



TAINARA MALTA

PROJETO GEOTÉCNICO-ESTRUTURAL DE ESTACAS

**LAVRAS-MG
2022**

TAINARA MALTA

PROJETO GEOTÉCNICO-ESTRUTURAL DE ESTACAS

Monografia apresentada à Universidade Federal de Lavras, como parte das exigências do Curso de Engenharia Civil, para obtenção do título de Bacharel.

Prof. D.Sc. Ígor José Mendes Lemes
Orientador

LAVRAS-MG
2022

TAINARA MALTA

PROJETO GEOTÉCNICO-ESTRUTURAL DE ESTACAS
GEOTECHNICAL-STRUCTURAL PROJECT FOR PILINGS

Monografia apresentada à Universidade Federal de Lavras, como parte das exigências do Curso de Engenharia Civil, para obtenção do título de Bacharel.

AVALIADO em 02 de maio de 2022.

D.Sc. Ígor José Mendes Lemes - UFLA

D.Sc. Rafael Cesário Barros - Sereng Engenharia e Consultoria

M.Sc. Luís Eduardo Silveira Dias - UNILAVRAS



Prof. D.Sc. Ígor José Mendes Lemes
Orientador

LAVRAS-MG
2022

AGRADECIMENTOS

A Deus, por me acompanhar e abençoar sempre.

Aos meus pais, Ramon e Denise, por abraçarem meus sonhos e me encorajar a correr atrás deles.

À minha irmã Raissa, pelo companheirismo.

Ao professor Ígor J. M. Lemes, pela orientação, disposição e dedicação no desenvolvimento desse trabalho.

Aos meus familiares e amigos, por me incentivar sempre.

Aos professores do curso de Engenharia Civil, pelos tantos ensinamentos passados e tamanha dedicação ao curso.

À UFLA, pela qualidade no ensino e estrutura proporcionada a nós estudantes.

RESUMO

A estrutura é a parte principal de uma edificação, é ela quem garante a sustentação e a segurança, transferindo sua carga para o solo. A fundação é a parte da estrutura responsável por essa transmissão de esforços. Para cada caso há um tipo de fundação e, no Brasil, uma das mais utilizadas são as de concreto armado, seja profunda ou rasa. Atualmente, os projetistas utilizam programas para o dimensionamento das fundações, porém poucos são gratuitos e geram resultados completos dos cálculos. E por isso, este trabalho visa a criação de uma aplicação computacional capaz de gerar o dimensionamento de estacas tipo hélice contínua. A escolha do comprimento da estaca é feita através de comparações entre valores tabelados, que depende do seu tipo, e valores determinados a partir de ensaios de penetração do solo. Para tal, a análise estrutural é realizada via método dos deslocamentos. Assim, a estaca é modelada com elementos de pórtico plano e a contenção lateral do solo é feita com elementos com rigidezes compatíveis com o solo, ou seja, rigidez axial existente enquanto a parte flexional é nula. Posteriormente à análise estrutural, o processo de dimensionamento é feito tomando as curvas de interação de esforços como referência. Essas curvas foram construídas via integração de tensões na seção considerando as várias configurações deformadas de ruptura (domínios de deformação na ruína) para a seção transversal. Os resultados aqui obtidos foram confrontados com análises previamente realizadas na literatura, ou utilizando o software ftool[®].

Palavras-chave: Estacas, dimensionamento, concreto armado, análise estrutural, projeto geotécnico.

Sumário

1	INTRODUÇÃO	1
1.1	Considerações gerais	1
1.2	Motivação e relevância	1
1.3	Objetivos	2
2	REFERENCIAL TEÓRICO	3
2.1	Considerações iniciais	3
2.2	Revisão bibliográfica	3
2.2.1	Método de Aoki e Velloso (1975)	5
2.2.2	Método de Décourt e Quaresma (1996)	5
2.2.3	Método de Teixeira (1996)	6
2.2.4	Tipo de estacas	6
2.2.5	Metodologias para determinação do comprimento e número de estacas	7
2.3	Rigidez lateral	9
2.4	Comportamento normativo do concreto armado no Brasil	16
2.5	Domínios de deformação	17
2.5.1	Considerações iniciais	17
2.5.2	Domínio 1	17
2.5.3	Domínio 2	18
2.5.4	Domínio 3	18
2.5.5	Domínio 4	19
2.5.6	Domínio 4a	19
2.5.7	Domínio 5	19
2.6	Relação constitutiva do concreto	20
2.7	Relação constitutiva do aço	21
2.8	Geração das curvas de iteração via código do CIEPLOT	21
2.9	Análise Estrutural	23
2.10	Revisão literária	25
3	METODOLOGIA	27
3.1	Considerações iniciais	27
3.2	Tecnologias utilizadas	27
3.3	Construção do algoritmo	27
3.4	Cálculo da área de aço	28

3.5	Simulação da rigidez lateral do solo considerando elementos de pórtico plano	
	29	
4	ANÁLISE DE RESULTADOS	31
4.1	Considerações iniciais.....	31
4.2	Apresentação da aplicação.....	31
4.3	Análise geotécnica	31
4.4	Análise estrutural.....	33
4.5	Comparação das curvas de interação e dimensionamento da área de aço.....	34
5	CONCLUSÃO	35
6	REFERÊNCIAS	37

1 INTRODUÇÃO

1.1 Considerações gerais

A estrutura de uma edificação é o sistema que a manterá estável e segura, e por isso, sua escolha deve ser minuciosamente estudada. Para tal, deve-se considerar todos os fatores que a cercam. Além de segura, a construção deve ser economicamente viável, levando em consideração o custo, tempo de construção, disponibilidade do material na região e principalmente, a mão de obra especializada. No Brasil, o material mais utilizado é o concreto armado. Nesta tipologia estrutural, a junção de concreto e aço garante uma estrutura com boa resistência à compressão e à tração com um custo mais baixo, comparado aos outros materiais. Além disso, na maioria das vezes o concreto armado é moldado *in loco*, permitindo criar geometrias diversas, como por exemplo, a circular, muito utilizada na construção de pilares e fundações profundas, devido sua facilidade de execução e controle de qualidade.

A fundação é parte componente da estrutura, ela tem a função de transferir a carga da edificação para o solo, e, quanto à sua profundidade, é dividida em duas categorias: rasas e profundas. As fundações rasas são utilizadas em solos de boa resistência, enquanto as fundações profundas são empregadas quando os solos superficiais não apresentam resistências suficientes para suportar as cargas da construção. No Brasil as fundações mais utilizadas são sapatas, tubulões e estacas, construídas na maioria das vezes, em concreto armado.

1.2 Motivação e relevância

A compreensão sobre o dimensionamento da estaca se faz presente ao logo da graduação. No entanto, o estudo da rigidez lateral e o dimensionamento estrutural da estaca são assuntos comumente tratados na pós graduação. E por isso, este trabalho visa o aprendizado e aprofundamento nesses assuntos, visto que a importância destes são fundamentais para a segurança e economia de um projeto completo de fundação.

Além disso, os *softwares* que realizam o dimensionamento e detalhamento de estacas que mostram resultados completos, como as curvas de interação de esforços e a rigidez lateral do sistema solo-estaca, são de difícil acesso. Isso resulta na limitação dos projetistas, fazendo com que utilizem métodos aproximados para garantir a segurança da estrutura, porém comprometendo a economia do projeto.

1.3 Objetivos

O presente trabalho visa a elaboração de programa computacional capaz de dimensionar estacas de concreto armado tipo hélice contínua. Para tal, o mesmo deve gerar a quantidade e os comprimentos das estacas para um determinado solo, curvas de interação de esforços considerando sua geometria circular e a quantidade de aço necessário para que a edificação esteja segura, de uma maneira econômica. Dessa forma, o programa elaborado passa a ser uma ferramenta de auxílio a projetistas, ensino e pesquisa.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 Considerações iniciais

Esse capítulo tem como objetivo realizar uma revisão bibliográfica acerca do tema e abordar assuntos e determinações normativas que fundamentam a metodologia adotada.

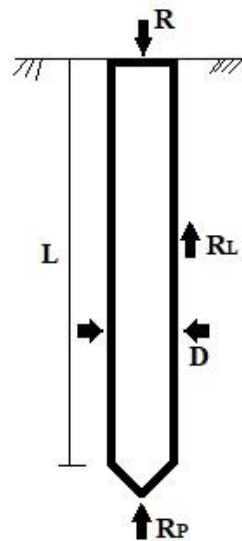
2.2 Revisão bibliográfica

A NBR 6122 (ABNT, 2019) esclarece que a fundação profunda transmite a carga da edificação ao terreno ou pela base (resistência de ponta) ou por sua superfície lateral (resistência de fuste) ou por uma combinação das duas. Além disso, a ponta ou base apoiada da fundação deve estar em uma profundidade superior a oito vezes a sua menor dimensão em planta e no mínimo 3 metros.

Segundo Velloso e Lopes (2010), uma fundação em estacas deve atender à segurança em relação ao colapso do solo (estado-limite último – ELU) e aos limites de deformação em serviço (estados-limites de utilização ou de serviço – ELS) e por isso, a capacidade de carga do solo deve ser avaliada para que atenda a tais condições. Para Campos (2015), existem inúmeros métodos e processos para calcular a capacidade de carga do solo devido a transmissão de cargas da resistência de ponta e lateral do elemento utilizado.

De acordo com Cintra e Aoki (2010), a capacidade de carga se dá pelo equilíbrio de forças no elemento estrutural, separados por duas parcelas, a resistência de ponta (R_p) e a resistência lateral (R_L), como descrito na Figura 1, em que L é o comprimento da estaca e D o diâmetro da estaca.

Figura 1 – Parcelas de resistência que constituem a capacidade de carga.



Fonte: Cintra e Aoki (2010), adaptado pela autora.

O equilíbrio de forças será:

$$R = R_p + R_L \quad (1)$$

A parcela da ponta (R_p) é a multiplicação da resistência de ponta em unidade de tensão pela área da ponta em m^2 da estaca. Já a parcela de atrito (R_L) é a multiplicação do perímetro (U) da estaca pelo somatório das forças resistentes por atrito lateral em diversas partes (CINTRA E AOKI, 2010). Então, a resistência é dada por:

$$R = r_p A_p + U \sum r_L \Delta_L \quad (2)$$

Em que:

r_p : resistência de ponta da estaca em unidade de tensão;

A_p : área da ponta da estaca;

U : perímetro do fuste da estaca;

r_L : resistência lateral da estaca em unidade de tensão e;

Δ_L : espessura da camada de solo.

As incógnitas da equação são as resistências em unidade de tensão r_p e r_L e, cada autor descreve de uma forma diferente suas formulações, visto que não existe um método exato para

o dimensionamento da estaca. Os métodos semiempíricos, além de simular o comportamento real do solo, se baseiam em resultados de ensaios *in situ* de penetração SPT (*Standard Penetration Teste*) e CPT (*Cone Penetration Test*). A seguir, serão apresentados métodos semiempíricos de autores brasileiros, utilizados em projetos de fundações.

2.2.1 Método de Aoki e Velloso (1975)

Da Equação (2), Aoki e Velloso (1975, apud Cintra e Aoki, 2010) descreveram a capacidade do solo como:

$$R = \frac{K \times N_p}{F_1} \times A_p + \frac{U}{F_2} \sum_1^n (\alpha \times K \times N_L \times \Delta_L) \quad (3)$$

Em que:

K : coeficiente em MPa que depende do tipo do solo;

N_p : índice de resistência à penetração na cota de apoio da ponta da estaca;

F_1 e F_2 : fatores de correção que leva em conta o efeito escala (protótipo e ensaio de penetração);

α : razão de atrito e;

N_L : índice de resistência à penetração médio na camada de solo de espessura Δ_L .

Os parâmetros K e α são valores tabelados, de acordo com o tipo de solo, propostos por Aoki e Velloso (1975), baseado em valores da literatura e experiências. Já F_1 e F_2 foram determinados a partir de 63 corpos de provas ensaiados pelos autores supracitados em vários estados brasileiros e também são tabelados, variando entre o tipo de estaca adotado.

2.2.2 Método de Décourt e Quaresma (1996)

Décourt e Quaresma (1996, apud Cintra e Aoki, 2010) reescreveram a Equação (2) para calcular a capacidade de carga no solo da seguinte maneira:

$$R = \alpha \times C \times N_p \times A_p + \beta \times U \times 10 \left(\frac{N_L}{3} + 1 \right) \times \Delta_L \quad (4)$$

Em que:

α e β : coeficientes que dependem do tipo da estaca;

C : coeficiente característico do solo em kN/m² e;

N_p : valor médio do índice de resistência à penetração na base ou ponta da estaca obtido a partir de três valores: o que corresponde ao nível da ponta da estaca, o anterior e o posterior a ponta da estaca.

