

Interação Solo-Estrutura em fundações profundas do tipo estacas escavadas sem lama e microestacas

Jairson Ribeiro da Silva

Universidade Regional Integrada do Alto Uruguai e das Missões, Santo Ângelo, Brasil,
jairsonribeiro@hotmail.com

Bóris Casanova Sokolovicz

Universidade Regional Integrada do Alto Uruguai e das Missões, Santo Ângelo, Brasil,
bsokolovicz@yahoo.com.br

RESUMO: A engenharia de fundações é de grande importância e vêm atingindo grandes avanços de projeto, execução e monitoramento. De acordo com a NBR 6120/2010 as fundações profundas são elementos 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 o no mínimo 3,0m. Neste tipo de fundação incluem-se as estacas e os tubulões. O presente trabalho tem por objetivo realizar um comparativo de dimensionamento e recalque de estacas escavadas mecanicamente e microestacas, principalmente o recalque e o efeito do grupo de estacas. Foi realizado um estudo de caso para uma edificação de oito pavimentos na cidade de Santo Ângelo - RS, onde o solo é predominantemente argiloso. Foi adotada a estrutura de concreto armado e a mesma foi dimensionada pelo software Eberick V9. Através do ensaio *Standard Penetration Test* (SPT) e ensaios laboratoriais do solo no laboratório de solos da Universidade Regional Integrada do Alto Uruguai e das Missões (URI Santo Ângelo), foram dimensionadas manualmente as estacas escavadas e as microestacas através do Método de Aoki-Velloso (1975), onde foi adotada a profundidade de 9 metros. O recalque foi determinado pelo Método de Aoki. Os resultados demonstraram que o recalque médio das estacas escavadas foi de 16,00 mm com recalque máximo de 20,56 mm. Já para as microestacas o recalque médio foi de 2,50 mm, onde ficou evidente o efeito do grupo de estacas, pois para o mesmo carregamento, o número de microestacas é maior em comparação as estacas. Em relação a viabilidade, o melhor custo benefício foi com estacas escavadas em função da rapidez de execução.

PALAVRAS-CHAVE: Estaca escavada, microestaca

1 INTRODUÇÃO

A engenharia de fundações começou nos primórdios da civilização humana, quando o homem querendo adequar o meio em que habitava as suas necessidades, os relatos de que se tem de obras realizadas pelo homem.

De acordo com NETO (1998), no período Paleolítico, o homem abrigava-se em cavernas rochosas ou em abrigos subterrâneos improvisados para proteger-se dos animais e das intempéries. Estes abrigos eram obtidos a partir de escavações verticais de até 2,0 metros de

profundidade, o que já demonstrava alguma noção em estabilidade dos solos.

No início do século XX e com o advento do concreto armado, as informações mais precisas sobre fundações de edifícios surgem a partir de 1930, quando os edifícios construídos em concreto armado já se apoiavam sobre fundações diretas, do tipo sapatas de concreto armado ou blocos de concreto simples. Nas situações em que eram utilizadas fundações profundas, optava-se pelo uso de estacas de madeira ou estacas pré-moldadas de concreto armado (VARGAS, 1998).

De acordo com Gusmão Filho (2005), quanto à região Nordeste do Brasil, destaca-se o pioneirismo da cidade do Recife, através da sua importância histórica na região, com registros de obras de fundações sobre o Forte das Cinco Pontas (1633) e do Teatro Santa Isabel (1840), sendo que este foi erguido sobre fundações de pedra argamassada com cal e assente em terreno de areia média e fofa, material comum nos aterros antigos do Recife. Por conta da forte presença de depósitos de argila mole orgânica na cidade, foram crescentes os avanços tecnológicos com o uso de fundações profundas, destacando-se o emprego da estaca Strauss como o primeiro tipo de estaca usada no Nordeste.

Existem vários tipos de fundações e a escolha do tipo mais adequado é função das cargas da edificação e da profundidade da camada resistente do solo. Com base na combinação destas duas análises optar-se-á pelo tipo que tiver o menor custo e o menor prazo de execução, analisando-se juntamente os mais variados elementos para o desenvolvimento como presença de ruídos, vibrações, tipos de solos, profundidade, cargas, a disponibilidade de material e mão de obra para executar a fundação, etc. De acordo com a NBR 6120/2010 as fundações diretas ou superficiais são aquelas em carga é transmitida ao solo, predominantemente pelas tensões distribuídas sob a base do elemento estrutural de fundação.

