

Análise comparativa de projeto e execução de estacas escavadas, tubulões a céu aberto e sapatas em solos argilosos

Henrique José Gomes de Castro

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

Bóris Casanova Sokolovicz

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

RESUMO: A Interação Solo Estrutura (ISE) é de grande importância para prever o comportamento e escolha das fundações. Foi realizado um estudo de caso para uma edificação de quatro 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, onde foi alterado o tipo de fundação. Através do ensaio *Standard Penetration Test* (SPT) e ensaios laboratoriais do solo (limite de liquidez, limite de plasticidade e compactação normal) no laboratório de solos da Universidade Regional Integrada do Alto Uruguai e das Missões (URI Santo Ângelo), foram dimensionadas manualmente as estacas escavadas através do Método de Aoki-Velloso (1975). Para as estacas escavadas, o recalque foi determinado pelo Método de Aoki, sendo que foram utilizadas apenas uma estaca por bloco. Os recalques admissíveis de cada sapata e cada tubulão pelo método de Schmertmann. Observou-se que para as três soluções de fundações propostas, a maior concentração dos momentos fletores, esforços cortantes e deslocamentos foram verificadas onde foi necessária a utilização de vigas de transição para não trabalhar com um número excessivo de pilares na garagem. No caso das sapatas os momentos mais elevados ficaram na sapata que irá absorver a carga do pilar nessa zona de viga de transição. Os resultados demonstraram que as sapatas apresentaram um recalque médio de 8 mm e a sapata mais carregada de 26 mm. As estacas escavadas atingiram a profundidade de 7 metros de acordo com o ensaio SPT e o recalque médio foi de 25 mm e o maior recalque foi de 48 mm. Já para os tubulões o recalque médio foi de 0,30 mm e o recalque máximo foi de 2,20 mm, onde foi adotada a profundidade dos tubulões de 8 metros. O resultado mostrou que os três sistemas de fundações foram viáveis, e o de execução mais simples foi com estacas escavadas. Conclui-se então que a estaca escavada com blocos de coroamento foi a alternativa mais viável para o presente estudo.

PALAVRAS-CHAVE: Sapatas isoladas em concreto armado, estaca escavada, recalque

1 INTRODUÇÃO

De acordo com Velloso (2011) a fundação é o elemento estrutural com a função de transmitir ao terreno, a carga da edificação. É evidente a sua importância, indispensável para qualquer tipo de obra de engenharia. É de grande responsabilidade pela garantia das condições de estabilidade e a conservação da estética. Na escolha do tipo de fundação deve ser levado em consideração, além das características próprias

do terreno, o cálculo das cargas atuantes sobre a fundação, o aspecto econômico e possibilidade de excesso de vibração aos terrenos vizinhos, causando danos às edificações próximas.

Mattos (2001) afirma que a segurança à ruptura do elemento de fundação como peça estrutural é perfeitamente compreensível, devendo suportar ainda os eventuais esforços executivos, como também a possível agressividade do meio em que se encontra. No que se refere ao terreno de fundação, o segundo

requisito de limitação das deformações, tem influência preponderante. Como todos os materiais se deformam sob ação de cargas quaisquer, todas as fundações também apresentarão deformações, cujos valores dependerão da grandeza e forma de aplicação dos esforços, como da constituição e características dos terrenos localizados abaixo da cota de fundação.

Velloso (2011) destaca que as fundações são classificadas em superficiais (diretas ou rasas) e profundas. As superficiais são aquelas em que a carga é transmitida ao terreno, predominantemente pelas pressões distribuídas sob a base da fundação, sendo que, para sua construção não serão necessárias cotas profundas do solo, tais como radier, sapatas e blocos. As profundas caracterizam-se por transmitirem os esforços as camadas mais profundas do terreno para resistirem às cargas necessárias, tais como estacas, tubulões e caixões.

As estruturas devem ser projetadas, construídas e operadas de tal forma que, sob as condições ambientais esperadas, elas mantenham sua segurança, funcionalidade e a aparência aceitável durante um período de tempo, implícito ou explícito, sem requerer altos custos imprevistos para manutenção e reparo (SOUZA e RIPPER, 1998).