Os coeficientes α , β e C são valores tabelados, sugeridos por Décourt e Quaresma (1996) baseado em seus estudos.

2.2.3 Método de Teixeira (1996)

Baseado na utilização contínua de vários métodos, Teixeira (1996, apud Cintra e Aoki, 2010) reescreveu a Equação (2) e propôs uma equação unificada para a capacidade de carga:

$$R = \alpha \times N_p \times A_p + \beta \times N_L \times U \times L \quad (5)$$

Em que:

α : coeficiente em kPa que depende do solo, tabelado;

N_p : valor médio do índice de resistência à penetração medido no intervalo de 4 diâmetros acima da ponta da estaca e 1 diâmetro abaixo e;

L : espessura da camada de solo.

2.2.4 Tipo de estacas

Campos (2015) descreveu que as estacas, quanto à forma de execução, podem ser divididas em dois grupos, as pré-moldadas e as moldadas *in loco*. As pré-moldadas englobam as de madeira, concreto e metálica e, as moldadas *in loco* incluem os tipos Broca, Strauss, Franki, Raiz, Hélice e escavada com lama. Cada uma é recomendada de acordo com o tipo de solo, necessidade da edificação e disponibilidade de material e mão de obra no local da construção.

Neste trabalho, o tipo de estaca utilizado será a hélice contínua. A NBR 6122 (ABNT, 2019) descreve a estaca hélice como uma estaca de concreto moldada *in loco*. Além disso, a

mesma é executada mediante a perfuração do terreno com a introdução de um trado helicoidal contínuo e uma injeção de concreto pela haste central do trado, inserindo a armadura após o lançamento do concreto.

2.2.5 Metodologias para determinação do comprimento e número de estacas

Após obter os resultados da capacidade de carga do solo para cada camada, a carga admissível (P_a) é calculada através da formulação segundo a NBR 6122 (ABNT, 2019):

$$P_a = \frac{R}{F_s} \quad (6)$$

Quando a capacidade da carga do solo é calculada por métodos semiempíricos, a NBR 6122 (ABNT, 2019) recomenda que o fator de segurança (F_s) para a determinação da carga admissível seja igual a 2.

Escolhido o tipo de estaca a ser utilizada, a carga de catálogo (P_e), que é a resistência que uma estaca fornece ao sistema, é determinada através do diâmetro escolhido pelo projetista, através de tabelas ou da Equação (7) a seguir:

$$P_e = \sigma_e A_S \quad (7)$$

Em que

σ_e : tensão admissível do material da estaca e;

A_S : área do fuste.

Para a escolha do comprimento da estaca, existem três metodologias de projetos desenvolvidas por Aoki e Cintra (2000, 2001, apud Cintra e Aoki, 2010). Essas metodologias consideram a prática usual de trabalho com a sondagem média. E levam em consideração parâmetros teóricos e de ensaio, como a carga de catálogo (P_e), descrito acima, o comprimento máximo de execução ($L_{máx}$), o N_{SPT} , que é o número de golpes necessários para cravar o amostrador do equipamento do ensaio SPT nos últimos 30 cm da camada do solo, e o N_{lim} , que representa os valores inferiores e superiores dos números de golpes correspondentes a eficiência do equipamento, variando de acordo com o tipo de estaca.

A primeira metodologia de projeto diz que a carga admissível (P_a) na profundidade tem que ser igual a carga de catálogo (P_e), e essa profundidade (L) deve ser menor que a máxima permitida ($L_{m\acute{a}x}$), além de satisfazer os limites superior e inferior (N_{lim}) de eficiência do equipamento do ensaio N_{SPT} (CINTRA; AOKI, 2010). Então:

$$1^a \text{ Metodologia: } P_a = P_e, L \leq L_{m\acute{a}x} \text{ e } N_{SPT} \leq N_{lim}$$

A segunda metodologia de projeto por razão de limitação do equipamento ou posição do nível de água, limita o tamanho da estaca a um comprimento máximo ($L_{m\acute{a}x}$) e testa os valores dessa profundidade, considerando carga de catálogo (P_e) maior que a carga admissível (P_a) e o N_{SPT} do ponto dentro dos limites inferiores e superiores (N_{lim}) permitidos pelo equipamento do ensaio (CINTRA; AOKI, 2010). Sendo assim:

$$2^a \text{ Metodologia: } L = L_{m\acute{a}x}, P_a \leq P_e \text{ e } N_{SPT} \leq N_{lim}$$

A terceira metodologia de projeto descreve que o N_{SPT} do ponto deve estar entre os limites inferiores e máximos (N_{lim}) da eficiência do equipamento do ensaio de acordo com o tipo de estaca, o comprimento da estaca (L) deve ser menor que o máximo ($L_{m\acute{a}x}$) permitido e a carga de catálogo (P_e) deve ser maior que a carga admissível (P_a) (CINTRA; AOKI, 2010). Em resumo:

$$3^a \text{ Metodologia: } N_{SPT} \leq N_{lim}, P_a \leq P_e \text{ e } L \leq L_{m\acute{a}x}$$

Escolhido o comprimento da estaca, o número de estacas necessários para manter a segurança de cada pilar é obtida através da Equação 8:

$$n_{estaca} = \frac{carga_{pilar}}{P_a} \quad (8)$$

Em que:

$carga_{pilar}$: carga que o pilar irá transferir para a estaca.

2.3 Rigidez lateral

Winkler (1867, apud Campos, 2015) sugeriu que a interação solo-estrutura fosse formada por uma série de molas independentes com comportamento elástico e linear, em que a rigidez dessas molas caracterizaria uma constante de proporcionalidade entre a pressão aplicada e o deslocamento do solo, descrita por coeficiente de reação, coeficiente elástico, entre outros.

Campos (2015) apontou que para estruturas verticais, como as estacas, as condições são diferentes de elementos horizontais. Assim, nas Tabelas 1 e 2 são apresentados os coeficientes de proporcionalidade fornecidos por Tietz (1976, apud Campos, 2015).

Tabela 1 – Coeficiente de proporcionalidade para solos arenosos.

Amostrador		SPT	Mohr	Coeficiente de proporcionalidade
Solos	Compacidade	Número de golpes	Número de golpes	$m=K_{SL}/L$ (kN/m ⁴)
Siltes (muito fina e fina)	Fofa	0-4	0-2	1.000-2.000
	Pouco compacta	5-10	3-5	2.000-4.000
Areia (média e grossa)	Compacidade média	10-30	6-12	4.000-6.000
	Compacta	30-50	12-24	6.000-10.000
Areias com pedregulhos e arenosas	Muito compacta	> 50	> 24	10.000-20.000

Fonte: Campos (2015), adaptado pela autora.

Além disso, Campos (2015) definiu que o coeficiente elástico do solo pode ser calculado como descrito na Equação (9).

$$k(x) = mx \quad (9)$$

Em que:

m é o coeficiente de proporcionalidade do tipo de solo em questão, dado em kN/m⁴;

x é a profundidade em análise.

Tabela 2 – Coeficiente de proporcionalidade para solos argilosos.

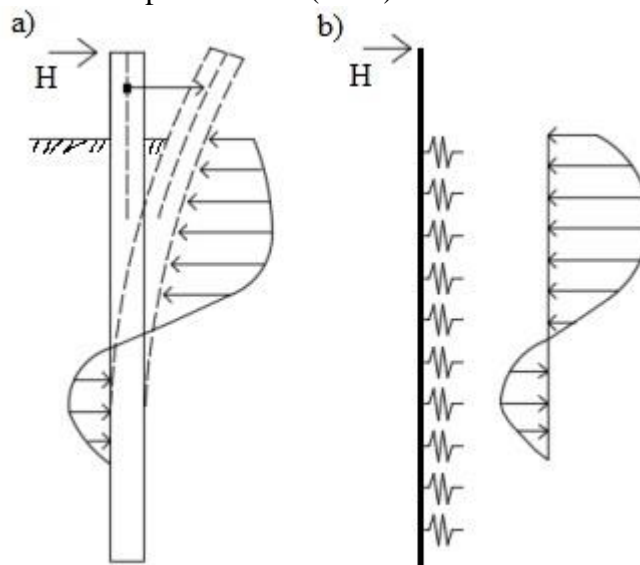
Solos	Consistência	SPT (nº de golpes)	Mohr (nº de golpes)	Coeficiente de proporcionalidade $m=K_{SL}/L$ (kN/m ⁴)
Lodo, turfa etc.	Meio líquida	0	0	0-500
	Muito mole	< 2	< 1	500-1.000
Argila	Mole	2-4	2-3	1.000-2.000
	Média	4-8	3-6	2.000-4.000
	Rija	8-15	6-10	4.000-6.000
	Muito rija	15-30	10-12	6.000-8.000
	Dura	> 30	> 12	8.000-10.000

Fonte: Campos (2015), adaptado pela autora.

Note-se que o coeficiente elástico é dado em kN/m³, o que difere da rigidez axial de uma dada mola translacional (kN/m). Assim, para esta transformação de unidades, faz-se a multiplicação do coeficiente elástico k , pela área de contato deste solo com a superfície lateral da estaca.

Ainda é possível fazer soluções analíticas considerando o conjunto discreto de molas, ilustrado na Figura 2, utilizando as curvas ρ - y .

Figura 2 – Estaca submetida a uma força lateral: a) reação do solo real; b) solução proposta por Winkler (1867).



Fonte: Velloso e Lopes (2010), adaptado pela autora.

Em que:

H: força horizontal aplicada no elemento estrutural.

Apesar da forma da seção da estaca, para Velloso e Lopes (2010, apud Wagner, 2019) o solo resiste aos deslocamentos transversais por tensões que agem em duas direções da estaca, uma é a parte frontal que recebe as tensões normais, e a outra é a parte lateral, que ocorre as tensões cisalhantes. A tensão normal horizontal (ρ) que exerce na face frontal da estaca é então, a multiplicação do coeficiente de reação horizontal (K_h) pelo deslocamento horizontal do eixo (y) como definido na Equação (10).

$$\rho = K_h y \quad (10)$$

Já Titze (1970, apud Campos, 2015), com interesse em entender a variação de momento, cortante, pressão lateral e da deformada, desenvolveu três coeficientes elásticos do solo e dois modelos de elementos estruturais, rígido e flexível. Para isso, o coeficiente elástico do solo, definido como K_s , ao longo da profundidade é considerado como: constante para argilas; parabólico em solos arenosos ou argilosos e; linear para areias.

Para o desenvolvimento do estudo, Titze (1970, apud Campos, 2015) considerou o coeficiente de reação do solo como sendo uma parábola em uma estaca rígida, chegando a uma análise para estacas elástico-flexíveis. Já para estacas em um meio flexível, Titze (1970, apud Campos, 2015) sugeriu que o coeficiente elástico constante e o linear fossem decorrentes do modelo aplicado para o coeficiente elástico parabólico, visto que, devido à pressão de contato e a resistência do solo, os esforços pontuais resultantes das forças horizontais, e a rotação provocada pelo momento aplicado no topo da estaca, são capazes de causar movimentação lateral no elemento estrutural. Além disso, Titze (1970, apud Campos, 2015) apresentou um método onde são estudados a força horizontal e o momento fletor aplicados, separadamente, no topo da estaca, sobrepondo os seus efeitos posteriormente com os valores finais. Com essa separação, foi possível calcular os parâmetros da deformada, declividade, pressão, cortante e momento (WAGNER, 2019). Tais parâmetros são apresentados nas Equações (11)-(14).

$$\text{Momento:} \quad M_i = \alpha_i M_{fic} \quad (11)$$

$$\text{Cortante:} \quad V_i = \gamma_i V_{fic} \quad (12)$$

$$\text{Pressão no solo:} \quad \rho_i = \beta_i \rho_{fic} \quad (13)$$

$$\text{Deformada:} \quad y_i = \delta_i \left(\frac{\rho_{fic}}{K_{SL}} \right) \quad (14)$$

Em que:

M_{fic} : momento fictício;

V_{fic} : cortante fictício;

ρ_{fic} : pressão fictício.

α , β e γ : percentuais de M_{fic} , ρ_{fic} e V_{fic} , respectivamente, em cada parte do comprimento do elemento estrutural.

As equações dos momentos (M_{fic}), cortantes (ρ_{fic}) e pressões (V_{fic}) fictícios são descritos na Tabela 3:

Tabela 3 – Solicitantes fictícios decorrentes da aplicação da força horizontal e do momento fletor no topo do elemento estrutural.

