciliar as respectivas precisões. O engenheiro estrutural impõe ao engenheiro de fundações um recalque zero, requisito que é impossível, pois toda fundação ainda que sobre rocha, recalca e devem-se evitar as generalizações, pois nas fundações, e na grande maioria dos casos, cada obra possui as suas peculiaridades, complementa Velloso e Lopes (2010) que devem ser consideradas adequadamente.

Criar um aplicativo (software) para auxiliar engenheiros e estudantes da engenharia civil que não possuam programas específicos para interação entre as estruturas e o solo e dimensionamento de fundações, tais como Plaxis, Abaqus, Repute 1.5, Cesar V.5, OpenSEES, Eberick, CypeCAD, TQS e outros que, em sua maioria, têm elevado custo para engenheiros recém-formados e possuem alta complexidade para execução das rotinas, é uma boa justificativa.

A ferramenta será desenvolvida a fim de possibilitar sua execução por leigos em programação ou lógica estruturada e até mesmo pouco conhecimento em estimativa de recalques (não sendo aconselhado para esse último: a interpretação dos dados deve sempre ser feita por pessoa capacitada), pois o programa possui campos específicos para inserção de dados, necessária para a realização dos cálculos. Desta forma, será possível verificar se o cálculo proposto atende às

necessidades do projeto e escolher rapidamente a melhor opção para o processo construtivo.

Um simples recalque não considerado pode causar danos irreparáveis na superestrutura e à sociedade ou um prejuízo considerável. Mesmo que seja apenas um prejuízo de fácil reparação, a melhor e mais barata solução ainda é a prevenção.

Com este software seguido de outros que virão, espera-se o aprofundamento do conhecimento como engenheiro civil especializado em fundações profundas e cálculo estrutural.

1.3 METODOLOGIA

A metodologia utilizada é uma pesquisa exploratória sobre fundações profundas com ênfase na estimativa de recalque estaca-solo. Será necessária extensa revisão bibliográfica sobre autores já consagrados e métodos mais conservadores e próximos dos resultados, levantamento das normas utilizadas em fundações profundas, análise e estudo dos métodos encontrados.

A partir do estudo de caso, fórmulas e métodos pesquisados sobre recalques em fundações profundas, escolher aquele que tiver maior afinidade; que for assimilado.

Para a estimativa do recalque foi escolhido uma metodologia adaptada por Aoki (1979) para calcular o encurtamento elástico da estaca; uma metodologia de Aoki (1984) que utiliza o princípio de ação e reação, analisando o acréscimo de tensões no solo e estimando o recalque causado pelo solo pela Teoria da Elasticidade Linear. Fazer testes, verificando erros e acertos comparados aos exercícios resolvidos e já publicados. Escolher o melhor caminho para desenvolver um software.

O software será desenvolvido no programa Microsoft Excel 2016, que além de demonstrar grande capacidade de cálculo e facilidade de ser manejado pelo autor, é um software mundialmente utilizado em quase todos os computadores.

Criar uma versão inicial do software. Fazer um breve tutorial para utilização do software, visando evitar dúvidas e equívocos.

Procurar existência de banco de dados públicos com dados de recalque em fundações, se encontrado, comparar eficiência do software e apontar as melhorias no mesmo.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 MECÂNICA DOS SOLOS

Um breve histórico: Caputo (1996) faz menção aos acidentes ocorridos em grandes obras de engenharia em quase todos os países, ao fim do século XIX e princípios do século XX, como exemplos: os sucessivos escorregamentos de taludes durante a construção do Canal do Panamá; as rupturas das barragens de terra e os sucessivos recalques de grandes edifícios nos Estados Unidos; escorregamentos em taludes de ferrovias na Suécia; e outros que demonstram a inadequada percepção dos princípios, até então admitidos e, exemplificado na Figura 1, a insuficiência de conhecimentos sobre os solos para a tomada de nova orientação.

Figura 1 – Torre de Pisa, na Itália



Fonte: Google Maps

A *American Society of Civil Engineers*, destaca Caputo (1996), em 1913 resolve nomear uma comissão, sob a presidência de *Cummings*, para examinar e opinar sobre os ocorridos. Uma das conclusões se referia à necessidade de se exprimir quantitativamente as propriedades dos solos, estabelecer sua classificação e dar ênfase à importância das partículas coloidais dos solos. Na Suécia, também em 1913, foi criada a famosa Comissão Geotécnica presidida pelo Prof. Fellenius, que conclui e publica em 1922 a origem do valioso método sueco de verificação da estabilidade de taludes. Também na Alemanha, estudos realizados por Krey, destacando-se os de

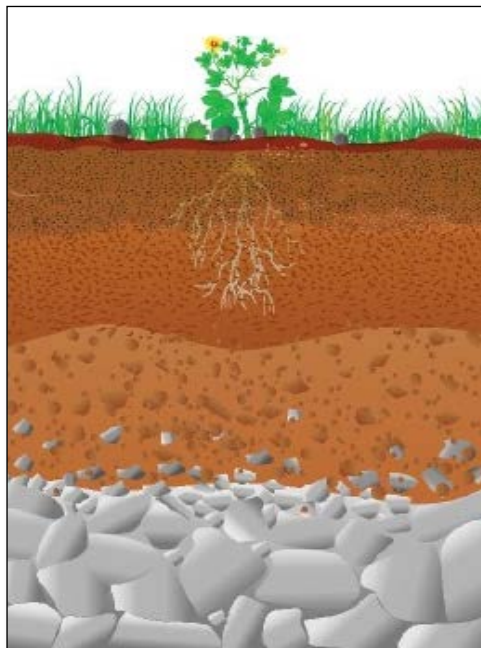
resistência ao cisalhamento dos solos e os relativos à teoria dos suportes laterais. Face às lições dos acidentes e o esforço para compreendê-los e estudá-los, surgiu a orientação para o estudo dos solos.

O Prof. Dr. Karl Terzaghi em 1925 publicou o seu famoso livro *Erdbaumechanik*, marcando a nova orientação a ser seguida no estudo dos solos. Comemora Caputo (1996), nasce a “Mecânica dos Solos”.

2.1.1 Conceito de solo

A norma ABNT NBR 6502:1995, em seu item 2.2.192 define solo (Figura 2) como sendo o material originado da decomposição e desintegração das rochas pela ação dos agentes físicos ou químicos, tendo ou não matéria orgânica (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1995, p. 17).

Figura 2 – Camadas de solo



Fonte: PENA (c2019).

Para o Professor Márcio Marangon, do Núcleo de Geotecnia (NUGEO) da Universidade Federal de Juiz de Fora (UFJF), solo é:

Todo o material da crosta terrestre que não oferece resistência intransponível à escavação mecânica e que perde totalmente a resistência, quando em contato prolongado com a água. [...] Sob um ponto de vista puramente técnico, materiais da crosta terrestre que servem de suporte, são arrimados,

escavados ou perfurados e utilizados nas obras da Engenharia Civil (MARANGON, 2009, p. 1-2).

Em sua maioria, “as construções de engenharia são assentes sobre os solos, muitas vezes, fogem ao caso as construções de túneis, barragens ou grandes pontes que exijam fundações em rocha firme” (MARANGON, 2009, p. 1).

Ainda segundo Marangon, a rocha possui “[...] resistência ao desmonte, além de ser permanente, exceto quando em processo geológico de decomposição, só fosse vencida por meio de explosivos” (MARANGON, 2009, 1).

2.1.2 Investigação Geotécnica

A primeira etapa do processo construtivo é a sondagem do solo, este procedimento técnico é de vital importância para qualquer tipo de obra. É fundamental para conhecer as características do terreno, espessura de cada camada com a devida resistência a penetração e a provável localização ou profundidade do lençol freático, caso exista. Para se definir com segurança o melhor tipo de fundação específico à obra (MAPA DA OBRA, 2016).

Para Bezerra (2018), definir a quantidade de sondagens e suas posições, é necessário um planejamento e projeto, conforme necessidades da obra, tipo do terreno, desejo do contratante do serviço e seguir a norma “NBR 8036:1983: Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios”. Expõe o número mínimo de sondagens para construção de edifícios, observando a respectiva norma, a Tabela 1.

Tabela 1 - Número mínimo de sondagens para construção de edifícios

ÁREA DE PROJEÇÃO DO EDIFÍCIO	NÚMERO MÍNIMO DE SONDAgens
até 200 m ²	2
de 200 m ² a 600 m ²	3
de 600 m ² a 800 m ²	4
de 800 m ² a 1000 m ²	5
de 1000 m ² a 1200 m ²	6
de 1200 m ² a 1600 m ²	7
de 1600 m ² a 2000 m ²	8
de 2000 m ² a 2400 m ²	9
acima de 2400 m ²	Varia de acordo com o projeto

Fonte: Andrzejewski (2015, p. 30) (adaptado da NBR 8036:1983).

Dependendo dos resultados obtidos com o estudo, o projeto pode até ser financeiramente inviabilizado. Do ponto de vista técnico, sempre há alternativas para contornar possíveis problemas localizados pela sondagem, entretanto, o custo das ações é elevado, e o investimento pode não compensar para determinados empreendimentos (MAPA DA OBRA, 2016).

Segundo o item 4.3 da NBR 6122:2010:

Para qualquer edificação deve ser feita uma campanha de investigação geotécnica preliminar, constituída no mínimo por sondagens à percussão (com SPT), [...] de acordo com a ABNT NBR 6484. Já para classificação dos solos deve ser empregada a NBR 6502 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2010, p. 9).

De acordo com Velloso e Lopes os principais processos de investigação do subsolo, para fins de projeto de fundações de estruturas, são “poços, sondagens a trado, sondagens a percussão com SPT, sondagens rotativas, sondagens mistas, CPT, ensaio pressiométrico (PMT)” (VELLOSO; LOPES, 2011 *apud* ANDRZEJEWSKI, 2015, p. 29).

É recomendável realizar mais do que um furo para análise do solo, principalmente em terrenos com grandes extensões. Os dados obtidos a partir de buraco único pode gerar informações imprecisas. Quanto mais informações forem colhidas, maiores serão as facilidades de interpretação (MAPA DA OBRA, 2016).

2.1.2.1 Sondagem mista

A sondagem mista é o “método de investigação que conjuga a sondagem a percussão para o trecho em solo e a sondagem rotativa para o trecho em rocha” (DELATIN, 2013, p. 77).

É a alternativa mais usual para reconhecimento de solo e rocha no mesmo perfil (ANDRZEJEWSKI, 2015).

2.1.2.2 Sondagem rotativa

Nesse tipo de sondagem, mostrado na Figura 3:

[...] Utiliza-se uma coroa de diamante na ponta da tubulação para perfurar as pedras e permitir a passagem dos equipamentos. Esse teste permite determinar apenas a qualidade de rocha. Para conhecer a resistência do

minério, uma amostra deve ser retirada e enviada para verificação em laboratório (MAPA DA OBRA, 2016).

Figura 3 – Sondagem rotativa diamantada



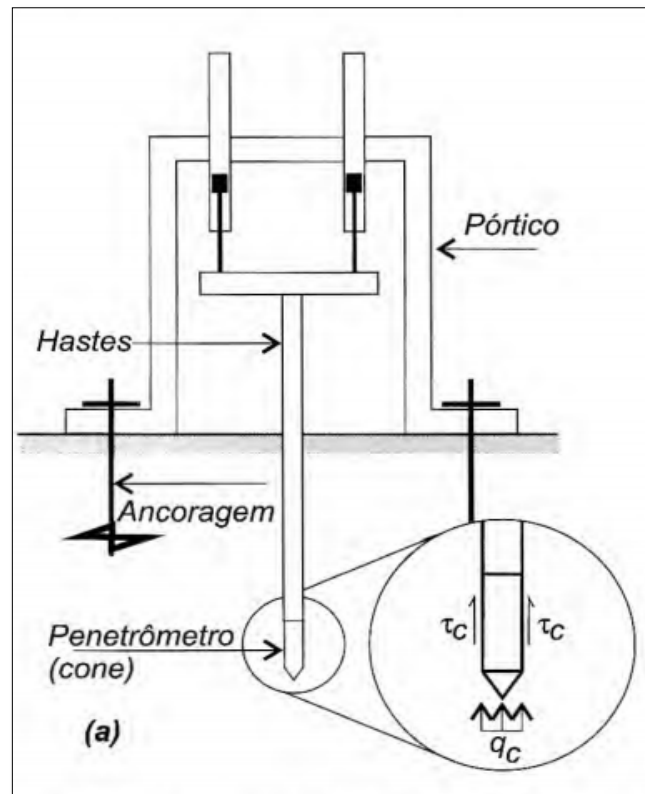
Fonte: MF RURAL (2012).

“Essas ferramentas têm em sua extremidade inferior uma coroa, que pode ter pastilhas de tungstênio (*wídia*) ou diamantes” (VELLOSO; LOPES, 2011 *apud* ANDRZEJEWSKI, 2015, p. 32). “No subsolo, existem grandes bolas de pedra chamadas de matacão. O ensaio é capaz de indicar se a concentração mineral encontrada é esse tipo de formação geológica ou se realmente foi atingida uma espessa camada de rochas” (MAPA DA OBRA, 2016).

2.1.2.3 Teste de Penetração do Cone (CPT)

Outra alternativa de investigação do solo comentada por Andrzejewski (2015) é o Cone Penetration Test (CPT), mais conhecido como ensaio de penetração de cone (Figura 4). É destacado que este ensaio é considerado como sendo o “[...] mecanismo que mais se assemelha ao comportamento de uma estaca penetrando estaticamente no solo” (NUERNBERG, 2014).

Figura 4 – Ensaio de penetração de cone



Fonte: Velloso e Lopes (2010, p. 42).

No Brasil, o CPT foi regulamentado pela NBR 12069:1991. A norma citada foi cancelada em 20 de julho de 2015 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2015).

O ensaio consiste na cravação no solo, de forma contínua ou incremental, a uma velocidade padronizada de uma ponteira também padronizada do tipo cone ou cone atrito, medindo-se a sua reação contínua ou descontinuamente para se obter os componentes de resistência de ponta e de atrito lateral local. Para se realizar o ensaio, há necessidade de um equipamento de cravação devidamente ancorado ou lastreado e uma composição de tubos externos de cravação, contendo em sua extremidade uma das ponteiros padronizadas (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1991, p. 1).

Cabe destacar ainda que “apesar de apresentar resultados muito consistentes, o CPT ainda é menos difundido do que SPT devido ao elevado custo, por depender de equipamentos eletrônicos caros” (ANDRZEJEWSKI, 2015, p. 33).

2.1.2.4 SPT (*Standard Penetration Test*)

O SPT é um ensaio de sondagem à percussão realizada no campo de trabalho, em destaque na Figura 5. Está normatizado pela “NBR 6484:2001: Solo: Sondagens de simples reconhecimento com SPT: Método de ensaio”.

Figura 5 – Sondagem à percussão - SPT



Fonte: Sondamais ([201-?]).

Este ensaio, informa Andrzejewski (2015), é a opção mais utilizada na investigação de solos no Brasil. Através dele:

É possível determinar os tipos de solo ao longo da profundidade executada, além da posição do nível d'água e um índice de resistência à penetração (N_{SPT}). Ao longo do ensaio o material do solo também é coletado pelo amostrador-padrão, e as amostras coletadas podem ser utilizadas para caracterização do solo em laboratório (BEZERRA, 2018, p. 8).

Essa sondagem não consegue ultrapassar matacões, blocos de rocha, alterações rochosas e solos residuais jovens muito compactos” (ANDRZEJEWSKI, 2015, p. 30).

De acordo com a NBR 6484:2001, para o sucesso de uma sondagem à percussão com SPT deve-se atingir os seguintes objetivos: determinação dos tipos de solo em suas respectivas profundidades de ocorrência, da posição do nível d'água e dos índices de resistência à penetração (N_{SPT}) a cada metro (ANDRZEJEWSKI, 2015, p. 32).

“Dar à sondagem uma importância necessária resulta em economia e prevenção de acidentes, além de proporcionar conforto e estabilidade à edificação” (MAPA DA OBRA, 2016).

2.1.2.5 Índice de Resistência a Penetração

Segundo a norma NBR 6484:2001 o amostrador é cravado no solo 45 cm com um peso (martelo padrão) de 65 kg, caindo em queda livre de uma altura normatizada de 75 cm, anotando, separadamente, o número de golpes necessários a penetração de cada seguimento de 15 cm. A quantidade de golpes necessários à cravação é designado de índice de resistência à penetração. O número de golpes a considerar será o referente à penetração dos últimos 30 cm do amostrador, desprezando-se a cravação dos primeiros 15 cm (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2001).