Segundo Mattos (2001), são quatro os requisitos básicos a serem satisfeitos por uma fundação: apresentar segurança à ruptura suficiente, seja do terreno sobre o qual se apoia a superestrutura, como também do material que constitui o elemento de fundação; conduzir a valores de deformações (recalques ou mesmo deslocamentos horizontais) compatíveis à superestrutura projetada; não oferecer riscos de segurança às fundações de estruturas vizinhas; atender aos aspectos econômicos.

Mattos (2001) destaca que a escolha, detalhamento e execução de uma fundação exigirá o conhecimento, em cada caso, de certo número de informações como a seguir relacionadas:

a) Características gerais da construção a executar, envolvendo não somente os valores e forma de atuação das cargas, como ainda sua

finalidade e limites máximos das deformações compatíveis em cada caso;

b) Características gerais do terreno local, cuja constituição básica e condições de limites de resistência, deformabilidade, permeabilidade e trabalhabilidade, serão obtidas através de estudos geológicos e geomecânicos;

c) Levantamento topográfico, plani-altimétrico e cadastral;

d) Estudos hidrológicos, em particular se tratando de fundações de pontes, barragens e obras hidráulicas em geral;

e) Características gerais das construções vizinhas, compreendendo estado de conservação, estimativa das cargas aplicadas e solução da fundação empregada;

f) Disponibilidade de mão-de-obra, materiais e equipamentos, inclusive suas condições de acesso ao local da obra.

2 MATERIAIS E METODOLOGIA

2.1 Projeto Arquitetônico

O projeto trata-se de uma edificação de quatro pavimentos, exclusivamente residencial, sendo apresentado nas figuras 1, 2, e 3. O prédio apresenta garagem no subsolo, um pavimento térreo e dois pavimentos tipo.