De acordo com a NBR 6120/2010 as fundações profundas são elementos 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 o no mínimo 3,0m. Neste tipo de fundação incluem-se as estacas e os tubulões.

2 MATERIAIS E METODOLOGIA

2.1 Projeto Arquitetônico

O projeto trata-se de uma edificação de oito pavimentos, exclusivamente residencial, sendo apresentado nas figuras 1 e 2. O prédio

apresenta garagem nos dois primeiros pavimentos e apartamentos a partir do terceiro pavimento.



Figura 1. Fachada



Figura 2. Planta Baixa Tipo

2.2 Projeto Estrutural

A referida edificação apresenta estrutura do tipo concreto armado onde foram simulados dois tipos de fundações, sendo elas as microestacas e estacas escavadas sem lama.

2.3 Projeto de Fundações

2.3.1 Ensaio SPT

Para o dimensionamento das fundações foi utilizado o ensaio de percussão *Standard Penetration Test* (SPT). O ensaio é apresentado na figura 3. Com base no SPT, para as fundações de microestacas e estacas escavadas adotou-se a profundidade de 9 metros.

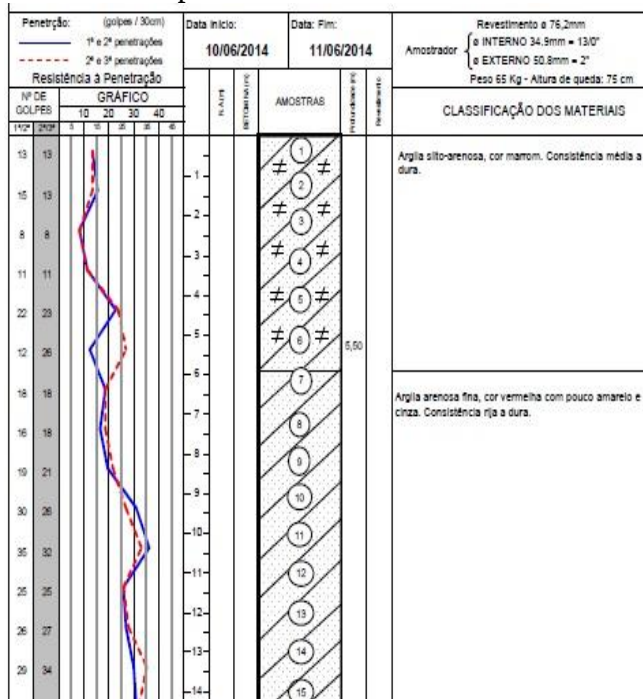


Figura 3. Resultado do Ensaio SPT (FENIX SONDAGENS (2013))

2.3.2 Método de Aoki-Velloso (1975)

O ensaio é baseado em resultados de resistência de ponta do cone - CPT

$$Q_{RUP} = P_L + P_B \quad (1)$$

Onde:

Q_{RUP} = Capacidade de carga última

P_L = Capacidade de carga do fuste

P_B = Capacidade de carga de base

$$P_B = K \cdot N_B \cdot A_B / F_1 \quad (2)$$

Onde:

K = Coeficiente de correlação com resultados do cone

N_B = Valor de N_{SPT} da base (ponta) da estaca

A_B = Área da base (ponta) da estaca (m^2)

F_1 = Coeficiente de correlação de resistência de ponta para levar em conta a diferença de comportamento entre a estaca e o ensaio de cone

$$P_L = \sum (\alpha_i \cdot k_i \cdot N_m \cdot P \cdot \Delta_L / F_2) \quad (3)$$

Onde:

α_i = Razão de atrito na camada i

K = Coeficiente de correlação do cone na camada i

N_m = Valor de N_{SPT} médio da camada i

Δ_L = Comprimento da estaca na camada i

F_2 = Coeficiente de correlação de resistência lateral para levar em conta a diferença entre a estaca e o ensaio de cone.