Acerca de operação de amostragem SPT, de acordo com o item 6.3.1 da NBR 6484:2001, “deve ser coletada, para exame posterior, uma parte representativa do solo colhido pelo trado-concha durante a perfuração, até 1 m de profundidade”. E com base no item 6.3.2 da referida NBR, “a cada metro perfurado, a partir de 1 m de profundidade, devem ser colhidas amostras dos solos por meio do amostrador-padrão, com execução de SPT” (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2001, p. 12).

2.1.2.6 Evitando falhas

Não seguir a ABNT NBR 6484 é a causa mais comum de problemas encontrados na sondagem do solo. Equipamentos malconservados e operadores sem treinamento adequado também têm potencial de invalidar uma campanha de sondagens (MAPA DA OBRA, 2016).

No processo de contratação de uma empresa para execução do trabalho, devem ser verificados se os métodos de trabalho da mesma, condizem com a respectiva norma. Optar pela que tem menor preço pode ser um erro (MAPA DA OBRA, 2016).

Outra falha comum tem relação com equívocos no momento de determinar a cota topográfica da boca do furo de sondagem. Todas as medidas de profundidade têm como referência essa informação e, se o dado estiver errado, poderá resultar em consequências negativas para toda a obra, como necessidade de reforço na fundação e estrutura, atrasos no cronograma, recalques e rupturas (MAPA DA OBRA, 2016).

2.1.2.7 Correções

Depois de iniciada a execução da obra, é importante destacar que:

[...] ainda é possível remediar problemas na fundação causados por falhas de sondagem do solo. Porém, essa correção exige um investimento bastante significativo. Para as construtoras, é mais interessante encaminhar parte de sua verba para uma sondagem bem feita do que ter que gastar quantias muito maiores no futuro (MAPA DA OBRA, 2016).

2.1.2.8 Peso específico do solo

“Se não houver ensaio de laboratório, podemos adotar o peso específico efetivo do solo a partir de valores aproximados das Tabelas [2 e 3] em função da consistência da argila e da compactidade da areia” (CINTRA; AOKI, 2010, p. 36).

Tabela 2 - Peso específico de solos argilosos

N_{SPT}	Consistência	γ(kN/m³)
≤ 2	Muito mole	13
3 - 5	Mole	15
6 - 10	Média	17
11 - 19	Rija	19
≥ 20	Dura	21

Fonte: Godoy (1972) *apud* Cintra e Aoki (2010, p. 36).

Tabela 3 - Peso específico de solos arenosos

N_{SPT}	Compactidade	γ(kN/m³)		
		Areia seca	Areia úmida	Areia saturada
< 5	Fofa			
5 - 8	Pouco compacta	16	18	19
9 - 18	Medianamente compacta	17	19	20
19 a 40	Compacta	18	20	21
> 40	Muito compacta			

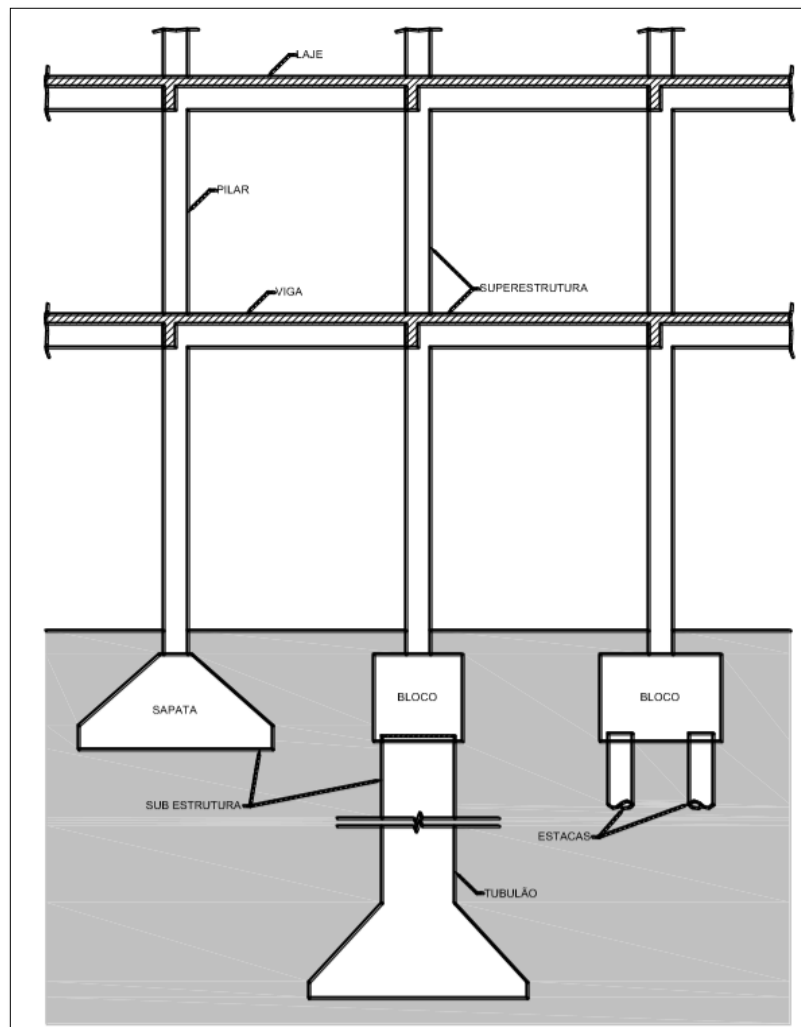
Fonte: Godoy (1972) *apud* Cintra e Aoki (2010, p. 36).

2.2 FUNDAÇÕES

Após definir as dimensões da superestrutura, as posições das edificações limítrofes do local da obra, e encontrar carga vertical atuante que cada pilar irá receber, com o conhecimento dos parâmetros do solo, da intensidade das ações, ainda é relatado que é necessário escolher o tipo de fundação adequada e necessária disponível que consiga resistir às forças atuantes (BASTOS, 2019).

A fundação, com elementos exemplificados por meio da Figura 6, é aquele que recebe a carga da superestrutura (parte visível de casas e edifícios) e a descarrega na parte resistente do solo (subsolo) (BASTOS, 2019).

Figura 6 – Exemplos de elementos de fundação



Fonte: Bastos (2019, p. 1).

2.2.1 Tipos de fundações

Existem dois tipos de fundações: superficiais (ou rasas ou diretas) e profundas (ou indiretas ou diretas/indiretas (tubulões) (BASTOS, 2019).

2.2.1.1 Fundações Rasas

A fundação rasa (sapata) não exige utilização de grandes equipamentos e também possui profundidade máxima de três metros (CONSTRUFACILRJ, 2014).

Conforme NBR 6122:2010, item 3.1, a carga pontual do pilar é transmitida ao terreno, predominantemente por pressões distribuídas sob a base das sapatas de forma que o solo possa suportá-la (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2010). Para ultrapassar essa profundidade ganha o nome de fundação profunda.

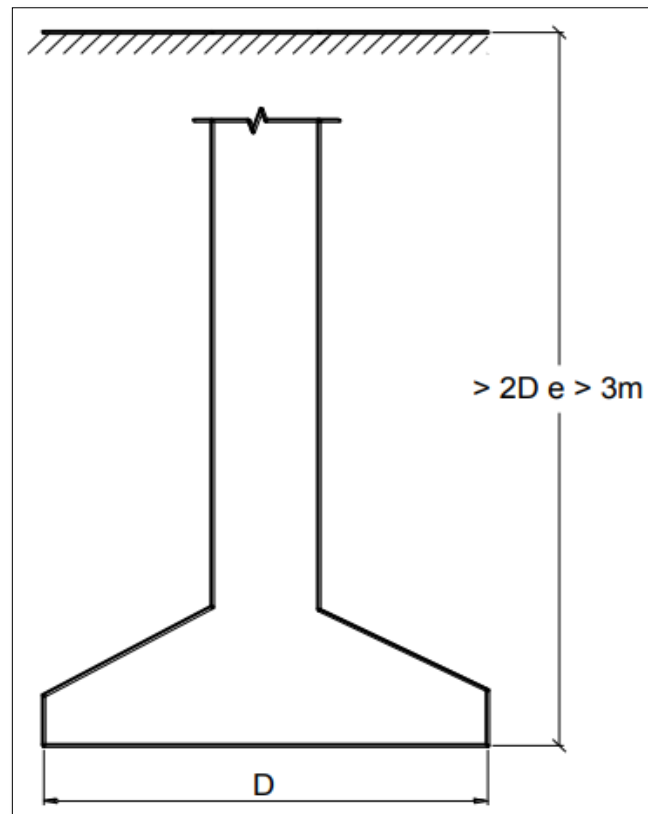
2.2.1.2 Fundações Profundas

Quando o solo superficial não suportar a carga do projeto para construção de sapatas, ou existindo outro impedimento, será necessário utilizar camadas mais profundas no solo (VELLOSO; LOPES, 2010).

O termo fundação profunda, que possui condição geométrica conforme exemplificada na Figura 7, está bem definido na ABNT NBR 6122:2010, item 3.7, como:

Elemento de fundação que transmite a carga ao terreno ou pela base (resistência de ponta) ou por sua superfície lateral (resistência de fuste) ou por uma combinação das duas, devendo sua ponta ou base estar assente em profundidade superior ao dobro de sua menor dimensão em planta, e no mínimo 3,0 m. Neste tipo de fundação incluem-se as estacas e os tubulões (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2010, p.3).

Figura 7 - Condição geométrica para a fundação profunda



Fonte: Bastos (2019, p. 2).

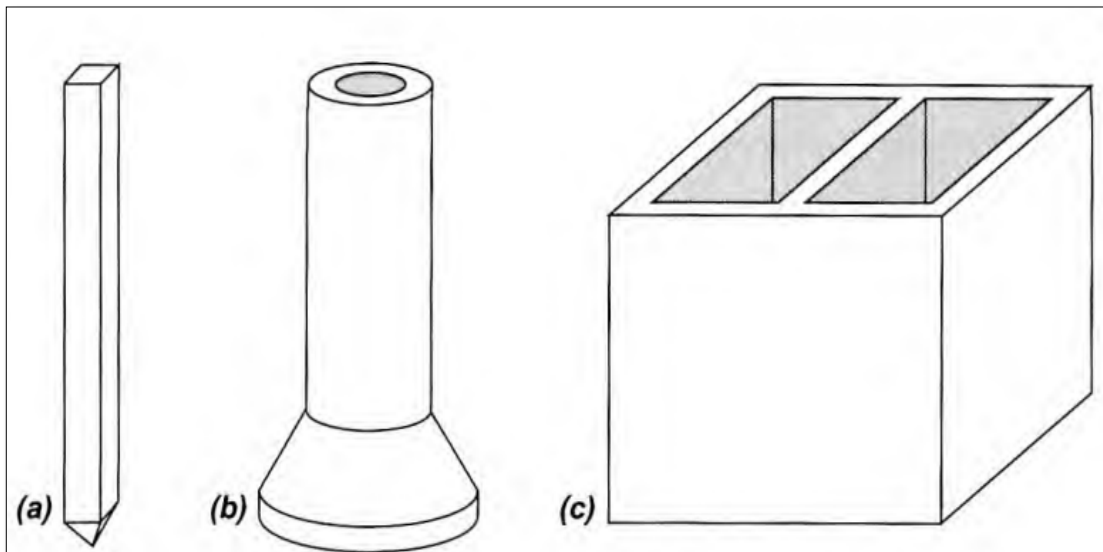
A respeito das fundações profundas, separa-se em três grupos: estaca, tubulão, caixão, conforme exemplificadas na Figura 8 (VELLOSO; LOPES, 2010, p.12).

A estaca é um elemento da fundação executado por ferramentas ou equipamentos, sem a descida de pessoas. Lembrando que esta execução pode ser por cravação ou escavação ou, ainda, mista (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2010).

O tubulão é escavado no terreno no formato cilíndrico. Pelo menos a sua fase final de execução requer a descida de operário. Deve ser destacado o fato de que o tubulão não difere da estaca pelas dimensões, e sim pelo processo executivo que envolve a descida de pessoas (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2010; VELLOSO; LOPES, 2010).

Já o caixão é um “elemento de fundação profunda de forma prismática, concretado na superfície e instalado por escavação interna (tipo não citado na norma NBR 6122:2010)” (VELLOSO; LOPES, 2010, p. 12).

Figura 8 – Principais tipos de fundações profundas: (a) estaca, (b) tubulão e (c) caixão



Fonte: Velloso e Lopes (2010, p. 13).

2.2.1.2.1 Estacas

As estacas são classificadas a partir de diferentes critérios, conforme Tabela 4. Com base no material, elas podem ser: de madeira, concreto, aço e mistas. Já de acordo com o processo executivo, completa Velloso e Lopes (2010) a classificação é baseada com o efeito no solo (ou tipo de deslocamento) causado pela execução, podendo ser: de deslocamento ou de substituição, até mesmo sem deslocamento.

- a) "de deslocamento", onde estariam as estacas cravadas em geral, uma vez que o solo no espaço que a estaca vai ocupar é deslocado (horizontalmente), e
 - b) "de substituição", onde estariam as estacas escavadas em geral, uma vez que o solo no espaço que a estaca vai ocupar é removido, causando algum nível de redução nas tensões horizontais geostáticas.
- Em alguns processos de estacas escavadas, em que não ha praticamente remoção de solo e/ou, na ocasião da concretagem, são tomadas medidas para restabelecer as tensões geostáticas (ao menos parcialmente), estas estacas podem ser classificadas numa categoria intermediária, que chamamos de "sem deslocamento" (VELLOSO; LOPES, 2010, p. 181).

Cabe o destaque com relação à terminologia, esta que “segue a norma inglesa de fundações (Code of Practice CP 2004:1972) que classifica as estacas em dois grandes grupos: *displacement piles* e *replacement piles*” (VELLOSO; LOPES, 2010, p. 181).

Tabela 4 - Estacas: tipo de execução

Tipo de execução		Estacas
De deslocamento	Grande	Madeira
		Pré-moldadas de concreto
		Tubos de aço de ponta fechada
		Tipo Franki
		Microestacas injetadas
	Pequeno	Perfis de aço
		Tubos de aço de ponta aberta (desde que não haja embuchamento na cravação)
		Estacas hélice especiais (“estacas hélice de deslocamento”)
Sem deslocamento	Escavadas com revestimento metálico perdido que avança à frente da escavação	
	Estacas raiz	
De substituição	Escavadas sem revestimento ou com uso de lama	
	Tipo Strauss	
	Estacas hélice contínua em geral	

Fonte: Velloso e Lopes (2010, p. 182) (adaptado).

Ressalta Marangon:

Em qualquer situação, o tipo de estaca escolhido e o método de projeto utilizado serão influenciados pelos fatores que determinam a decisão de usar estacas, em primeiro lugar. Há numerosos tipos de estacas, protegidos por patentes ou não. Considerando fatores técnicos, a escolha se reduz a dois ou três tipos e a escolha final é feita em geral com base no custo total, embora a reputação de um empreiteiro de estanqueidade pode ser um fator decisivo na escolha (MARANGON, 2018, 126).

2.2.2 Distância entre eixos de estacas

É necessário haver um espaçamento mínimo entre estacas. Segundo o item 22.5.1 da norma NBR 6118:2003, o valor de espaçamento entre eixos de estacas deve ser entre 2,5 a 3 vezes o diâmetro da estaca. Já a norma atualizada NBR 6118:2014 não cita o espaçamento (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003, 2014).

A respeito disso:

Calavera (1991) sugere valores de separação mínima entre estacas de 2 vezes a 3 vezes o seu diâmetro. [...] Montoya (2000) indica que deve ser adotado para espaçamento entre estacas o menor valor entre 2 vezes o diâmetro da estaca, 75 cm ou 1,75 vez a diagonal (no caso de blocos quadrados) (MUNHOZ, 2004, p. 24-25).

Ainda, outros autores “adotam o espaçamento mínimo entre eixos [...] da ordem de 2,5 vezes o diâmetro no caso de estacas pré-moldadas e 3,0 vezes para estacas moldadas *in loco*, para ambos os casos esse valor não deve ser inferior a 60 cm” (OLIVEIRA, 2009, p. 105; ANDRZEJEWSKI, 2015).

Acerca da carga admissível de acordo com o tipo de estaca, tipo/dimensão, peso/metro, carga máxima, exemplificações podem ser visualizadas na Tabela 5.