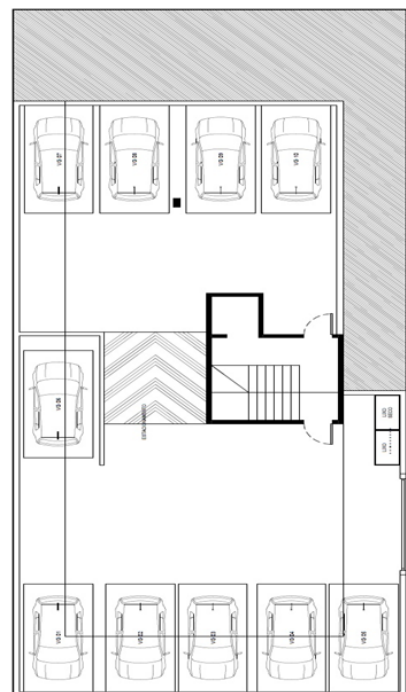


Figura 1. Planta Baixa Garagem

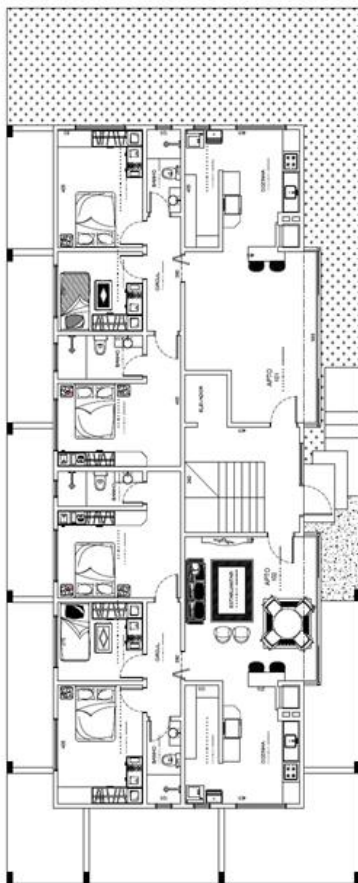


Figura 2. Planta Baixa Térreo

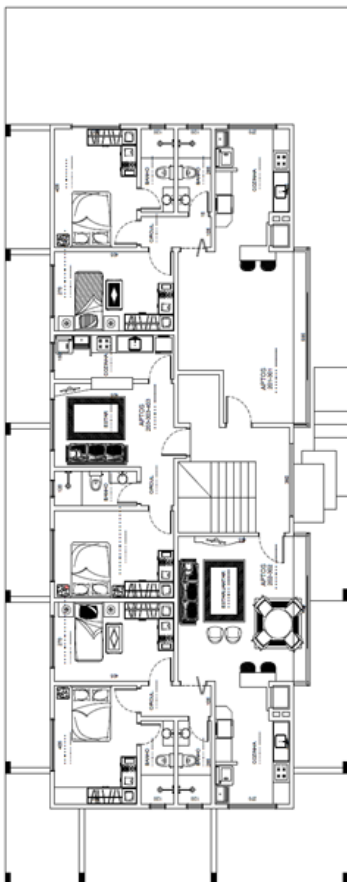


Figura 3. Planta Baixa 2º Pavimento

2.2 Projeto Estrutural

O sistema estrutural adotado foi em concreto armado, desenvolvido no software Eberick V9, visto que a edificação apresenta dois pavimentos na divisa e três pavimentos com recuo de 1,50 metros, necessitando assim de vigas de A referida edificação apresenta estrutura do tipo concreto armado onde foram simulados três tipos de fundações, sendo elas as sapatas isoladas de concreto, estacas escavadas sem lama com blocos de coroamento e tubulões a céu aberto. Não entra no mérito do presente trabalho os aspectos relativos ao dimensionamento estrutural da edificação.

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 4.

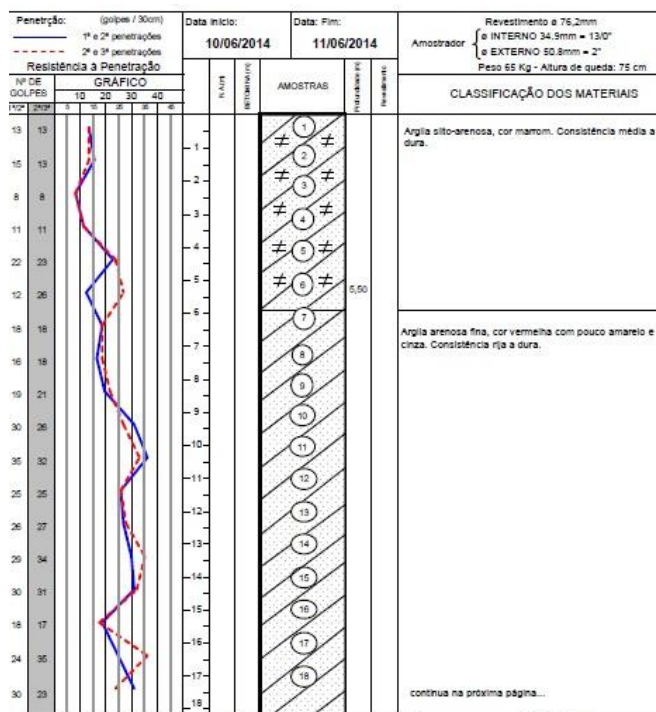


Figura 4. Resultado do Ensaio SPT (FENIX SONDAGENS (2013))

Com base no SPT, para as fundações superficiais do tipo sapata adotou-se a

profundidade de 2 metros, pois a condição para uma fundação ser superficial é ter a profundidade menor ou igual a duas vezes sua maior dimensão em planta.

Já para as estacas escavadas e tubulões foram adotadas a profundidade de 7 metros, também com base no SPT.

2.3.2 Dimensionamento das Sapatas Isoladas

As sapatas foram dimensionadas pelo software Eberick V9.