P = perímetro da estaca

2.3.3 Recalque pelo Método de Aoki e Lopes (1975)

Para o cálculo do recalque no topo da estaca S , basta escolher o ponto onde se quer obter o recalque e somar, ao valor de spf , o valor do recalque elástico se:

$$s_e = \frac{1}{A \cdot E_c} \left[\frac{Q - N_1}{2} \cdot z_1 + \frac{N_1 + Q_p}{2} \cdot z_2 \right] \quad (4)$$

Onde:

A = área da estaca (m^2)

E_c = módulo de elasticidade do material da estaca (MPa)

Q = carga no topo da estaca (kN)

Q_p = carga na ponta da estaca (kN)

z_i = profundidade da camada (m)

N_z = carga transferida do topo na profundidade z (kN)

2.3.4 Ensaios Laboratoriais

2.3.4.1 Ensaio de Limite de Plasticidade

O limite de plasticidade é tido como o teor de umidade em que o solo deixa de ser plástico e passa a ficar quebradiço.

2.3.4.2 Ensaio de Limite de Liquidez

Este ensaio é definido como a umidade abaixo da qual o solo se comporta como material plástico.

2.3.4.3 Compactação (Proctor Normal)

É um dos mais importantes procedimentos de estudo e controle de qualidade de aterros de solo compactado. Através dele é possível obter a densidade máxima do maciço terroso.

2.3.5 Correlações com o SPT

2.3.5.1 Coesão

Para a estimativa do valor de coesão não drenada (C_u) Cintra (2003) sugere a seguinte correlação com o índice de resistência à penetração (N) do SPT:

$$C_u = 10 \times N \quad (5)$$

Onde:

C_u : coesão não drenada (KPa)

N: índice SPT

Assim, como foi considerada a profundidade de 2 metros para a sapata, o índice SPT é 16. Logo a Coesão é 160 KN/m³.

2.3.5.2 Ângulo de Atrito

Teixeira (1996) sugere a seguinte correlação com o índice de resistência à penetração (N) do SPT:

$$\phi = \sqrt{20N} + 15^\circ \quad (6)$$

Onde:

ϕ : ângulo de atrito (graus)

N: índice SPT

Logo o ângulo de atrito é 32, 89°.

2.3.5.3 Pressão Admissível

Teixeira e Godoy (1996) sugerem a seguinte correlação com o índice de resistência à penetração (N) do SPT:

$$p = \frac{N}{5} \quad (7)$$

Onde:

p: pressão admissível (Kg/cm²)

N: índice SPT

Logo a pressão admissível 3,20 Kg/cm².

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 Ensaios Laboratoriais

Os ensaios foram realizados no laboratório do curso de Engenharia Civil da Universidade Regional Integrada do Alto Uruguai e das Missões (URI), Campus Santo Ângelo. Os resultados são apresentados nas tabelas 1 e 2.

Tabela 1. Resultados do Ensaio dos Limites de Atterberg

Ensaio	Resultado (%)
Limite de Liquidez	56
Limite de Plasticidade	36,18
Índice de Plasticidade	19,82

Tabela 2. Resultados do Ensaio de Compactação

Ensaio	Resultado	Unidade
D máx	1,360	Kg/dm ³
Umidade	28,8	%

3.2 Estacas Escavadas de Concreto Armado

A figura 4 apresenta o pórtico espacial da estrutura em estudo.

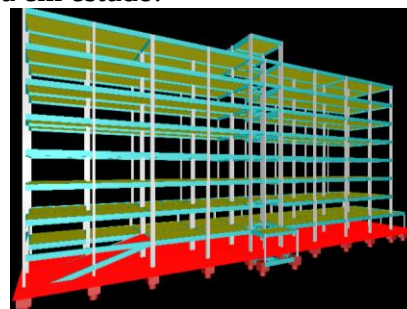


Figura 4. Visualização 3D do pórtico espacial do Eberick com os blocos de coroamento

Como o Eberick não dimensiona estacas, as mesmas foram dimensionadas manualmente pelo Método de Aoki e Velloso (1975). A tabela 3 apresenta a planilha de dimensionamento.

A estaca apresentada na tabela 3 tem capacidade de carga de 42,5 ton com 9 metros de profundidade.