	Atuando H	Atuando M
M_{fic} (momento fictício)	$H \times L$	M
ρ_{fic} (pressão fictícia)	$\frac{H}{(d_f L)}$	$\frac{M}{(d_f L^2)}$
V_{fic} (cortante fictícia)	H	$\frac{M}{L}$

Fonte: Campos (2015), adaptado pela autora.

Na Tabela 3, os parâmetros são definidos em função do elemento estrutural: df o diâmetro, L a profundidade, H a força horizontal aplicada e, M o momento fletor aplicado (CAMPOS, 2015).

Com isso, as Equações (15)-(20) de α_i , β_i e γ_i são montadas e descritas na Tabela 4, abaixo:

Tabela 4 – Equações de α_i , β_i e γ_i .

	Aplicação da força horizontal (H) no topo	Eq.	Aplicação do momento (M) no topo	Eq.
α_i	$2 \left(\frac{Z_{2,4}}{N} X_1^{(2)} + \frac{Z_{4,1}}{N} X_2^{(2)} + X_4^{(2)} \right)$	(15)	$\left(\frac{Z_{2,3}}{N} X_1^{(2)} + \frac{Z_{3,1}}{N} X_2^{(2)} + X_3^{(2)} \right)$	(16)
β_i	$\frac{8}{2} \left(\frac{Z_{2,4}}{N} X_1^{(4)} + \frac{Z_{4,1}}{N} X_2^{(4)} + X_4^{(4)} \right)$	(17)	$\frac{1}{4} \left(\frac{Z_{2,3}}{N} X_1^{(3)} + \frac{Z_{3,1}}{N} X_2^{(3)} + X_3^{(3)} \right)$	(18)
γ_i	$\left(\frac{Z_{2,4}}{N} X_1^{(3)} + \frac{Z_{4,1}}{N} X_2^{(3)} + X_4^{(3)} \right)$	(19)	$\frac{1}{2} \left(\frac{Z_{2,3}}{N} X_1^{(3)} + \frac{Z_{3,1}}{N} X_2^{(3)} + X_3^{(3)} \right)$	(20)

Fonte: Campos (2015), adaptado pela autora.

Em que:

Z , N e X : raízes da equação da deformada.

Com base nessas equações, Titze (1970, apud Campos, 2015) criou ábacos de α_i e β_i em função de λ e gerou gráficos para H (força horizontal), descrito na Figura 3, e M (momento), conforme Figura 4, aplicados no topo do elemento estrutural. A determinação do λ se dá ao longo de todo o comprimento do elemento como definido na Equação (21).

$$\lambda = \lambda_2 = \sqrt{\frac{L}{L_{E2}}} \quad (21)$$

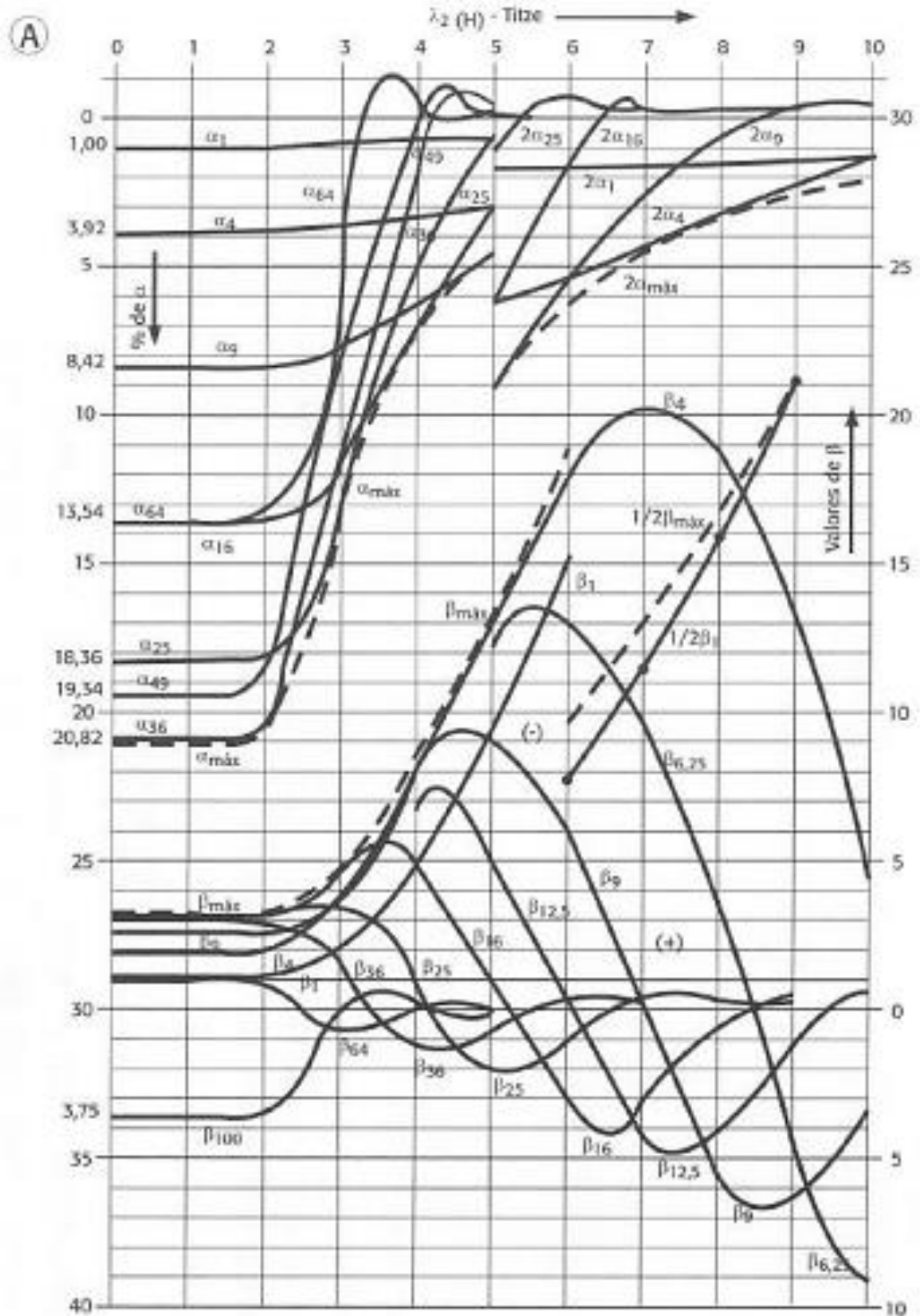
Em que:

λ : rigidez relativa solo-elemento estrutural;

L : comprimento do elemento estrutural e;

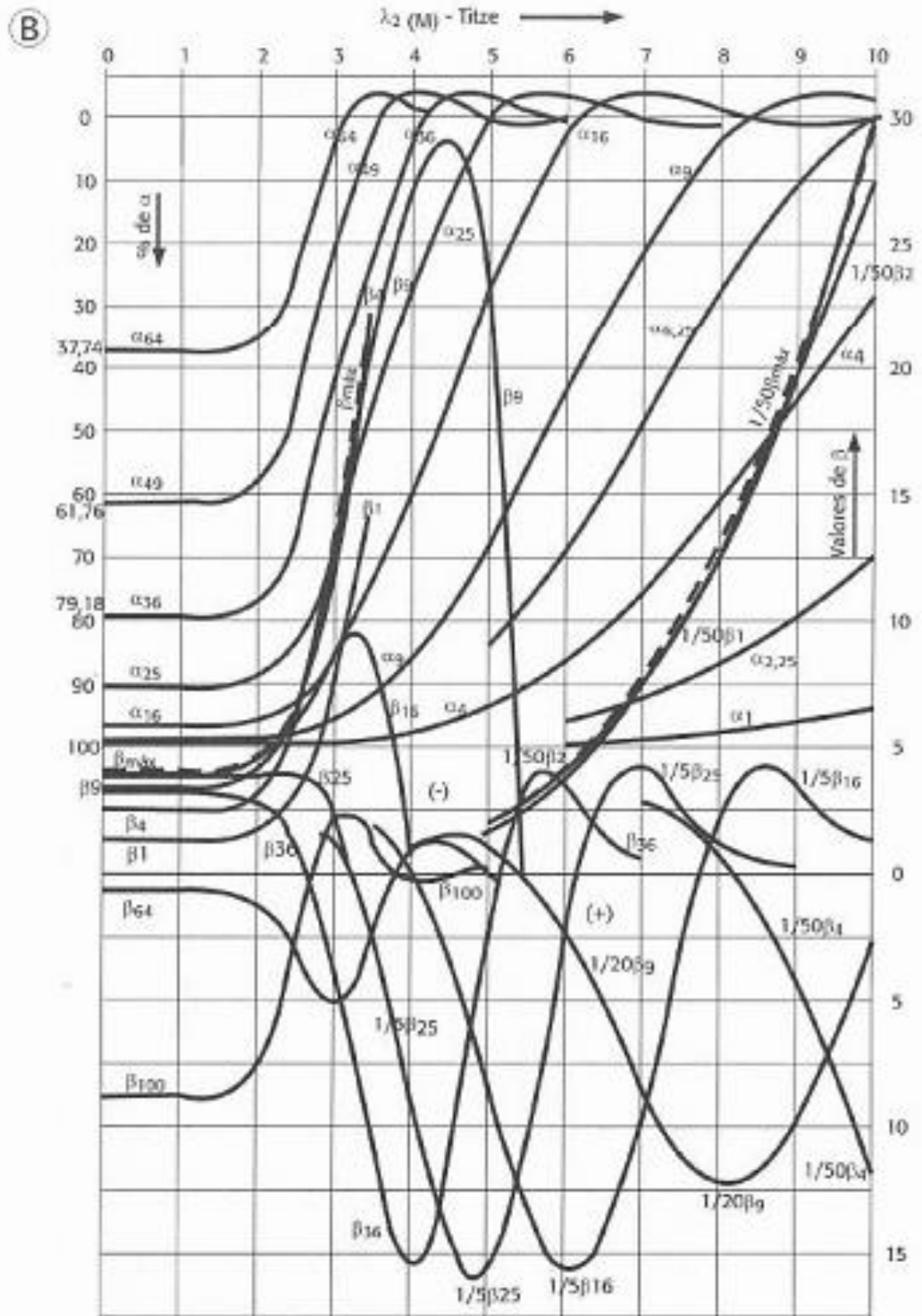
L_{E2} : comprimento elástico do elemento estrutural.

Figura 3 – Gráfico de α_i e β_i em função de λ_2 (Titze, 1970), para aplicação de H no topo do elemento estrutural: coeficiente do solo parabólico.



Fonte: Campos (2015).

Figura 4 - Gráfico de α_i e β_i em função de λ_2 (Titze, 1970), para aplicação de M no topo do elemento estrutural: coeficiente do solo parabólico.



Fonte: Campos (2015).

2.4 Comportamento normativo do concreto armado no Brasil

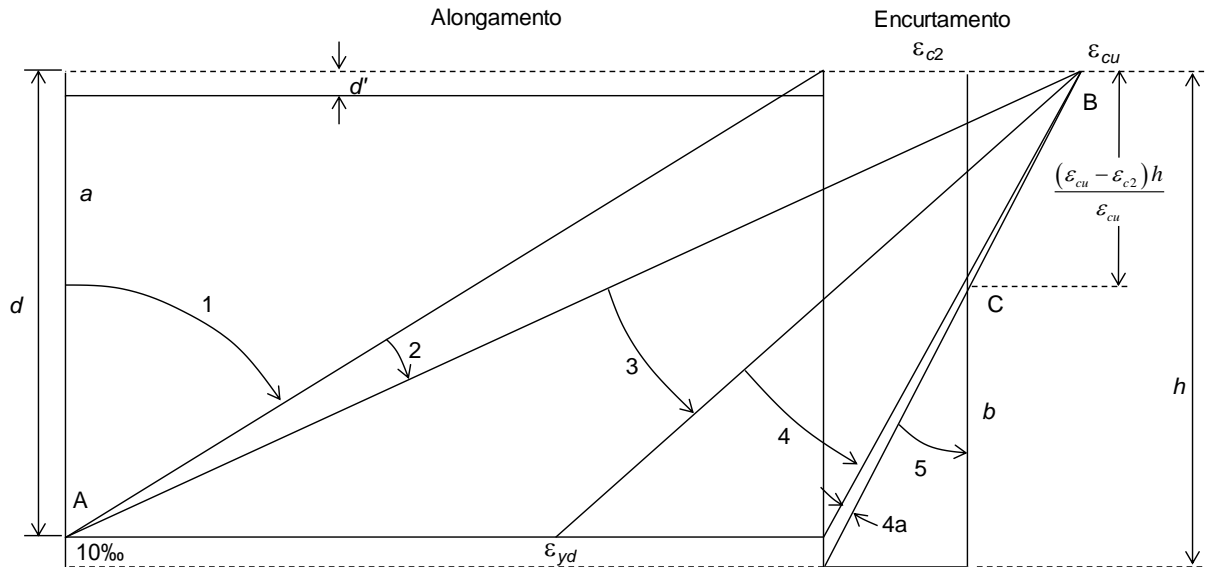
Como já introduzido, as estruturas em geral devem ser projetadas de modo que apresentem segurança satisfatória. A segurança está condicionada à verificação dos estados-limites, estados nos quais a estrutura apresenta desempenho inadequado à finalidade da construção. Conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014), os estados-limites podem ser classificados em últimos ou de serviço. O primeiro se refere à situação de ruína e o segundo ao próprio uso em serviço.