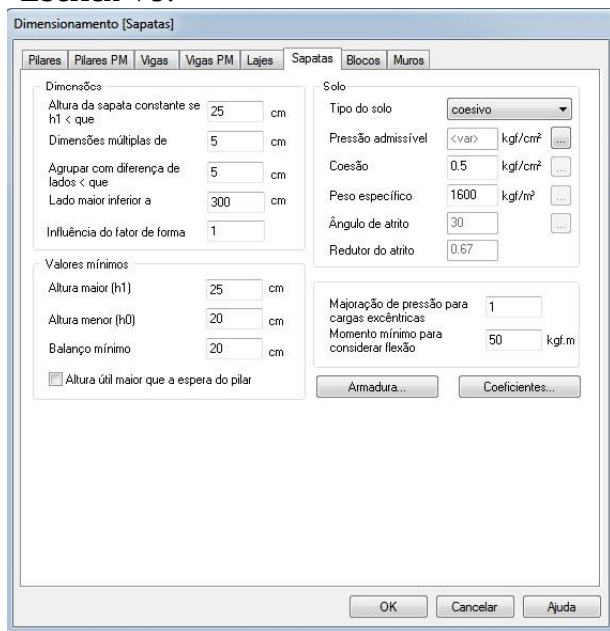


Figura 5. Caixa de diálogo do Eberick - Sapatas

2.3.3 Método de Aoki-Velloso (1975) para Fundações Profundas

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 com resultados 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 de comportamento entre a estaca e o ensaio de cone.

P = perímetro da estaca

2.3.4 Recalque pelo Método de Schmertmann

O recalque em sapatas rígidas é dado pela integração das deformações.

$$\rho_i = \int_{z=0}^{\infty} \varepsilon_z dz \quad \rho_i = \sigma * \int_0^{2B} \frac{I_z}{E_s} dz \quad (4)$$

Substituindo-se essa integral por um somatório de recalques de n camadas consideradas homogêneas, na profundidade de 0 a $2B$, e incluindo os efeitos do embutimento e do tempo, tem-se:

$$\rho_i = C_1 C_2 \sigma * \sum_{i=1}^n \left(\frac{I_z}{E_s} \Delta z \right)_i \quad (5)$$

Onde:

I_z : fator de influência na deformação a meia altura da i -ésima camada.

E_s : módulo de deformabilidade da i -ésima camada.

Δz : espessura da i -ésima camada.

2.3.5 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:

$$s_e = \frac{1}{A \cdot E_c} \left[\frac{Q - N_1}{2} \cdot z_1 + \frac{N_1 + Q_p}{2} \cdot z_2 \right] \quad (6)$$

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)

2.3.6 Ensaios Laboratoriais

2.3.6.1 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.

2.3.6.2 Ensaio de Limite de Liquidez

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

2.3.6.3 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 e a umidade ótima.

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 Sapatas Isoladas de Concreto Armado

A figura 6 apresenta o pórtico espacial da estrutura com as sapatas.

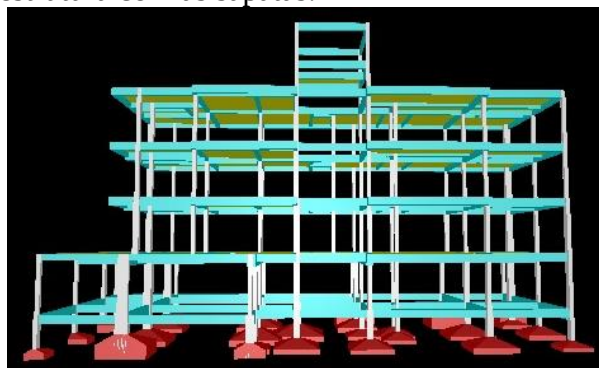


Figura 6. Pórtico Espacial do Eberick

A figura 7 mostra a distribuição das sapatas.

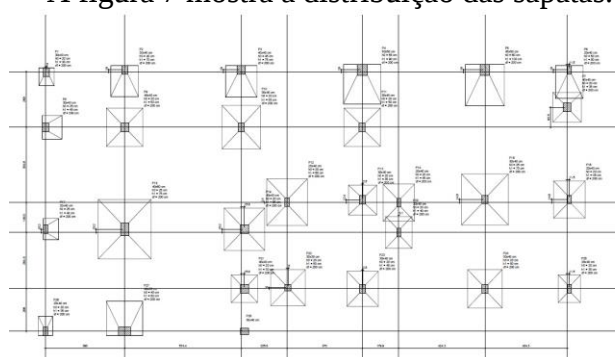


Figura 7. Posicionamento das sapatas gerados pelo Eberick

Após o dimensionamento das sapatas, calculou-se os recalques admissíveis em cada sapata na profundidade de 2 metros, usando a Planilha de Recalque Admissível pelo Método de Schmertmann, conforme a figura 8.