Tabela 3. Dimensionamento da estaca 1

Estaca	Escavada sem lama	F1	3,00
Diâm.	50,0 (cm)	F2	6,00
Área	1963,5 (cm²)		
Perímetro	157,1 (cm)		

Aoki-Velloso (1975)											
Camada	Profundidade (m)	II	Solo	α	K	ΔI	ri	RI	Atrito	Ponta	Admissível
				(N)	(kgf/cm²)	(cm)	(kgf/cm²)	(kgf)	(kgf/cm²)	(kgf)	(kgf)
1	0,0 - 1,0	13	Argila silto-arenosa	3,00	3,30	100	0,21	3369,4	3369,4	42,9	28078,0
2	1,0 - 2,0	13	Argila silto-arenosa	3,00	3,30	100	0,21	3369,4	6738,7	42,9	28078,0
3	2,0 - 3,0	8	Argila silto-arenosa	3,00	3,30	100	0,13	2073,5	8812,2	26,4	17278,8
4	3,0 - 4,0	11	Argila silto-arenosa	3,00	3,30	100	0,18	2851,0	11663,2	36,3	23758,3
5	4,0 - 5,0	23	Argila silto-arenosa	3,00	3,30	100	0,38	5961,2	17624,5	75,9	49675,4
6	5,0 - 6,0	26	Argila silto-arenosa	3,00	3,30	100	0,43	6738,7	24363,1	85,8	56156,0
7	6,0 - 7,0	18	Argila arenosa	2,40	3,50	100	0,25	3958,4	28321,5	63,0	41233,4
8	7,0 - 8,0	18	Argila arenosa	2,40	3,50	100	0,25	3958,4	32279,9	63,0	41233,4
9	8,0 - 9,0	21	Argila arenosa	2,40	3,50	100	0,29	4618,1	36898,0	73,5	46105,6
10	9,0 - 10,0	26	Argila arenosa	2,40	3,50	100	0,35	5717,7	42815,7	91,0	59559,4
11	10,0 - 11,0	32	Argila arenosa	2,40	3,50	100	0,45	7037,2	49652,9	112,0	73303,8
12	11,0 - 12,0	25	Argila arenosa	2,40	3,50	100	0,35	5497,8	55150,7	87,5	57268,6
13	12,0 - 13,0	27	Argila arenosa	2,40	3,50	100	0,38	5937,6	61088,3	94,5	61850,1
14	13,0 - 14,0	34	Argila arenosa	2,40	3,50	100	0,48	7477,0	68565,3	119,0	77885,3
15	14,0 - 15,0	31	Argila arenosa	2,40	3,50	100	0,43	6617,3	75382,5	109,5	71013,1
16	15,0 - 16,0	17	Argila arenosa	2,40	3,50	100	0,24	3738,5	79121,0	59,5	38942,7
17	16,0 - 17,0	35	Argila arenosa	2,40	3,50	100	0,49	7696,9	86817,9	122,5	80176,1
18	17,0 - 18,0	23	Argila arenosa	2,40	3,50	100	0,32	5058,0	81875,9	80,5	52687,1
19	18,0 - 19,0	38	Argila arenosa	2,40	3,50	100	0,53	8356,6	100232,5	133,0	87046,3
20	19,0 - 20,0	68	Argila arenosa	2,40	3,50	100	0,84	13194,1	113427,2	210,0	137444,7

NOME	CARGA	UNID
PILAR P1	39000	Kgf

Após o dimensionamento das estacas escavadas, calculou-se os recalques admissíveis em cada estaca na profundidade de 9 metros, usando a Planilha de Recalque Admissível pelo Método de Aoki, apresentados na figura 5 e 6.

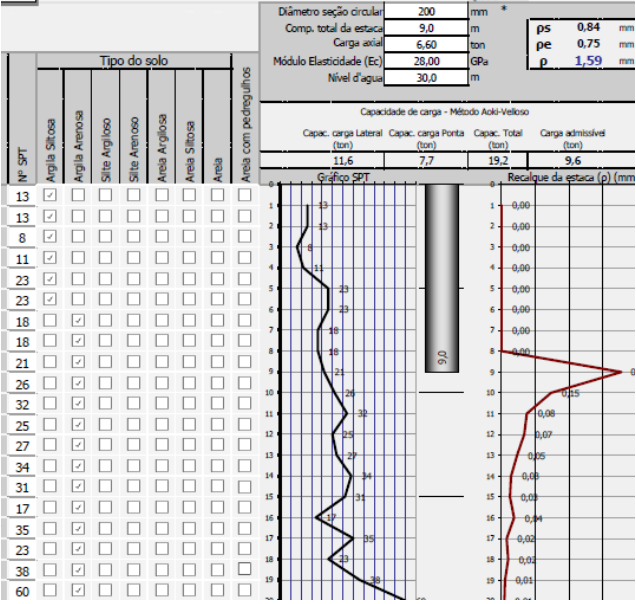


Figura 5. Recalque Admissível da Estaca 26 (SITE ENGENHARIA 2014)

A tabela 4 apresenta os resultados completos de todas as estacas escavadas.