Tabela 5 - Carga admissível (carga de catálogo)

Tipo de Estaca	Tipo/Dimensão	Peso/metro (kgf/m)	Carga máx. (KN)
Trilhos usados $\sigma \approx 80$ Mpa (verificar grau de desgaste e alinhamento do trilho)	TR25	24,6	200
	TR32	32,0	250
	TR37	37,1	300
	TR45	44,6	350
	TR50	50,3	400
	2TR32	64,0	500
	2TR37	74,2	600
	3TR32	96,0	750
	3TR37	111,3	900
Perfis I e H – aço A36 Descontados 1,5 mm para corrosão e aplicada $\sigma \approx 120$ Mpa	18" (203 mm)	27,3	300
	110" (254mm)	37,7	400
	112" (305mm)	60,6	600
	2110"	75,4	800
	2112"	121,2	1200
	H6" (152mm)	37,1	400
Perfis H – aço A572 Descontados 1,5mm e aplicada $\sigma \approx 175$ Mpa	H 200mm	46,1	700
	H 200mm	59,0	1000
	H 250mm	73,0	1200
	H 310mm	93,0	1500
	H 310mm	117,0	2000

σ = tensão de trabalho (adotada como 0,5 f_{yk} para peças novas)

Fonte: Velloso e Lopes (2010, p. 193) (adaptado) (adaptado).

Considerando a classe do solo e espessura de sacrifício em milímetros (mm), para efeito de dispensabilidade de tratamento especial para durabilidade das estacas metálicas se descontadas as espessuras especificadas, exemplificações podem ser visualizadas na Tabela 6.

Tabela 6 – Dispensabilidade de tratamento especial para durabilidade das estacas metálicas se descontadas as espessuras

Classe do solo (mm)	Espessura de sacrifício
Solos naturais e aterros controlados	1,0
Argila orgânica	1,5
Solos turfosos	3,0
Aterros não controlados	2,0
Solos contaminados*	3,2

*Solos agressivos deverão ser estudados especificamente

Fonte: Velloso e Lopes (2010, p. 197).

Tratando de dimensões, cargas de trabalho, cargas máximas, considerando os tipos usuais de estacas e outras considerações, sendo feitas segundo Velloso e Lopes (2010) do ponto de vista estrutural, exemplificações podem ser visualizadas na Tabela 7, servindo somente para uma pré-seleção do tipo de estaca ou para efeito de anteprojeto. E na Tabela 8 podem ser vistas cargas de trabalho típicas dos diferentes tipos de estacas escavadas

Tabela 7 - Tipos usuais de estacas e suas cargas de trabalho (do ponto de vista estrutural)

Tipo de estaca	Dimensões (cm)	Carga Usual (kN)	Carga Máx. (kN)	Obs.
Pré-moldada vibrada, de concreto armado, quadrada maciça $\sigma = 6$ a 10 MPa	20x20	250*	400	Disponíveis até 8 m
	25x25	400*	600	
	30x30	550	900	
	35x35	750*	1200	
Pré-moldada vibrada, de concreto armado, circular com furo central $\sigma = 9$ a 12 MPa	Ø22	300	400	Disponíveis até 10 m. Furo central a partir do Ø29 cm
	Ø25	450	550	
	Ø29	600	750	
	Ø33	700	800	
Pré-moldada vibrada, de concreto protendido $\sigma = 10$ a 14 MPa	Ø20	300	350	Disponíveis até 12 m. Podem ter furo central
	Ø25	500	600	
	Ø33	800	900	
Pré-moldada centrifugada, de concreto armado $\sigma = 10$ a 14 MPa	Ø20	250	300	Disponíveis até 12m. Com furo central (ocas) e paredes de 6 a 12 cm.
	Ø26	400	500	
	Ø33	600	750	
	Ø42	900	1150	
	Ø50	1300	1600	
Ø60	1700	2100		

Nota: σ = tensão de trabalho no concreto;

*obras sem controle de cravação por ensaios estáticos ou dinâmicos.

Fonte: Velloso e Lopes (2010, p. 201).

Tabela 8 – Cargas de trabalho típicas dos diferentes tipos de estacas escavadas

Tipo de Estaca	Dimensão (cm)	Carga Usual (KN)	Carga Máx. (kN)	Obs.
Escavadas Circulares sem revestimento ou fluido estabilizante $\sigma = 3$ a 5 MPa	Ø 20*	100	120	*= “estaca broca” Não são indicadas abaixo do NA.
	Ø 25*	150	200	
	Ø 30*	200	250	
	Ø 60	1000	1400	
Strauss $\sigma = 3$ a 4 MPa	Ø 25	150	200	Não são indicadas na ocorrência de argilas muito moles e abaixo do NA.
	Ø 32	250	350	
	Ø 38	350	450	
	Ø 45	500	650	
Escavadas com revestimento ou com fluido estabilizante $\sigma = 3$ a 5 MPa	Ø 60	1100	1400	Escavação estabilizada com fluido (lama) ou camisa de aço **=”estaca-diafragma ou barrete” (escavação estabilizada com fluido)
	Ø 80	2000	2500	
	Ø 100	3100	3900	
	Ø 120	4500	5600	
	40 x 250**	4000	5000	
	60 x 250**	6000	7500	
	80 x 250**	8000	10000	
100 x 250**	10000	12500		
Estacas Hélice $\sigma = 5$ a 6 MPa	Ø 40	600	800	
	Ø 60	1400	1800	
	Ø 80	2500	3000	
	Ø 100	4000	4700	
Estacas Raiz $\sigma = 11$ a 12,5 MPa	Ø 17	250	300	diâm.acabado Ø 20 cm
	Ø 22	400	500	diâm.acabado Ø 25 cm
	Ø 27	600	700	diâm.acabado Ø 30 cm
	Ø 32	850	1000	diâm.acabado Ø 35 cm
	Ø 37	1200	1400	diâm.acabado Ø 40 cm

σ = tensão de trabalho

Fonte: NBR 6122:2010 *apud* Velloso e Lopes (2010, p. 205) (adaptado).

Levando em consideração as características dos pilões para a execução de estacas tipo Franki, a NBR 6122:2010 estabelece as relações entre diâmetro da estaca, massa e diâmetro do pilão, conforme se vê na Tabela 9.

Tabela 9 - Características dos pilões para a execução de estacas tipo Franki

Diâmetro da estaca (mm)	Massa mínima do pilão (t)	Diâmetro mín. do pilão (mm)
300	1,0	180
350	1,5	180
400	2,0	250
450	2,5	280
520	2,8	310
600	3,0	380
700	3,4	430

Fonte: NBR 6122:2010 *apud* Velloso e Lopes (2010, p. 208) (adaptado).

As principais características das estacas tipo Franki constam na Tabela 10.

Tabela 10 - Características das estacas tipo Franki

	Diâmetro da estaca (mm)						
	300	350	400	450	520	600	700
Volume de base (litros)							
Mínima	90	90	180	270	300	450	600
Normal	90	180	270	360	450	600	750
Usual	180	270	360	450	600	750	900
Especial	270	360	450	600	750	900	1050
Carga de trabalho a compressão (KN)							
Usual ($\sigma = 7$ Mpa)	450	650	850	1100	1500	1950	2600
Máxima	800	1200	1600	2000	2600	3100	4500
Carga de trabalho a tração (KN)	100	150	200	250	300	400	500
Força horizontal máxima (KN)	20	30	40	60	80	100	150

Fonte: Velloso e Lopes (2010, p. 209) (adaptado).

2.3 RECALQUE

2.3.1 Estimativa do recalque sob carga axial

Estudada a capacidade de carga da estaca, supôs-se a estaca se deslocando e mobilizando e ultrapassando a resistência do solo comenta, seja ao redor do fuste ou sob a base (VELLOSO; LOPES, 2010).

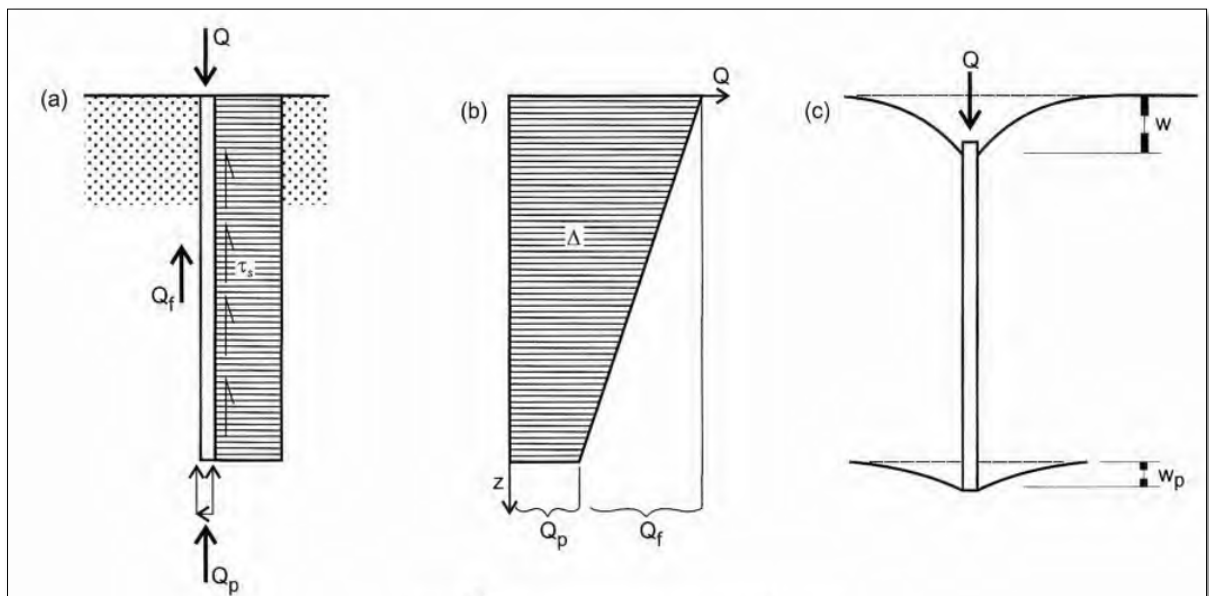
“Antes desse estágio (último ou de ruptura) – por exemplo, no nível das cargas de serviço –, a mobilização da resistência é parcial, e boa parte do solo que envolve a estaca está distante da ruptura” (VELLOSO; LOPES, 2010, p. 313).

O comportamento em uma estaca isolada – em especial, o seu recalque – neste estágio intermediário atual é o objeto deste trabalho. Embora se mencione apenas estacas, também valem para tubulões, os mecanismos e métodos descritos.

2.3.2 Mecanismo de transferência de carga e recalque

Para entender mais a fundo comportamento da estaca do início do seu carregamento até a ruptura, é necessário estudar mecanismos de transferência de carga da estaca para o solo, como estabelece a NBR 6122:2010, item 5.5, e pode ser entendido melhor com o auxílio da Figura 9 (VELLOSO; LOPES, 2010).

Figura 9 - Elementos do mecanismo de transferência de carga da estaca para o solo: (a) cargas e tensões na estaca; (b) curva carga-profundidade; (c) recalques no topo e na ponta



Fonte: Vesic, 1977 *apud* Velloso e Lopes (2010, p. 314) (adaptado).

No exemplo da Figura 9 (VELLOSO; LOPES, 2010), “a”, é aplicada uma carga pontual Q sobre a estaca causando uma ação e a reação do solo à estaca, que consiste em tensões cisalhantes no fuste (atrito lateral) e tensões normais na base. A resultante das tensões cisalhantes é a carga de fuste Q_f e a das tensões normais é a carga de base ou ponta Q_p (equilibrando a carga aplicada Q).

A Figura 9, “b”, mostra um diagrama de carga axial ao longo do fuste, com as componentes da reação do terreno.

A Figura 9, “c”, apresenta o deslocamento da estaca sob a carga Q , com o recalque da cabeça da estaca w e da base ou ponta W_p .

Algumas relações básicas podem ser estabelecidas:

$$w = w_p + \rho \quad (1)$$

onde ρ vale:

$$\rho = \int_0^L \frac{Q(z)}{AE_p} dz = \frac{1}{AE_p} \int_0^L Q(z) dz = \frac{\Delta}{AE_p} \quad (2)$$

“A primeira simplificação da expressão acima é válida quando a área da seção transversal A e o módulo de elasticidade do material da estaca E_p são constantes, e a segunda utiliza a área Δ do diagrama carga-profundidade (ver a Figura [acima, 9, “b”,])” (VELLOSO; LOPES, 2010, p. 313).

2.3.3 Classificação dos métodos de previsão de recalques

Tratando dos métodos de previsão de recalques, pode se dizer sobre os mesmos que:

[...] podem ser classificados de diferentes maneiras. Uma delas seria – como no caso das fundações superficiais – separar métodos racionais de semiempíricos, os primeiros constituídos por soluções teoricamente corretas alimentadas por parâmetros que representam o comportamento tensão-deformação dos solos envolvidos, e os segundos constituídos por soluções adaptadas a correlações com ensaios de penetração (SPT e CPT) (VELLOSO; LOPES, 2010, p. 316).

Quantos aos métodos racionais, estes podem ser separados em: baseados em funções de transferência de carga; baseados na Teoria da Elasticidade; métodos numéricos (VELLOSO; LOPES, 2010, p. 316).

Atualmente, a respeito dos métodos baseados em funções de transferência de carga:

[...] são quase sempre utilizados em métodos computacionais e podem, portanto, ser agrupados com os métodos numéricos. Assim, os métodos de previsão de recalques serão separados em:

- métodos baseados na Teoria da Elasticidade;

- métodos numéricos (inclusive baseados em funções de transferência de carga);
- métodos semiempíricos (VELLOSO; LOPES, 2010, p. 316).

Ainda:

Quando disponíveis, serão reproduzidas as sugestões dos autores dos métodos quanto a parâmetros a serem utilizados. Quando for o caso, serão sugeridos parâmetros correlacionados a ensaios de penetração, com base na experiência dos autores (VELLOSO; LOPES, 2010, p. 316).

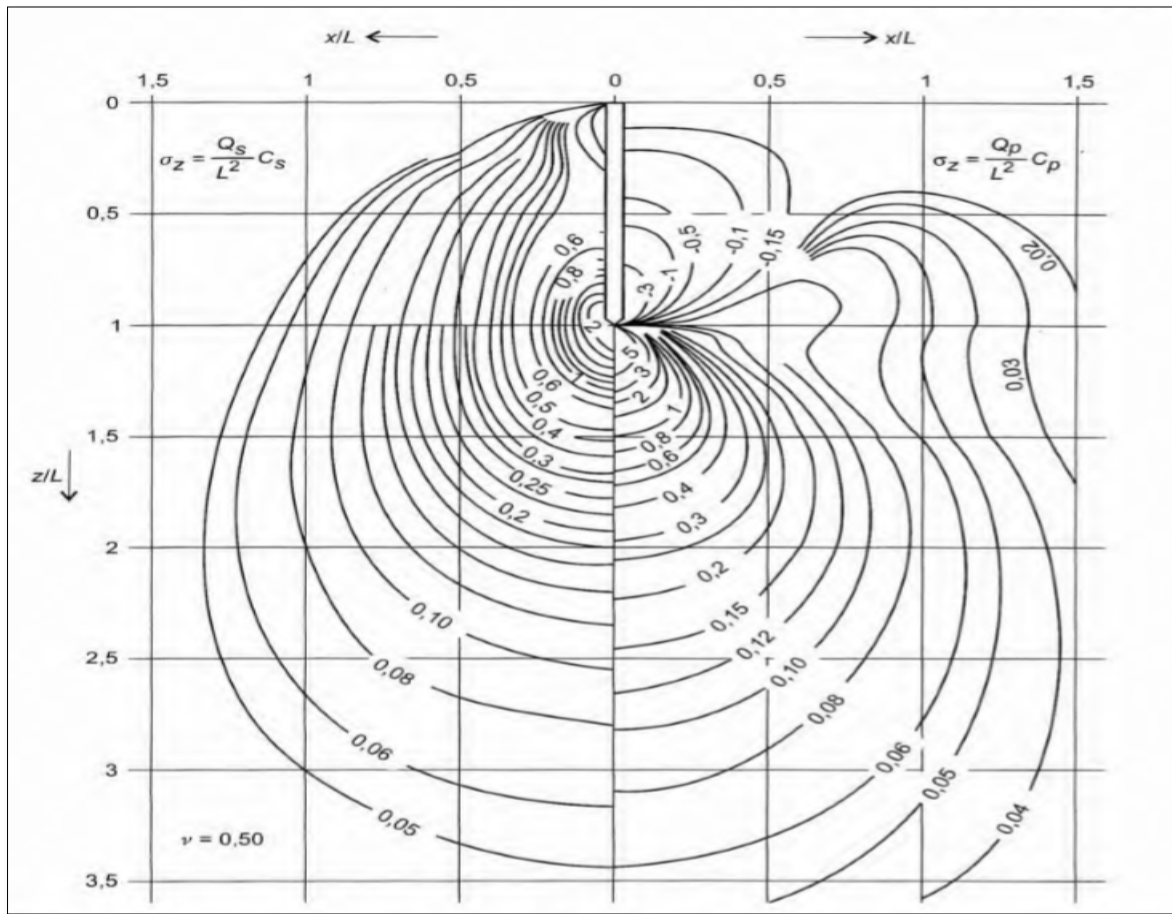
2.3.3.1 Métodos baseados na teoria da elasticidade

2.3.3.1.1 *Uso de soluções para acréscimo de tensões*

“Soluções pela Teoria da Elasticidade para o acréscimo de tensões no solo causado pelo carregamento de uma estaca foram obtidas por Martins (1945), apresentada na Figura [10], e por Geddes (1966)” (VELLOSO; LOPES, 2010, p. 316).