Planilha cálculo recalque admissível - Método - Schmertmann

10/11/2014 16:27

Edificação

Cliente/emp

BORIS CASANOVA SOKOLOVICZ CREA-RS:140459

Licença

Forma da base

☐ Circular ☒ Retangular ☐ Quadrada

Lado maior

2,05 m

Lado menor

1,90 m

Lado ou diâmetro

2,50 m

Tensão admissível

1,92 Kg/cm²

Sondagem

Cota (m)

0

1

2

3

4

11

N° SPT

13

13

8

11

Argila Silteosa

Argila Arenosa

Silte Argiloso

Silte Arenoso

Areia Argilosa

Areia Silteosa

Areia com pedregulhos

Nível d'água

30,00 m

Altura da fundação

2,00 m

Valor tempo

20,00 anos

Carga vertical

74,60 tf

Recalque por tempo

Imediato (mm)

23,14

15,85

Figura 8. Recalque Admissível da Sapata 10

As sapatas necessitam de uma rigidez maior que as estacas escavadas, por serem uma fundação do tipo superficial. Analisando a tabela 3, observa-se que as dimensões dos pilares aumentam de maneira significativa, para

conseguir fazer o travamento da estrutura, tornando as cargas dos pilares maiores.

Para as sapatas de divisa, onde os esforços são transmitidos através da biela de compressão, a seção do pilar aumenta, visto que uma face não apresenta função estrutural.

Observa-se através da tabela 3 que os recalques encontrados não foram muito significativos. Somente as sapatas 10, 12, 15, 18, 23 e 24 apresentaram recalques superiores a 20 mm. Nenhuma sapata obteve recalques acima de 50 mm, situação esta em que se torna necessária rever o lançamento da estrutura e a possibilidade de alterar os tipos de fundação.

Tabela 3. Cargas e recalques das Sapatas

Sapata	Seção Pilar	Carga (t)	Dimensões (cm)		Recalque Imediato (mm)	Recalque para 20 anos (mm)
			Base	Largura		
1	30x40	6,9	85	75	2,54	3,71
2	30x40	22,7	145	135	5,30	7,74
3	40x40	26,6	150	155	5,54	8,08
4	50x50	39,7	185	185	0,62	0,90
5	45x50	42,6	195	190	6,37	9,31
6	20x40	24,1	155	135	5,23	7,63
7	40x40	35,1	140	140	Sem	Sem
8	30x40	11,90	95	110	3,71	5,42
9	40x40	60,8	180	180	4,05	5,91
10	30x40	74,6	205	190	15,85	23,14
11	30x40	61,00	180	180	4,08	5,96
12	20x40	84,9	200	220	16,41	23,96
13	30x40	35,1	140	140	Sem	Sem
14	20x40	49,9	155	175	13,36	19,51
15	30x40	104,5	230	240	16,87	24,63
16	20x40	48,3	155	175	12,68	18,51
17	20x40	8,5	75	100	2,81	4,10
18	40x60	139,0	260	280	17,87	26,09
19	40x40	77,00	200	200	6,86	10,02
20	20x40	36,7	130	150	0,16	0,24
21	40x40	29,3	130	130	Sem	Sem
22	30x30	53,1	170	170	2,76	4,03
23	30x40	47,9	155	165	13,74	20,07
24	30x40	56,0	170	180	13,95	20,38
25	20x40	26,6	110	130	10,51	15,35
26	20x40	6,80	70	90	2,32	3,38
27	40x60	33,0	160	180	5,78	8,44
28	30x40	11,90	125	140	0,87	1,26

3.3 Estacas Escavadas de Concreto Armado

A figura 9 apresenta o pórtico espacial da estrutura em estudo com os blocos de coroamento.