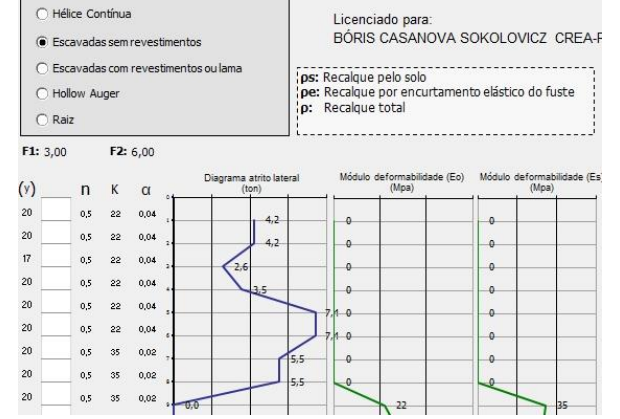


Figura 6. Diagrama de atrito lateral da estaca P4 (SITE ENGENHARIA 2014)

Tabela 4. Cargas, diâmetros e recalques das estacas

Nº do pilar	Carga (Kgf)	Nº de estacas por bloco (unidades)	Diâm. estaca (cm)	Recalque pelo solo (ps) (mm)	Recalque pelo encurtamento elástico do fuste (pe) (mm)	Recalque total (p) (mm)
1	39000	1	50	9,26	0,53	9,79
2	41700	1	60	7,40	0,44	7,84
4	6600	1	20	0,84	0,75	1,59
5	64300	1	70	14,02	0,38	14,40
6	102600	1	90	20,27	0,29	20,56
7	97600	1	90	19,00	0,29	19,29
8	96900	1	90	18,82	0,29	19,11
9	85700	1	80	18,21	0,33	18,54
10	58000	1	70	11,70	0,38	12,08
11	81200	1	80	16,89	0,33	17,22
12	96500	1	90	18,71	0,29	19,00
13	92800	1	90	17,74	0,29	18,03
14	98400	1	90	19,20	0,29	19,49
15	49800	1	60	11,20	0,44	11,64
17	10800	1	20	1,36	1,23	2,59
18	102800	1	90	20,32	0,29	20,61
19	203600	2	90	20,07	0,29	20,36
20	186700	2	90	17,88	0,29	18,17
21	188200	2	90	18,08	0,29	18,37
22	222700	4	60	13,66	0,44	14,10
23	203600	4	60	11,68	0,44	12,12
24	189400	4	60	10,11	0,44	10,55
25	189800	4	60	10,16	0,44	10,60
26	210300	4	60	12,39	0,44	12,83
27	89000	1	80	19,14	0,33	19,47
39	6900	1	20	0,87	0,78	1,65
40	48400	1	60	10,59	0,44	11,03
41	84700	1	80	17,92	0,33	18,25
42	83200	1	80	17,48	0,33	17,81
43	88500	1	80	19,00	0,33	19,33
44	60200	1	70	12,53	0,38	12,91
45	60000	1	70	12,45	0,38	12,83
46	88500	1	80	19,00	0,33	19,33
47	84900	1	80	17,98	0,33	18,31
48	88700	1	80	19,06	0,33	19,39
49	49000	1	60	10,85	0,44	11,29

Observa-se através da tabela 4 que os recalques encontrados não foram muito significativos.

3.3 Microestacas de Concreto Armado

A estrutura proposta também teve suas fundações dimensionadas por microestacas, com o objetivo de verificar a viabilidade e o efeito do grupo de estacas. A tabela 5 apresenta o dimensionamento. A microestaca de 25cm tem capacidade de carga de 15,24 ton com 9 metros de profundidade.