A fim de definir a capacidade resistente limite de um elemento estrutural e dimensioná-lo recorre-se ao estado limite último (ELU), sendo este item o abordado no presente trabalho. Nesta condição, para avaliar as seções transversais e construir as curvas de interação de esforços foi utilizado o comportamento do concreto armado prescrito pela NBR 6118 (ABNT, 2014). Para tal, a norma estabelece algumas hipóteses básicas de cálculo:

- A primeira hipótese básica decorre da formulação da teoria de Euler-Bernoulli, na qual as seções transversais planas permanecem planas após a deformação;
- a segunda é que há uma completa aderência entre o aço e o concreto;
- a terceira hipótese é que na avaliação do ELU, o concreto não resiste a qualquer tensão de tração aplicada;

Por fim, o estado-limite último é caracterizado quando a distribuição das deformações na seção transversal pertencer a um dos domínios de deformação estabelecidos pela norma, os quais serão discutidos individualmente na próxima seção. A Figura 5 apresenta os domínios de deformação (ABNT, 2014).

Figura 5 – Domínios de deformação do concreto armado.



Fonte: Adaptado da NBR 6118 (ABNT, 2014).

Todos esses domínios representam as diversas possibilidades de ruína da seção. Além disso, cada par de deformações específicas de cálculos ε_c e ε_s correspondem a um esforço normal e um momento fletor atuantes na seção.

2.5 Domínios de deformação

2.5.1 Considerações iniciais

Seguindo as definições apresentadas em Carvalho e Figueiredo Filho (2017), a seguir, faz-se um resumo dos domínios de deformação do concreto armado, descrevendo modos de falha e características de cada intervalo de deformação na ruptura.

2.5.2 Domínio 1

Nesta condição, toda a seção transversal apresenta-se tracionada, e apenas o aço contribui para a definição da capacidade resistente. Inicia-se na tração simples, no qual a resultante das tensões atua no centro de gravidade da armadura, conseqüentemente todas as fibras apresentam a mesma deformação de tração (CARVALHO E FIGUEIREDO FILHO, 2017). A reta que descreve a deformação rotaciona em torno do ponto A, ponto que indica a deformação última do aço, 10‰, até que a deformação na fibra superior do concreto atinja o

valor nulo, no qual há flexo-tração. Nesta situação, a resultante das tensões atua de forma excêntrica ao centro de gravidade da armadura, acarretando em deformações distintas em cada fibra da seção.

- Início: $\varepsilon_s = 10\text{‰}$ e $\varepsilon_c = 10\text{‰}$;
- A reta de deformação rotaciona em torno do ponto A;
- Término: $\varepsilon_s = 10\text{‰}$ e $\varepsilon_c = 0$.

2.5.3 Domínio 2

Neste domínio parte da seção transversal apresenta-se tracionada e parte comprimida. A ruptura ocorre por deformação excessiva da armadura tracionada, sendo que esta atinge a deformação de 10‰. Em relação às deformações no concreto, o domínio tem início no limite superior do domínio 1 e percorre toda a faixa de deformações do valor nulo até o limite da deformação do concreto igual a ε_{cu} , ainda mantendo o ponto A fixo no valor de 10‰. Dessa forma, a capacidade resistente da seção é composta pelo aço tracionado e do concreto comprimido.

- Início: $\varepsilon_s = 10\text{‰}$ e $\varepsilon_c = 0$;
- A reta de deformação rotaciona em torno do ponto A;
- Término: $\varepsilon_s = 10\text{‰}$ e $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu}$.

2.5.4 Domínio 3

Tal como no domínio 2, a seção transversal também apresenta parte tracionada e parte comprimida, porém a ruptura ocorre devido a deformação de ruptura do concreto. Nesse domínio o ponto que se mantém fixo é o ponto B (definido pela deformação limite do concreto). Assim, considerando a variação de deformações possíveis para o aço, a reta percorre desde a deformação 10‰, até o valor da deformação de início de escoamento do aço (ε_{yd}). Assim, a resistência da seção é composta pelo aço tracionado e pelo concreto comprimido e a ruptura do concreto ocorre simultaneamente com o escoamento da armadura, situação ideal, pois os dois materiais atingem sua capacidade resistente máxima (CARVALHO E FIGUEIREDO FILHO, 2017).

- Início: $\varepsilon_s = 10\text{‰}$ e $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu}$;
- A reta de deformação rotaciona em torno do ponto B;

- Término: $\varepsilon_s = \varepsilon_{yd}$ e $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu}$.

2.5.5 Domínio 4

Agora, a maior parte da seção transversal está comprimida e a ruptura ocorre devido a deformação de ruptura do concreto. O ponto que se mantém fixo ainda é o ponto B. Nesse domínio o aço não atinge a tensão de escoamento, ocasionando uma ruptura frágil do elemento uma vez que a ruptura ocorre sem aviso prévio (não há grandes deformações do aço nem fissuração excessiva do concreto). As peças que atingem esse domínio são chamadas “superarmadas” e são antieconômicas, pois o aço não utiliza toda sua capacidade resistente (CARVALHO E FIGUEIREDO FILHO, 2017).

- Início: $\varepsilon_s = \varepsilon_{yd}$ e $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu}$;
- A reta de deformação rotaciona em torno do ponto B;
- Término: $\varepsilon_s = 0$ e $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu}$.

2.5.6 Domínio 4a

Domínio caracterizado por armaduras comprimidas e pequenas zonas de concreto tracionado. A ruptura ocorre por deformação limite do concreto e a reta que descreve a deformação ainda rotaciona em torno do ponto B. A ruptura também é frágil, sem aviso prévio, pois o concreto atinge a ruptura juntamente com a compressão da armadura, ou seja, não há fissuração nem deformações excessivas que sirvam como advertência (CARVALHO E FIGUEIREDO FILHO, 2017).

- Início: $\varepsilon_s = 0$ e $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu}$;
- A reta de deformação rotaciona em torno do ponto B;
- Término: $\varepsilon_s < 0$ e $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu}$.

2.5.7 Domínio 5

Aqui, tem-se a compressão de toda a seção transversal. A compressão pode ser simples, no qual a compressão é uniforme em toda seção representada pela reta b ou composta no qual há variação da deformação ao longo da seção. A reta que descreve a deformada da seção

rotaciona em torno do ponto C, distante a $3/7h$ da borda mais comprimida (CARVALHO E FIGUEIREDO, 2017).

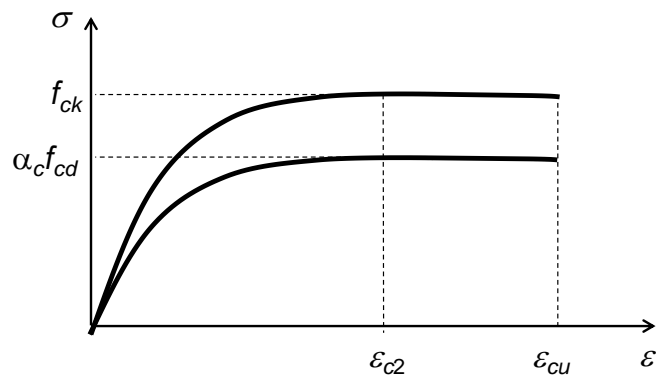
- Início: $\varepsilon_s < 0$ e $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu}$;
- A reta de deformação rotaciona em torno do ponto C;
- Término: $\varepsilon_s = \varepsilon_{c2}$ e $\varepsilon_c = \varepsilon_{c2}$.

Carvalho e Figueiredo Filho (2017) destacaram que embora tenha sido considerada a seção transversal de geometria retangular os domínios se aplicam a quaisquer seções e disposições da armadura.

2.6 Relação constitutiva do concreto

Para o concreto a relação tensão-deformação estabelecida pela norma brasileira é descrita por uma relação parábola-retângulo, desprezando-se qualquer contribuição do concreto tracionado. A relação entre tensão (σ_c) e deformação (ε_c) é dada pela Figura 6 e Equação (22).

Figura 6 – Relação tensão e deformação do concreto.



Fonte: Adaptado da NBR 6118 (ABNT, 2014).

$$\sigma_c = 0,85 f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right] \quad (22)$$

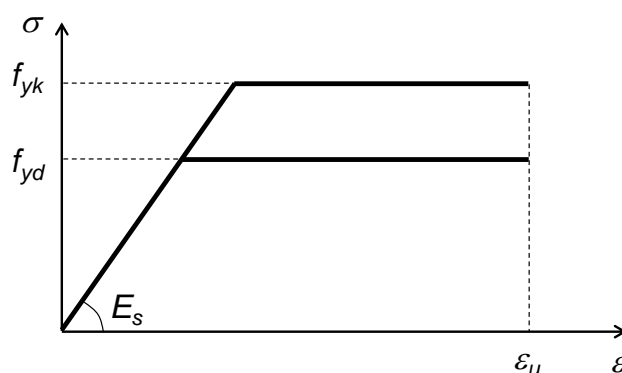
Em que f_{cd} é a resistência a compressão do concreto e ε_{c2} é deformação específica de encurtamento do concreto no início do patamar plástico.

Os valores a serem adotados para os parâmetros ε_{c2} , ε_{cu} (deformação específica de encurtamento na ruptura) e n são definidos pela NBR 6118 (ABNT, 2014).

2.7 Relação constitutiva do aço

Conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014), para o cálculo da resistência estados-limite de serviço e último, pode-se utilizar uma relação elastoplástica perfeita, como mostrada na Figura 3. Esse diagrama pode ser aplicado para tração e compressão do aço (para intervalos de temperatura entre -20°C e 150°C).

Figura 7 – Diagrama tensão-deformação para aços de armaduras passivas.



Fonte: Adaptado da NBR 6118 (ABNT, 2014).

Segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2017), nos aços com patamar de escoamento definido, a deformação específica de cálculo ϵ_{yd} , que corresponde ao início do patamar é obtida pela razão entre a tensão máxima de resistência de cálculo e o módulo de elasticidade do aço. Na falta de ensaios ou valores fornecidos pelo fabricante, a NBR 6118 (ABNT, 2014) possibilita a adoção do módulo de elasticidade do aço igual a 210 GPa. Dessa forma, para aço CA-50 tem-se o valor de deformação específica no patamar plástico igual a 2,07‰.