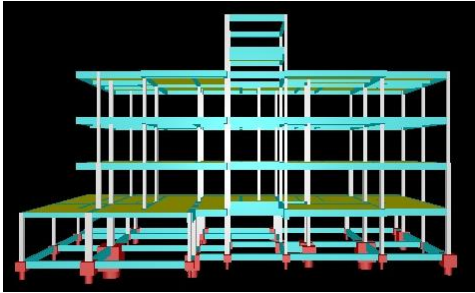


Figura 9. Visualização 3D do pórtico espacial do Eberick

Como o Eberick não dimensiona estacas, as mesmas foram dimensionadas manualmente pelo Método de Aoki e Velloso (1975). A tabela 4 apresenta a planilha de dimensionamento.

Tabela 4. Dimensionamento da estaca 1

Estaca	Escavada sem lama	F1	3,00									
Diam.	30,0 (cm)	F2	6,00									
Área	706,9 (cm²)											
Perímetro	94,2 (cm)											
Aoki-Velloso (1975)												
Camada	Profundidade (m)	N SPT	Solo	α (%)	K (kgf/cm²)	Al (cm)	ri (kgf)	ri Ri (kgf)	qc (kgf/cm²)	Rp (kgf)	Total R-Ri+Rp (kgf)	Admissível Qa=RiZ (kgf)
1	0,0 - 1,0	13	Argila silto-arenosa	3,00	3,30	100	0,21	2021,6	42,9	10108,1	12129,7	0,0
2	1,0 - 2,0	13	Argila silto-arenosa	3,00	3,30	100	0,21	2021,6	42,9	10108,1	14151,3	7075,7
3	2,0 - 3,0	8	Argila silto-arenosa	3,00	3,30	100	0,13	1244,1	5287,3	26,4	8220,4	11507,7
4	3,0 - 4,0	11	Argila silto-arenosa	3,00	3,30	100	0,18	1710,6	6997,9	36,3	8553,0	15550,9
5	4,0 - 5,0	23	Argila silto-arenosa	3,00	3,30	100	0,38	3576,7	10574,6	75,9	17683,5	28458,1
6	5,0 - 6,0	26	Argila silto-arenosa	3,00	3,30	100	0,43	4043,2	14617,8	85,8	20216,1	34834,0
7	6,0 - 7,0	18	Argila arenosa	2,40	3,50	100	0,25	2375,0	16992,9	63,0	14844,0	31836,9
8	7,0 - 8,0	18	Argila arenosa	2,40	3,50	100	0,25	2375,0	19367,9	63,0	14844,0	34211,9
9	8,0 - 9,0	21	Argila arenosa	2,40	3,50	100	0,29	2770,9	22138,8	73,5	17318,0	33458,8
9	7,0 - 8,0	21	Argila arenosa	2,40	3,50	100	0,29	2770,9	24909,7	73,5	17318,0	42227,7
11	10,0 - 11,0	32	Argila arenosa	2,40	3,50	100	0,45	4222,3	29132,0	112,0	26389,4	55521,4
12	11,0 - 12,0	25	Argila arenosa	2,40	3,50	100	0,35	3298,7	32430,7	87,5	20616,7	53047,4
13	12,0 - 13,0	27	Argila arenosa	2,40	3,50	100	0,38	3562,6	35993,2	94,5	22260,0	55265,3
14	13,0 - 14,0	34	Argila arenosa	2,40	3,50	100	0,48	4486,2	40479,4	119,0	28038,7	68518,1
15	14,0 - 15,0	31	Argila arenosa	2,40	3,50	100	0,43	4090,4	44569,8	108,5	25564,7	70134,5
16	15,0 - 16,0	17	Argila arenosa	2,40	3,50	100	0,24	2243,1	46812,9	59,5	14019,4	60832,2
17	16,0 - 17,0	35	Argila arenosa	2,40	3,50	100	0,49	4618,1	51431,0	122,5	28853,4	80294,4
18	17,0 - 18,0	23	Argila arenosa	2,40	3,50	100	0,32	3034,8	54465,8	80,5	18967,4	73433,2
19	18,0 - 19,0	38	Argila arenosa	2,40	3,50	100	0,53	5014,0	59479,8	133,0	31337,4	90817,2
20	19,0 - 20,0	30	Argila arenosa	2,40	3,50	100	0,84	7916,8	67396,6	210,0	40480,1	110876,7
NOME		CARGA	UNID									
PILAR P1		6100	Kgf									

Após o dimensionamento das estacas escavadas, calculou-se os recalques admissíveis em cada estaca na profundidade de 7 metros, usando a Planilha de Recalque Admissível pelo Método de Aoki, apresentado na figura 10.