Tabela 5. Dimensionamento da microestaca

Estaca	Escavada sem lama	F1	3,00
Diâm.	25,0 (cm)	F2	6,00
Área	490,9 (cm²)		
Perímetro	78,5 (cm)		

Aoki-Velloso (1975)											
Camada	Profundidade (m)	N	Solo	α	K (kgf/cm³)	Δl (cm)	rl (kgf/cm²)	RI (kgf)	RI (kgf)	qc (kgf/cm²)	Sp (kgf)
1	0,0 - 1,0	13	Argila silto-arenosa	3,00	3,30	100	0,21	1684,7	1684,7	42,9	7019,5
2	1,0 - 2,0	13	Argila silto-arenosa	3,00	3,30	100	0,21	1684,7	3369,4	42,9	10388,9
3	2,0 - 3,0	8	Argila silto-arenosa	3,00	3,30	100	0,13	1036,7	4406,1	26,4	4319,7
4	3,0 - 4,0	11	Argila silto-arenosa	3,00	3,30	100	0,18	1425,5	5831,6	36,3	5839,6
5	4,0 - 5,0	23	Argila silto-arenosa	3,00	3,30	100	0,38	2580,6	8812,2	75,9	12415,1
6	5,0 - 6,0	26	Argila silto-arenosa	3,00	3,30	100	0,43	3369,4	12181,5	85,8	14039,0
7	6,0 - 7,0	18	Argila arenosa	2,40	3,50	100	0,25	1979,2	14160,7	63,0	10308,4
8	7,0 - 8,0	16	Argila arenosa	2,40	3,50	100	0,25	1979,2	16139,9	63,0	10308,4
9	8,0 - 9,0	21	Argila arenosa	2,40	3,50	100	0,29	2399,1	19449,0	73,5	12026,4
10	9,0 - 10,0	26	Argila arenosa	2,40	3,50	100	0,36	2858,8	21307,9	91,0	14889,8
11	10,0 - 11,0	32	Argila arenosa	2,40	3,50	100	0,45	3518,6	24826,4	112,0	18326,0
12	11,0 - 12,0	25	Argila arenosa	2,40	3,50	100	0,35	2748,9	27575,3	87,5	14317,2
13	12,0 - 13,0	27	Argila arenosa	2,40	3,50	100	0,38	2968,8	30541,1	94,5	15462,5
14	13,0 - 14,0	34	Argila arenosa	2,40	3,50	100	0,48	3738,5	34282,6	115,0	19471,3
15	14,0 - 15,0	31	Argila arenosa	2,40	3,50	100	0,43	3408,6	37691,3	108,5	17753,3
16	15,0 - 16,0	17	Argila arenosa	2,40	3,50	100	0,24	1869,2	39560,5	59,5	9735,7
17	16,0 - 17,0	35	Argila arenosa	2,40	3,50	100	0,49	3848,5	43499,0	122,5	20044,0
18	17,0 - 18,0	23	Argila arenosa	2,40	3,50	100	0,32	2529,9	45937,9	80,5	13171,8
19	18,0 - 19,0	38	Argila arenosa	2,40	3,50	100	0,53	4178,3	50116,3	133,0	21621,1
20	19,0 - 20,0	60	Argila arenosa	2,40	3,50	100	0,84	6597,3	56713,6	210,0	34361,2

Nome	Carga	Unid.
PILAR P49	49000	Kgf

A tabela 5 apresenta a planilha de dimensionamento para a microestaca de diâmetro 25 cm. Foi inserida apenas uma planilha, pois para os 49 pilares o diâmetro da estaca é o mesmo, alterando somente o número de estacas por bloco.

As figuras 7 e 8 apresentam a planilha do dimensionamento dos recalques pelo Método de Aoki, para as microestacas.

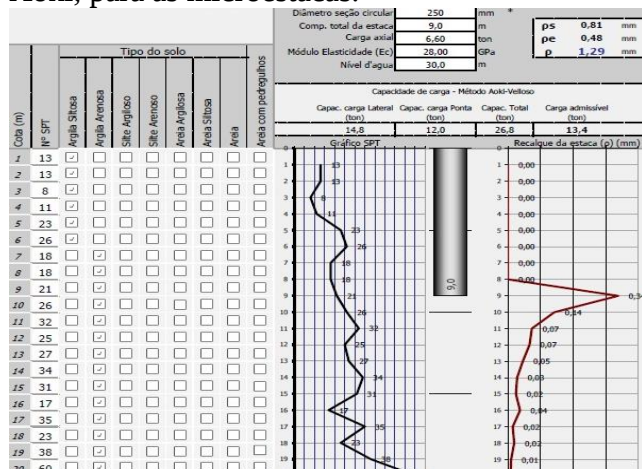


Figura 7. Recalque Admissível da Microestaca (SITE ENGENHARIA 2014)