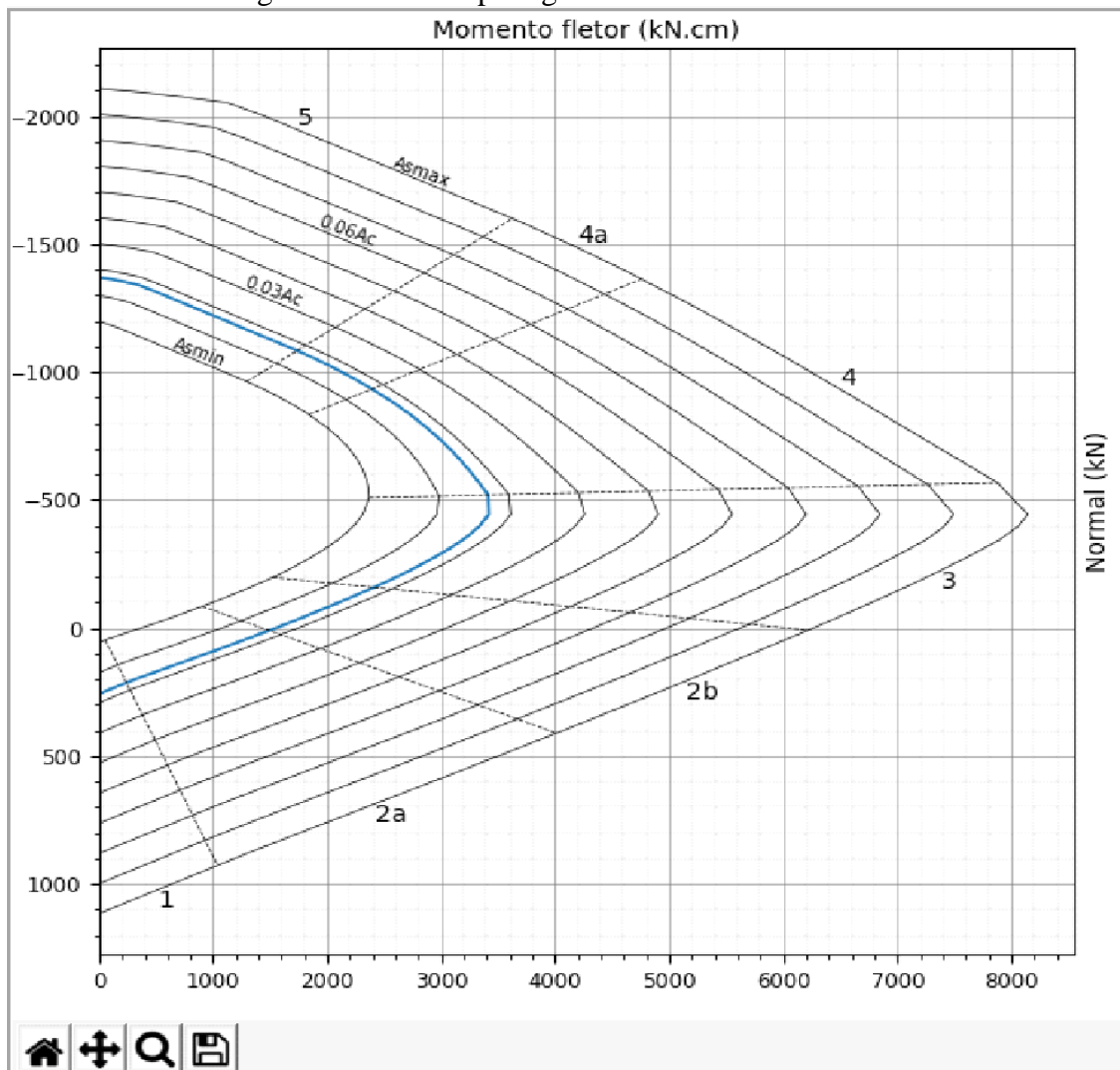
2.8 Geração das curvas de iteração via código do CIEPLOT

O programa CIEPLOT foi desenvolvido por Lima (2020) com o intuito de gerar curvas de iteração dos esforços para seções transversais retangulares e circulares de concreto armado, baseado na teoria de Euler-Bernoulli para a avaliação de seções transversais compactas. O autor utilizou a linguagem de programação Python e algumas bibliotecas gratuitas e de código aberto (LIMA, 2020).

Para a geração das curvas de iteração dos esforços de uma geometria circular basta inserir a área de aço total, o número de barras e o d' , correspondente a distância entre o centro da

armadura para a face externa. Na área de plotagem, ilustrada na Figura 8, é possível verificar em azul uma curva de interação de esforços da seção transversal inserida por Lima (2020) e também dez outras curvas, que correspondem a mesma configuração da seção transversal apenas modificando a taxa de armadura utilizada. Essas curvas vão desde a taxa de armadura mínima, correspondente a 0,4% da área de concreto (A_{smin}), até a taxa de armadura máxima (A_{smax}), correspondente a 8% da área de concreto. A curva em azul, representa a seção com as armaduras fornecidas pelo usuário, ou seja, dentro desse código é possível ver se a taxa de armadura fornecida respeita os limites normativos. Ainda na área de plotagem, é possível identificar linhas tracejadas que dividem cada curva de interação em trechos que correspondem aos domínios de deformação em que se encontra a seção (LIMA, 2020).

Figura 8 – Área de plotagem do software CIEPLOT.



Fonte: Lima (2020).

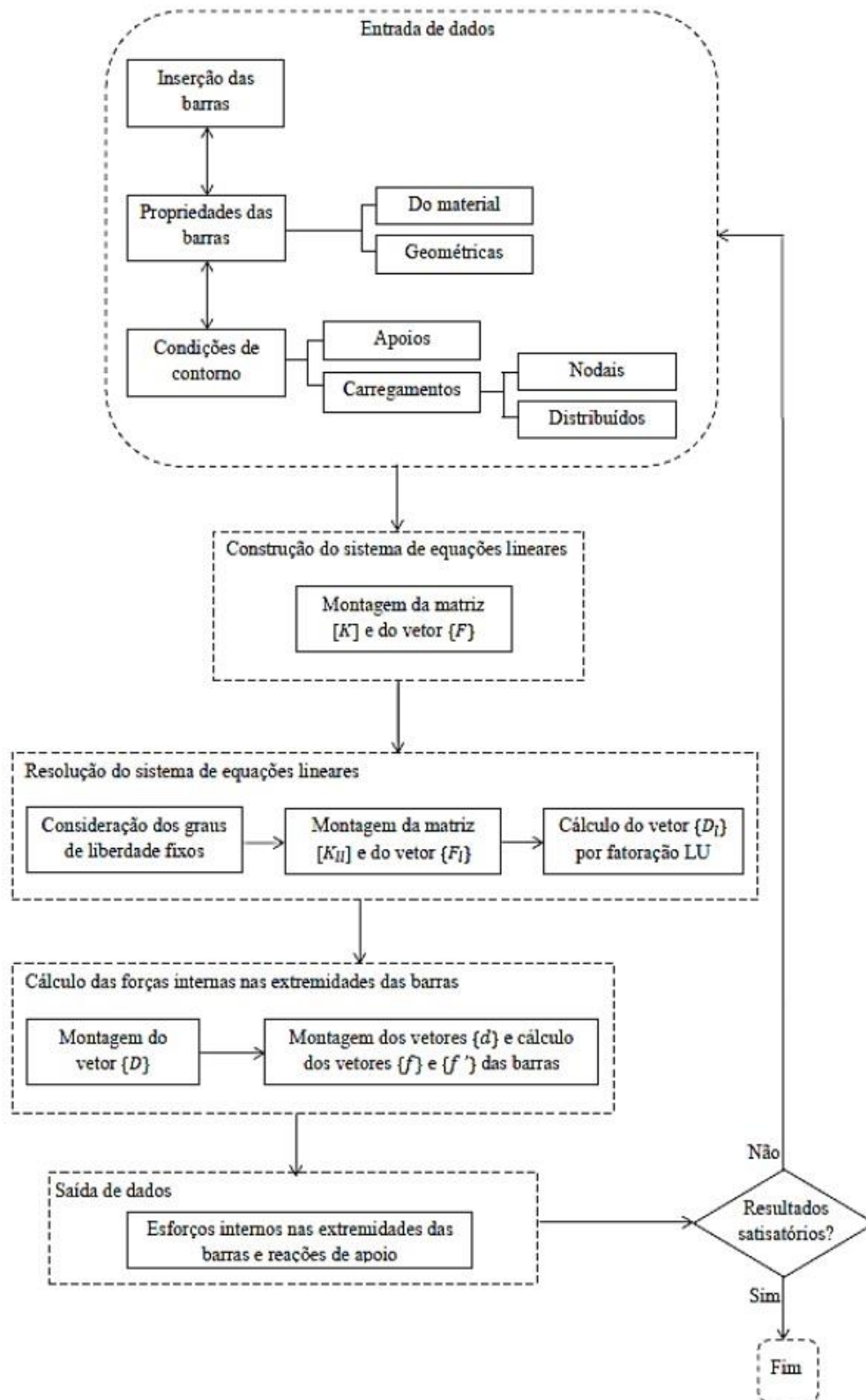
2.9 Análise Estrutural

O método da rigidez direta também conhecido como método dos deslocamentos é um método propício para implementação computacional, de acordo com Weaver Jr. e Gere (1990). Segundo Silva (2019), o método está ligado diretamente ao comportamento de uma mola, em que há proporcionalidade entre a força e deslocamento, sendo a dificuldade de deformação da mesma dada pela sua rigidez. Para Martha (2017) e Soriano (2005), a determinação dos deslocamentos nodais da estrutura necessita da montagem de um sistema de equações de equilíbrio, onde a matriz de coeficientes é designada matriz de rigidez da estrutura $[K]$, e o vetor de termos independentes é denominado por vetor de forças nodais $\{F\}$. O método da rigidez consiste então, no cálculo do vetor de deslocamentos nodais da estrutura, $\{D\}$, conforme definido na Equação (23).

$$[K]\{D\} = \{F\} \quad (23)$$

O fluxograma apresentado na Figura 9 descreve as etapas da análise estrutural.

Figura 9 – Etapas da análise estrutural.



Fonte: Silva (2019).

2.10 Revisão literária

Medeiros (2019) desenvolveu uma ferramenta numérica computacional com precisão de 99,82% que dimensiona estacas de concreto armado para esforços de compressão. O autor chegou a formulações de algoritmo, através de *software* e pesquisa bibliográfica, capazes de calcular: capacidade de carga e carga admissível das estacas, parâmetros do pré-dimensionamento do bloco e cálculo das armaduras longitudinais e transversais à compressão.

Em uma parceria entre a Universidade da Beira Interior (Portugal) e a Universidade de São Paulo (USP), Carlos (2013) apresentou o dimensionamento de estacas metálicas helicoidais através dos métodos semiempíricos mais utilizados, para o tipo de solo residual tropical poroso, típico do interior do estado de São Paulo. Para isso, o autor analisou duas estacas iguais, uma com uma hélice e a outra com duas hélices, afim de observar a diferença da capacidade de carga entre elas. Carlos (2013) então executou ensaios de carga estática rápida à compressão nas duas estacas em uma área que já haviam feito ensaios SPT e CPT. Em seguida, calculou a capacidade de carga para as estacas e comprovou a aplicação das expressões semiempíricas.

Rocha (2012) estudou sobre os métodos de dimensionamento para estaca de brita por vibro substituição e sua aplicação em um solo de característica mole. Para tal, o autor apresentou um caso prático de um muro cais, muro de suporte construído em margens de rio ou mar, na cidade de Tavira – Portugal em que continham dados de ensaios *in situ* e laboratoriais. Rocha (2012) então comparou os valores dos cálculos.

Em um estudo de caso real no dimensionamento de seis estacas do tipo raiz, capazes de suportar um desfibrador de cana de açúcar em uma usina sucroalcooleira, Gomes e Oliveira (2021) compararam resultados obtidos por método semiempíricos com resultados obtidos através de *um software*. Os autores chegaram à conclusão que o método proposto é mais conservador do que o *software* no cálculo da capacidade de carga da estaca, no entanto, ambos apresentaram armadura mínima, pois suas tensões de ponta deram menor que a mínima prevista pela norma.

Em uma comparação entre estacas hélice contínua e estaca escavada, Schimunek (2020) usou métodos semiempíricos para estimar a capacidade de carga. O estudo do autor se deu em um edifício corporativo localizado na cidade de Panambi-RS em que, o tipo de solo do local era argila siltosa com areia fina e consistência variando entre rija e muito rija a dura, determinados por um ensaio SPT. Com o diâmetro da estaca de 40 cm cada e a carga dos pilares definidas, Schimunek (2020) concluiu que a melhor estaca em termos de adequação técnica e

economia seria à estaca escavada, não descartando a hélice contínua pelo alto crescimento de sua demanda na região.

Com os dados de um SPT, Nuernberg (2014) determinou a capacidade de carga, os deslocamentos, os recalques e a armadura necessária a resistir às solicitações de uma edificação para estaca hélice contínua monitorada (EHC) e comparou os métodos de cálculo utilizados. Para o recalque, Nuernberg (2014) obteve valores abaixo dos recomendados em norma, concluindo que os deslocamentos não afetaram a estrutura da estaca e, a taxa de aço necessária para suportar os esforços foram a mínima, devido à baixa solicitação à flexão do caso estudado.

Gehlen (2016) dimensionou e comparou estacas tipo Franki, Hélice Contínua e Strauss para um edifício localizado na cidade de Pato Branco-PR. O autor dimensionou as estacas através de métodos semiempíricos e *software*, além de elaborar o orçamento de cada uma. Os fatores levados em consideração para a comparação foram: custos, mobilização dos equipamentos, processos construtivos e cronogramas executivos. O autor concluiu que, o tipo de estaca mais viável para o projeto em termos técnicos e econômico é a Franki, visto que a mesma apresentou menor custo com mobilização de equipamentos, menor cronograma executivo, menor número de estacas e menores dimensões de blocos comparados aos outros tipos de estaca.