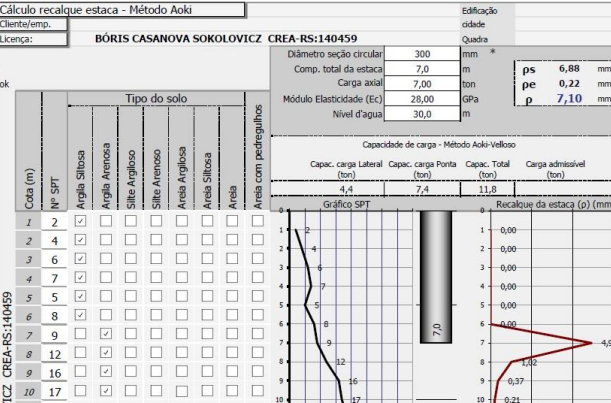


Figura 10. Recalque Admissível da Estaca 26

A tabela 5 apresenta os resultados para as estacas.

Tabela 5. Cargas, diâmetros e recalques das estacas

Estacas	Seção	Diâmetro Estaca	Carga (tl)	Recalque Imediato (mm)
	Pilar	(cm)		
1	20x40	30	6,1	5,13
2	20x40	40	24,3	24,35
3	20x40	50	25,5	21,87
4	20x40	60	36,8	26,87
5	40x45	60	46,6	32,82
6	20x25	30	10,7	12,95
7	20x40	60	35,0	25,69
8	20x20	30	9,60	11,29
9	30x30	70	56,6	34,78
10	20x30	80	72,7	38,87
11	30x30	80	60,40	33,49
12	25x30	90	83,90	40,18
13	20x30	50	33,5	27,98
14	20x25	60	41,4	29,75
15	25x40	70	104,2	44,21
16	20x25	70	48,3	30,51
17	20x20	30	9,2	10,66
18	40x50	120	137,1	47,99
19	30x50	90	79,80	38,64
20	20x30	60	40,3	29,07
21	40x55	50	34,7	28,83
22	20x30	70	52,3	32,61
23	20x30	70	48,1	30,40
24	30x30	70	57,10	35,03
25	20x30	50	28,0	23,88
26	20x25	30	7,0	6,88
27	25x40	50	33,4	27,91
28	25x40	40	20,70	21,01

Tabela 6. Cargas e recalques dos Tubulões

Tubulões	Carga (tl)	Recalque Imediato (mm)	Recalque para 20 anos (mm)
1	16,6	Sem Recalque	Sem Recalque
2	24,9	Sem Recalque	Sem Recalque
3	26,7	Sem Recalque	Sem Recalque
4	37,2	Sem Recalque	Sem Recalque
5	46,8	0,44	0,65
6	11,3	Sem Recalque	Sem Recalque
7	32,1	Sem Recalque	Sem Recalque
8	10,50	Sem Recalque	Sem Recalque
9	58,4	0,17	0,24
10	73,2	0,33	0,49
11	58,20	0,73	1,06
12	89,90	0,52	0,76
13	38,5	0,38	0,56
14	46,9	0,45	0,66
15	111,2	1,20	1,75
16	50,7	0,56	0,82
17	10,7	Sem Recalque	Sem Recalque
18	143,2	1,51	2,20
19	85,10	1,02	1,49
20	41,1	0,39	0,58
21	43,5	0,37	0,55
22	59,7	0,57	0,84
23	48,6	0,34	0,50
24	67,00	0,66	0,97
25	37,20	0,23	0,33
26	8,3	Sem Recalque	Sem Recalque
27	43,5	0,37	0,55
28	21,60	Sem Recalque	Sem Recalque

3.4 Tubulão

A figura 11 apresenta o pórtico espacial da estrutura com tubulão.