Lembre-se que “essas soluções fornecem os acréscimos de tensão em qualquer ponto na vizinhança da estaca devidos à carga de fuste e à de ponta” (VELLOSO; LOPES, 2010, p. 316).

Figura 10 – Solução para o cálculo do acréscimo de tensões no solo causado por uma estaca



Fonte: Martins (1945) *apud* Velloso e Lopes (2010, p. 317)

Os acréscimos de tensão, obtidos em pontos abaixo da ponta da estaca, podem ser combinados com as propriedades de deformação dos solos (abaixo da estaca), num cálculo indireto do recalque da ponta da estaca [...]. A esse recalque precisa ser somado o encurtamento elástico do fuste, [...] para se obter o recalque da cabeça da estaca. Tanto para uso na solução para o acréscimo de tensão como para o cálculo do encurtamento elástico do fuste, é necessário estimar as cargas transferidas pelo fuste e pela ponta no nível da carga de serviço (modo de transferência de carga) (VELLOSO; LOPES, 2010, p. 317).

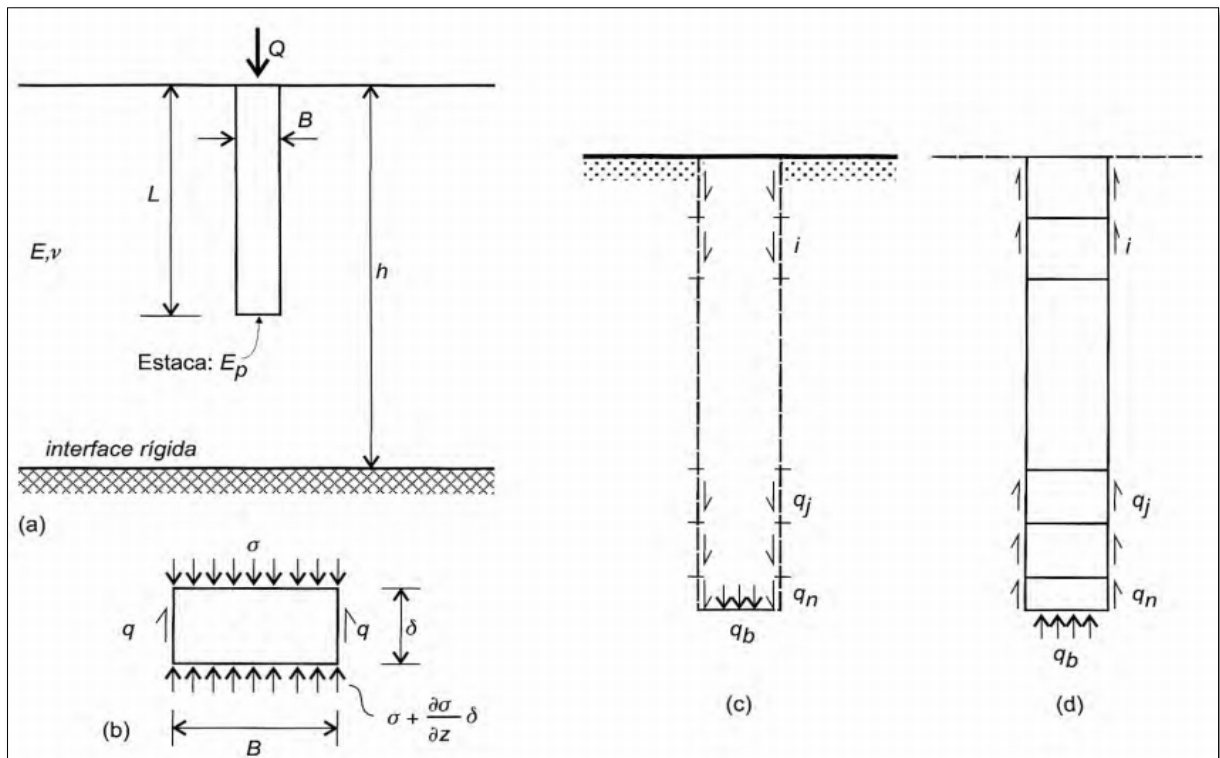
2.3.3.1.2 Contribuição de Poulos e Davis

Com base em Poulos e Davis, como modelo visto através da Figura 11:

[...] encontra-se um resumo de seus trabalhos (e de colaboradores) sobre o comportamento carga-recalque de estacas. [...] Utilizaram um processo numérico que emprega a solução de Mindlin (1936) para calcular a ação da estaca sobre o solo. As soluções desenvolvidas estão em forma de ábacos,

e seu modo de obtenção pode ser programado (POULOS; DAVIS, 1980 *apud* VELLOSO; LOPES, 2010, p. 317).

Figura 11 – Modelo de Poulos e Davis (1974): (a) o problema analisado; (b) o elemento de estaca; (c) a ação da estaca sobre o solo; (d) a ação do solo sobre a estaca



Fonte: Poulos e Davis (1974) *apud* Velloso e Lopes (2010, p. 318).

A princípio,

[...] obteve-se a solução para uma estaca incompressível em um meio elástico semi-infinito com coeficiente de Poisson igual a 0,5 onde, além dos termos definidos anteriormente, B é o diâmetro da estaca e I_0 é o fator de influência dado na [Figura 12, "a"] (função da razão entre o diâmetro da base da estaca, B_b , e o diâmetro da estaca) (VELLOSO; LOPES, 2010, p. 318).

$$w = \frac{Q I_0}{EB} \quad (3)$$

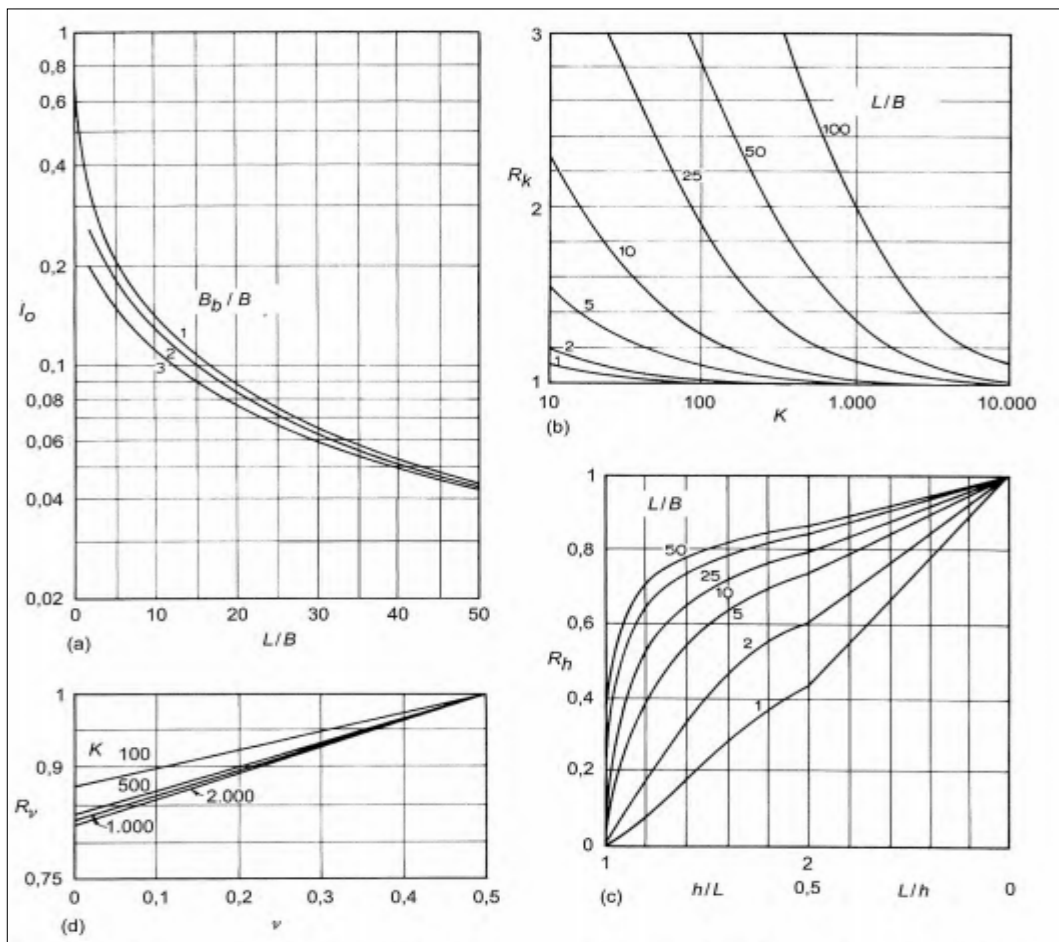
“Em seguida, foram obtidas soluções para estacas compressíveis, em solo de espessura finita e com ponta em material resistente, além de considerar diferentes valores para o coeficiente de Poisson. A fórmula geral para cálculo de recalques é” (VELLOSO; LOPES, 2010, p. 318):

$$w = \frac{Ql}{EB} \quad (4)$$

Sendo

$$I = I_0 R_k R_h R_v R_b \quad (5)$$

Figura 12 – Fatores para o cálculo de recalque de estacas: (a) fator I_0 ; (b) influência da compressibilidade da estaca; (c) da espessura (finita) do solo compressível; (d) do coeficiente de Poisson do solo



Fonte: Poulos e Davis (1974) *apud* Velloso e Lopes (2010, p. 319).

“O trabalho de Poulos e Davis (1980) também aborda a questão do deslizamento na interface estaca-solo, do meio heterogêneo e ainda a influência do bloco de coroamento” (VELLOSO; LOPES, 2010, p. 319).

2.3.3.1.3 Método de Randolph

Sobre o método de Randolph,

Randolph (1977) e Randolph Wroth (1978) estudaram o recalque de uma estaca isolada carregada verticalmente, inicialmente com as cargas transferidas pela base e pelo fuste separadamente e posteriormente juntando os dois efeitos para produzir uma solução aproximada (VELLOSO; LOPES, 2010, p. 320).

Tratando do modelo usado na análise (Figura 13, “a”),

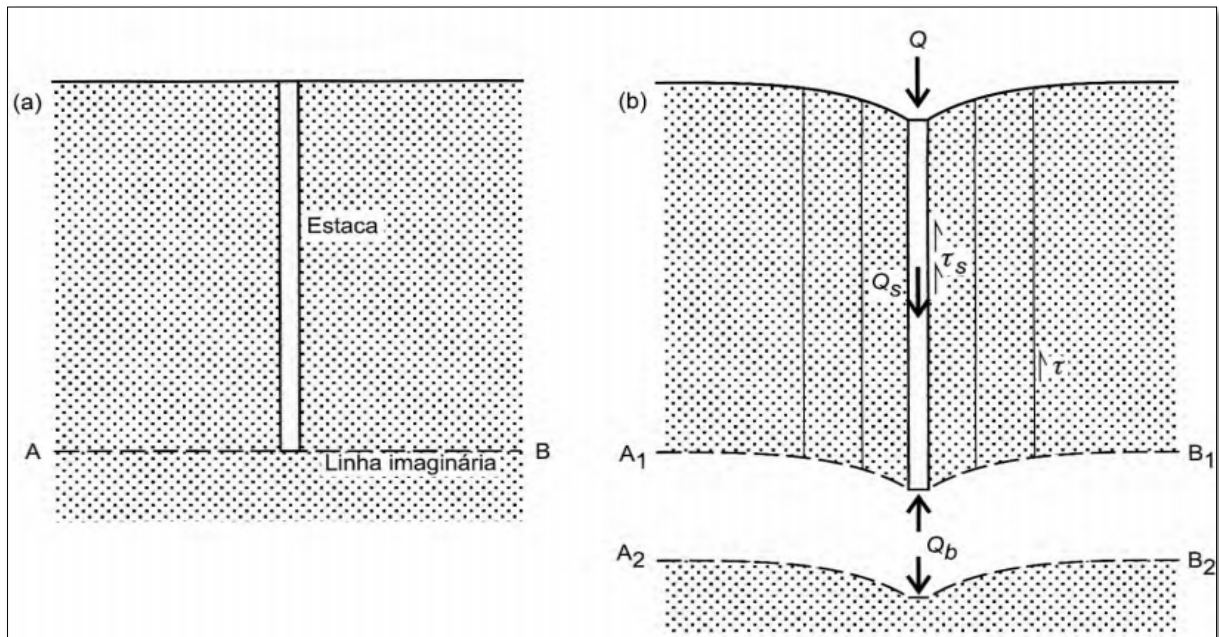
[Em que] o solo afetado pela estaca é dividido em duas camadas por um plano horizontal que passa pela base da estaca. É admitido que a camada superior se deforma exclusivamente devido a carga transferida pelo fuste, e a camada inferior, por sua vez, exclusivamente devido a carga transferida pela base. A [Figura 13, “b”] mostra os modos de deformação admitidos para a parte superior e inferior da camada (VELLOSO; LOPES, 2010, p. 320-321).

(a) Interação entre o Fuste da Estaca e o Solo

u = deslocamento radial (horizontal);

w = deslocamento vertical.

Figura 13 – Camadas de solo superior e inferior e modos de deformação no modelo de Randolph (1977)



Fonte: Randolph (1977) *apud* Velloso e Lopes (2010, p. 322).

A Equação (6) fornece a relação entre recalque (devido à carga de fuste) e tensão cisalhante na interface solo-estaca. Para uma estaca rígida, o recalque é constante ao longo do comprimento, assim como o atrito lateral (VELLOSO; LOPES, 2010, p. 320-321).

$$w_s = \int_{r_0}^{r_m} \gamma dr = \int_{r_0}^{r_m} \frac{\tau_s}{G} \frac{r_0}{r} dr = \frac{\tau_s r_0}{G} \zeta \quad (6)$$

(b) Interação entre a base da estaca e o solo

Sobre isso,

Com o recalque medido no topo da estaca sob carga de trabalho, e ao arbitrar-se um valor para v em função da compacidade do solo, foi possível obter o valor de G (por retroanálise) e daí n . A metodologia adotada na retroanálise foi desenvolvida por Oliveira (1991) e aplicada por Benegas (1993) às provas de carga do Banco de Dados [...] (VELLOSO; LOPES, 2010, p. 325).

2.3.3.2 Métodos Numéricos

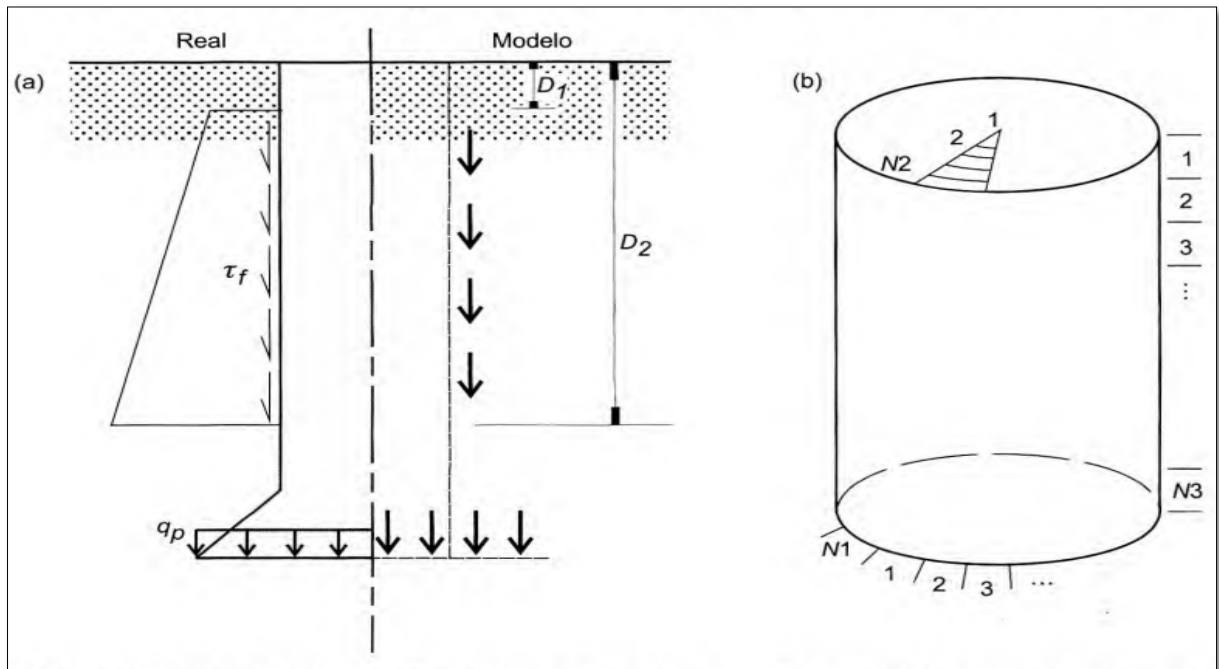
2.3.3.2.1 Método de Aoki e Lopes

Esse método “[...] é aplicável em qualquer ponto no interior de um meio caracterizado como elástico [...]” (ANDRZEJEWSKI, 2015, p. 67).