3 METODOLOGIA

3.1 Considerações iniciais

Esse capítulo tem como objetivo descrever as tecnologias utilizadas na elaboração da aplicação e como foi feita a construção do algoritmo para o dimensionamento das estacas.

3.2 Tecnologias utilizadas

A aplicação foi construída utilizando-se a linguagem de programação Fortran, uma das primeiras linguagens de programação do mundo. O programa conta com uma sintaxe rígida e formato algébrico para facilitar seu uso com as fórmulas matemáticas, além de ser uma linguagem de fácil compreensão. Ele permite a elaboração de códigos extremamente sofisticados para a resolução de problemas de grande complexidade (ANDREOLI; CARVALHO, 2001), e por isso, é importante para esta aplicação.

Além disso, o Fortran possui inúmeras funcionalidades em destaque, segundo Andreoli e Carvalho (2001), se encontra as terminologias simples OPEN, READ e STOP, etc., aliada à codificação de cima para baixo (*top-down approach*), linha por linha, aproximando-se do procedimento manual e assim contribui para uma resolução simples dos problemas.

3.3 Construção do algoritmo

A aplicação foi construída para o dimensionamento de estacas e incluída ao programa criado pelo autor Lima (2020) que constrói as curvas de interação da estrutura de concreto armado. Além disso, o método dos deslocamentos aplicado para análise linear de estruturas desenvolvido por Silva (2019) foi acoplado ao código.

O código é constituído por quatro arquivos de entrada. O primeiro, contém as informações do solo e as cargas dos pilares, que vão auxiliar na determinação das quantidades e comprimento das estacas. Já os outros três, possuem os dados da estrutura, separados por cada método semiempírico, que contribuem para a análise da rigidez lateral, a construção das curvas de interação da estrutura e o cálculo da área de aço necessária.

Na primeira rotina, os dados de entrada são o conjunto de informações necessárias para determinar a capacidade de carga do solo, o comprimento e o número de estacas, e os principais

dados necessários são o tipo e diâmetro da estaca, os dados do ensaio de penetração do solo, como N_{SPT} , profundidade e tipo de solo de cada camada e, as cargas dos pilares da edificação. Esses valores são armazenados em vetores, para facilitar a varredura dos dados em todas as condições e cálculos da parte de fundação, passando pelos três métodos semiempíricos mencionados no Capítulo 2 e assim obtendo três valores de comprimento de estaca e posteriormente o número de estacas para cada pilar de cada método. Se o diâmetro não for suficiente para determinar um comprimento para a estaca, o usuário deve adicionar outro no código de entrada.

Nas outras três rotinas, os dados indispensáveis são os que irão determinar a área de aço, a rigidez lateral e as curvas de iteração, e para isso os principais dados de entrada são as características do concreto e aço utilizados no projeto, o número de fatias que será feita a divisão para o traçado da curva de iteração, o parâmetro da mola e as forças atuantes no topo da estaca.

3.4 Cálculo da área de aço

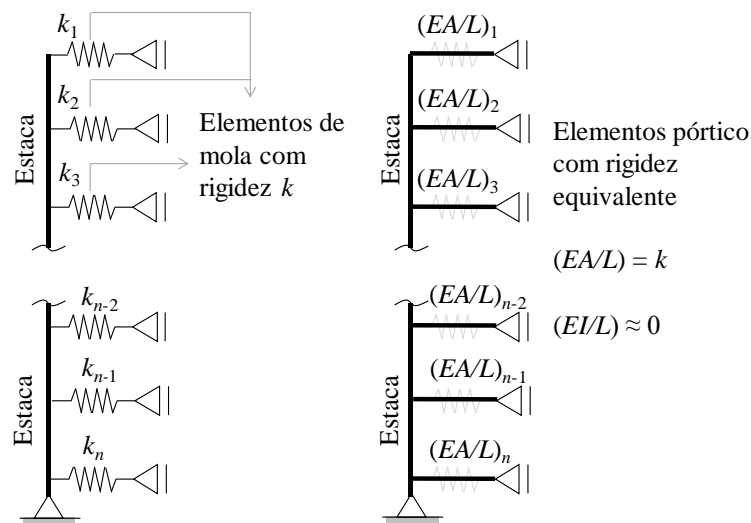
O programa tem como base dados diâmetros (bitolas) comerciais de barras de aço, considerando: 10 mm, 12,5 mm, 16 mm, 20 mm, 25 mm, 32 mm e 40 mm. Com esses dados, e conhecido o diâmetro da estaca, o programa constrói as curvas de interação considerando a taxa de armadura mínima e máxima. Caso as solicitações sejam pequenas e demandem a armação mínima, determina-se o diâmetro necessário considerando seis barras ao longo do perímetro. Caso a taxa de armadura máxima não seja suficiente para resistir aos esforços, o programa emite um aviso pedindo para que o diâmetro da estaca seja corrigido.

Para a situação em que a armadura necessária está entre as armações mínima e máxima, o programa realiza uma série de testes. Basicamente, tal procedimento é iniciado com seis armaduras ao longo do perímetro da seção e todos os diâmetros são simulados. Caso algum deles apresente capacidade resistente suficiente para combater às solicitações, essa armadura é definida como a armadura necessária. Caso mais de uma opção seja possível, apenas aquela que apresenta menor consumo de aço é definida como solução do problema. Por fim, se o uso de seis barras não for condizente com a solicitação, são testadas 8, 10, 12, até n barras, sendo n um número par, até que a capacidade resistente seja compatível com o problema estudado.

3.5 Simulação da rigidez lateral do solo considerando elementos de pórtico plano

Com o intuito de não alterar as implementações realizadas por Silva (2019), a rigidez lateral do solo, também referenciada como paramento (CAMPOS, 2015), foi modelada através de elementos de pórtico plano com rigidez compatível com a do solo. Assim, foram usadas as definições apresentadas no item 2.3 para a obtenção da rigidez k de cada uma das molas ao longo da altura da estaca. Para substituir as molas por elementos de pórtico plano, a rigidez axial desses foi simplesmente igualada à rigidez k naquela mesma posição. Por outro lado, a rigidez à flexão foi tomada com um valor próximo de zero, uma vez que a mesma não influenciará significativamente na contenção lateral imposta pelo solo.

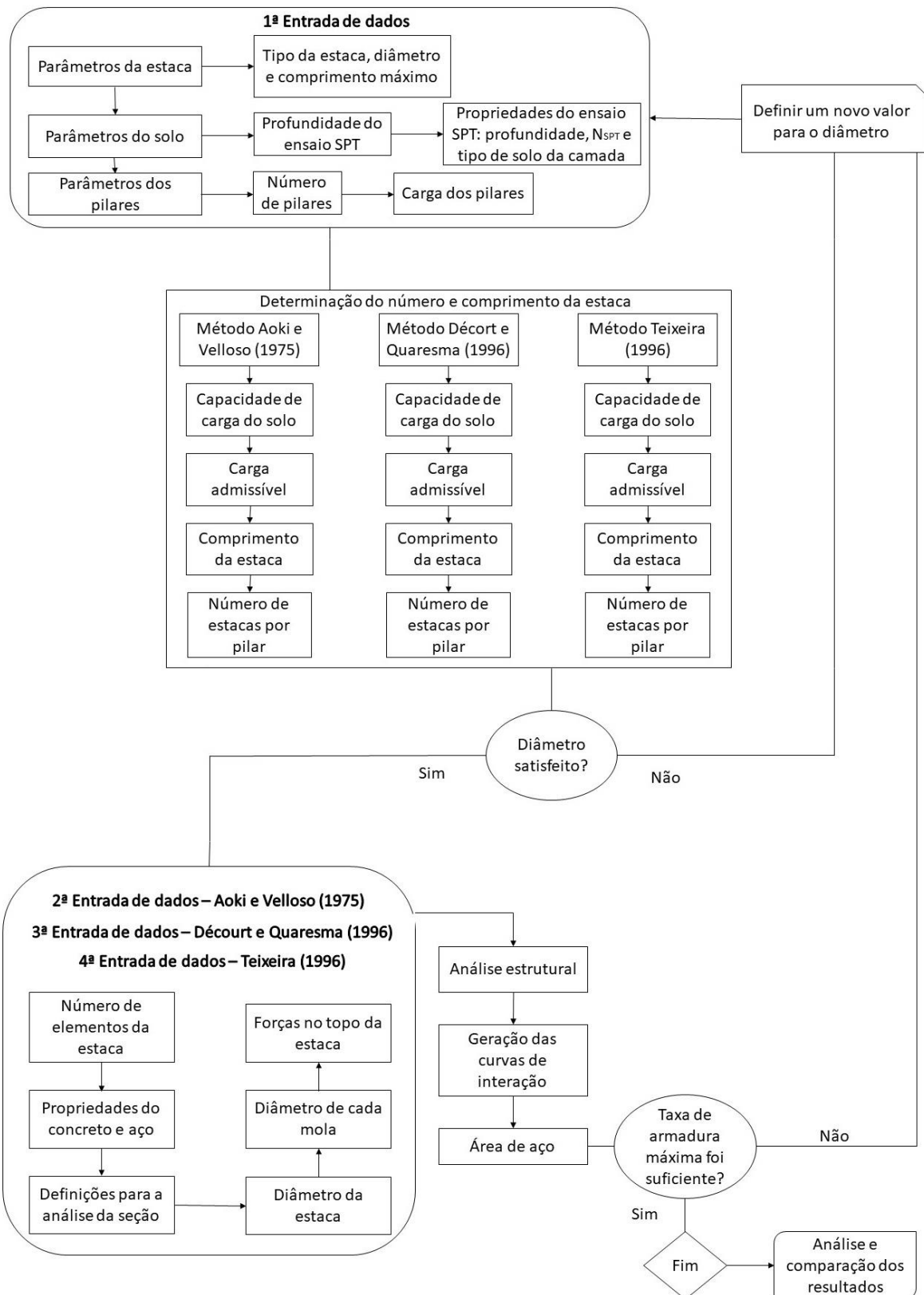
Figura 10 – Paramento modelado com elementos de pórticos plano.



Fonte: Da autora (2022).

A seguir, na Figura 11, consta um fluxograma das etapas do programa.

Figura 11 – Fluxograma das etapas do programa



Fonte: Da autora (2022).

4 ANÁLISE DE RESULTADOS

4.1 Considerações iniciais

Nesse capítulo o objetivo é demonstrar os resultados e análises da aplicação de um exemplo, afim de validar o programa.

4.2 Apresentação da aplicação

Neste tópico será estudado uma edificação comercial de seis pavimentos com 27 pilares, localizado na cidade de Pouso Alegre – MG, contendo dados de um ensaio de sondagem SPT, ilustrado no ANEXO A e ANEXO B, realizado em 2020 pela Delta Engenharia[®] e, as cargas dos pilares, descritas no ANEXO C, que englobaria a área dessa sondagem. O projeto de dimensionamento das fundações foi calculado para estacas hélice contínua com diâmetro de 50 cm e comprimento máximo de 30 m.

A seguir, são apresentados os resultados e análises obtidos da estaca, contendo comprimento e quantidade de estacas de cada método semiempírico empregado, os esforços internos solicitantes, como os momentos fletores e esforços cortantes da estaca, as curvas de iteração para a máxima solicitação e, a área de aço necessária para resistir aos esforços.

4.3 Análise geotécnica

A capacidade de carga do solo (R) foi extraída dos três métodos semiempíricos descritos no Capítulo 2, Equações (2)-(5) e em seguida suas cargas admissíveis (P_a) calculadas a partir da Equação (6). Com isso, os comprimentos das estacas podem ser definidos de acordo com os métodos de escolha descritos no item 2.2.5 do Capítulo 2, e assim, chegou a um comprimento de 22 m para os três métodos. Na Tabela 5 são mostrados os resultados da capacidade de carga e carga admissível do solo na profundidade de 22 m.

Tabela 5 – Capacidade de carga e carga admissível do solo na profundidade de 22m.

Métodos	R (kN)	Pa (kN)
Aoki e Velloso (1975)	2050,71	1025,36
Décourt e Quaresma (1996)	2162,05	1081,02
Teixeira (1996)	2838,14	1419,07

Fonte: Da autora (2022).

Na profundidade de 22 m, o tipo do solo é silte argiloso e seu N_{SPT} é de 42 golpes. Para a escolha do comprimento da estaca, a metodologia que se adequou foi a 3ª do item 2.2.5, pois os parâmetros dela foram satisfeitos, como demonstrado a seguir.