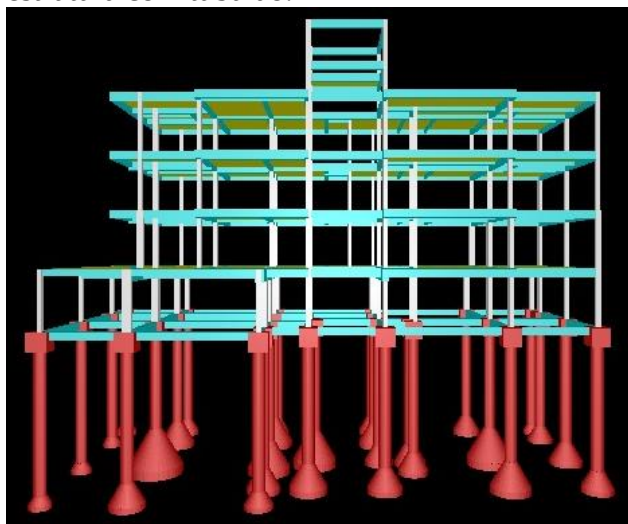


Figura 11. Visualização 3D do pórtico espacial do Eberick com os tubulões

A tabela 6 apresenta os resultados para os tubulões.

4 CONCLUSÕES

Após a análise do trabalho, fazendo uma comparação entre os três sistemas diferenciados de fundações, ficou evidente que a transmissão de esforços nas fundações mudou significativamente de um sistema para outro.

Quando a fundação utilizada foi sapata isolada de concreto armado, os pilares de arranque nas sapatas tiveram uma dimensão bem superior aos pilares quando utilizados blocos, tanto para estaca escavada como para tubulões. Esse fato atribui-se em função de que como as sapatas são fundações superficiais, o travamento da estrutura não é tão eficiente quanto as fundações profundas. Observa-se também que para as 3 soluções de fundações propostas, a maior concentração dos momentos fletores, esforços cortantes e deslocamentos foram verificadas onde foi necessária a utilização de vigas de transição para não trabalhar com um número excessivo de pilares na garagem. No caso das sapatas os momentos mais elevados ficaram na sapata que irá absorver a carga do pilar nessa zona de viga de transição.

Quando foi analisado os recalques gerados pelas sapatas pelo método Schmertmann, verificou-se que todas tiveram recalques menores que 50mm, onde a grande maioria apresentou recalques menores que 20mm. Um ponto negativo quando se utilizou sapatas é que se aumentou as dimensões das esperas dos pilares e algumas vigas baldrame tiveram dimensões mais elevadas, para assegurar o melhor travamento da estrutura.

Quando foram utilizados blocos com estacas escavadas observou-se que a estrutura ficou menos densa, fato este explicado porque os momentos fletores são absorvidas pelos blocos de fundação, transferindo apenas as cargas verticais para as estacas. Os recalques para este tipo de fundação também ficaram inferiores a 50mm, muito próximos das sapatas. Um ponto relevante da utilização das estacas escavadas é que a mesma trabalha tanto por resistência de ponta como atrito lateral, tornando assim à estaca menos suscetível a recalques por vibrações e por variações do lençol freático. Para o estudo realizado foi a que apresentou a melhor viabilidade, por seu processo de execução ser bastante rápido, não necessitando fazer escavações manuais e minimizando o risco de recalques nas edificações vizinhas.

Quando foi utilizado tubulões, observou-se que os momentos fletores, os esforços cortantes e os deslocamentos não foram significativos quando comparados com a estrutura, pois o tubulão distribui os esforços no solo apenas pela ponta. Para o presente estudo o tubulão tem um grau de dificuldade maior para executar que a estaca escavada, visto que, além da execução da estaca que deve ter um diâmetro mínimo de 60 cm, para entrada de um operador, a mesma deve ter a base alargada manualmente. Como o tubulão transmite as cargas exclusivamente de ponta aos 7 metros de profundidade, é a que apresenta o menor recalque, porém os custos de execução são superiores aos da estaca escavada. Conclui-se então que a estaca escavada com blocos de coroamento foi a alternativa mais viável para o presente estudo.

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.
- Blévyot, 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.
- 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.
- Milittsky, 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.