O método de Aoki e Lopes (1975):

[...] fornece o recalque e as tensões causados por uma estaca ou um conjunto de estacas. No método, é feita a substituição das tensões transmitidas pela estaca ao terreno, tanto por fuste como por base, por um conjunto de cargas concentradas, cujos efeitos serão superpostos no ponto em estudo (Figura 14). As estacas podem ser cilíndricas ou prismáticas (VELLOSO; LOPES, 2010, p. 326).

Figura 14 – Método Aoki e Lopes (1975): (a) estaca (ou tubulão) real e sua modelagem; (b) modo divisão da superfície do fuste e da base



Fonte: Aoki e Lopes (1975) *apud* Velloso e Lopes (2010, p. 326).

Ainda conforme Velloso e Lopes (2010, p. 326), “ao supor a base dividida em $N1 \times N2$ cargas concentradas e o fuste em $N1 \times N3$ cargas, tem-se”:

$$w = \sum_{i=1}^{N1} \sum_{j=1}^{N2} w_{i,j} + \sum_{i=1}^{N1} \sum_{k=1}^{N3} W_{i,k} \quad (7)$$

“onde $w_{i,j}$ são os recalques induzidos pelas forças concentradas devidas à carga na base e $W_{i,k}$ são os recalques induzidos pelas forças equivalentes ao atrito lateral (carga de fuste)” (VELLOSO; LOPES, 2010, p. 326).

O mesmo vale para as tensões:

$$\{\sigma\} = \sum_{i=1}^{N1} \sum_{j=1}^{N2} \{\sigma\}_{i,j} + \sum_{i=1}^{N1} \sum_{k=1}^{N3} \{\sigma\}_{i,k} \quad (8)$$

Os efeitos das cargas concentradas (tanto recalque como tensões) são calculados com as equações de Mindlin, e a substituição das tensões transmitidas pela estaca por um conjunto de cargas concentradas é feita por um conjunto de equações fornecidas por Aoki e Lopes. A substituição das tensões transmitidas pela estaca por cargas concentradas, o cálculo dos efeitos dessas cargas e a superposição dos efeitos podem ser feitos com um programa simples de computador. Como ponto de partida Velloso e Lopes (2010) escreve, o método requer o modo de transferência de carga. Conforme

o item [2.3.2], a capacidade de carga de fuste é utilizada primeiro, e uma aproximação, feita na definição do modo de transferência de carga para o método, consiste em supor que, sob a carga de serviço, toda a capacidade de carga do fuste é utilizada e apenas a parcela que falta para a carga de trabalho vai para a ponta. Assim, pode-se calcular a capacidade de carga por um método qualquer (p. ex., Aoki e Velloso, 1975) e tomar a capacidade de carga lateral como carga transferida pelo fuste, aproveitando, inclusive, a distribuição do atrito lateral com a profundidade; daí supõe-se que a carga restante é transferida pela base. Para a estimativa do recalque do topo de uma estaca, deve-se utilizar o método para prever o recalque da ponta da estaca e a ele somar o encurtamento elástico do fuste (VELLOSO; LOPES, 2010, p. 326-327).

2.3.3.2 Encurtamento elástico

Considerando a previsão do encurtamento elástico do fuste,

[...] podem ser adotados os valores de Módulo de Young dos materiais das estacas sugeridos na [Tabela 11]. Os módulos das estacas pré-moldadas concreto foram estimados com f_{ck} entre 15 e 25 MPa e as taxas usuais de armadura, o que leva a E_p entre 2,5 e 3,5 10^7 kPa (GOMES, 1999 *apud* VELLOSO; LOPES, 2010, p. 327).

Tabela 11 – Valores típicos de E_p

Tipo de estaca	E_p (Mpa)
Metálica (aço)	210 000
Pré-moldada vibrada	25 000
Pré-moldada centrifugada	30 000
Franki	22 000
Escavada	20 000

Fonte: Velloso e Lopes (2010, p. 327) (adaptado).

Segundo Velloso e Lopes (2010, p. 327), “as correlações obtidas para o método de Randolph, [...] foram testadas com sucesso no método Aoki-Lopes, com a devida conversão de G para E, com”:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (9)$$

Ainda:

Com a avaliação do modo de transferência de carga descrita acima, o método foi utilizado num concurso internacional de interpretação de provas de carga, promovido pela Sociedade Japonesa de Geotecnia, por ocasião do 12º Congresso Internacional de Mecânica dos Solos, em 1989. Os dados das

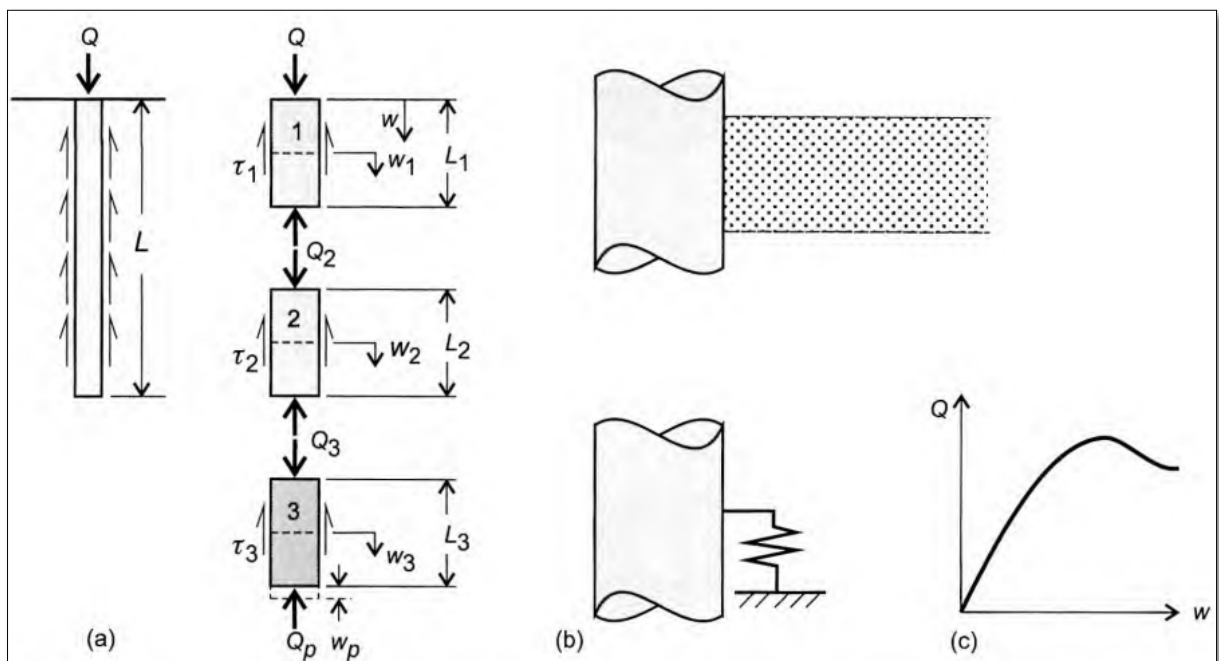
estacas e do terreno foram fornecidos previamente aos interessados e os resultados das provas de carga só foram divulgados no Congresso. A previsão do método, combinada com a previsão de capacidade de carga pelo método Aoki-Velloso, foi a vencedora (Aoki, 1989) (VELLOSO; LOPES, 2010, p. 327).

2.3.3.2.3 Funções de Transferência

Com base em Velloso e Lopes (2010, p. 328):

Alguns métodos propõem substituir a ação do solo sobre a estaca por uma função chamada função de transferência ([Figura 15]). Os primeiros trabalhos sobre estas funções foram de Reese e colaboradores (p. ex., Coyle e Reese, 1966). Cambefort (1964) também propôs funções de transferência, utilizadas no Brasil por Massad (1991).

Figura 15 – Função de transferência de carga: (a) divisão da estaca em elementos; (b) fatia de solo e modelo que a substitui; (c) resposta da mola que constitui o modelo



Fonte: Velloso e Lopes (2010, p. 328).

Inicialmente utilizadas em cálculo manual, as funções de transferência foram empregadas em métodos numéricos que são hoje parte do Método dos Elementos Finitos. Nesse caso, elementos unidimensionais representam a estaca, e molas não lineares, com comportamento definido por uma das funções de transferência, representam o solo (p. ex., Carvalho, 1996) (VELLOSO; LOPES, 2010, p. 328).

2.3.3.2.4 Método dos Elementos Finitos

Acerca do Método dos Elementos Finitos:

[...]é usualmente empregado em programas comerciais. São mais facilmente encontrados programas para análise linear bi e tridimensional de estruturas, com elementos unidimensionais (elementos de viga), bidimensionais (planos) e tridimensionais (sólidos), com a possibilidade de apoio elástico (molas). São também encontrados programas especializados para problemas geotécnicos, com modelos próprios para os solos, como o *modelo hiperbólico* e o *Cam-Clay*. Para um estudo do MEF, sugerem-se livros a respeito, como os de Brebbia e Ferrante (1975), e Zienkiewicz e Taylor (1991) (VELLOSO; LOPES, 2010, p. 328).

2.3.3.3 Métodos Semiempíricos

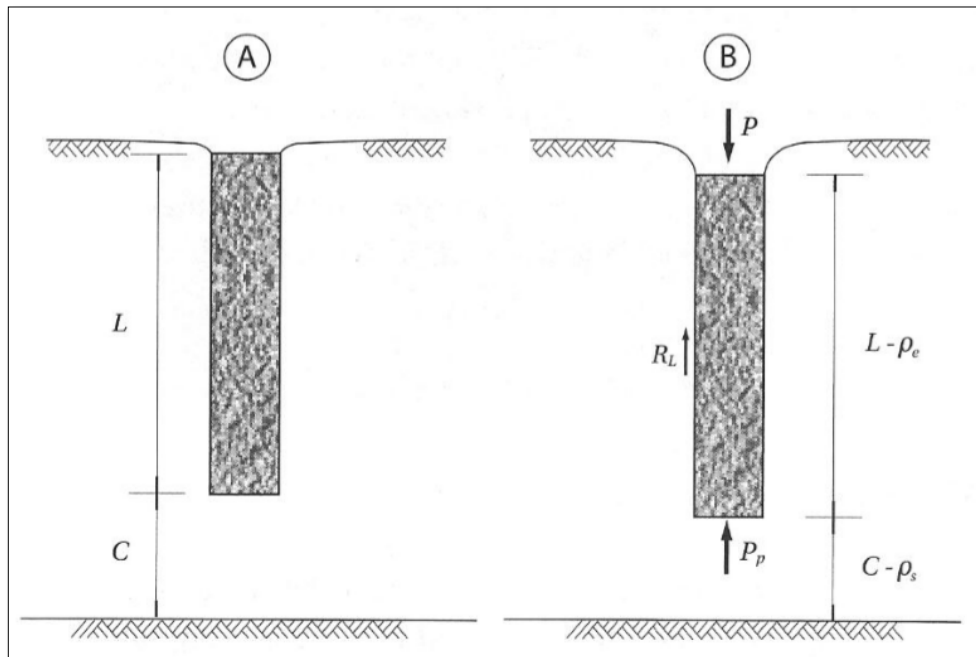
Os Métodos Semiempíricos, caracterizados por Menezes (2018), utilizam correlações com ensaios de campo para determinar o recalque. Geralmente essas correlações são elaboradas a partir de resultados do SPT, como os métodos a seguir.

2.3.3.3.1 Método de Aoki (1979, 1984)

Sobre o método proposto por Aoki (1979):

[...] o recalque é estimado segundo as equações de Mindlin (1936). Esse método pode ser aplicado em qualquer ponto ao longo da estaca, desde que a camada de solo adjacente à estaca seja homogêneo, isotrópico, elástico-linear e semi-infinito. O recalque em qualquer ponto é obtido através do princípio das superposições dos efeitos, onde os valores das contribuições das cargas pontuais podem ser somados até o respectivo ponto. Na Figura [16] são definidos os parâmetros geométricos utilizados no cálculo do recalque de estacas da solução de Aoki (1979). Onde C é a distância da base à superfície indeslocável, w_e é o encurtamento elástico e w_s é o recalque da base (AOKI, 1979 *apud* MENEZES, 2018, p. 37-38).

Figura 16 – Parcelas de recalque da estaca: (A) estaca sem carregamento e sem recalque; (B) recalque após o carregamento na estaca



Fonte: Cintra e Aoki (2010, p. 53).

$$\rho = \rho_e + \rho_s \quad (10)$$

Tratando do encurtamento elástico da estaca, a metodologia adaptada de Aoki (1979) supõe uma estaca “[...] cilíndrica, maciça, de concreto, e atravessando camadas distintas de solo (por exemplo, três), [considerando] [...] conhecida a capacidade de carga (R) desse elemento de fundação” (CINTRA; AOKI, 2010, p. 54).

$$R = R_p + R_L = R_p + (R_{L1} + R_{L2} + R_{L3}) \quad (11)$$

Admitindo

1ª) carga vertical \$P\$, sendo aplicada na cabeça da estaca, seja superior à resistência lateral (\$R_L\$), isto é, um valor intermediário entre resistência lateral e a capacidade de carga (\$R\$):

$$R_L < P < R \quad (12)$$

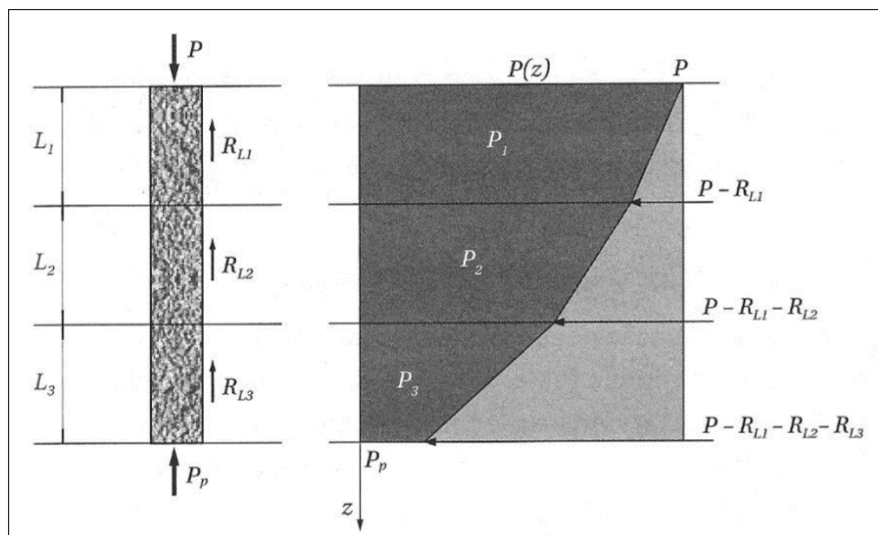
2ª.) todo o atrito lateral (\$R_L\$) esteja sendo mobilizado

3ª.) a reação mobilizada na ponta (P_p), que é inferior à resistência de ponta na ruptura (R_p), seja o suficiente para o equilíbrio das forças:

$$P_p = P - R_L < R_p \quad (13)$$

Examinando essa estaca, ao longo da profundidade (z), podemos observar a diminuição do esforço normal $P(z)$, de um valor máximo P (na cabeça da estaca) até um mínimo P_p (na base da estaca), por conta da transferência de carga que ocorre da estaca para o solo circundante, devido à resistência lateral que o solo oferece. Supondo linear a variação de $P(z)$ em cada segmento de estaca correspondente a uma camada de solo, podemos esboçar um diagrama simplificado para o esforço normal na estaca, tal como apresentado na [Figura 17], em que P_1 , P_2 e P_3 representam os valores médios do esforço normal nos segmentos de estaca, de comprimentos L_1 , L_2 e L_3 , respectivamente, de cima para baixo (CINTRA; AOKI, 2010, p. 55).

Figura 17 – Diagrama de esforço normal na estaca



Fonte: Cintra & Aoki (2010, p. 55).