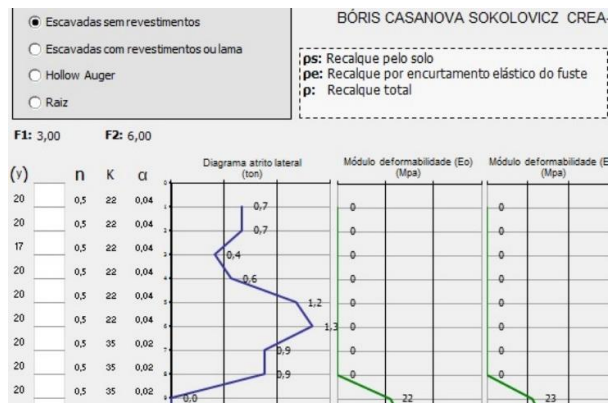


Figura 8. Diagrama de atrito lateral da estaca P4 (SITE ENGENHARIA 2014)

A tabela 6 apresenta a carga, recalque e o número de estacas por blocos com microestacas de diâmetro 25 cm.

Tabela 6. Número de microestacas por blocos e recalques

Nº do pilar	Carga Total (Kgf)	Nº de estacas por bloco (unidades)	Carga por estaca (Kgf)	Diâm. da estaca (cm)	Recalque por estaca		
					Recalque pelo solo (ps) (mm)	Recalque pelo encurtamento elástico do fuste (pe) (mm)	Recalque total (p) (mm)
1	39000	3	13000	25	1,58	0,95	2,53
2	41700	3	13900	25	1,69	1,01	2,70
4	6600	1	6600	25	0,81	0,48	1,29
5	64300	5	12860	25	1,56	0,94	2,50
6	102600	7	14657,14	25	2,01	1,05	3,06
7	97600	7	13942,85	25	1,69	1,01	2,70
8	96900	7	13842,85	25	1,68	1,01	2,69
9	85700	6	14283,33	25	1,73	1,04	2,77
10	58000	4	14500	25	1,82	1,05	2,87
11	81200	6	13533,33	25	1,64	0,98	2,62
12	96500	7	13785,71	25	1,67	1,00	2,67
13	92800	7	13257,14	25	1,61	0,96	2,57
14	98400	7	14057,14	25	1,71	1,02	2,73
15	49800	4	12450	25	1,52	0,91	2,43
17	10800	1	10800	25	1,32	0,79	2,11
18	102800	7	14685,71	25	2,04	1,05	3,09
19	203600	14	14542,85	25	1,87	1,05	2,92
20	186700	13	14361,53	25	1,74	1,04	2,78
21	188200	13	14476,92	25	1,79	1,05	2,84
22	222700	16	13918,75	25	1,69	1,01	2,70
23	203600	14	14542,85	25	1,87	1,05	2,92
24	189400	13	14569,23	25	1,9	1,05	2,95
25	189800	13	14600	25	1,95	1,05	3,00
26	210300	15	14020	25	1,7	1,02	2,72
27	89000	7	12714,28	25	1,55	0,92	2,47
39	6900	1	6900	25	0,85	0,50	1,35
40	48400	4	12100	25	1,47	0,88	2,35
41	84700	6	14116,66	25	1,71	1,03	2,74
42	83200	6	13866,66	25	1,68	1,01	2,69
43	88500	6	14750	25	2,13	1,05	3,18
44	60200	5	12040	25	1,47	0,88	2,35
45	60000	5	12000	25	1,46	0,87	2,33
46	88500	6	14750	25	2,13	1,05	3,18
47	84900	6	14150	25	1,72	1,03	2,75
48	88700	6	14783,33	25	2,16	1,05	3,21
49	49000	4	12250	25	1,49	0,89	2,38

Comparando-se as tabelas 4 e 6 observa-se que os recalques obtidos com as microestacas foram na ordem de dez vezes menores que os recalques com estacas. Esse comportamento era esperado em função do efeito do grupo de estacas, pois existe uma maior superfície de contato solo-estacas e para haver o recalque, todas estacas devem recalcar simultaneamente, o que é mais difícil de ocorrer. Nesse contexto, o bloco de fundação tem fundamental importância para absorver os momentos fletores dos pilares e transmitir os esforços axiais para as estacas. Como o bloco, não haverá recalque diferencial, ou seja, pois, o bloco não permite a recalque diferencial. Outro ponto relevante é que a base do bloco funciona também como fundação superficial, gerando mais segurança a fundação.