Para estaca hélice contínua o limite inferior e superior, são de 20 e 45, respectivamente, então:

$$N_{SPT} \leq N_{lim} \rightarrow 20 < 42 < 45 \rightarrow \text{Condição satisfeita}$$

De acordo com o diâmetro do fuste, a carga de catálogo é de 2500 kN e, para a demonstração da sua comparação com a carga admissível, será utilizado o maior valor entre os três métodos demonstrados na coluna 3 da Tabela 5:

$$P_a \leq P_e \rightarrow 1419,07 < 2500 \rightarrow \text{Condição satisfeita}$$

$$L \leq L_{m\acute{a}x} \rightarrow 22 < 30 \rightarrow \text{Condição satisfeita}$$

Para a determinação do número de estacas por pilar de cada método semiempírico, utilizou a Equação (8), a partir das cargas admissíveis do comprimento da estaca, na profundidade de 22 metros e as cargas dos pilares fornecidas anteriormente. Os números de estacas por método semiempírico estão descritos na Tabela 6, a seguir:

Tabela 6 – Total do número de estacas para cada método semiempírico.

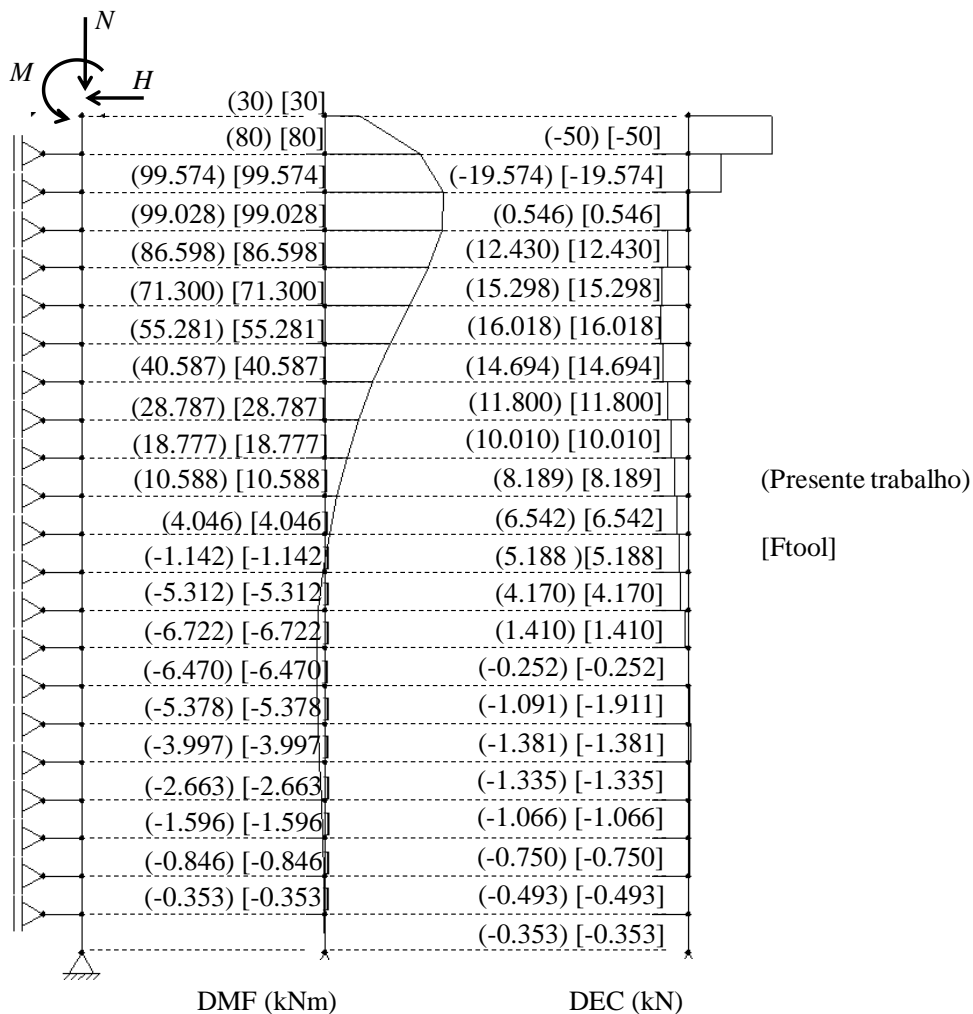
Métodos	$n_{estacas,totais}$
Aoki e Velloso (1975)	58
Décourt e Quaresma (1996)	53
Teixeira (1996)	44

Fonte: Da autora (2022).

4.4 Análise estrutural

Com o comprimento das estacas definido, como descrito no item anterior, passa-se ao cálculo dos esforços internos solicitantes. Para tal, a cada metro da estaca foi colocado um elemento de pórtico com rigidez axial condizente com o solo. Para este caso, foram tomados os valores mínimos para o coeficiente elástico do solo. Foram considerados esforços fictícios horizontal (50 kN), normal (1000 kN) e momento fletor (30 kNm) afim de avaliar a precisão da formulação linear. Assim, tem-se na Figura 12 a comparação entre os resultados, para o diagrama de momentos fletores (DMF) e diagrama de esforços cortantes (DEC), obtidos com o presente trabalho (entre parênteses) e os extraídos do Ftool (entre colchetes). É possível observar que, considerando 3 casas decimais, os resultados são idênticos nas duas aplicações.

Figura 12 – Análise estrutural: comparação de resultados com o Ftool.

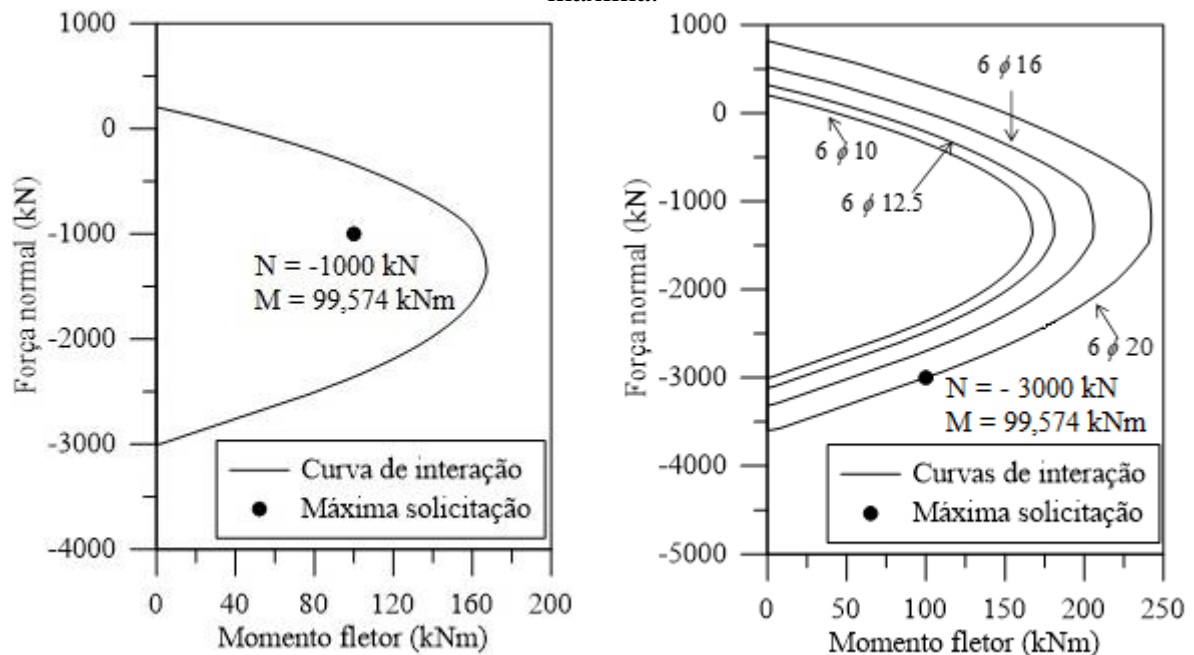


Fonte: Da autora (2022).

4.5 Comparação das curvas de interação e dimensionamento da área de aço

Considerando a máxima solicitação encontrada para a combinação força normal e momento fletor ($N = -1000$ kN ; $M = 99.574$ kNm), que ocorre na profundidade de 3 metros, o programa realizou a construção da primeira curva de interação, considerando 6 barras de 10 mm. Na Figura 13a, essa Figura é ilustrada juntamente com o ponto de máxima solicitação, mostrando que a armação inicialmente testada já é suficiente para resistir aos esforços. Porém, em um segundo teste, onde a carga axial foi aleatoriamente aumentada para 3000 kN (apenas para testar o algoritmo que determina a área de aço), pode-se perceber que o programa construiu curvas para a seção com 6 barras de 10 mm, de 12.5 mm e de 16 mm, sem obter sucesso no dimensionamento, por fim, ao testar barras de 20 mm, a capacidade resistente foi finalmente maior que a solicitação, como indicado na Figura 13b.

Figura 13: Avaliação da capacidade resistente da estaca e comparação com a solicitação máxima.



(a) Considerando $N = -1000$ kN.

(b) Considerando $N = -3000$ kN.

Fonte: Da autora (2022).

Considerando que as calibrações das curvas de interação já foram feitas por Lima (2020), pode-se concluir que o algoritmo para a definição da área de aço consegue determinar uma área de aço que promove uma capacidade resistente superior à solicitação.

5 CONCLUSÃO

Em síntese ao trabalho, o dimensionamento das estacas foi desenvolvido através de métodos genéricos e semiempíricos, com ênfase em estaca de hélice contínua (seção circular). E em contribuição, foi criado um programa na linguagem Fortran para unir a fundação ao concreto armado e permitir que o projetista tenha acesso ao detalhamento completo da estaca, como quantidade, comprimento, rigidez lateral, curvas de iteração e área de aço, proporcionando uma melhor visualização nos resultados e assim projetar uma estrutura segura e econômica.

Os resultados obtidos foram comparados com os da literatura e *software*, e a eficiência do código foi confirmada, visto que os valores foram idênticos ou muito próximos durante todo o processo de cálculo. Essa diferença pequena dos resultados é devido aos arredondamentos do processo do cálculo, e por isso, são aceitáveis, visto que em uma análise estrutural os resultados devem ser próximos. Portanto, conclui-se que o programa desenvolvido é válido e confiável, podendo ser aplicado na prática para o cálculo e detalhamento de estacas de hélice contínua.

Em uma comparação dos métodos semiempíricos adotados para o caso estudado, é possível observar através das Tabelas 5 e 6, que os métodos de Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1996), apresentaram uma carga admissível mais baixa e um número de estacas mais altos comparadas ao método de Teixeira (1996). Visto que os três métodos adotaram um coeficiente de segurança descrito pela norma, para o projeto em estudo o melhor método a ser adotado seria o de Teixeira (1996), visando segurança e economia.

Como sugestão para trabalhos futuros, tem-se:

- Inclusão de diferentes tipos de estaca e tubulão;
- Aprimoramento do cálculo da rigidez do solo para a simulação do paramento lateral;
- Inclusão de efeitos não lineares;
- Cálculo da armação transversal (estribos) devido ao esforço cortante;
- Inclusão do cálculo de comprimentos das armações para detalhamento, considerando eventuais traspases necessárias;
- Aprimoramento do processo de cálculo da armação necessária utilizando um processo de otimização;

- Refazer as contas dentro do programa caso o diâmetro não seja suficiente, sem precisar que o usuário modifique o arquivo de entrada, visto que as dimensões dos diâmetros são tabeladas;
- Incrementar ao programa as distâncias entre as estacas;
- Analisar e definir o melhor método semiempírico do caso estudado dentro do programa.

6 REFERÊNCIAS

ALBUQUERQUE, P. J. R.; GARCIA, J. R. **Engenharia de Fundações**. 1. Ed. Rio de Janeiro: LTC, 2020.

ANDREOLI, Rita Valéria; CARVALHO, João Carlos. **Apostila de Fortran**. 2001. Disponível em: http://www.inf.ufes.br/~thomas/fortran/tutorials/inpe_fortran.pdf. Acesso em: 18 abr. 2022. Acesso em: 19 abr. 2022.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122**: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2019.

CAMPOS, João Carlos de. **Elementos de Fundações em concreto**. São Paulo: Oficina de Textos, 2015.

CARLOS, Gustavo David Louro. **Dimensionamento de Estacas Helicoidais**. 2013. 132 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade da Beira Interior, Covilhã - Portugal, 2013. Disponível em: https://ubibliorum.ubi.pt/bitstream/10400.6/3500/1/Disserta%20a7%20a3o_Gustavo%20Carlos.pdf. Acesso em: 19 abr. 2022.