Finalmente, aplicando a lei de Hooke, obtemos o encurtamento elástico da estaca Cintra & Aoki (2010).

$$\rho_e = \frac{1}{A.E_c} \cdot \sum(P_i \cdot L_i) \quad (14)$$

Em que A é a área da seção transversal do fuste da estaca e E_c o módulo de elasticidade do concreto, suposto constante.

Na ausência de valor específico de E_c , Cintra & Aoki (2010) sugerem usar os valores da Tabela 12:

Tabela 12 – Módulo de elasticidade do material da estaca

Estaca	Valores de E_e (GPa)
Escavada a seco Strauss	18
Estação Franki Hélice Contínua	21
Pré-moldada Aço	28 a 30 210
Madeira	10

Fonte: Cintra e Aoki (2010) (adaptado).

“No caso de um pilar de concreto com módulo de elasticidade E_c , altura L e seção transversal constante com área A , o diagrama de esforço normal é constante e igual a P , e o encurtamento elástico $P_p = PL/AE_c$ ” (CINTRA; AOKI, 2010, p. 56).

2.3.3.3.2 Recalque do solo

De acordo com Cintra e Aoki (2010, p. 56):

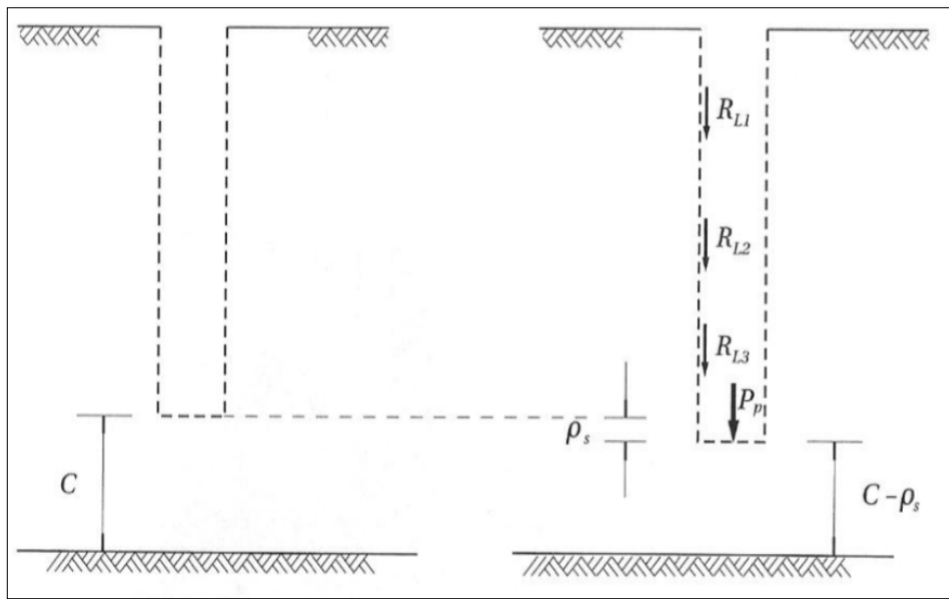
Pelo princípio da ação e reação, a estaca aplica cargas R_{Li} ao solo, ao longo do contato com o fuste, e transmite a carga P_p ao solo situado junto à sua base. Devido a esse carregamento, as camadas situadas entre a base da estaca e a superfície do indeslocável sofrem deformações que resultam no recalque (os) do solo e, portanto, da base da estaca, conforme esquematizado na Figura [18].

Com base em Vesic (1975 *apud* CINTRA; AOKI, 2010, p. 56), “esse deslocamento (ρ_s) pode ser subdividido em duas parcelas”:

$$\rho_s = \rho_{s,p} + \rho_{s,L} \quad (15)$$

Em que $\rho_{s,p}$ é o recalque devido à reação de ponta e $\rho_{s,L}$ é a parcela relativa à reação às cargas laterais (CINTRA; AOKI, 2010, p. 56).

Figura 18 – Recalque do solo

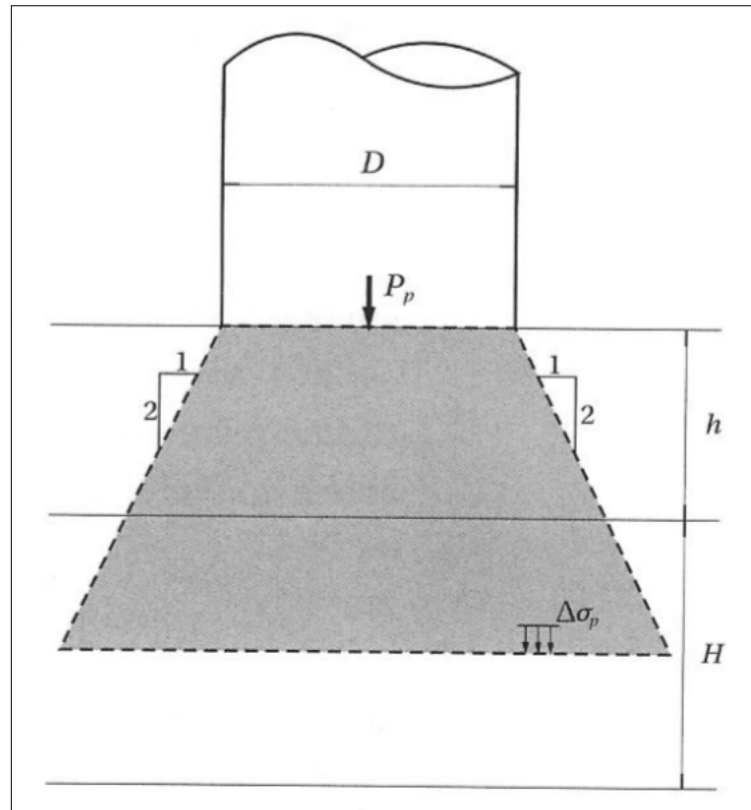


Fonte: Cintra e Aoki (2010, p. 57).

“Para deduzir uma expressão para a estimativa do recalque (p_s), vamos seguir a metodologia de Aoki (1984)” (CINTRA; AOKI, 2010, p. 57). Primeiro, estimar propagação de tensões devido à reação da ponta.

“Considera-se a força P_p , vertical para abaixo, aplicada ao solo, provocando um acréscimo de tensões numa camada subjacente qualquer, de espessura H , e que h seja a distância vertical do ponto de aplicação da força ao topo dessa camada, de acordo com a Figura [19]” (CINTRA; AOKI, 2010, p. 57).

Figura 19 – Propagação de tensões devido à reação de ponta



Fonte: Cintra e Aoki (2010, p. 57).

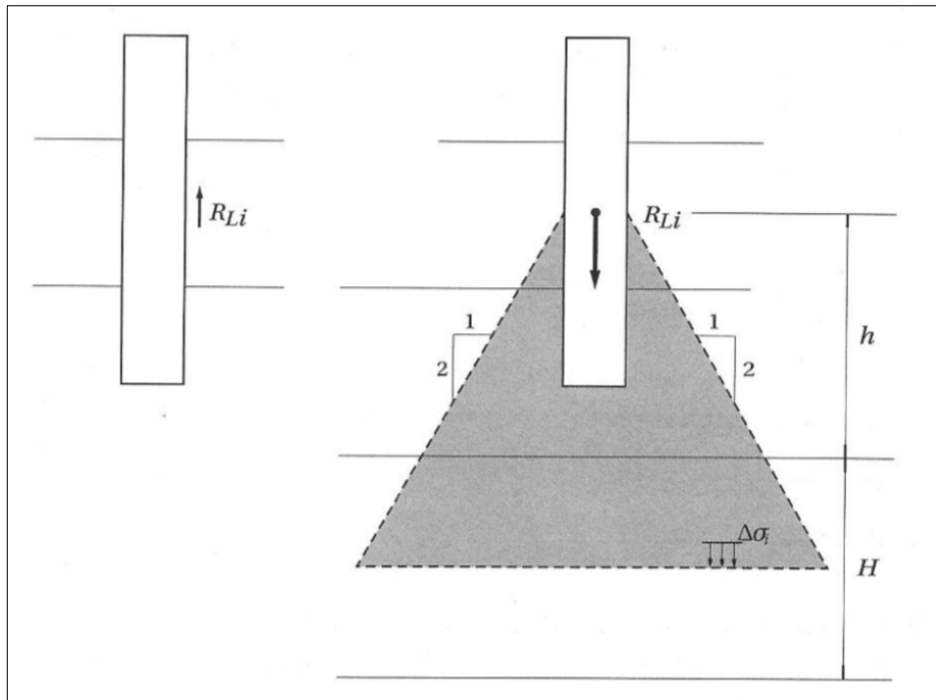
Supondo a propagação de tensões 1:2, o acréscimo de tensões na linha média dessa camada é dado pela expressão:

$$\Delta\sigma_p = \frac{4P_p}{\pi\left(D+h+\frac{H}{2}\right)^2} \quad (16)$$

em que \$D\$ é o diâmetro da base da estaca. Para uma base quadrada, teríamos uma expressão similar.

De igual maneira, “as reações às parcelas de resistência lateral constituem forças aplicadas pela estaca ao solo, verticais para baixo, as quais também provocam acréscimo de tensões naquela mesma camada” (ANDRZEJEWSKI, 2015). A Figura [20] ilustra essa condição para a força \$R_{Li}\$, relativa a um segmento intermediário da estaca, considerando seu ponto de aplicação como o centroide desse segmento.

Figura 20 – Propagação de tensões devido às cargas laterais



Fonte: Cintra e Aoki (2010, p. 58).

Nessas condições, a equação para o acréscimo de tensões devido à resistência lateral será:

$$\Delta\sigma_p = \frac{4R_{Li}}{\pi\left(D+h+\frac{H}{2}\right)^2} \quad (17)$$

em que D é o diâmetro do fuste da estaca (seção circular).

Assim, levando em conta todas as parcelas R_{Li} mais a força P_p , o acréscimo total de tensões ($\Delta\sigma$) na camada será dado por:

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma_p + \sum \Delta\sigma_i \quad (18)$$

Repetindo o procedimento, conseguiu-se estimar o acréscimo de tensões para cada uma das camadas que quiser considerar, da base da estaca até o indeslocável e finalmente, destacam Cintra e Aoki (2010) o recalque devido ao solo (p_s) pode ser estimado pela Teoria da Elasticidade Linear:

$$\rho_s = \sum \left(\frac{\Delta\sigma}{E_s} H \right) \quad (19)$$

Em que E_s é o módulo de deformabilidade da camada de solo, cujo valor pode ser obtido pela expressão a seguir, adaptada de Janbu (1963):

$$E_s = E_0 \left(\frac{\sigma_0 + \Delta\sigma}{\sigma_0} \right)^n \quad (20)$$

em que:

E_0 – módulo de deformabilidade do solo antes da execução da estaca (com valores de E_0 sugeridos por Aoki (1984) – Tabela 13);

σ_0 – tensão geostática no centro da camada;

n – expoente dependente da natureza do solo: sendo $n = 0,5$ para materiais granulares e $n = 0$ para argilas duras e rijas.

Tabela 13 – Valores de E_0 sugeridos Aoki (1984)

Estaca	Valores de E_0
Cravadas	6.k.N _{SPT}
Hélice contínua	4.k.N _{SPT}
Escavadas	3.k.N _{SPT}

Fonte: Cintra & Aoki (2010) (adaptado).

em que K é o coeficiente empírico do método Aoki-Velloso (1975), função do tipo de solo.

Acerca dos limites de recalque, “a orientação dada é seguir o tratamento dado por Terzaghi e Peck (1967), separando as fundações em areias [(ρ máx = 25 mm)] das fundações em argilas [(ρ máx = 40 mm)]” (SALES, [200-?]).

Cintra e Aoki (2010) são mais conservadores na prática de fundações, consideram os valores de Meyerhof (1976): 25 mm de recalque admissível para grupo de estacas em areia, e 50 mm para grupos em argila. No caso de estacas isoladas aplicam o fator de segurança de 1,5 que reduz o recalque para 15 mm em areia, ou 25 mm em argila.

Os valores acima para estruturas convencionais de aço ou concreto, não se aplicam em prédios em alvenaria portante, onde os critérios são mais rigorosos

2.4 UTILIZAÇÃO DE SOFTWARES NA ENGENHARIA CIVIL

No período de 23 a 25 de junho de 2015 ocorreu o 8º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia (SEFE8) citado por Alves (2016) como, um evento de previsões do comportamento carga-recalque de uma estaca executada em solo predominantemente arenoso. É o principal evento do Hemisfério Sul nas áreas de fundação e geotecnia, sendo repetido a cada 3 ou 4 anos, onde especialistas brasileiros e estrangeiros debatem os assuntos que mobilizam a atenção de profissionais dessas áreas na atualidade, apresentando novidades, trabalhos técnicos, propondo debates e tendências.

A respeito das previsões desse evento,

[...] utilizaram sondagens CPT, DMT e SPT realizadas no campo experimental de Araquari, em Santa Catarina. A estaca utilizada para o evento foi do tipo escavada com polímero, diâmetro de 100 cm e comprimento de 24 m. Foram recebidos pelo comitê organizador 73 previsões provenientes de 20 países, com estimativas do comportamento carga-recalque da estaca, da capacidade de carga total, lateral e de ponta e a distribuição de carga ao longo do fuste até a ruptura, definida pelo recalque de 100 mm ($w/D = 10\%$), com um resumo dos métodos e considerações. Quando comparados os dados das previsões aos resultados obtidos em campo pela prova de carga estática da estaca instrumentada. Alves (2016) relata que as previsões foram majoritariamente conservadoras e o ensaio mais utilizado para determinação dos parâmetros do solo foi o CPT, tanto no meio acadêmico quanto no prático. Diversas metodologias foram utilizadas, porém mesmo previsões que utilizaram o mesmo método apresentaram variabilidades nos resultados. Baixos valores de desvio na capacidade de carga total não significaram pequenos desvios de lateral e de ponta, mas uma combinação de desvios positivos e negativos desses (ALVES, 2016, p. 6).

Menezes (2018, p. 54) afirma:

[...] a maioria das estimativas subestimou a capacidade lateral e superestimou a de ponta. O método de Verbrugge (1981) foi utilizado em duas das cinco previsões com menores desvios de capacidade total. As curvas carga-recalque e carga-profundidade foram avaliadas quanto aos desvios médios absolutos e formatos, dados pela variância. As curvas carga-recalque com médias de até 10% utilizaram Elementos Finitos e o software UniPile, e o menor valor de variância utilizou Verbrugge (1981). As curvas carga-profundidade com médias de até 10% utilizaram Verbrugge (1981), Randolph e Wroth (1978) e Gwizdala e Steczniewski (2003), e o menor valor de variância utilizou o software UniPile.

Acerca do Software UniPile 4.0, Fernandes (2010, p. 33) destaca que “foi desenvolvido pelos engenheiros Bengt Fellenius e Pierre Goudreault, [...] permite o dimensionamento de estacas de acordo com o método unificado de Fellenius”.

O download pode ser feito através de um link na internet (<https://unipile.software.informer.com/>). Este software considera capacidade de carga, carga residual, recalque, atrito negativo e as tensões residuais a partir do SPT e CPT.

3 RESULTADOS

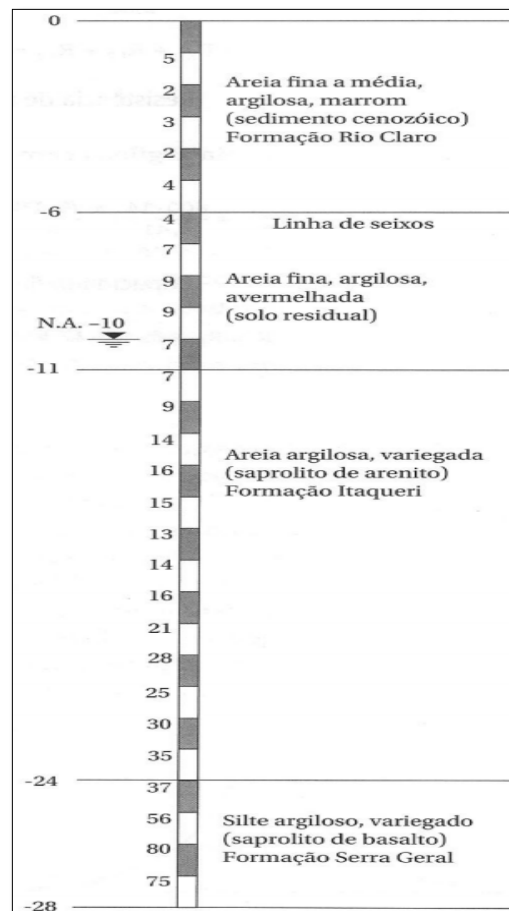
O software januario criado em 2019, será validado comparando os valores do software com o método teórico publicado, conforme segue abaixo. Existem base de dados com valores de recalques, para validação do software, mas o autor não obteve acesso as bases existentes.