4 CONCLUSÕES

Após as análises, verificou-se a importância de realizar a prospecção detalhada do subsolo, pois assim o projetista terá mais informações para avaliar adequadamente o desempenho das fundações.

O ensaio SPT é um ensaio preliminar e de fundamental importância para o correto dimensionamento das fundações. Esse ensaio deve ser representativo do solo, adotando o resultado pior de todos os furos prospectados.

Observou-se que com a utilização de estacas escavadas, o número de estacas foi menor, facilitando a executando e apresentando recalques totais dentro dos admissíveis. Caso a haja a disponibilidade de acesso de caminhões no interior da obra, é uma alternativa viável.

Quando se analisou as microestacas, as mesmas apresentaram excelentes resultados em relação aos recalques, visto que a parcela de atrito lateral é bastante significativa. A desvantagem da microestaca em relação à estaca escavada mecanicamente com equipamento pesado é a morosidade.

Conclui-se que o presente trabalho foi significativo na comparação de dois sistemas de estaqueamento e visa contribuir com futuras pesquisas.

REFERÊNCIAS

- Alonso. U. R. Exercícios de Fundações, São Paulo: Blucher, 2011.
- Alonso. U. R. Previsão e Controle das Fundações, São Paulo: Blucher, 1998.
- Alonso. U. R – Dimensionamento de Fundações Profundas. São Paulo: Blucher, 2013.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6118: Projeto de estrutura de concreto. Rio de Janeiro, 2014.
- _____. NBR 6122: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2010.
- _____. NBR 6484: Solos – Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2001.
- Blévy, J.;Frémy, R.(1967). *Semelles sur pieux. Annales d'institu Technique du Bâtiment et des Travaux Publics*, Paris, v.20, n.230, p. 223-295,fev.
- Cânovas, M.F. Patologia e Terapêutica do Concreto Armado. São Paulo: PINI 1988.
- Chameki, S. (1954). Consideração da Rigidez da Estrutura no Cálculo dos Recalques da Fundação, separata dos Anais do I Congresso Brasileiro de Mecânica dos solos – v.1, Porto Alegre, RS, PP.35-80.
- Colares, G. M. (2006), Programa para Análise da Interação Solo-Estrutura no Projeto de Estruturas. 83p. Dissertação (mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.
- Costa Nunes, A.J. Curso de Mecânica dos solos e Fundações. Editora globo, 1956.
- Dantas Neto, S.A. Fundações e obras de contenção. Fortaleza, 2008. 134 p. Notas de aula da disciplina Fundações e Obras de Contenção – Curso de Engenharia Civil/UFC.
- Gusmão Filho, J.A. História da geotécnica no Nordeste. In: Gusmão, A.D.; Gusmão Filho, J.A.; Oliveira, J.T.R.; Maia, G.B. (Org.). Geotecnia no Nordeste. Recife: UFPE, 2005. p. 29-57.
- Helene P.R. Manual para Reparo, Reforço e Proteção de Estruturas de Concreto (2ª Edição ed.) São Paulo: PINI, 1992.
- Mautoni, M. (1972). Bloco sobre dois apoios. São Paulo, Grêmio Politécnico.
- Milititsky, J., Consoli, N.C. e Schnaid, F. Patologia das Fundações. São Paulo: Oficina de Texto, 2005.
- Souza, Luiz Antônio Pereira de et al. Associação Brasileira de Geologia de Engenharia – ABGE. São Paulo: Oficina de textos, 1998.p.163-196
- Vargas, M. História das fundações: história da engenharia de fundações no Brasil. In: Hachich, W.; Falconi, F.F.; Saes, J.L.; Frota, R.G.Q.; Carvalho, C.S.; Niyama, S. (Org.). Fundações: teoria e prática. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. p. 34-50.
- Velloso, D.A. Lopes, F.R. Fundações, São Paulo: Oficina de Textos, 2004.