CARVALHO, R. C., FIGUEIREDO FILHO, J. R. **Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado**: Segundo a NBR 6118:2014. 4ªEd., São Carlos, EdUFSCar, 2017.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. **Fundações por estaca: projeto geotécnico**. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

GEHLEN, Douglas Dalton. **Dimensionamento e comparativo entre estacas Franki, Hélice Contínua e Strauss: estudo de caso**. 2016. 119 f. TCC (Graduação) – Curso de Engenharia Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Pato Branco, 2016. Disponível em: http://repositorio.utfpr.edu.br/jspui/bitstream/1/14527/1/PB_COECI_2016_2_34.pdf. Acesso em: 19 abr. 2022.

GOMES, Murilo de Oliveira; OLIVEIRA, Raiane Duarte de. **Comparativo estrutural entre o dimensionamento de estaca raiz obtido por método numérico e analítico**. 2021. 77 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Faculdade Evangélica de Goianésia, Goianésia, 2021. Disponível em: http://repositorio.aee.edu.br/bitstream/aee/18445/1/12_2021_2_MURILO_RAIANE%20.pdf. Acesso em: 19 abr. 2022.

LIMA, Gabriel Reis Souza. **Aplicação para geração de curvas de iteração de esforços para seções transversais de concreto armado**. 2020. 50f. TCC (Graduação) – Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Lavras, Lavras, 2020.

MARTHA, L. F. **Análise de estruturas: conceitos e métodos básicos**. 2. ed. Rio de Janeiro: Elsevier, 2017. ISBN 978-85-352-8625-0.

MEDEIROS, Rodolfo Ritller Gurgel de. **Implementação de uma ferramenta numérica para dimensionamento de estacas de concreto**. 2019. 59 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2019. Disponível em: https://repositorio.ufrn.br/bitstream/123456789/40496/1/Implementa%C3%A7%C3%A3odeumaFerramenta_Medeiros_2019.pdf. Acesso em: 19 abr. 2022.

NUERNBERG, Marcos Felipe. **Estacas do tipo hélice contínua monitorada (EHC): dimensionamento através de métodos semiempíricos**. 2014. 170 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade de Santa Catarina, Santa Catarina, 2014. Disponível em: <https://repositorio.ufsc.br/bitstream/handle/123456789/127382/TCC%20FINAL%20-%20Marcos%20Felipe%20Nuernberg%20-%20Vers%c3%a3o%20A5.pdf?sequence=1&isAllowed=y>. Acesso em: 19 abr. 2022.

ROCHA, Cláudia de Jesus Thompson da. **Comparação de alguns métodos para o dimensionamento de estacas de brita: Aplicação a um caso de estudo**. 2012. 183 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Geológica, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa, Caparica - Portugal, 2012. Disponível em: https://run.unl.pt/bitstream/10362/8739/1/Rocha_2012.pdf. Acesso em: 19 abr. 2022.

SCHIMUNECK, Elisan Gustavo. **Dimensionamento e comparativo entre estacas hélice contínua e escavada: estudo de caso**. 2020. 91 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul, Ijuí, 2020. Disponível em: <https://bibliodigital.unijui.edu.br:8443/xmlui/bitstream/handle/123456789/6913/ELISAN%20GUSTAVO%20SCHIMUNECK.pdf?sequence=1&isAllowed=y>. Acesso em: 19 abr. 2022.

SILVA, Matheus Eduardo. **Sistema estrutural para análise de estruturas reticuladas tridimensionais**. 2019. 92 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Lavras, Lavras, 2019.

SORIANO, H. L. **Análise de Estruturas – Formulação Matricial e Implementação Computacional**. Rio de Janeiro: Editora Ciência Modernas Ltda., 2005. ISBN 85-7393-452-2.

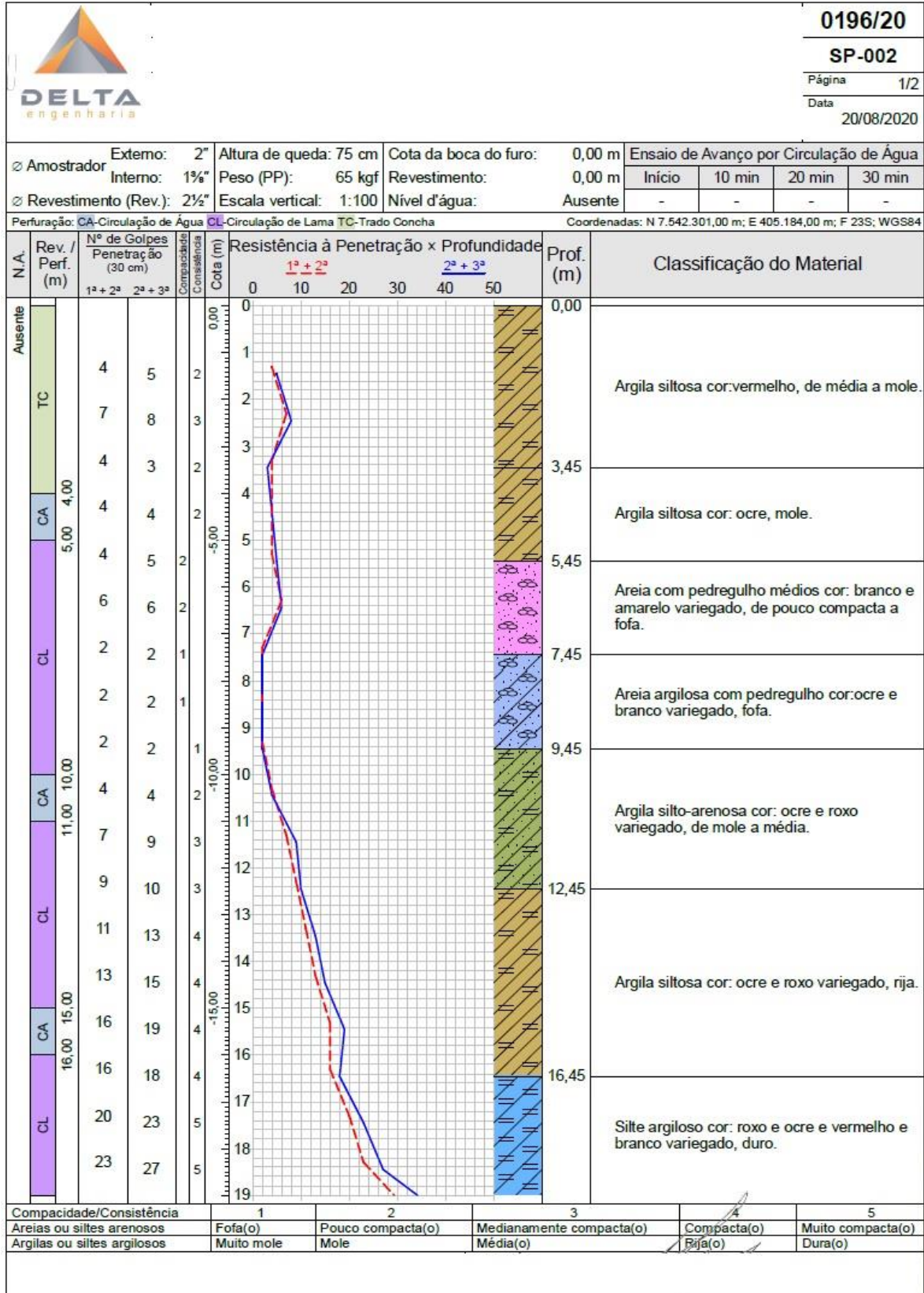
VELLOSO, Dirceu de Alencar; LOPES, Francisco de Resende. **Fundações–Critérios de Projeto, Investigação do Subsolo, Fundações Superficiais, Fundações Profundas**. São Paulo: Editora Oficina de Textos, 2010.

WAGNER, Williann Miguel. **Análise e dimensionamento de estacas em concreto armado sujeitas as solicitações laterais**. 2019. 84 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade de Santa Cruz do Sul, Santa Cruz do Sul, 2019.

WEAVER JR, W; GERE, J. M. **Matrix Analysis of Framed Structures**. 3. ed. New York: Van Nostrand Reinhold, 1990. ISBN 978-1-4684-7489-3.

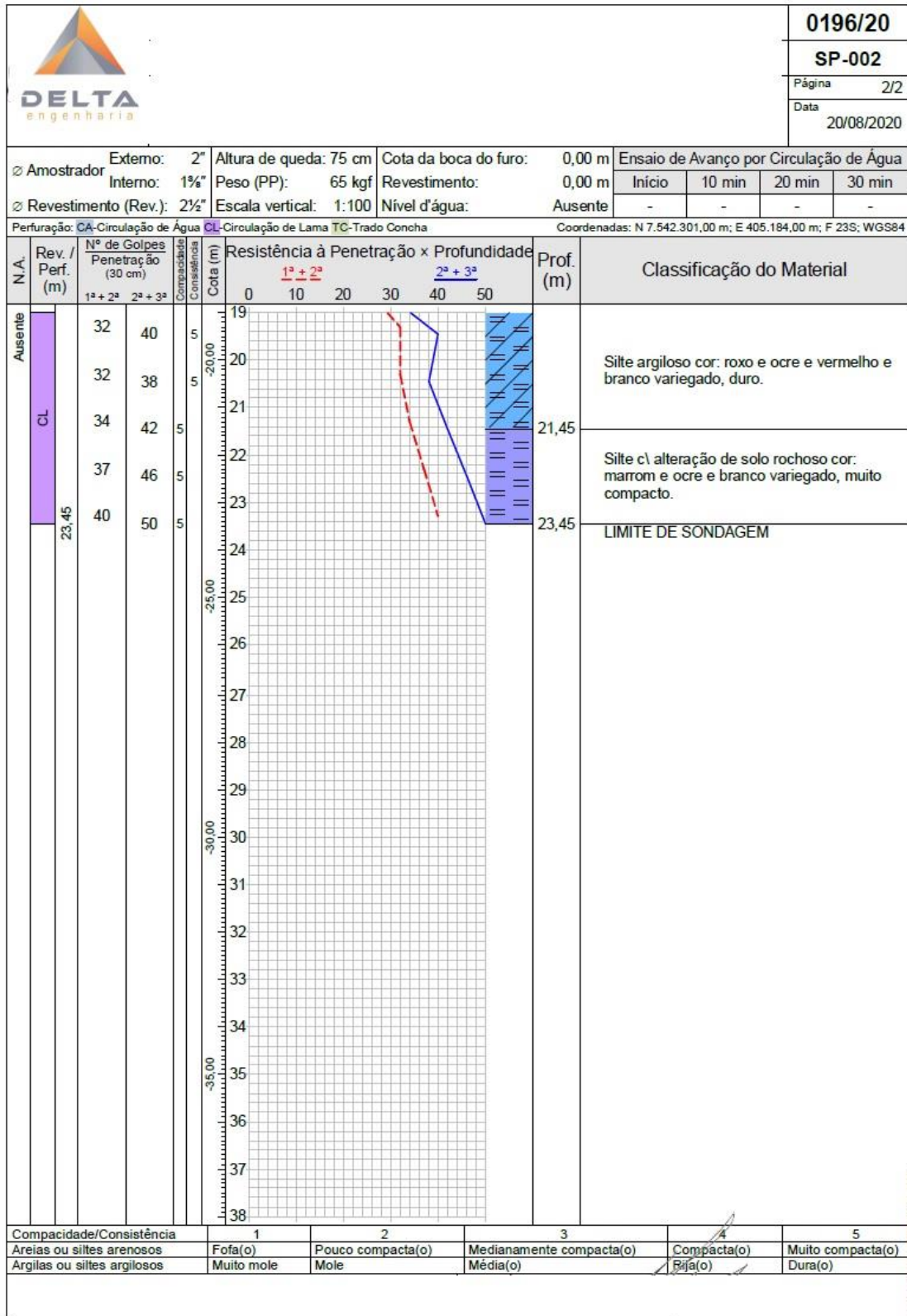
ANEXO A – Laudo do ensaio SPT

Sondagem SPT – Página 1



ANEXO B – Laudo do ensaio SPT

Sondagem SPT – Página 2



CONFORME NBR 6484:2001

ANEXO C – Cargas dos pilares

Cargas dos pilares	
Pilar	Carga (kN)
P01	1450,94
P02	2591,11
P03	2067,60
P04	1238,05
P05	1640,39
P06	1556,60
P07	1604,75
P08	3094,50
P09	1901,43
P10	2059,83
P11	2078,52
P12	2670,31
P13	1651,32
P14	2403,09
P15	1955,76
P16	2529,01
P17	2244,69
P18	1363,98
P19	1071,89
P20	1275,44
P21	523,51
P22	649,28
P23	912,12
P24	598,64
P25	718,08
P26	908,16
P27	1082,53

Fonte: Delta Engenharia® (2020), adaptado pela autora.