3.1 EXERCÍCIOS RESOLVIDOS E PUBLICADOS

3.1.1 Exercício resolvido 1

Tem-se o seguinte enunciado e resolução, com base em Cintra e Aoki (2010, p. 37-38):

Considerando estacas pré-moldadas de concreto centrifugado, com diâmetro de 0,33m, carga de catálogo de 750 KN e comprimento de 12 m, cravadas em local cuja sondagem com N_{SPT} é representada na figura abaixo, com a ponta à cota -13m, fazer a previsão da capacidade de carga dessa fundação utilizando o método Aoki-Velloso (CINTRA, AOKI, 2010, p. 37).

Figura 21 – Perfil representativo com valores de N_{SPT}

Fonte: Cintra e Aoki (2010, p. 37).

- Fatores de correção:

$$F1 = 1 + \frac{D}{0,80} = 1 + \frac{0,33}{0,80} = 1,41 \quad (21)$$

$$F2 = 2F1 = 2,82 \quad (22)$$

- Resistência lateral:

De -1m a -6 m: Areia argilosa com

$$N_{méd} = \frac{16}{5} \cong 3 \quad (23)$$

$$K = 600 \text{ KPa e } \alpha = 3\% \quad (24)$$

$$R_{L1} = \frac{0,03 \cdot 600 \cdot 3}{2,82} \cdot \pi \cdot 0,33 \cdot 5 = 99 \text{ KN} \quad (25)$$

De -6 m a -11 m: Areia argilosa com

$$N_{méd} = \frac{36}{5} = 7 \quad (26)$$

$$K=600 \text{ KPa e } \alpha = 3\% \quad (27)$$

$$R_{L2} = \frac{0,03.600.7}{2,82} \cdot \pi \cdot 0,33.5 = 232 \text{ KN} \quad (28)$$

De -11 m a -13 m: Areia argilosa com

$$N_{méd} = \frac{16}{2} = 8 \quad (29)$$

$$K=600 \text{ KPa e } \alpha = 3\% \quad (30)$$

$$R_{L3} = \frac{0,03.600.8}{2,82} \cdot \pi \cdot 0,33.5 = 106 \text{ KN} \quad (31)$$

$$R_L = R_{L1} + R_{L2} + R_{L3} = 437 \text{ KN} \quad (32)$$

Ao realizar os cálculos, o software JANUARIO consegue trabalhar com valores mais exatos, sem arredondamentos. Em consequência foram percebidas diferenças de valores, como:

- a primeira resistência lateral possui valor de 99 kN, pois o $N_{méd}$ foi arredondado de 3,2 para 3, enquanto que no software o valor obtido é 105,7 kN (utilizando $N_{méd}$ 3,2); a resistência lateral 2 passou de 232 no livro para 238 no software; na terceira camada os valores de resistência lateral foram iguais;

Consequentemente o somatório das resistências laterais apresenta diferença de 437kn no livro contra 449kn no software. Cintra e Aoki são mais conservadores que o software Januário.

- Resistência de ponta (cota -13 m)
- Areia argilosa com $N_{SPT} = 14$

$$R_p = \frac{600.14}{1,41} \cdot \frac{\pi \cdot (0,33)^2}{4} = 510 \text{ KN} \quad (33)$$

Na resistência de ponta Cintra e Aoki (2010) superestima o valor de 508,6 obtido no software, para 510 kN. O autor sabe que essa pequena diferença terá pouca influência no resultado final e está apenas pontuando os detalhes.

- Capacidade de carga

$$R = R_L + R_p = 947 \text{ kN} = 950 \text{ kN} \quad (34)$$

Cintra e Aoki (2010) são menos conservadores ao arredondar de 947 para 950 o valor da capacidade de carga. No final, essas diferenças terão pouca influência no exercício em questão. Novamente o autor ressalta estar apenas pontuando. No software este valor é 958 kN ainda é maior que o descrito anteriormente, devido às diferenças nas resistências laterais e de ponta.

3.1.2 Exercício resolvido 2

Outro enunciado e respectiva resolução, com base em Cintra e Aoki (2010, p. 51):

Para os mesmos dados do exercício anterior, determinar a carga admissível do estaqueamento:

- considerando que 12 m é o máximo comprimento disponível dessa estaca, e que, por opção didática, não haverá emenda de estaca;
- considerando a possibilidade de emendar as estacas.

Soluções retiradas de Cintra e Aoki (2010, p. 51):

a. a opção por não emendar as estacas impõe $L = L_{\text{máx}} = 12 \text{ m}$, condição esta para a qual, no Exercício Resolvido 1, encontramos $R = 950 \text{ kN}$. Examinando as três metodologias:

$$1^{\text{a}}. P_a = P_e = 750 \text{ Kn} \rightarrow R = 2 \cdot 750 \text{ kN} = 1500 \text{ kN} \rightarrow L \gg 12 \text{ m} \rightarrow 2^{\text{a}} \text{ metodologia} \quad (35)$$

$$2^{\text{a}}. L = L_{\text{máx}} = 12\text{m} \rightarrow \text{ok!} (R < 1500 \text{ kN e } N_{\text{SPT}} = 14 < N_{\text{lim}}) \quad (36)$$

$$3^{\text{a}}. 25 < N_{\text{SPT}} \leq 35 \rightarrow L = 19 \text{ a } 23 \text{ m} \gg 12 \text{ m} \rightarrow 2^{\text{a}} \text{ metodologia} \quad (37)$$

Prevaleceu a 2ª metodologia, com $L = 12 \text{ m}$ e $R = 950 \text{ kN}$. Aplicando o fator de segurança 2, temos a carga admissível:

$$P_a = \frac{R}{2} = \frac{950}{2} = 475 \cong 500 \text{ KN} \quad (38)$$

3.1.3 Exercício resolvido 3

Mais um enunciado e resolução, com base em Cintra e Aoki (2010, p. 61). Assim diz: “utilizando os dados dos exercícios resolvidos 1 e 2 [...], estimar o recalque das estacas, considerando o módulo de elasticidade do concreto $E_c = 28 \text{ GPa}$ em estaca pré-moldada”.

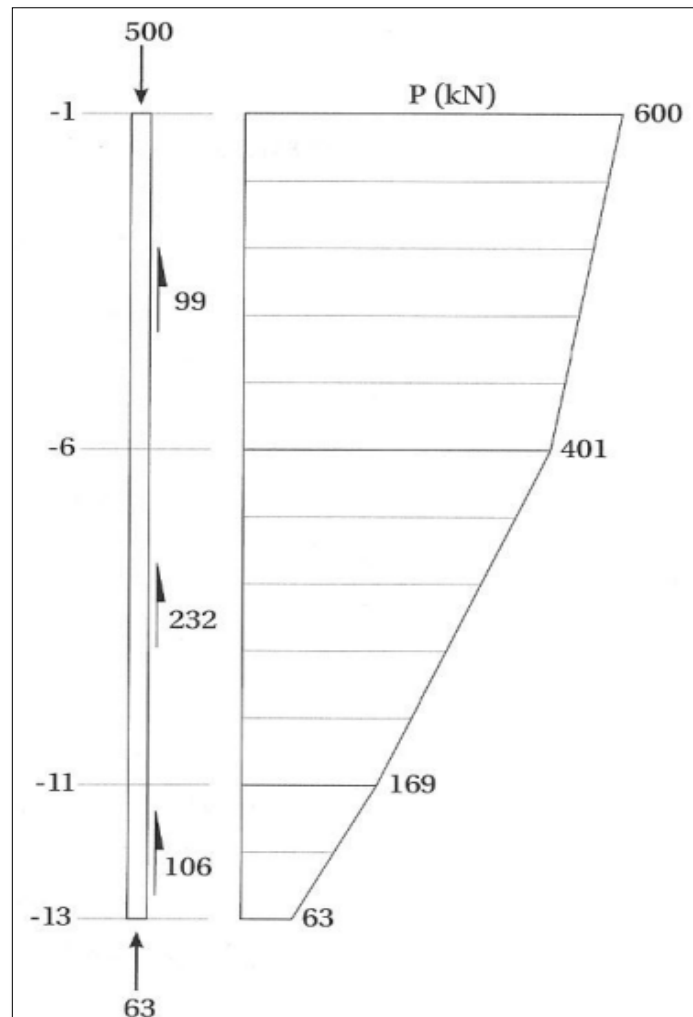
Tem-se a seguinte resolução:

a) Diagrama de transferência de carga (esforço normal na estaca)

Para a carga admissível ($P_a = 500 \text{ KN}$) aplicada na cabeça da estaca, consideramos que as parcelas de atrito lateral são mobilizadas integralmente e que a reação na ponta (P_p) mobiliza apenas o suficiente para o equilíbrio das forças. [Para isso, ver Figura 22].

$$P_p = 500 - (99 + 232 + 106) = 63 \text{ kN}$$

Figura 22 - Diagrama de esforço normal na estaca



Fonte: Cintra e Aoki (2010, p. 61).

b) Recalque devido ao encurtamento elástico do fuste

$$\rho_e = \frac{1}{AE_c} \cdot \sum(P_i \cdot L_i) \quad (39)$$

$$\rho_e = \frac{1}{\frac{\pi \cdot (0,33)^2}{4} \cdot 28 \cdot 10^6} \cdot \left(\frac{500 + 401}{2} \cdot 5 + \frac{401 + 169}{2} \cdot 5 + \frac{169 + 63}{2} \cdot 2 \right)$$

$$\rho_e \cong 1,6 \text{ mm}$$

O software apresentou valor de 1,49 mm para o encurtamento elástico da estaca contra 1,6 mm do exercício divulgado.

Prosseguindo com a resolução baseada em Cintra e Aoki (2010, p. 61-62):

c) Recalque devido ao solo (ρ_s)

A partir da cota de apoio da ponta da estaca (-13 m), vamos considerar camadas de espessura de 1 m, para estimar o recalque de cada uma delas, até a camada de recalque zero ou até atingir o indeslocavel. Para a estimativa do recalque de cada camada, devemos obter o acréscimo de tensões ($\Delta\sigma$), na linha média de cada camada, levando em conta as contribuições das reações laterais e da reação de ponta.

Os resultados estão indicados na Tabela 14.

Tabela 14 – Acréscimo de tensões

Camada	H (m)	$\Delta\sigma_1$ (kPa)	$\Delta\sigma_2$ (kPa)	$\Delta\sigma_3$ (kPa)	$\Delta\sigma_p$ (kPa)	$\Delta\sigma$ (kPa)
1	1	1	10	40	116	167
2	1	1	7	17	24	49
3	1	1	5	9	10	25
4	1	1	4	6	5	16
5	1	1	3	4	3	11
6	1	1	3	3	2	9
7	1	0	2	2	2	6
8	1	0	2	2	1	5

Fonte: Cintra e Aoki (2010, p. 62).

Em seguida, adotamos os seguintes valores do peso específico (γ) para encontrar a tensão geostática (σ_0) no meio de cada camada: a) até-10 m, $\gamma = 16 \text{ KN/m}^3$; de -10 m a -12m, $\gamma_{\text{sat}} = 19 \text{ KN/m}^3$; de -12 m a -19 m, $\gamma_{\text{sat}} = 20 \text{ KN/m}^3$; de -19 m a -24 m, $\gamma_{\text{sat}} = 21 \text{ KN/m}^3$ (CINTRA; AOKI, 2010, p. 62).

Cintra e Aoki (2010) e o software “Januário” utilizam peso específico do solo baseados na tabela de Godoy (1972), há de se notar alguma divergência, sendo utilizado:

- na camada – 9 m, a areia seca com $N_{\text{SPT}} 9$ será alterado de 16 para $\gamma = 17 \text{ KN/m}^3$;

- na camada – 10m, areia saturada, $N_{\text{SPT}} 9$ será corrigido para $\gamma_{\text{sat}} = 20 \text{ KN/m}^3$

“Depois, obtemos o módulo de deformabilidade (E_s) de cada camada e, finalmente, o recalque de cada camada (última coluna da Tabela 15)” (CINTRA; AOKI, 2010, p. 62).

Tabela 15 – Módulo de elasticidade e recalque

Camada	K (MPa)	N_{SPT}	E₀ (MPa)	σ₀ (kPa)	E_s (MPa)	(Δσ/E_s).H (mm)
1	0,60	14	50	193	68	2,5
2	0,60	16	58	203	65	0,8
3	0,60	15	54	213	57	0,4
4	0,60	13	47	223	49	0,3
5	0,60	14	50	233	51	0,2
6	0,60	16	58	243	59	0,2
7	0,60	21	76	253	77	0,1
8	0,60	28	101	264	102	0

Fonte: Cintra e Aoki (2010, p. 62)

Portanto, fazendo o somatório da última coluna, o recalque devido ao solo:

$$\rho_s = 4,5 \text{ mm}$$

O recalque devido ao solo no exercício é de 4,5 mm contra 3,38 mm do software.

“Somado ao encurtamento elástico da estaca, resulta no recalque da estaca” (CINTRA; AOKI, 2010, p. 63).

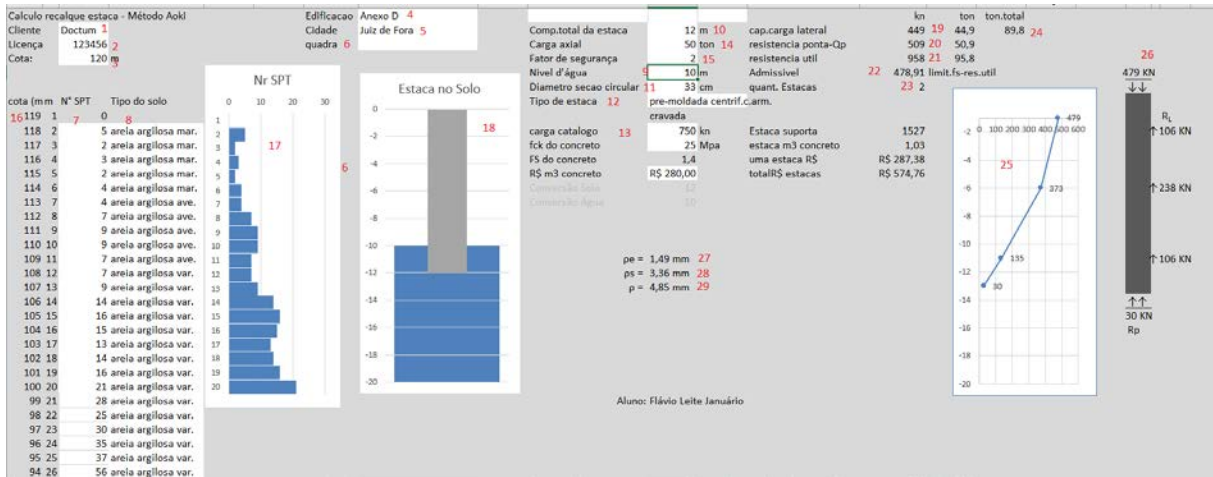
$$\rho = 4,5 + 1,6 = 6,1 \text{ mm}$$

O recalque total do exercício é de 6,1 mm contra 4,87 do software.

3.2 ESTIMATIVA DE RECALQUE ATRAVÉS DO SOFTWARE JANUÁRIO

Foi realizada a confecção do software “Januário”. Abaixo uma breve apresentação.

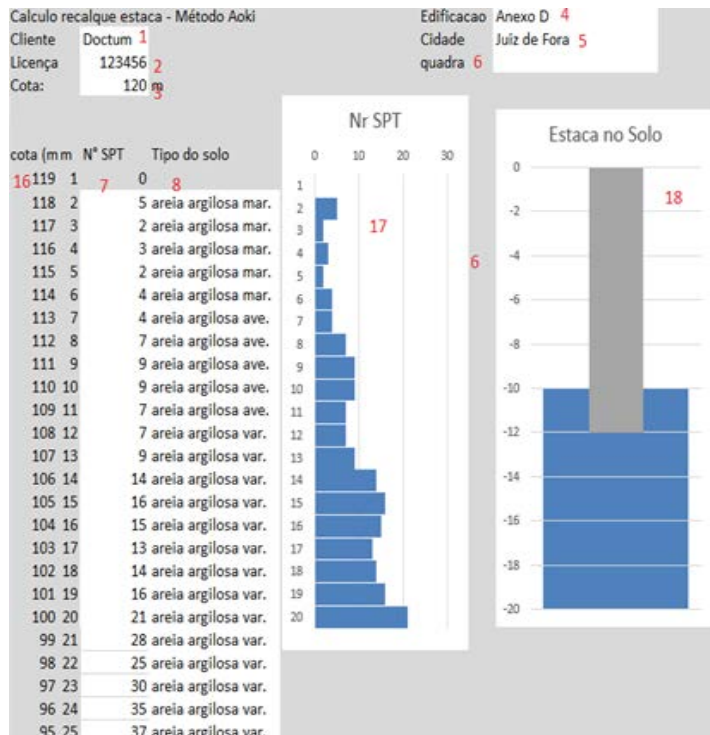
Figura 23 – Print screen da tela do software Januário



Fonte: O autor (2019).

3.2.1 – Entrada de dados da sondagem do solo pelo SPT

Figura 24 – Zoom da figura 23: Dados do SPT



Fonte: O autor (2019).

- Passo #1) Preencher a identificação do cliente

- 1 – Cliente: Nome do cliente ou empresa contratante;
- 2 – Licença: número da licença ou de identificação do projeto;
- 3 – Cota: cota altimétrica do terreno, em metros, em relação ao nível do mar;
- 4 – Referência da Edificação;
- 5 – Cidade: cidade onde o terreno está situado;
- 6 – Quadra.

- Passo #2) Preencher com dados da sondagem do solo pelo SPT

- 7 – N° SPT: Digitar o índice de resistência à penetração;
- 8 – Tipo de solo: o sistema abre uma caixa com opções (Areia; areia siltosa; areia silto-argilosa; areia argilosa...);
- 9 – Nível de água.

Autopreenchimento:

- 16 – Cota “mm” será automaticamente preenchida com a cota altimétrica referente a profundidade;
- 17 – Gráfico bidimensional índice de resistência à penetração do SPT,
- 18 – Visualização da estaca no solo com sua profundidade representada incluindo o respectivo nível de água encontrado no SPT;

3.2.2 – Entrada de dados sobre a estaca, FS e NA

Figura 25 – Zoom da figura 23: Dados da estaca

Comp.total da estaca	12 m	10
Carga axial	50 ton	14
Fator de segurança	2	15
Nivel d'água	10 m	9
Diametro secao circular	33 cm	11
Tipo de estaca	pre-moldada centrif. cravada	12
carga catalogo	750 kn	13

Fonte: O autor (2019).

- Passo #3) Inserir os dados da estaca proposta

10 – Comprimento total da estaca em metros;

11 – Diâmetro da esta seção circular em centímetros;

12 – Tipo de estaca proposta para ser analisada;

13 – Carga de catalogo, segundo fabricante, suportada pela estaca;

14 – Carga axial da superestrutura que será carregada na cabeça da estaca;

15 – Fator de segurança que será utilizado nos cálculos ($FS \geq 2$), não pode ser inferior a dois.

3.2.3 - Saída de dados. Foram dimensionadas as capacidades de carga.

Figura 26 – Zoom da figura 23: apresentando os valores calculados

	kn	ton	ton.total
cap.carga lateral	449 19	44,9	89,8 24
resistencia ponta-Qp	509 20	50,9	
resistencia util	958 21	95,8	
Admissivel	22 478,91	limit.fs-res.util	
quant. Estacas	23 2		

Fonte: O autor (2019).

- Passo #4) Ler e interpretar os dados e respostas

19 – Capacidade de carga lateral (resistência lateral) da estaca, resultado em kN e toneladas;

20 – Capacidade de carga da estaca, utilizando a resistência de ponta da estaca, resultado em kN e toneladas;

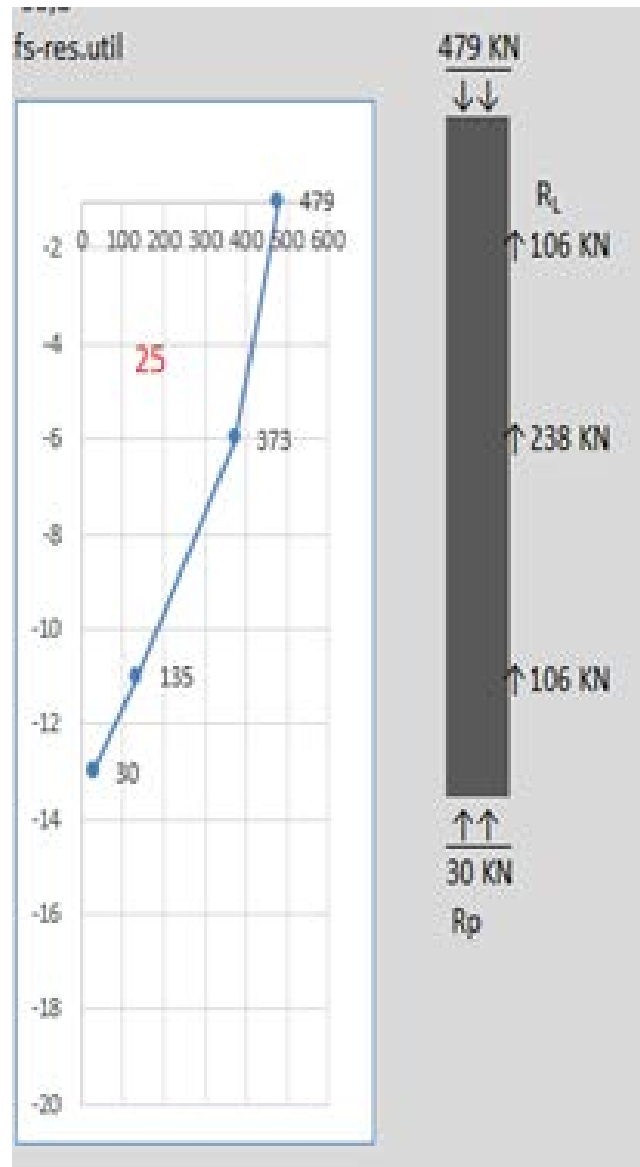
21 – Resistência útil da estaca; valor máximo suportado pela estaca (soma da resistência lateral com resistência de ponta);

22 – Aplicando o fator de segurança desejado o sistema apresenta a carga admissível suportada pela estaca, em kN;

23 – O sistema irá olhar se a carga admissível suporta a carga lançada na cabeça da estaca e caso não suporte ele irá indicar a quantidade correta de estacas que deve ser utilizado;

24 – Sendo indicado no item 23 mais de uma estaca, o sistema computa o valor total que o conjunto suporta em toneladas;

Figura 27 – Zoom da figura 23: Diagrama de esforço normal na estaca

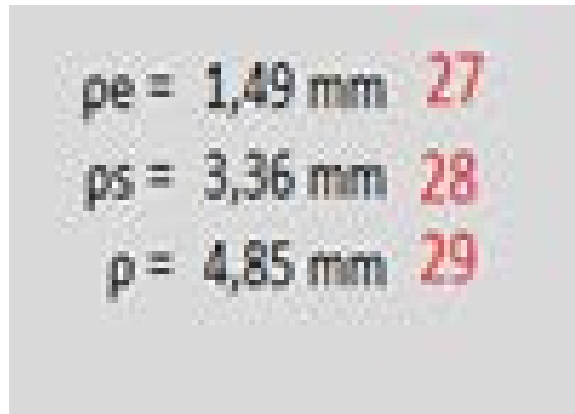


Fonte: O autor (2019).

25 – Um gráfico de linha demonstra a carga axial que chega na cabeça da estaca, subtrai a resistência lateral da camada de solo e indica a carga axial que chega na camada seguinte de solo; faz a mesma coisa com as outras camadas e finalmente mostra a carga axial de equilíbrio, na ponta da estaca, com as devidas profundidades representadas;

26 - Figura representativa da estaca com a carga axial admissível na cabeça da estaca; suas resistências laterais e carga axial que chega à ponta da estaca.

Figura 28 – Zoom da figura 23: Estimativa do recalque solo/estaca



Fonte: O autor (2019).

- Passo #5) Resposta final. Conseguiu-se estimar o recalque a partir do SPT, minimizando a ocorrência de erros.

27 – Encurtamento elástico da estaca causando recalque

28 – Recalque do solo

29 – Estimativa recalque total (somatório do encurtamento elástico da estaca com recalque do solo).

“É importante ressaltar que a previsão de recalques é um dos exercícios mais difíceis da Geotecnia e que o resultado dos cálculos, por mais sofisticados que sejam, deve ser encarado como uma estimativa” (VELLOSO; LOPES, 2010, p. 87).

4 CONCLUSÃO

O software ainda está em desenvolvimento, mas numa análise parcial, já está configurado para receber a entrada de dados essenciais como os valores do SPT, mostrados na figura 24; especificação do tipo Geotécnico do solo (8); valor da carga da superestrutura (14) e de outros dados.

Existe uma limitação de profundidade de vinte metros, apresentados na figura 24: itens 17 e 18, pois é um software acadêmico e futuramente será realizado análise e alteração para profundidade que seja mais comercial ou funcional.

A figura 25 (12) mostra a facilidade da escolha tecnológica do tipo de estaca.

Software calcula a capacidade de carga mostrada na figura 26 (resistência lateral (19), resistência de ponta (20) e resistência útil (21) que é o somatório das anteriores) e apresenta resposta em kn e em toneladas. A carga admissível (22) já está sendo calculada de acordo com o fator de segurança digitado pelo usuário, o software não aceita FS menor que 2. Caso a carga axial (14) aplicada sobre a estaca seja superior a carga admissível, o software aponta a quantidade de estacas necessárias no projeto (23).

Numa análise comparativa entre os resultados estimados de recalque pelo software (figura 28) e o método teórico Cintra e Aoki (2010), os resultados foram bem próximos e coerentes, exatos se considerar que no software não houve arredondamentos durante os cálculos, há de se esperar que os resultados do software estejam mais próximos do esperado, apesar de tão ínfima diferença.

Para as próximas pesquisas relacionadas ao tema do presente trabalho, fica a sugestão de implementação do recalque do conjunto de estacas, probabilidade de ruína, cálculo do atrito negativo, influência do bloco de coroamento e refinamento sobre emendas nas estacas.

REFERÊNCIAS

ALVES, Débora F. **Previsões do comportamento carga-recalque de estaca escavada em polímero**. Orientador: Fernando Schnaid. 2016. 189 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 2016. Disponível em: <http://bit.ly/Alves2016_>. Acesso em: 30 out. 2019.

ANDRZEJEWSKI, Ivan Alberti. **Estudo e Dimensionamento de Fundação Profunda por Estacas tipo Raiz**. Orientador: Prof. Dr. Jano d'Araujo Coelho. 2015. 119 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, SC, 2015. Disponível em: <https://repositorio.ufsc.br/bitstream/handle/123456789/133799/TCC_IVAN_final_3.pdf?sequence=1>. Acesso em: 30 set. 2019.

AOKI, Nelson. **Considerações sobre o projeto e execução de fundações profundas**. Seminário de fundações. Sociedade Mineira de Engenharia, Belo Horizonte, 1979.

AOKI, Nelson. Previsão da curva carga-recalque. Palestra proferida na Escola de Engenharia de São Carlos - USP. **Anais...** São Carlos: 1984.

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

_____. **ABNT NBR 6484**: Solo: Sondagens de simples reconhecimento com SPT: Método de ensaio. Rio de Janeiro: ABNT, 2001.

_____. **ABNT NBR 6502**: Rochas e solos. Rio de Janeiro: ABNT, 1995.

_____. **ABNT NBR 8036**: Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios - Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 1983.

_____. **ABNT NBR 12069**: Solo: Ensaio de penetração de cone *in situ* (CPT). Rio de Janeiro: ABNT, 1991. – Cancelada em 2015

BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. **Sapatas de Fundação**. 2019. 120 f. Apostila da disciplina de Estruturas de Concreto III (Graduação em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade Estadual Paulista, Bauru, SP, 2019. Disponível em: <<http://www.feb.unesp.br/pbastos/concreto3/Sapatas.pdf>>. Acesso em: 30 out. 2019.

BEZERRA, Daniel Haas. **Previsão de recalques utilizando método dos elementos finitos**: exemplo prático de uma obra de aterro sobre solo mole em Santa Cruz, RJ. Orientadores: Alessandra Conde de Freitas; Ana Luiza Rossini Valente de Oliveira. 2018. 82 f. Projeto (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 2018. Disponível em: <<http://monografias.poli.ufrj.br/monografias/monopoli10024287.pdf>>. Acesso em: 30 set. 2019.

CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos Solos e suas aplicações**. 6. ed. Rio de Janeiro: Editora LTC, 1996.

CINTRA, José Carlos A.; AOKI, Nelson. **Fundações por estacas: projeto geotécnico**. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

CONSTRUFACILRJ. Tipos de fundações de edifícios. **ConstruFacil RJ**, Rio de Janeiro, RJ, 2014. Disponível em: <<https://construfacilrj.com.br/tipos-de-fundacoes-de-edificios/>>. Acesso em: 30 out. 2019.

DELATIN, Ivan José (Coord.). **Manual de sondagens**. 5. ed. São Paulo: ABGE – Associação Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental, 2013.

MAPA DA OBRA. Sondagem do solo é essencial para conhecer as características do terreno. **Mapa da Obra**, Brasil, 30 jul. 2016. Disponível em: <<https://www.mapadaobra.com.br/inovacao/sondagem-do-solo-e-essencial-para-conhecer-as-caracteristicas-do-terreno/>>. Acesso em: 30 set. 2019.

MARANGON, Márcio. CAPÍTULO 10 – Elementos sobre solos: parte 1. **Núcleo de Geotecnia - UFJF**, Juiz de Fora, MG, 2009. Disponível em: <<http://www.ufjf.br/nugeo/files/2009/11/Geologia-Cap10a.pdf>>. Acesso em: 30 out. 2019.

_____. Geotecnia de Fundações e Obras de Terra: Unidade 05: Fundações profundas. **Núcleo de Geotecnia - UFJF**, Juiz de Fora, MG, 2018. Disponível em: <<http://www.ufjf.br/nugeo/files/2017/07/GEF05-Funda%C3%A7%C3%B5es-Profundas-2018-1.pdf>>. Acesso em: 30 out. 2019.

MENEZES, Pedro Henrique L. B. de. **Avaliação de métodos de previsão de recalque a partir da transferência de carga de estacas escavadas em perfil de solo granular**. Orientador: Alfran Sampaio Moura. 2018. 116 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Centro de Tecnologia, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, CE, 2018. Disponível em: <http://bit.ly/Menezes_2018>. Acesso em: 30 out. 2019.

MF RURAL. Sondagem rotativa diamantada. **MF Rural**, Marília, SP, 06 set. 2012. Disponível em: <<https://www.mfrural.com.br/detalhe/sondagem-rotativa-diamantada-105060.aspx>>. Acesso em: 30 set. 2019.

MUNHOZ, Fabiana Stripari. **Análise do comportamento de blocos de concreto armado sobre estacas submetidos à ação de força centrada**. Orientador: José Samuel Giongo. 2004. 160 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas), Escola de Engenharia São Carlos, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2004. Disponível em: <https://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18134/tde-12072006-103303/publico/2004ME_FabianaSMunhoz.pdf>. Acesso em: 30 out. 2019.

NUERNBERG, Marcos Felipe. **Estacas do tipo hélice contínua monitorada (EHC):** dimensionamento através de métodos semi-empíricos. Orientador: Prof. Dr. Jano d'Araujo Coelho. 2014. 170 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, SC, 2014. Disponível em: <http://bit.ly/nuernberg_2014>. Acesso em: 30 set. 2019.

OLIVEIRA, Leticia M. de. **Diretrizes para projeto de blocos de concreto armado sobre estacas.** Orientador: João Carlos Della Bella. 2009. 151 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2009. Disponível em: <http://bit.ly/USP_LMO-diretrizes>. Acesso em: 30 out. 2019.

PEREIRA, Caio. Noções básicas de Fundações. **Escola Engenharia**, Brasil, 2018. Disponível em: <<https://www.escolaengenharia.com.br/noco-es-basicas-de-fundacoes/>>. Acesso em: 30 out. 2019.

SALES, Luis Fernando P. **Fundações.** [200-?]. 54 f. Apostila (Graduação em Engenharia Civil) – Curso de Ciências Tecnológicas da Terra e do Mar, Universidade do Vale do Itajaí, Itajaí, SC, [200-?]. Disponível em: <https://www.academia.edu/7586455/Apostila_de_funda%C3%A7%C3%B5es>. Acesso em 30 out. 2019.

SONDAMAIS. Quem somos: estrutura. **Sondamais**, Valinhos, SP, [201-?]. Disponível em: <<https://www.sondamais.com.br/?lightbox=datatem-jnz2vk1z9>>. Acesso em: 30 out. 2019.

VELLOSO, Dirceu de A.; LOPES, Francisco de R. **Fundações:** critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas: volume completo. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.